Revista ALCONPAT
www.revistaalconpat.org
eISSN 2007-6835
Revista de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción

Rehabilitación distorsional virtual mediante trabes compuestas y de contacto de un edificio de concreto reforzado basado en pruebas mixtas.

C. A. Torres Montes de Oca[1]*, M. A. Segovia Huitrón[2],
R. Prado González[3], A. G. Alba Campos[4]
*Autor de Contacto: ktcate2@hotmail.com; ctorresmo@ipn.mx
DOI: https://doi.org/10.21041/ra.v15i3.826

Recibido: 15/05/2025 | Correcciones recibidas: 29/06/2025 | Aceptado: 15/08/2025 | Publicado: 01/09/2025

RESUMEN

El objetivo de esta investigación es simular, por medio de modelación virtual, la recuperación de la estabilidad distorsional de un edificio de concreto reforzado mediante trabes compuestas y de contacto. El procedimiento metodológico se fundamenta en estudios previos como la auscultación patológica, extracción de núcleos de concreto, esclerometría, pruebas de vibración ambiental, mecánica de suelos y generación de modelos matemáticos. Los análisis y estudios se llevan a cabo con normatividad nacional e internacional. El modelo que representa al estado actual de la estructura fue calibrado numéricamente. Los resultados indican que al utilizar trabes con sección compuesta para el reforzamiento del sistema se obtiene mayor rigidez en la superestructura en comparación con las trabes de contacto.

Palabras clave: rehabilitación distorsional, trabes compuestas, trabes de contacto, modelación estructural; pruebas mixtas.

Citar como: Torres Montes de Oca, C. A. Segovia Huitrón, M. A., Prado González, R., Alba Campos, A. G. (2025), *"Rehabilitación distorsional virtual mediante trabes compuestas y de contacto de un edificio de concreto reforzado basado en pruebas mixtas."*, Revista ALCONPAT, 15 (3), pp. 348 – 383, DOI: https://doi.org/10.21041/ra.v15i3.826

[1] Profesor investigador en la Sección de Estudios de Posgrado e Investigación (SEPI), Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura Unidad Tecamachalco (ESIA UT), Instituto Politécnico Nacional (IPN), 53950, Naucalpan de Juárez, Estado de México, México, http://www.sepi.esiatec.ipn.mx.
[2] Egresado de maestría en la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura Unidad Tecamachalco (ESIA UT), Instituto Politécnico Nacional (IPN), 53950, Naucalpan de Juárez, Estado de México, México, http://www.esiatec.ipn.mx.
[3] Alumno de nivel maestría en la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura Unidad Tecamachalco (ESIA UT), Instituto Politécnico Nacional (IPN), 53950, Naucalpan de Juárez, Estado de México, México, http://www.esiatec.ipn.mx.
[4] Alumno de nivel licenciatura en la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura Unidad Tecamachalco (ESIA UT), Instituto Politécnico Nacional (IPN), 53950, Naucalpan de Juárez, Estado de México, México, http://www.esiatec.ipn.mx.

Contribución de cada autor
En este trabajo, C. A. Torres Montes de Oca contribuyó con el 100% de la idea original, dirección y escritura final, M. A. Segovia Huitrón contribuyó con el 50% del escrito inicial del documento, con el 75% del dibujo de figuras y 50% de modelación estructural, R. Prado González contribuyó con el 50% del escrito inicial y 25% de la modelación estructural y A. G. Alba Campos con el 25% de la generación de gráficos y 25% de modelación estructural. Los cuatro autores coordinaron el desarrollo de las pruebas y estudios preliminares en porcentajes iguales.

Licencia Creative Commons
Los derechos de autor (2025) son propiedad de los autores. Este trabajo es un artículo de acceso abierto publicado bajo los términos y condiciones de una licencia internacional Creative Commons Attribution 4.0 International License (CC BY 4.0).

© 2025 ALCONPAT Internacional

Virtual distortional rehabilitation by composite and contact beams of a reinforced concrete building based on mixed testing.

ABSTRACT

The objective of this research is to simulate, by means of virtual modeling, the recovery of the distortional stability of a reinforced concrete building by means of composite and contact beams. The methodological procedure is based on previous studies such as pathological auscultation, concrete coring, sclerometry, environmental vibration tests, soil mechanics and generation of mathematical models. The analyses and studies are carried out in accordance with national and international standards. The model representing the current state of the structure was numerically calibrated. The results indicate that by using composite section beams for the reinforcement of the system, greater stiffness is obtained in the superstructure compared to contact beams.

Keywords: distortional rehabilitation, composite beams, contact beams, structural modelling, mixed testing.

Adaptação virtual à distorção por vigas mistas e de contacto de um edifício de betão armado com base em ensaios mistos.

RESUMO

O objetivo desta investigação é simular, através de modelação virtual, a recuperação da estabilidade distorcional de um edifício de betão armado por meio de vigas mistas e de contacto. O procedimento metodológico baseia-se em estudos anteriores, tais como a auscultação patológica, a sondagem do betão, a esclerometria, os ensaios de vibração ambiental, a mecânica dos solos e a modelação matemática. As análises e os estudos são efectuados em conformidade com as normas nacionais e internacionais. O modelo que representa o estado atual da estrutura foi calibrado numericamente. Os resultados indicam que, ao utilizar vigas de secção composta para o reforço do sistema, se obtém uma maior rigidez na superestrutura em comparação com as vigas de contacto.

Palavras-chave: reabilitação distorcional, vigas compósitas, vigas de contacto, modelação estrutural, ensaios mistos.

Discusiones y correcciones posteriores a la publicación

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el segundo número del año 2026 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primer número del año 2026.

Información Legal

Revista ALCONPAT es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A. C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel. +52 1 983 419 8241, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org

Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado.

Las opiniones expresadas por los autores no necesariamente reflejan la postura del editor.

La reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación se realiza en apego al código COPE y a la licencia CC BY 4.0 de la Revista ALCONPAT.

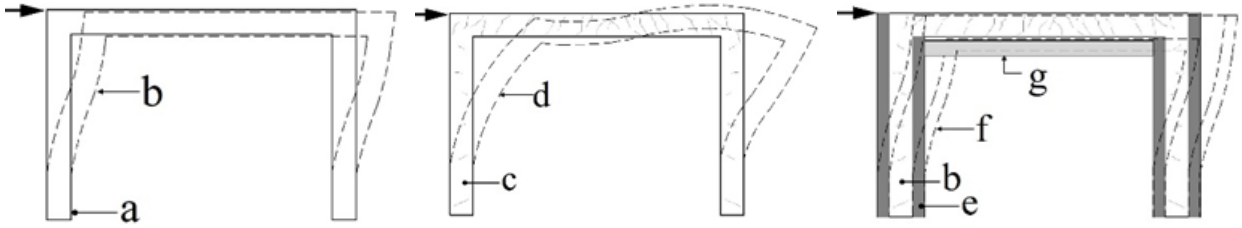
NOMENCLATURA

A_i	Área de la i-ésima sección que componen a la columna revestida.
Az	Azotea
BD	Barril Denison
Cen	Centro
CL	Campo libre
Cmax	Carga máxima
CRCE	Con resortes en cimentación con contacto entre edificios
CRSE	Con resortes en cimentación sin contacto entre edificios
CRTC	Con resortes en cimentación con trabes de contacto
CRTCM	Con resortes en cimentación con trabes compuestas
δ	Deflexiones, deformaciones o desplazamientos laterales
δv	Deflexiones o deformaciones verticales
δx	Desplazamiento lateral en dirección X
δy	Desplazamiento lateral en dirección Y
EA	Estado actual
Ec	Módulo de elasticidad del concreto
Ece	Módulo elástico teórico resultante relacionado con las pruebas esclerométricas
Ecl	Módulo elástico existente obtenido con prueba de laboratorio
Ecn	Módulo de elasticidad teórico para concreto nuevo
Ecp	Módulo de elasticidad ponderado
EΛF	Amplitud de la señal en un intervalo de frecuencia específico
Ei	Módulo elástico i-ésimo de la sección que compone a la columna revestida
EL	Elongación
ER	Espectro de respuesta
EsPot	Espectro de potencia
ESQ	Esquina
ESQNE	Esquina noreste
ESQNW	Esquina noroeste
ESQSE	Esquina sureste
ESQSW	Esquina suroeste
FAS	Funciones de transferencia
f'c	Resistencia a la compresión del concreto axial con pruebas de laboratorio
f'c es	Resistencia a la compresión obtenida con pruebas esclerométricas
fe	Frecuencia de vibración de la estructura
fy	Límite elástico del acero
γ	Distorsión de entrepiso

γL	Distorsión límite
γ x	Distorsión de entrepiso en dirección X
γ y	Distorsión de entrepiso en dirección Y
Hz	Hertz
H/V	Cociente espectral horizontal entre vertical
i	i-ésimo
ISE	Interacción Suelo Estructura
kx	Resorte de contacto en dirección X
ky	Resorte de contacto en dirección Y
kh	Resorte horizontal en cimentación
kv	Resorte vertical en cimentación
L	Losa
L(x)	Longitudinal en dirección X
M	Modo de vibrar de la estructura
n	Número de secciones que componen a la columna revestida
N	Nivel de entrepiso
NE	Noreste
P	Ubicación de pruebas de VA
PB	Planta baja
PCA	Pozo a cielo abierto
Q	Factor de ductilidad
Rot(x)	Rotación en dirección X
Rot(y)	Rotación en dirección Y
σ_{max}	Esfuerzo máximo
SM	Sondeo mixto
SPT	Prueba de Penetración Standar
SRCE	Sin resortes en cimentación con contacto entre edificios
SRSE	Sin resortes en cimentación sin contacto entre edificios
SRTC	Sin resortes en cimentación con trabes de contacto
SRTCM	Sin resortes en cimentación con trabes compuestas
SW	Suroeste
T	Trabe
Tp	Trabe principal
T(s)	Periodo de vibración de la estructura en segundos
Ts	Trabe secundaria
T(y)	Transversal en dirección Y
VA	Vibración ambiental

1. INTRODUCCIÓN

Se ha podido observar que las estructuras de concreto reforzado tienden a deteriorarse y a agrietarse con el paso del tiempo, lo cual conlleva a la pérdida de rigidez, además que su vida útil oscila alrededor de los 50 años (NTC-Concreto, 2023), no obstante, en condiciones reales no siempre se cumple esto, dada la degradación de la estructura derivada de errores constructivos por limitaciones de supervisión, pocas especificaciones de diseño y mantenimiento deficiente, incluso, la incidencia de sismos recurrentes. En la actualidad existen muchos edificios de concreto reforzado que están cumpliendo su vida útil y que han soportado excitaciones accidentales tales como eventos sísmicos, hundimientos diferenciales, entre otros, los cuales producen efectos que han contribuido a acelerar su deterioro. Para tales efectos, en edificios de concreto reforzado que se han deteriorado de manera importante, es común recurrir al reforzamiento estructural como medida correctiva, sin embargo, para llevar a cabo un diseño de reforzamiento adecuado, se debe considerar devolverle cierto grado de rigidez, lo cual es determinante para mantener los desplazamientos y distorsiones de la estructura en rangos permisibles (ver figura 1).



a) b) c)

Figura 1. Comportamiento de edificios construidos a base de marcos con y sin diafragma rígido: a) edificio en condiciones normales con diafragma rígido; b) edifico agrietado y con pérdida de diafragma rígido; c) edificio rehabilitado y con recuperación diafragma. Donde: a = estructura no deformada, b = desplazamiento de estructura donde se mantiene el diafragma rígido, c = estructura agrietada, d = deformación de estructura agrietada, e = refuerzo de columna agrietada, f = desplazamiento de estructura reforzada, g = refuerzo con trabe de acero. Nota: teoría tomada de Chopra, A. (2014) imagen modificada por los autores.

De acuerdo con la figura 1, se requiere revisar y en su caso reforzar los edificios de concreto que presenten daño o que incluso no cumplan con las normatividades locales ante la seguridad estructural pertinente. México es un país altamente sísmico que cuenta con una gran cantidad de edificios construidos con este tipo de materiales y sistemas constructivos que son vulnerables a los efectos de este fenómeno. La selección del tipo de refuerzo depende del sistema constructivo, afectación estructural, funcionalidad arquitectónica y de las características del suelo. Debido a lo anterior, se vuelve fundamental comprender el estado físico real del inmueble a reforzar, y por ello es indispensable el estudio de sus propiedades físicas y mecánicas. Aunque en la actualidad se cuenta con una gran diversidad de herramientas matemáticas, gráficas y computacionales, es necesario analizar el comportamiento estructural de cada inmueble de manera particular, ya que, aunque los sistemas constructivos sean similares y se basen en marcos formados por columnas y trabes, cada uno de éstos deberá situarse en un comportamiento singular compatible con el sitio donde se encuentra desplantado, incluso con cuerpos estructurales adyacentes. En este documento se presenta el análisis estructural de un caso real en estado de deterioro, construido con columnas y trabes de concreto reforzado.

Con la finalidad de facilitar la comprensión general y mostrar la secuencia de los estudios y propuestas de los refuerzos para rehabilitar los desplazamientos laterales y las distorsiones de entrepiso, en la figura 2 se muestra el diagrama de flujo pertinente. Este diagrama se lee de arriba hacia abajo siguiendo la dirección de las flechas continuas, donde la flecha con línea punteada

representa un posible reinicio del proceso cuando los resultados de los análisis virtuales resultan desfavorables.

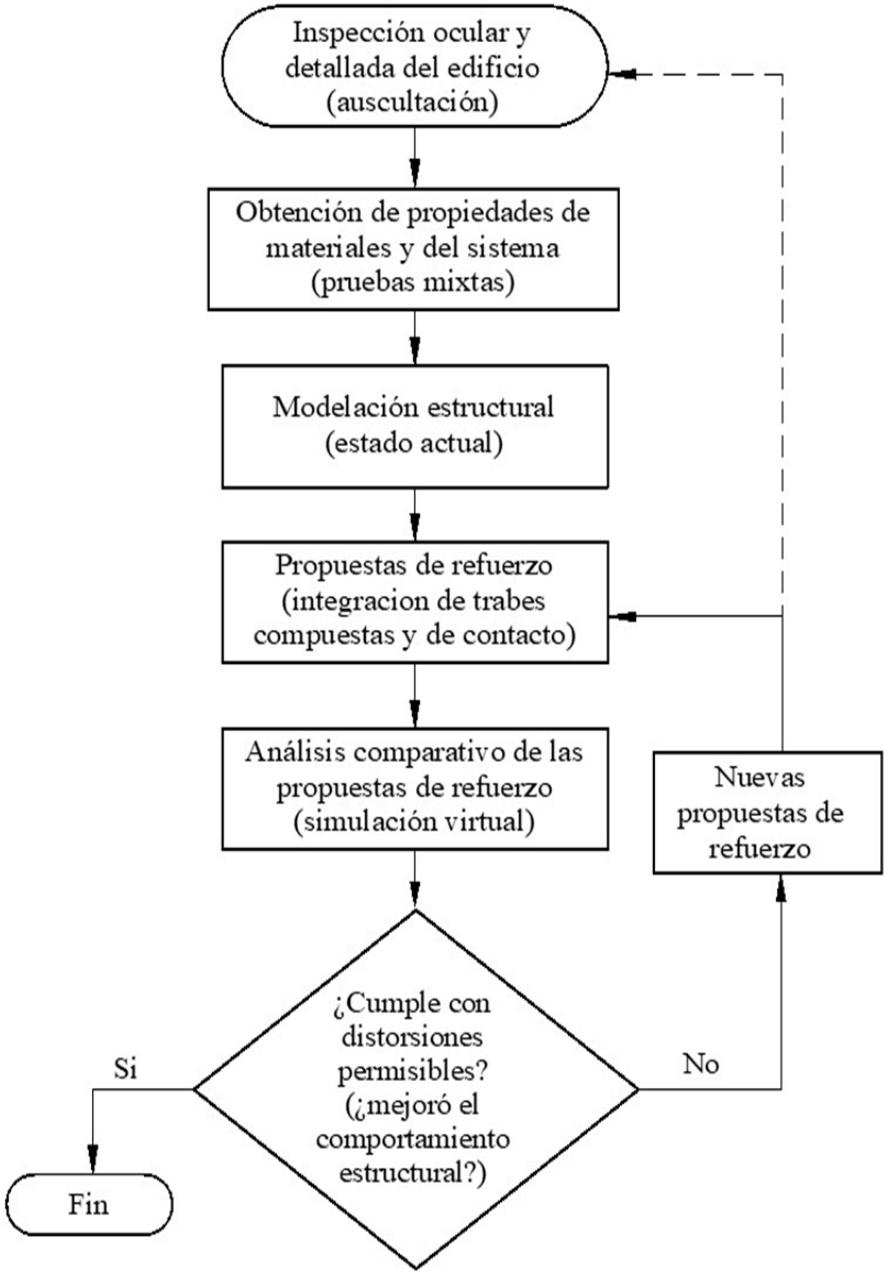


Figura 2. Diagrama de flujo de las fases de los estudios y propuestas de refuerzos para la rehabilitación de desplazamientos laterales y distorsiones de entrepiso.

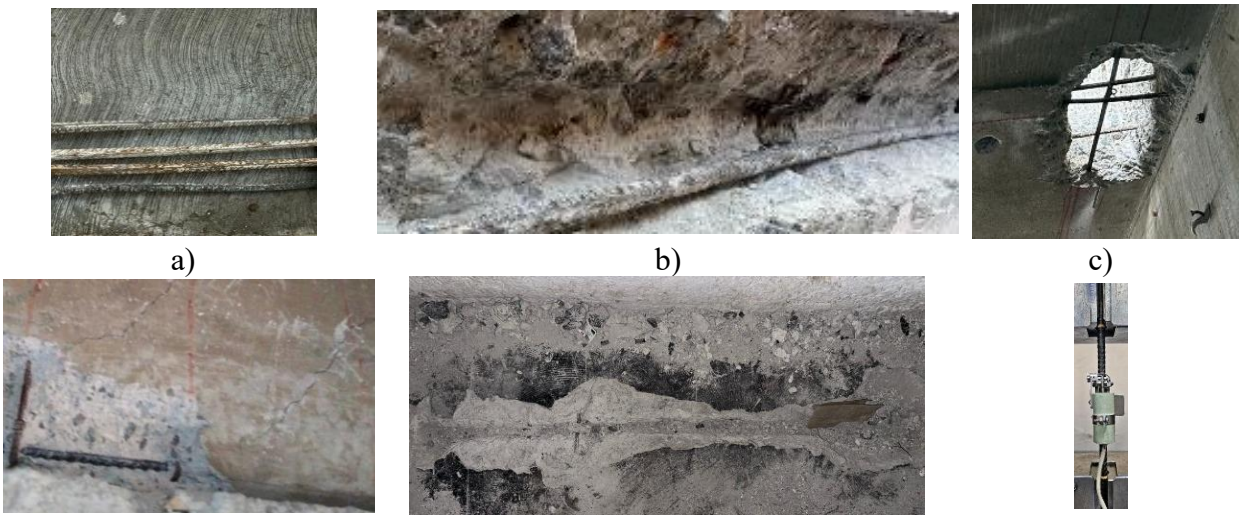
2. INSPECCIÓN EN DETALLE

El inmueble se encuentra actualmente en desuso debido a su nivel de deterioro estructural, en el cual es posible observar fisuras en las trabes principales y secundarias, así como un deterioro generalizado en gran parte del edificio por falta de mantenimiento (ver figura 3).

a) b) c)

Figura 3. Daños y deterioros en el inmueble; a) fisuras y oquedades en trabe existente; b) corrosión en acero de refuerzo expuesto en elementos de borde secundarios que no aportan rigidez lateral; c) Presencia de salitre y humedad en losas de concreto.

Para conocer de manera detallada el sistema físico estructural actual, se realizaron pruebas poco invasivas y no invasivas (ver figura 5) para determinar la resistencia a la compresión *f'c* (puntos rojos) y el módulo de elasticidad *Ec* (puntos negros) de acuerdo con lo establecido en la NTC-Rehabilitación Estructural 2023. Para las pruebas poco invasivas se llevó a cabo la extracción de núcleos de concreto, las cuales se realizaron de acuerdo con lo establecido en la Norma Mexicana (NMX-C-169-ONNCCE-2009). Estos especímenes se prepararon y detallaron con la finalidad de obtener perpendicularidad y planicidad en sus extremos (NMX-C-109-ONNCCE-2013). Posteriormente se llevó a cabo el ensayo para determinar el *f'c* bajo los criterios establecidos en la NMX-C-083-ONNCCE-2014. El *Ec* se determinó bajo lo establecido en la NMX-C-128-ONNCCE-2013. Por otro lado, se realizaron pruebas mecánicas en probetas (ver figura 4) de acero de refuerzo (puntos cafés), obteniendo el límite de elasticidad (*fy*) de cada muestra.



a) b) c)

d) e) f)

Figura 4. Extracción de probetas de acero de refuerzo; a) probetas de acero; b) en trabe secundaria; c) en lecho inferior de losa; d) en trabe principal; e) en lecho superior de losa; f) máquina de tensión universal marca Tinius modelo LoCap.

El método de prueba se llevó a cabo de acuerdo con lo establecido en ASTM E-8/E8M-16a a través de la prueba estándar para ensayo de tensión de materiales metálicos. Cabe mencionar que durante las pruebas no se capturaron las gráficas de esfuerzo-deformación, sin embargo, se pudo medir la elongación (EL), esfuerzo máximo (σmax), carga máxima (Cmax) y el límite elástico (fy) en probetas con longitud de 20cm y diámetros de 3/8 de pulgada (ver tabla 1).

Tabla 1. Propiedades mecánicas del acero de refuerzo.

Probeta	Elemento	Ubicación	EL (%)	Cmax (kg)	σmax (kg/cm²)	fy (kg/cm²)
1	LN3	1-2, A-B	10	3875	8770	5220
2	LN2	3-4, A-B	9.5	5375	7583	5714
3	TN2	1, A-B	11	5300	7477	5379
4	TN3	3, A-B	10.5	5350	7522	5549

Donde: L = losa, T = trabe, N = nivel.
Las probetas (puntos cafés) están identificadas en la figura 4.

Se realizaron estudios de esclerometría en distintos puntos de la edificación con un martillo de rebote de acuerdo con los criterios establecidos en la NMX-C-192-ONNCCE-2018 (ver figuras 5 y 6), para obtener el valor de ***f 'c*** y complementarlos y/o compararlos con los resultados obtenidos de los núcleos de concreto, para lo cual se realizaron 75 pruebas con 16 impactos cada una de éstas. Los valores obtenidos se muestran en la figura 7.

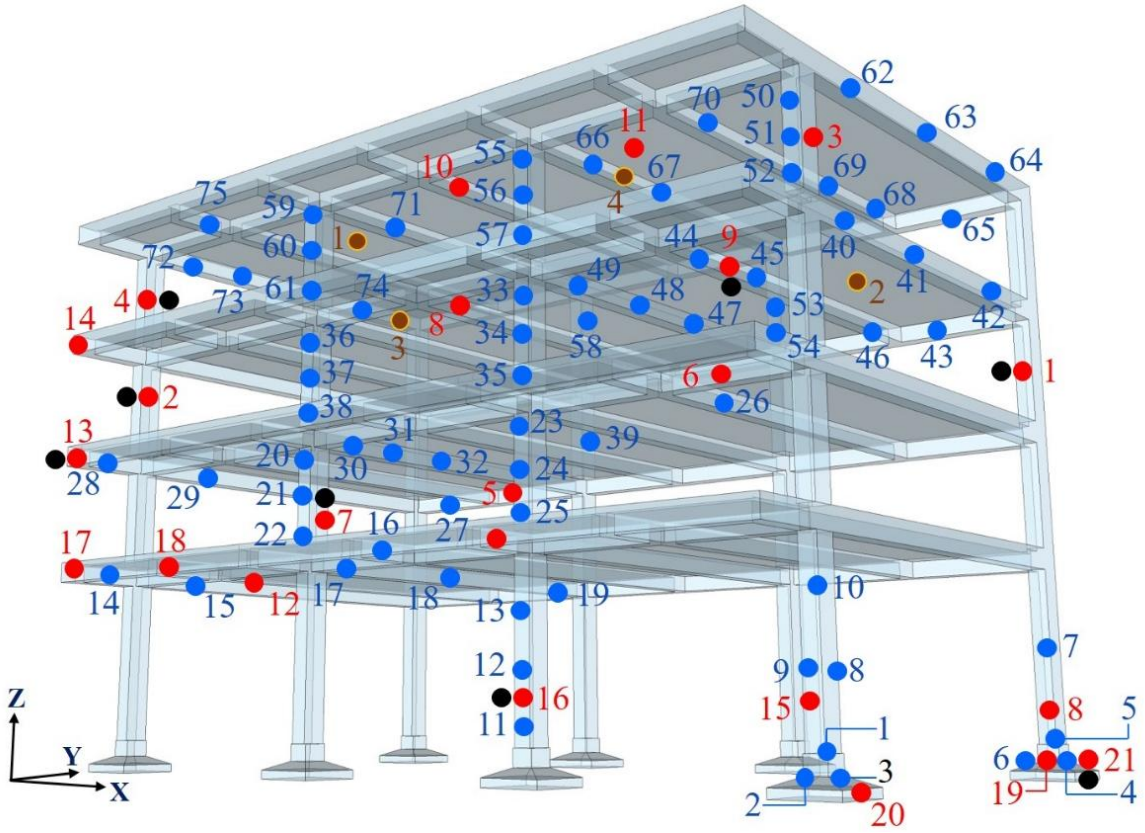


Figura 5. Ubicación de pruebas en el concreto y probetas de acero. Donde: puntos negros representan extracciones de probetas para obtener módulos elásticos con pruebas de laboratorio, los puntos rojos indican los sitios de extracción de probetas para obtener la resistencia a la compresión axial con pruebas de laboratorio, los puntos azules señalan las ubicaciones de las pruebas esclerométricas para obtener las resistencias a la compresión, los puntos guindas se refieren a las probetas de acero (ver figura 4, 6 y 7).

a) b) C)

Figura 6. Herramienta para pruebas de esclerometría; a) calibración de martillo de prueba; b) esclerómetro; c) limpieza de superficie con removedor de pintura de esmalte.

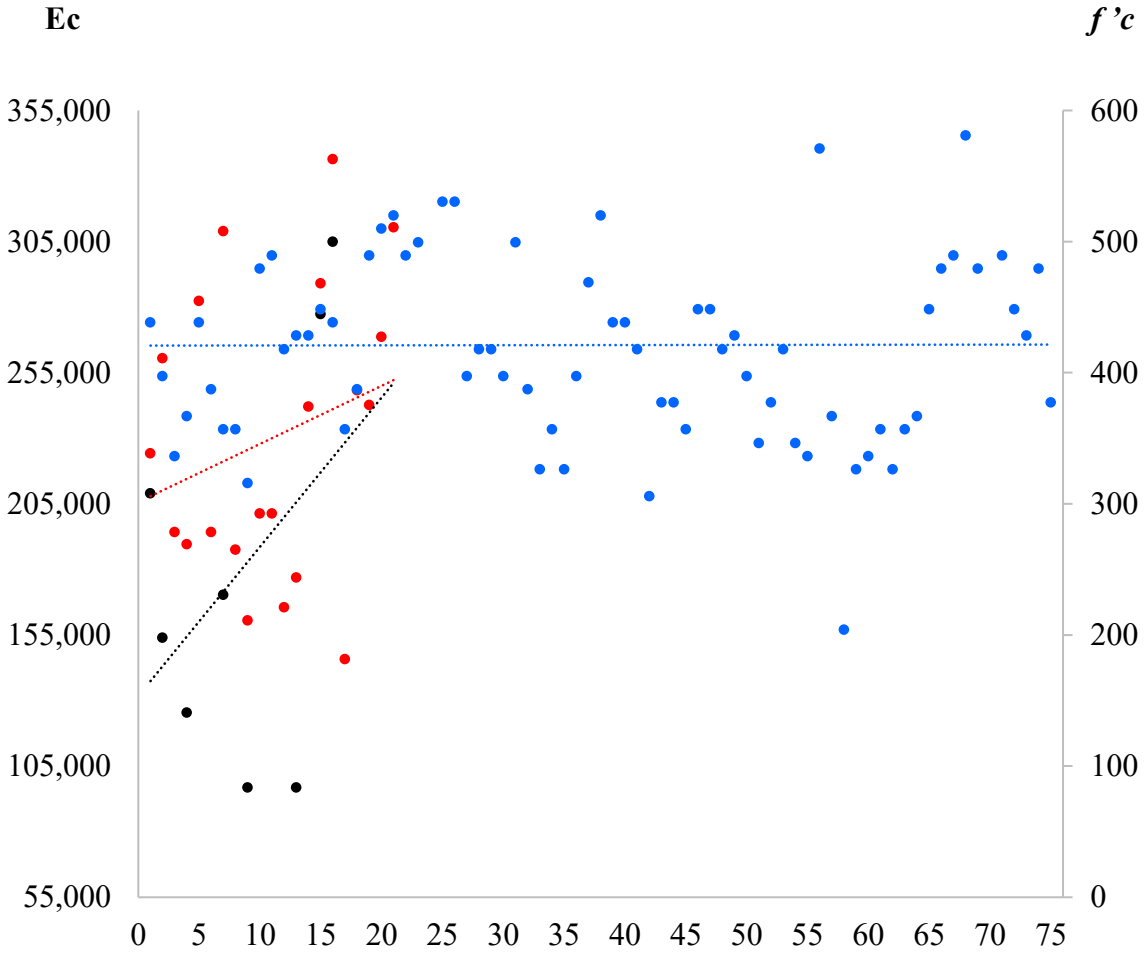


Figura 7. Ensayes de núcleos de concreto y pruebas escleromètricas. Valores de ***f 'c*** y **Ec**. Donde: **Ecl** = Módulos de elasticidad con pruebas de laboratorio (puntos negros), ***f'c*** = Resistencia a la compresión axial con pruebas de laboratorio (kg/cm², puntos rojos), ***f 'c*** es = Resistencia a la compresión obtenida con pruebas escleromètricas (kg/cm², puntos azules).

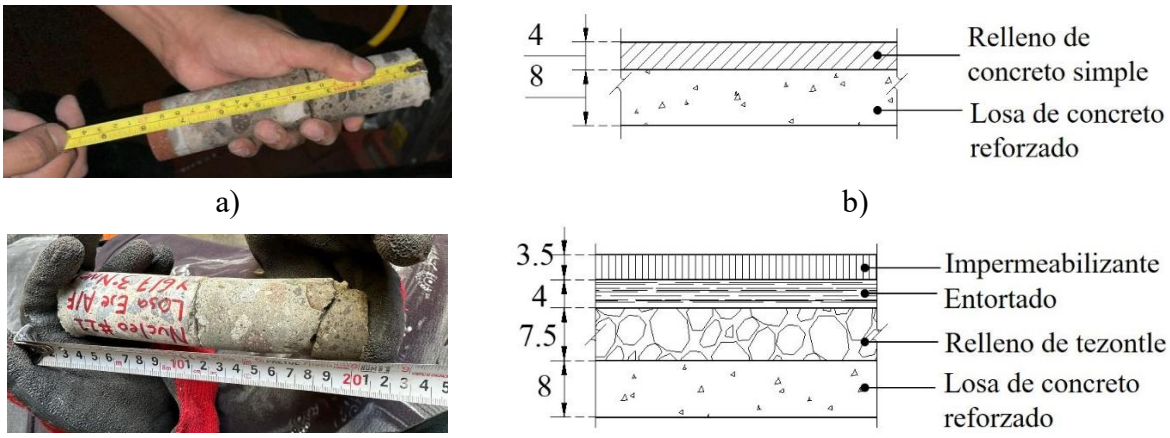
Cabe mencionar que las zonas y los puntos donde se llevaron a cabo las pruebas fueron seleccionadas de acuerdo con los permisos que se otorgaron para acceder solo a determinadas áreas del inmueble.

Los estudios de mecánica de suelos se realizaron mediante dos sondeos mixtos (SM) y cinco pozos a cielo abierto (PCA), donde los SM se realizaron con prueba de penetración estándar (SPT) y barril Denison (BD), esto de acuerdo con las NTC-Cimentación (2023) y ASTM (2018), con los cuales se pudieron identificar las condiciones estratigráficas, características mecánicas del suelo y espectro de respuesta sísmica del sitio, encontrando en los primeros 15cm una capa de pavimento asfáltico, seguido de un relleno conformado por arena limosa con gravillas y gravas con espesor de 175 cm, para esta misma capa, el número de golpes fue de 7 a 44, obteniendo un contenido de agua de 12 a 23%, con 23 a 41% de arena, y un 31% de grava. La última capa identificada fue de roca basáltica con espesor de 450 cm (ver figura 8).

a) b) c) d)

Figura 8. Auscultación del suelo; a) pozo a cielo abierto (PCA); b) sondeo de penetración estándar (SPT) y barril Denison (BD); c) muestras extraídas; d) estratigrafía, cotas en cm.

El sistema constructivo en losas está compuesto principalmente por concreto reforzado y rellenos (ver figura 9), soportado por trabes de concreto reforzado (ver figura 3c).



a) b)

c) d)

Figura 9. Sistema constructivo en losas de entrepiso y azotea; a) materiales encontrados en losa de entrepiso; b) espesores de materiales en losa de entrepiso; c) materiales encontrados en losa de azotea; d) espesores de materiales en azotea. Unidades en cm.

Las deflexiones o deformaciones verticales (***δv***) de las trabes principales y secundarias del inmueble están registradas en la tabla 2.

Tabla 2. ***δv*** en el centro de las trabes de concreto reforzado.

PB					**N1**					**N2**					**N3**				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
2.1	1.5	1.9	3.3	2.0	1.3	1.4	1.8	2.7	1.9	3.6	4.5	4.5	4.6	3.0	3.6	4.1	3.7	3.8	4.8

Donde: PB = Planta baja, N1 = Nivel 1, N2 = Nivel 2, N3 = Nivel 3.
δv medidas en el centro del claro. Unidades en cm.

En la figura 10 se presentan espectros de respuesta (ER) y de acuerdo con la regionalización sísmica indicada en el Manual de Diseño de Obras Civiles de Diseño por Sismo (CFE, 2015), el espectro de sitio (línea gris) es el obtenido a través de una señal sísmica real en la estación FJ74 del Centro de Instrumentación y Registro Sísmico A.C. (CIRES), la estación se localiza a 1.2 km del punto de estudio (RSCDMX, 2023), y corresponde a la fecha de 19 de septiembre de 2017 con una magnitud de 7.1 Richter (CENAPRED 2018), sin embargo, para el análisis de los casos de refuerzo con trabes compuestas y de contacto desarrollados en este trabajo, se emplea el espectro de Roca (CFE) indicado con línea azul, dado que éste no es despreciable que suceda y el refuerzo en cimentación se propone a nivel de roca.

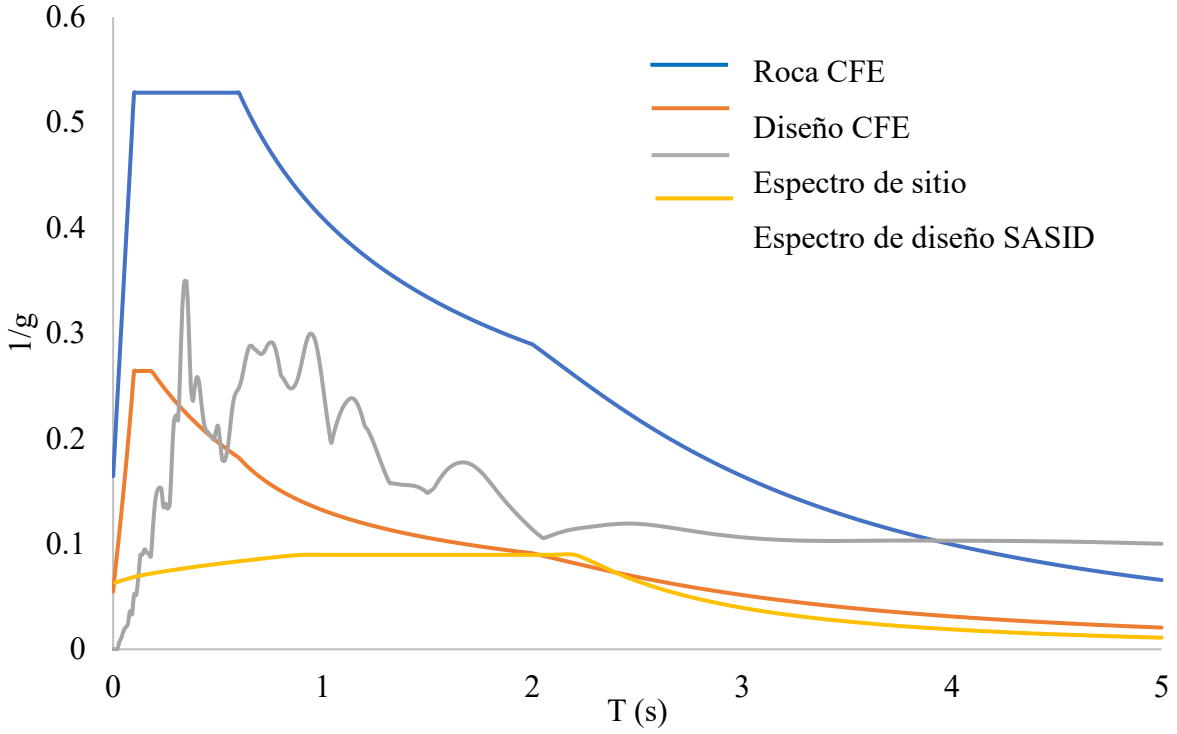


Figura 10. Espectros de respuesta Q = 2. Donde T(s) = Periodo en segundos, Q = factor de ductilidad.

En las figuras 11 y 12 se muestra, de manera general, la ubicación de las pruebas realizadas en los elementos estructurales, así como las secciones de elementos estructurales existentes.

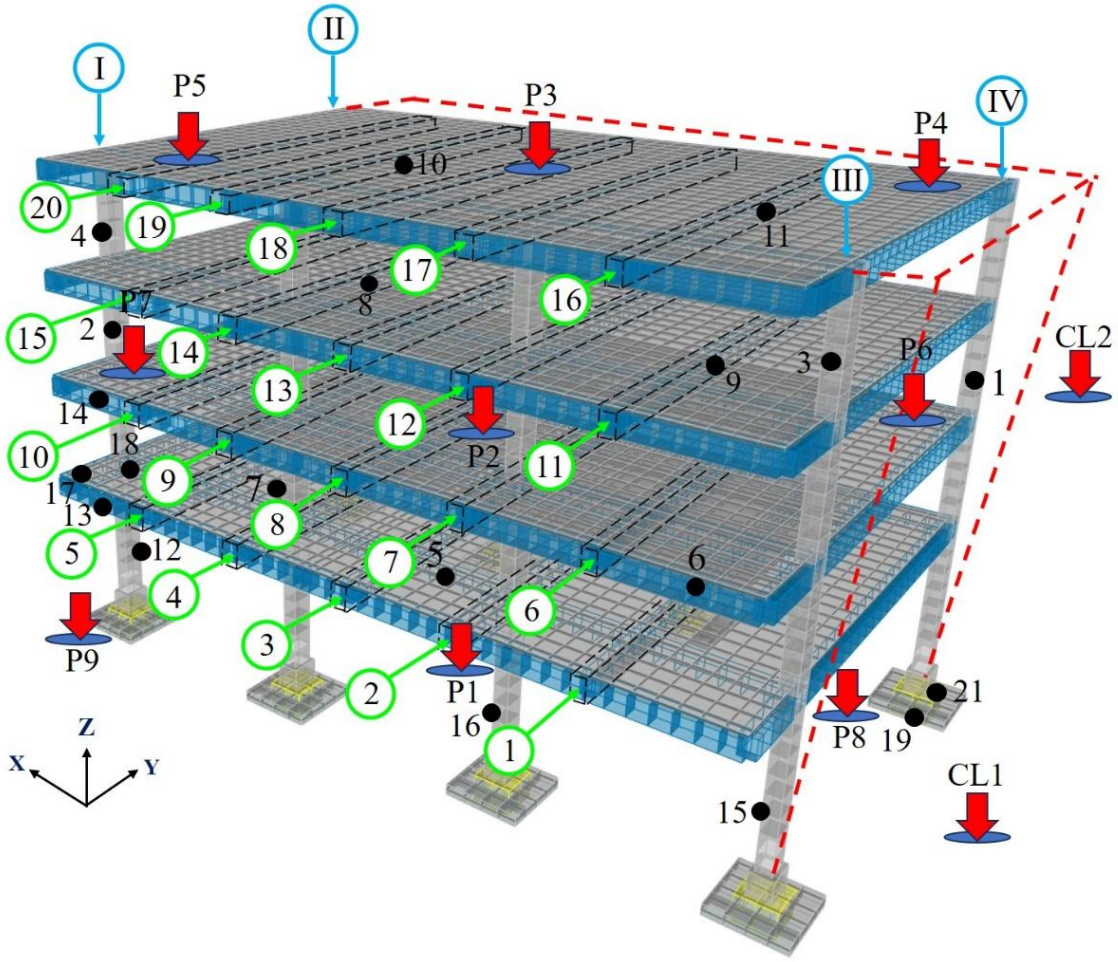


Figura 11. Estado actual (EA); ubicación de deformaciones en trabes de concreto, pérdida de verticalidad, identificación de núcleos de concreto extraídos y puntos de medición de vibración ambiental. Donde: CL representa al campo libre, los puntos negros indican los núcleos de concreto extraídos para la obtención de Ec, los círculos verdes señalan a las trabes con deformación, las flechas rojas puntualizan los sitios donde se colocaron los acelerómetros, los círculos azules con números romanos señalan los ejes de referencia para medir la perdida de verticalidad.

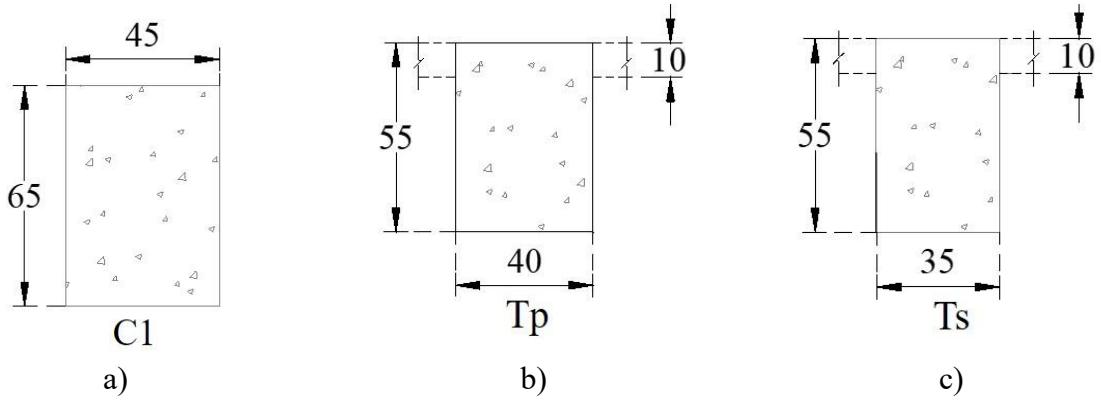
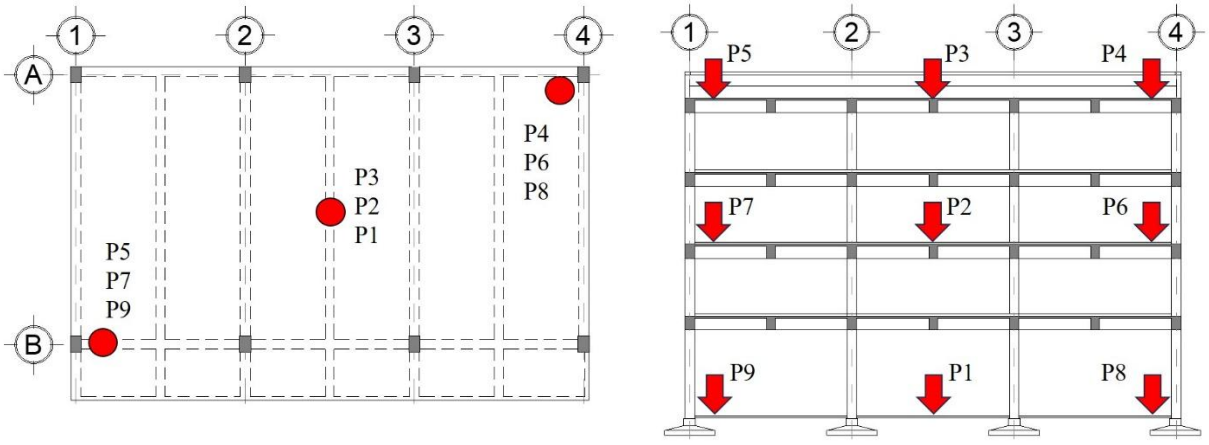


Figura 12. Elementos estructurales de concreto del EA; a) Columnas (Cl); b) trabes principales (Tp); c) trabes secundarias (Ts). Cotas en cm.

3. MONITOREO DINÁMICO

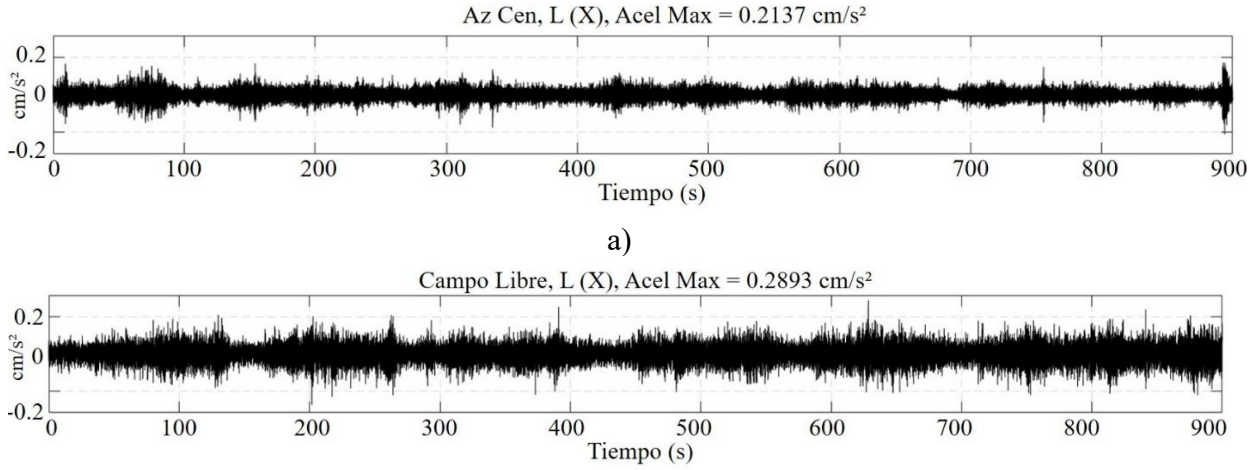
La recopilación de datos de vibración ambiental (VA) se llevó a cabo mediante nueve puntos ubicados de acuerdo con la figura 13, donde se colocaron los acelerómetros a partir del nivel de azotea, donde estos puntos se repiten en los niveles inferiores.



a) b)

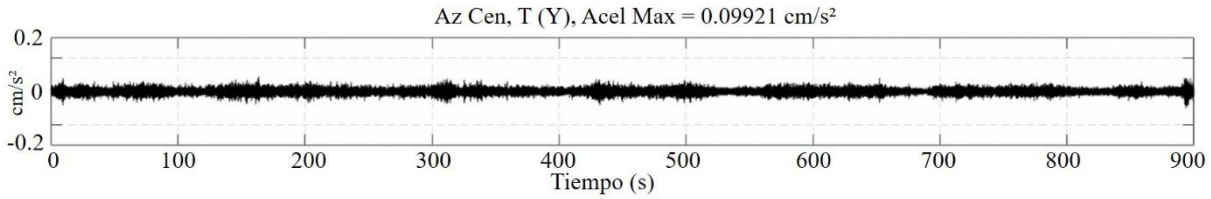
Figura 13. Puntos de medición de VA; a) ubicación de los puntos de medición en la planta tipo; b) ubicación de los puntos en el corte general.
Donde: P1 = PB Cen, P2 = N2 Cen, P3 = Az Cen, P4 = Az ESQNW, P5 = Az ESQSE, P6 = N2 ESQNW, P7 = N2 ESQSE, P8 = PB ESQNW, P9 = PB ESQSE.

Con la finalidad de calibrar el modelo matemático con el edificio real se determinaron las propiedades y características dinámicas del sistema mediante técnicas no paramétricas a partir del análisis de señales en el dominio del tiempo y la frecuencia (ver figuras 14 a 23) (Muriá, 2007; Camargo, 2012 y 2013; Torres, 2009).

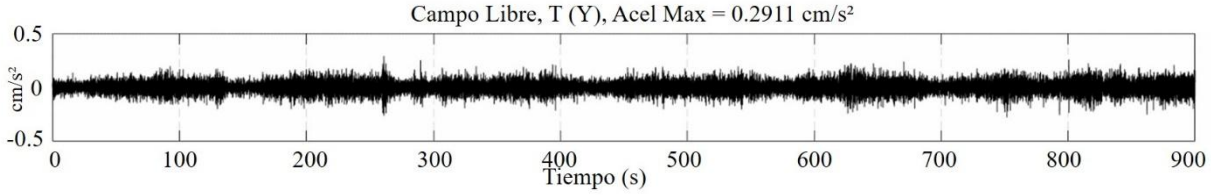


b)

Figura 14. Señales de vibración ambiental (VA) ubicadas en el centro geométrico de la azotea (Az Cen) L(X) y campo libre (CL) L(X); a) Az Cen L(X); b) CL. Donde L=longitudinal, Az = azotea.

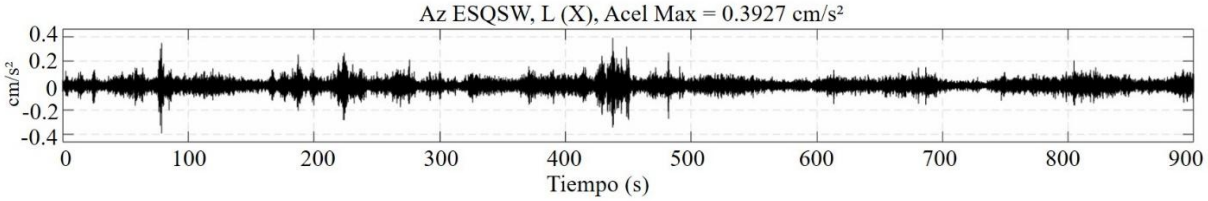


a)

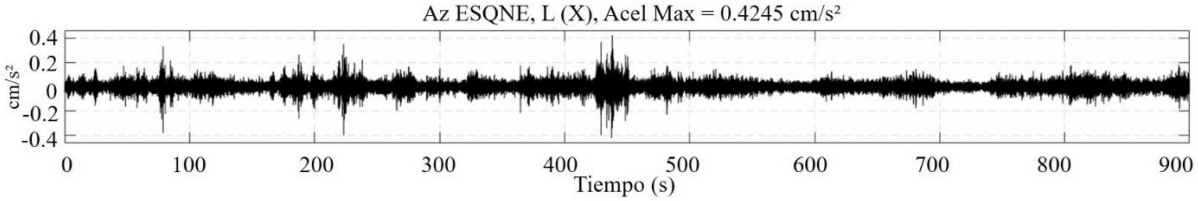


b)

Figura 15. Señales de VA ubicadas en el centro geométrico de la azotea (Az Cen) T(Y) y campo libre (CL) T(Y); a) Az Cen T(Y); b) CL. Donde T = Transversal.

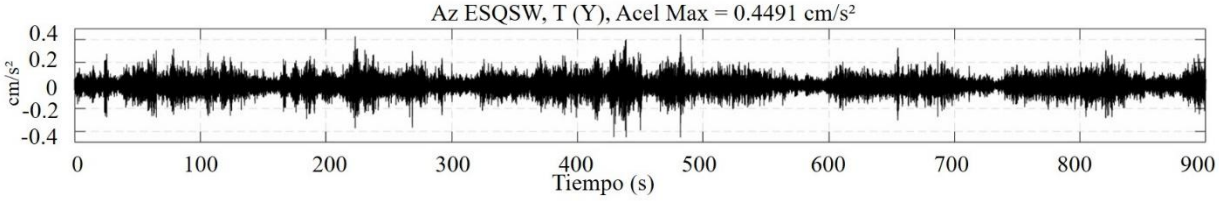


a)

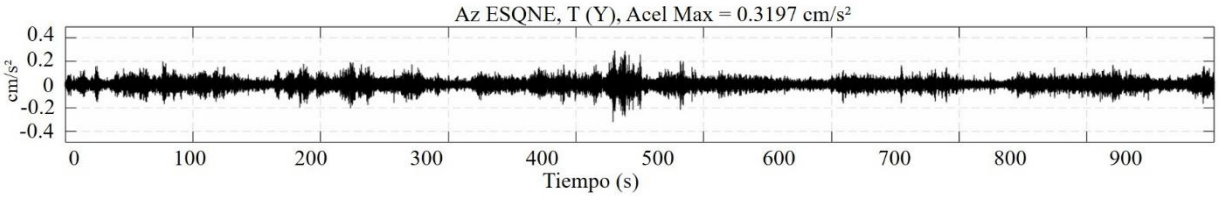


b)

Figura 16. Señales de VA ubicadas al Suroeste (SW) y Noreste (NE);
a) Az ESQSW L(X); b) Az ESQNE L(X). Donde ESQ = esquina.



a)



b)

Figura 17. Señales de VA ubicadas al Suroeste (SW) y Noreste (NE);
a) Az ESQSW T(Y); b) ESQNE T(Y).

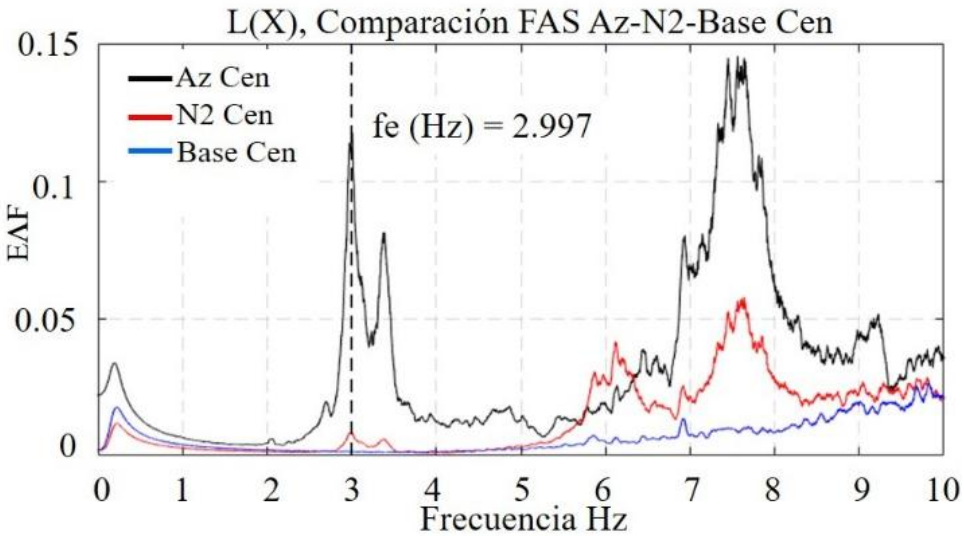


Figura 18. Frecuencias en X. a) Espectros de Fourier de la Azotea (Az), Nivel 2 (N2) y Planta baja (Base) en dirección L (X), ubicadas en el centro para la obtención de modos de traslación. Donde: EΛF=amplitud de la señal en un intervalo de frecuencia específico, FAS =funciones de transferencia.

Las frecuencias en las direcciones L(X) y T(Y) se obtienen a partir de los espectros de Fourier de los puntos medidos en el centro de la estructura (ver figuras 18 y 19).

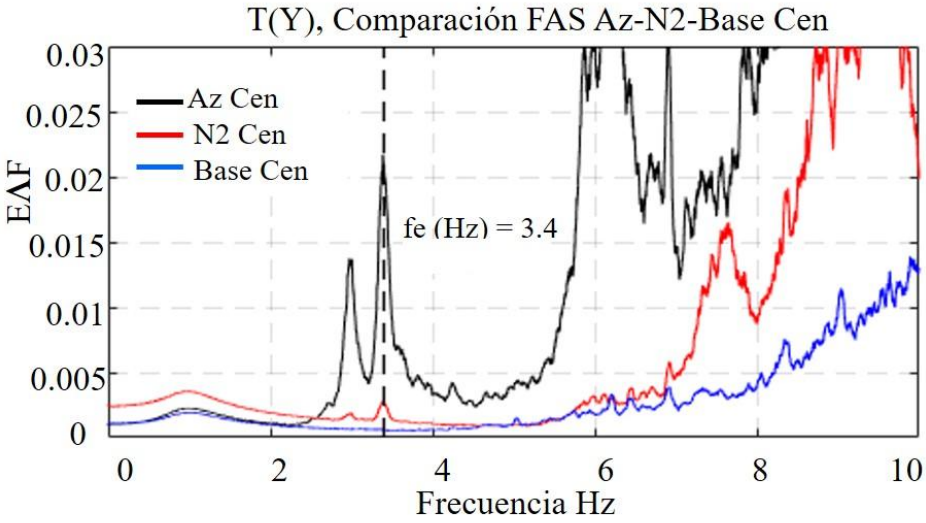
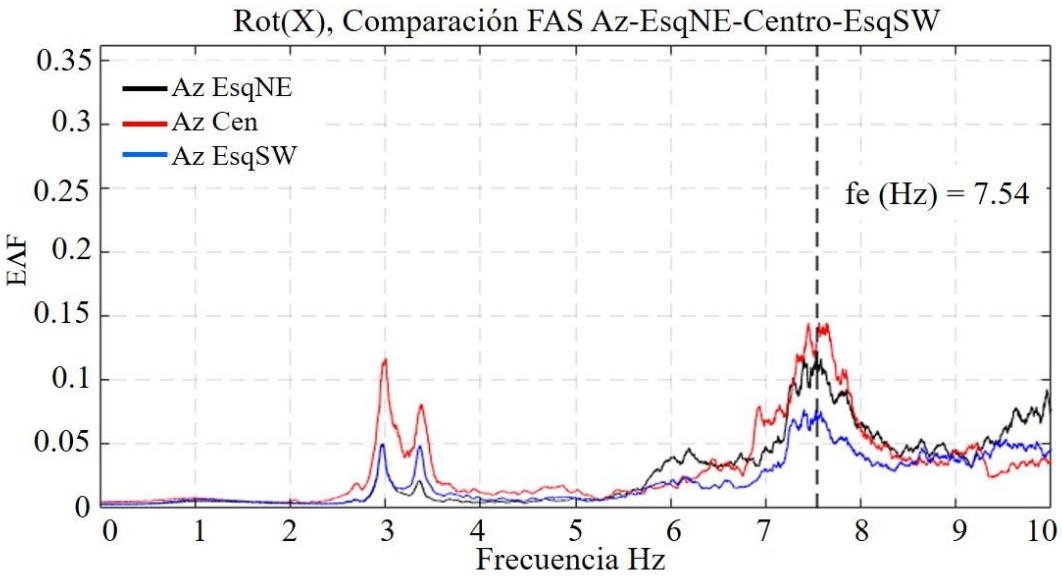
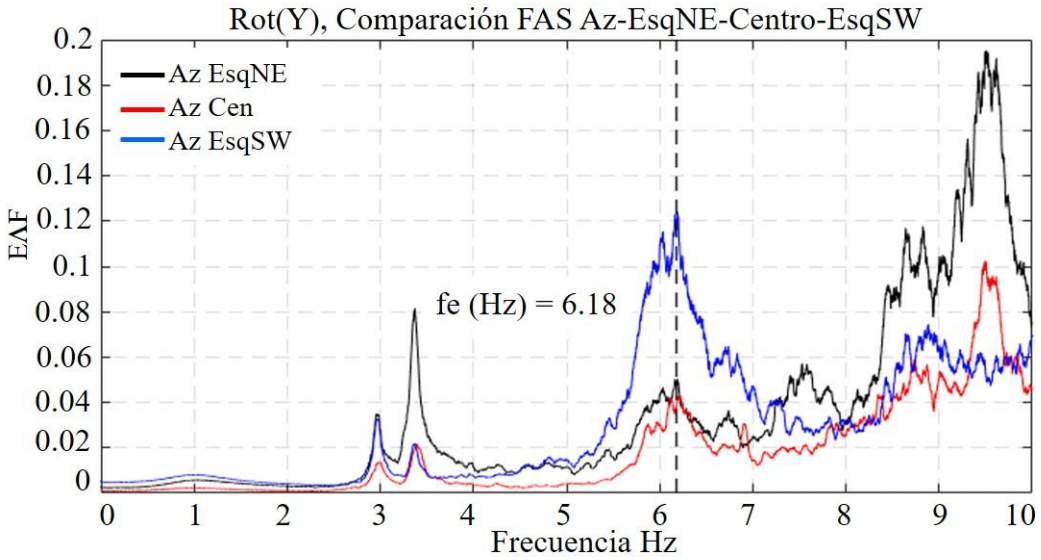


Figura 19. Frecuencias en Y; a) espectros de Fourier de la Azotea (Az) Nivel 2 (N2) y Planta baja (Base) en dirección T (Y), ubicadas en el centro para la obtención de modos de traslación.

Para la identificación del modo de torsión se emplearon los espectros de Fourier de las esquinas medidas en azotea. En la figura 20 se muestran los espectros en direcciones L(X) y T(Y).



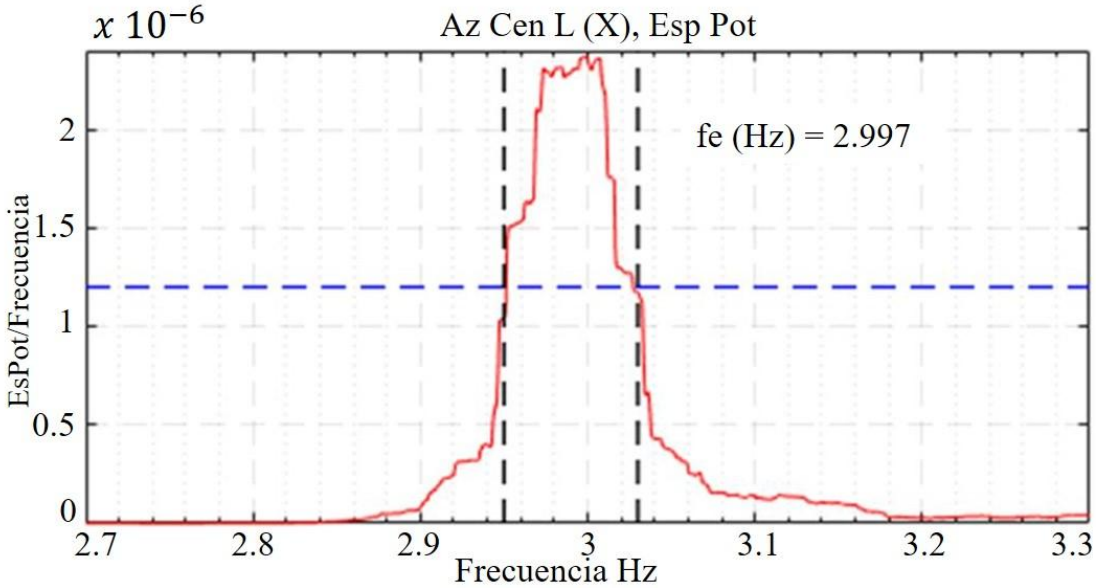
a)



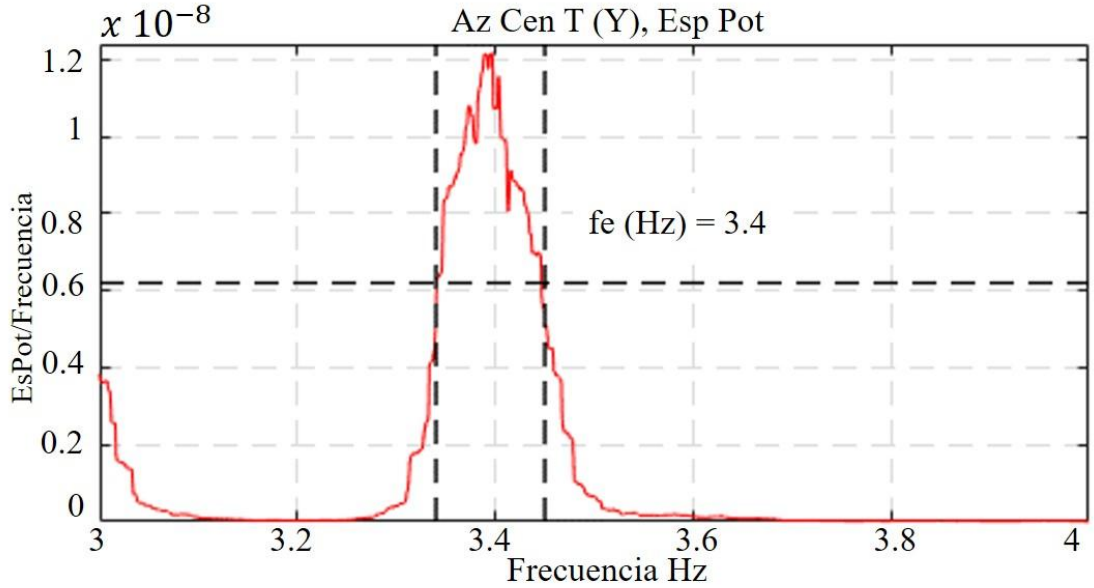
b)

Figura 20. Espectros de Fourier para la obtención de modos de torsión; a) Azotea Esquina NE (Az EsqNE), Azotea Centro (Az Cen) y Azotea Esquina SW (Az Esq SW), direccion L(X); b) Azotea Esquina NE (Az EsqNE), Azotea Centro (Az Cen) y Azotea Esquina SW (Az Esq SW), dirección T(Y). Donde: FAS = funciones de transferencia, EΛF=amplitud de la señal en un intervalo de frecuencia específico.

En las figuras 21 y 22 se muestra la aplicación del método de Kawasumi y Shima (1965) para determinar el valor promedio de la fracción de amortiguamiento crítico.

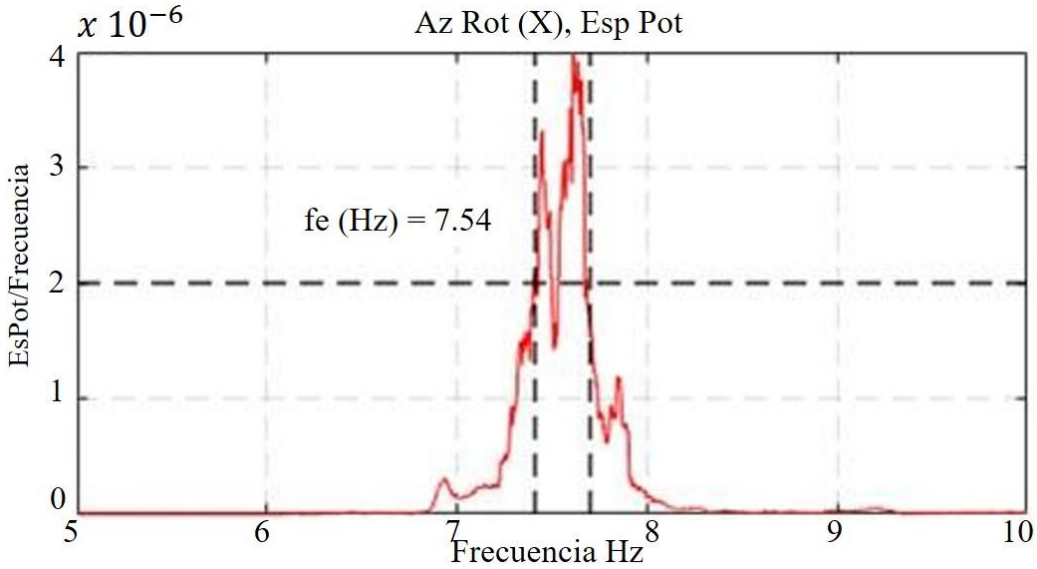


a)

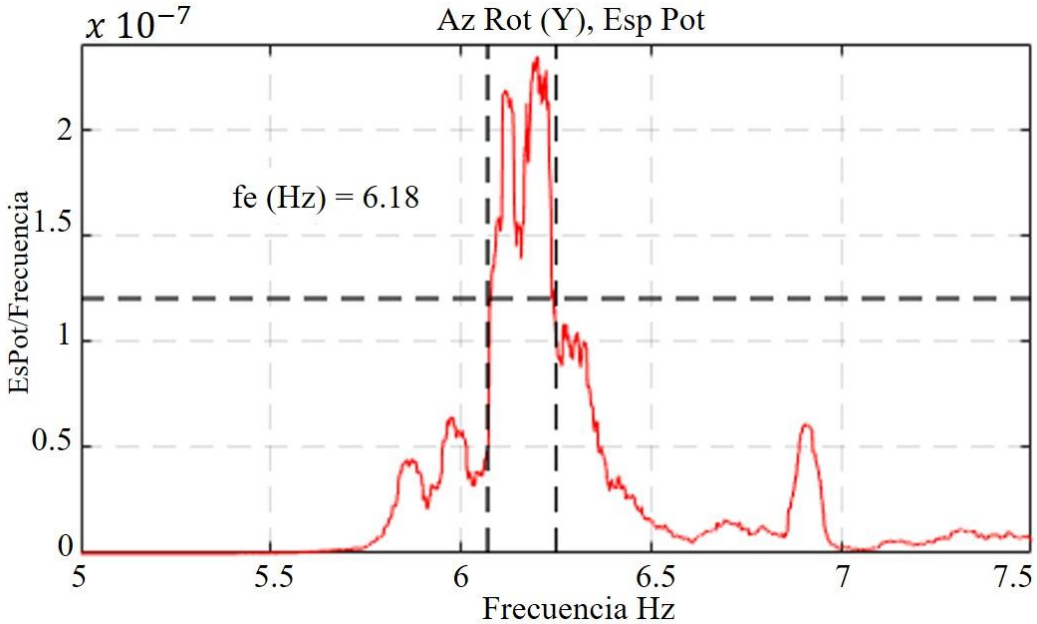


b)

Figura 21. Gráficas de relación de espectro de potencia y frecuencia, correspondientes a L(X) y T(Y). a) frecuencia cercana a 2.997 Hz en dirección L(X); b) frecuencia cercana a 3.4 Hz en dirección T(Y). Donde: Esp Pot = espectro de potencia.



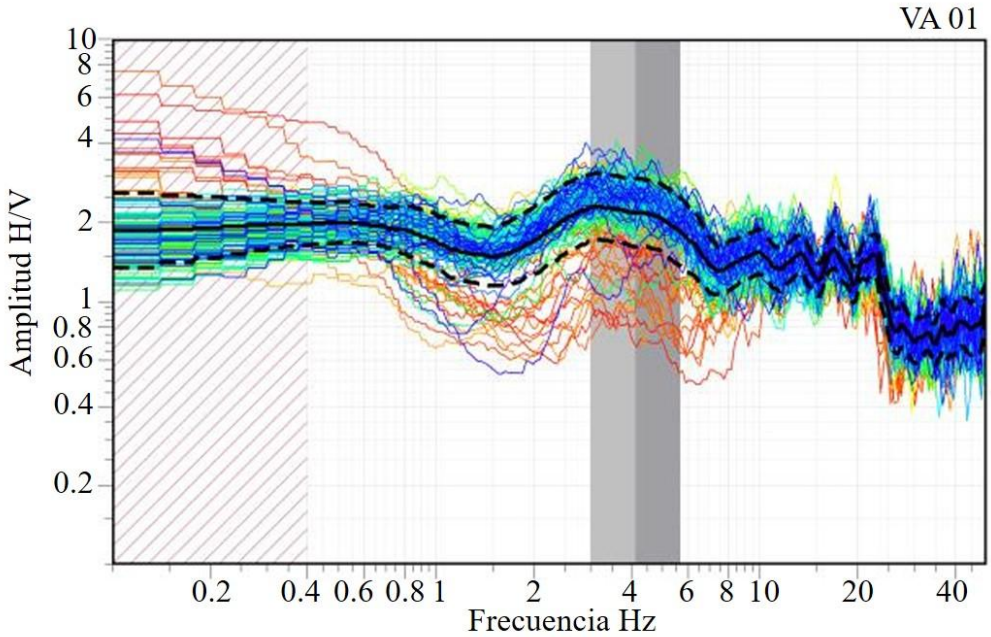
a)



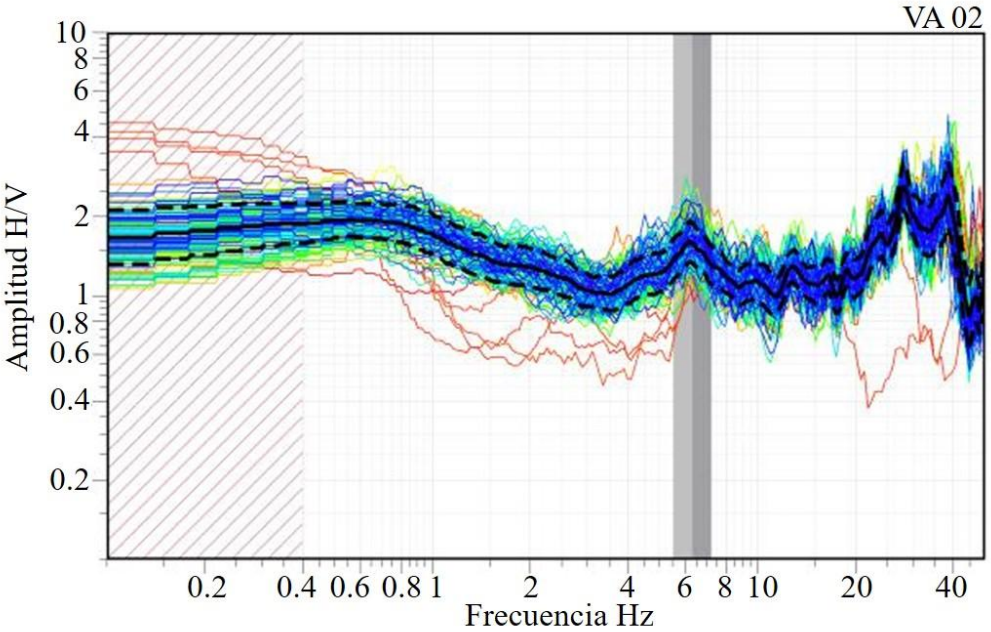
b)

Figura 22. Gráficas de relación de espectro de potencia y frecuencia correspondientes a rotación;
a) frecuencia cercana a 7.54 Hz en dirección L(X);
b) frecuencia cercana a 6.18 Hz en dirección T(Y).

El periodo del suelo (ver figura 23) se determinó con la técnica de Nakamura (H/V), la cual fue desarrollada por Yutaka Nakamura (1989) utilizando sismos fuertes, sin embargo, esta técnica la aplicó por primera vez a microtremores de zonas urbanas en Japón, por lo que se puede aplicar incluso a los registros de movimientos sísmicos fuertes o débiles (Lermo et al., 1993. Nakamura, 1989).



a)



b)

Figura 23. Gráficas de Función de transferencia empírica; a) correspondiente a CL1; b) correspondiente a CL2. Donde: H/V=Cociente espectral horizontal a vertical.

4. GEMELO ESTRUCTURAL

4.1 Condiciones de frontera

En los análisis de la estructura en EA se consideraron los siguientes puntos: la existencia de dos cuerpos aledaños etiquetados como ALFA y GAMA que restringen el movimiento del edificio BETA, por lo que en el modelo estructural se colocaron restricciones por medio de resortes: que representan las zonas de contacto físico entre los edificios, mismos que en su momento serán demolidos parcialmente (edificios ALFA y GAMA) para garantizar la separación de las juntas

sísmicas (ver figura 24).

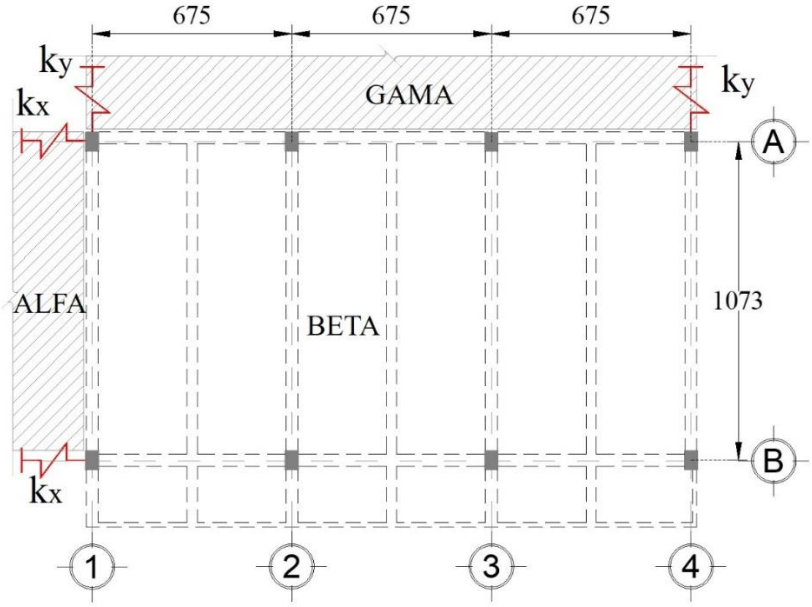
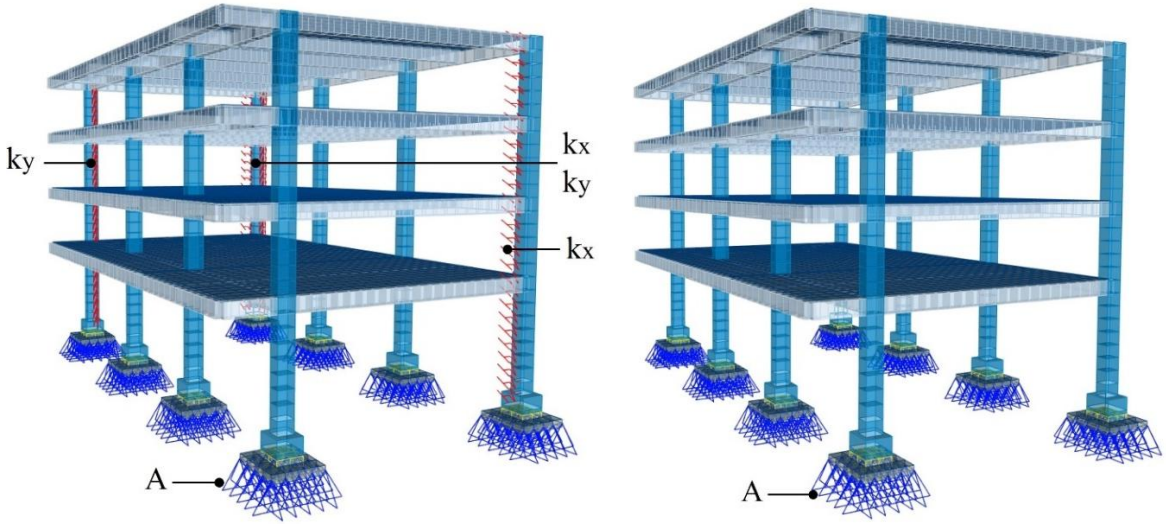


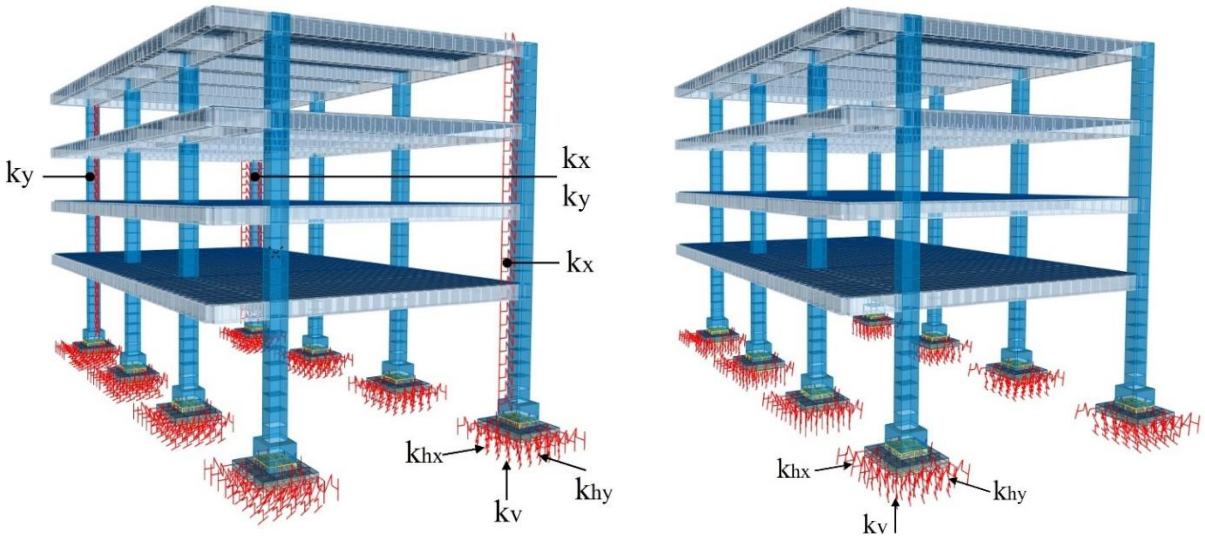
Figura 24. Asignación de resortes en las zonas de contacto físico entre edificios (vista en planta, cotas en cm).

Por otro lado, en las figuras 25 y 26 se muestran los distintos modelos del caso de estudio considerando las interacciones existentes entre edificios y el suelo de desplante, por lo que, para el estado actual se tiene: SRCE=sin resortes en cimentación con contacto entre edificios, SRSE= sin resortes en cimentación sin contacto entre edificios, CRCE= con resortes en cimentación con contacto entre edificios, CRSE= con resortes en cimentación sin contacto entre edificios.



a) b)

Figura 25. Modelo del EA con cimentación apoyada; a) SRCE; b), donde: kx = resorte de contacto en X (7000 kg/cm), ky = resorte de contacto en Y (13000 kg/cm), A = apoyo infinitamente rígido.



a) b)

Figura 26. Modelo del EA con interacción suelo-estructura; a) CRCE); b) CRSE, donde: kx = 7000 kg/cm, ky = 13000 kg/cm, khx = resorte horizontal de contacto en X (5745 kg/cm), khy = resorte horizontal de contacto en Y (5745 kg/cm), kv = resorte vertical (9575 kg/cm).

El modelo matemático representa el EA del edificio BETA de concreto reforzado conformado por planta baja y tres niveles, se simuló en SAP2000 con un total de 5230 nodos. La estructura está compuesta por marcos a base de columnas y trabes, losas macizas de entrepiso y cimentación a base de zapatas aisladas (ver figuras 25 a 27).

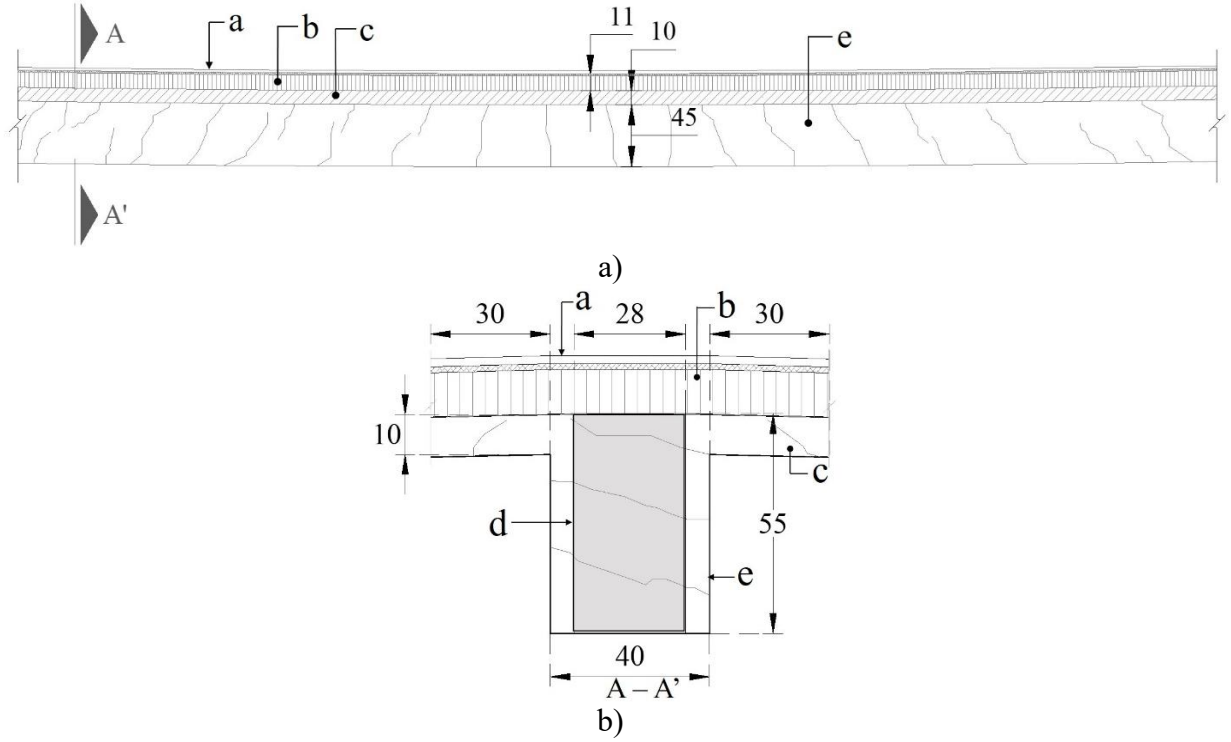


Figura 27. EA de trabes de concreto reforzado; a) vista longitudinal; b) vista transversal. Donde: a= acabado de piso, b= relleno de concreto simple, c=losa de concreto reforzado, d=sección transformada de trabe de concreto considerada para el cálculo del momento de inercia agrietado, e=trabe agrietada de concreto reforzado, cotas en cm.

Para la calibración del modelo matemático de rehabilitación se consideró un valor ponderado del módulo elástico del concreto calculado con la ecuación (1), basado en los resultados obtenidos de las pruebas de laboratorio (Ecl), debido a que al integrar concreto nuevo a elementos existentes, el módulo elástico como sección compuesta se modifica dada la interacción de los materiales.

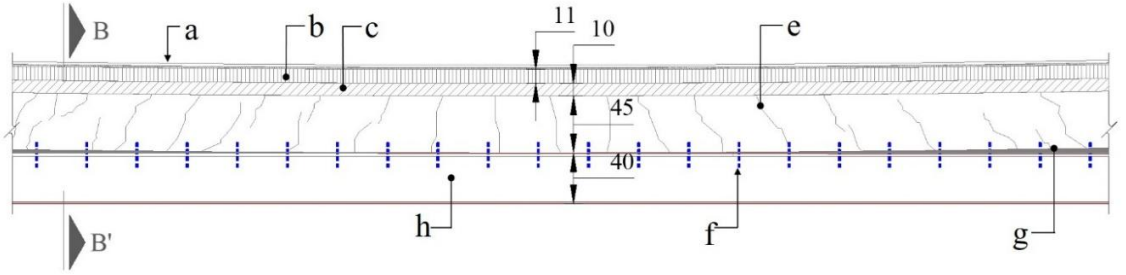
$$Ecp = \frac{\sum(A_i * E_i)}{\sum A_i} \quad (1)$$

Ecp= módulo elástico ponderado.
A_i = área de la i-ésima sección que componen a la columna revestida.
E_i = módulo elástico i-ésimo de la sección que compone a la columna revestida.
i = 1 a n
n=número de secciones que componen a la columna revestida.

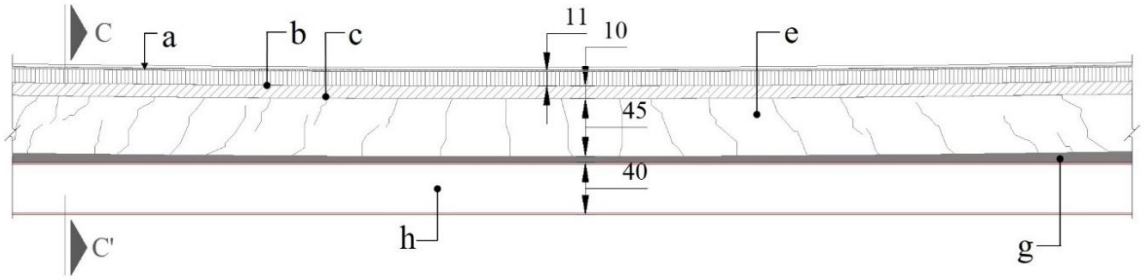
De esta forma, se obtuvo el valor ponderado de Ecp=216,530 kg/cm² para elementos revestidos de concreto (columnas), así mismo, se consideró un valor de módulo elástico Ecn=221,359.44 kg/cm² para concreto nuevo; para los elementos de concreto existentes se obtuvo el promedio de los módulos elásticos existentes obtenidos de las pruebas de laboratorio (Ecl), el cual fue de 206,890 kg/cm². Por otra parte, se calculó el promedio del módulo elástico teórico resultante relacionado con las pruebas esclerométricas (Ece), el cual fue de 286,171 kg/cm².

5. PROPUESTAS DE REFUERZO

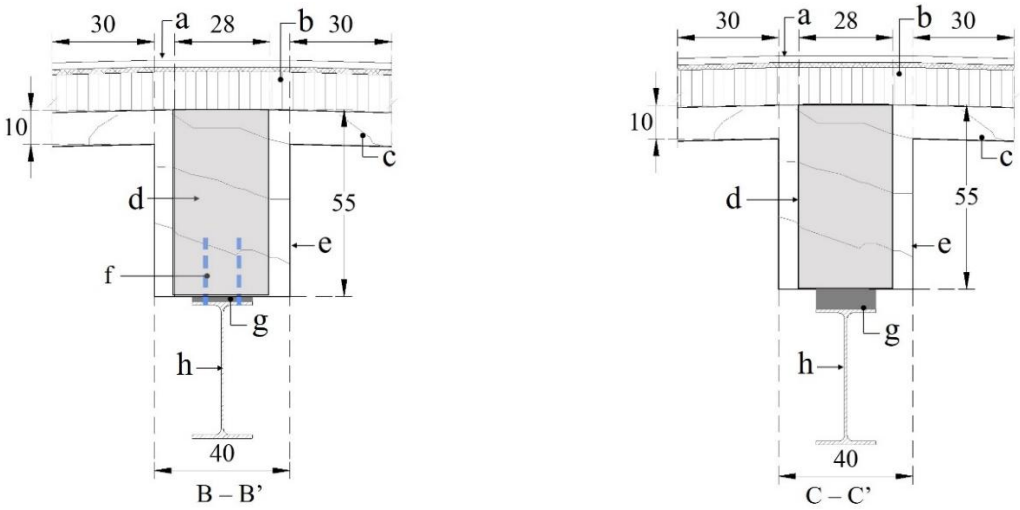
Al no considerar anclajes mecánicos en la sección de contacto, las trabes existentes y los perfiles de refuerzo de acero trabajan por separado, generándose dos ejes neutros independientes, así como el deslizamiento entre los bordes de contacto. Por otro lado, las trabes compuestas al trabajar como un solo elemento debido a la presencia de conectores mecánicos, se forma un solo eje neutro, eliminando el deslizamiento entre elementos y aumentando su rigidez (ver figuras 28 a 32). (de Buen López, 2004; Salmon and Johnson, 1996; McCormac and Csernak, 2013; Segui, 2000; Gere and Goodno, 2016).



a)

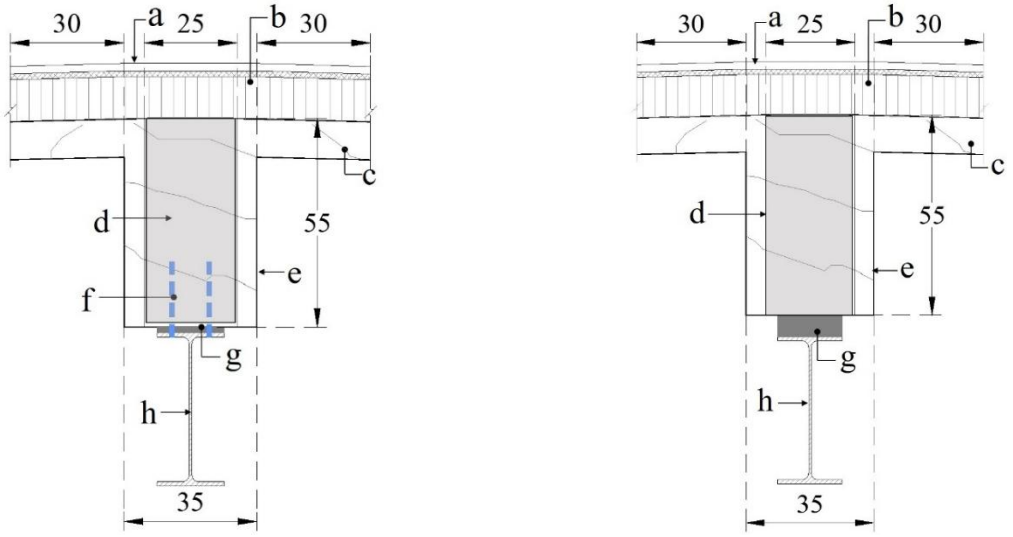


b)



c) d)

Figura 28. Refuerzo de trabe principal; a) vista longitudinal de trabe compuesta; b) vista longitudinal de trabe de contacto; c) vista transversal (B-B'); d) vista transversal (C-C'); donde: a = acabado de piso, b = relleno de concreto simple, c = losa de concreto reforzado, d = sección transformada de trabe de concreto considerada de acuerdo con la disminución del momento de inercia, e = trabe agrietada de concreto reforzado, f = proyección de conectores entre los dos elementos, g = relleno de grout no metálico, h = perfil de acero A-50 (IR 406 mm x 53.70 kg/m). Cotas en cm.



a) b)

Figura 29. Refuerzo de trabe secundaria; a) vista transversal de trabe compuesta; b) vista transversal de trabe de contacto; donde: a = acabado de piso, b = relleno de concreto simple, c = losa de concreto reforzado, d = sección transformada de trabe de concreto considerada de acuerdo con la disminución del momento de inercia, e = trabe agrietada de concreto reforzado, f = proyección de conectores entre los dos elementos, g = relleno de grout no metálico, h= perfil de acero A-50 (IR 406 mm x 53.70 kg/m). Cotas en cm. Cotas en cm.

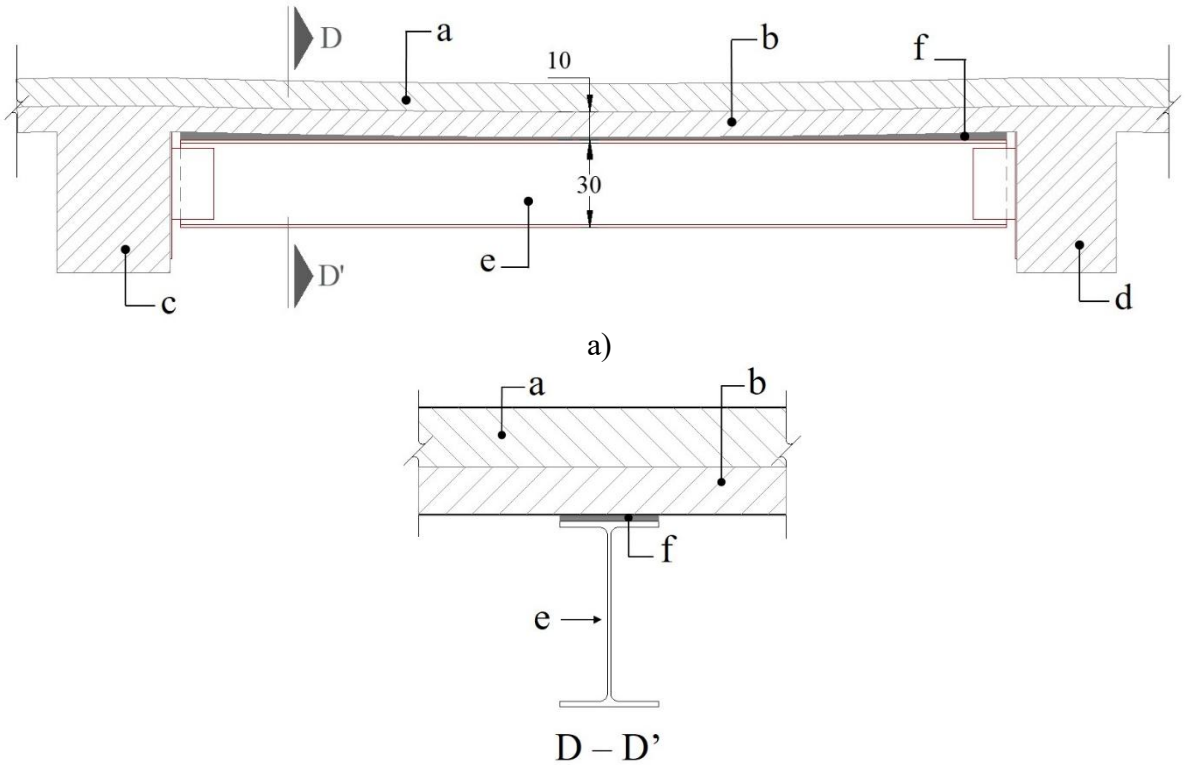


Figura 30. Trabe terciaria para dar soporte a la losa maciza de concreto reforzado; a) vista longitudinal; b) vista transversal; donde: a = relleno de concreto simple, b =losa de concreto reforzado, c = trabe principal de concreto reforzado, d= trabe secundaria de concreto reforzado, e = perfil de acero A-50 (IR 305 mm x 38.70 kg/m), f = relleno de grout no metálico.

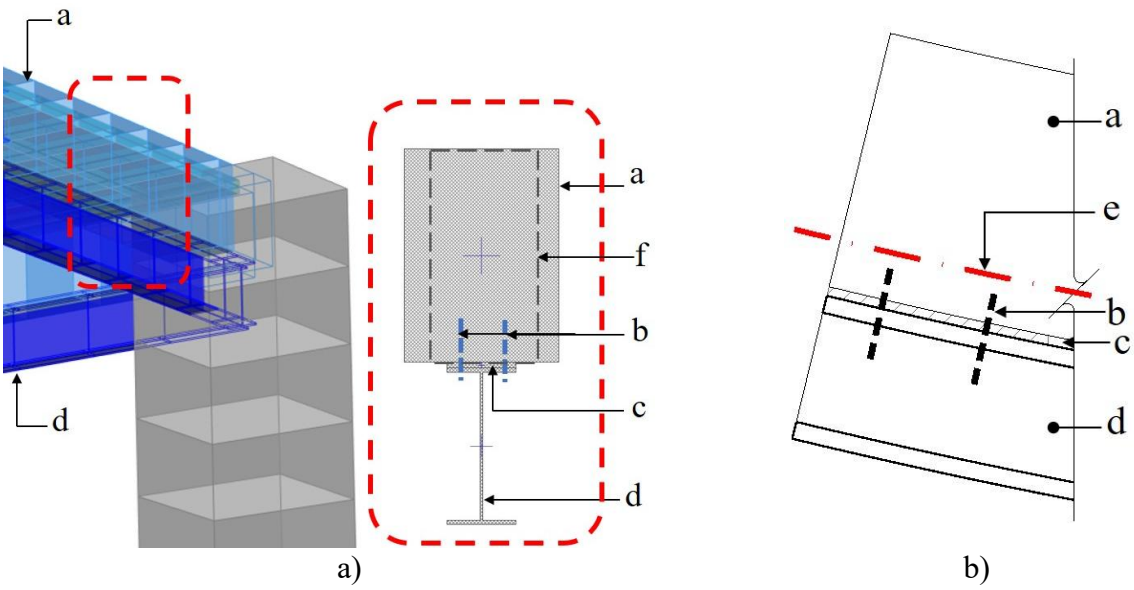
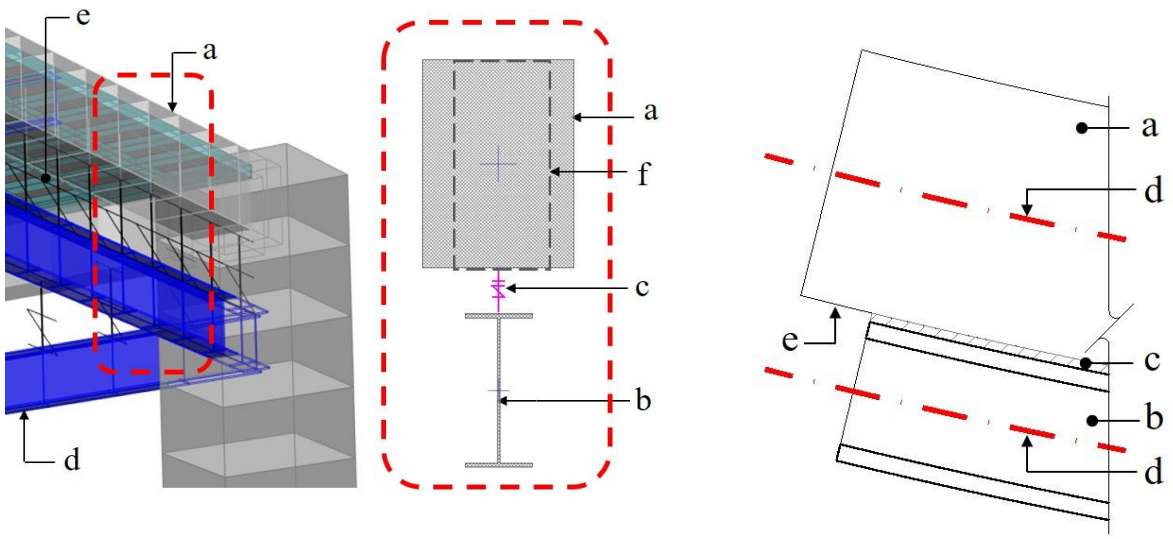


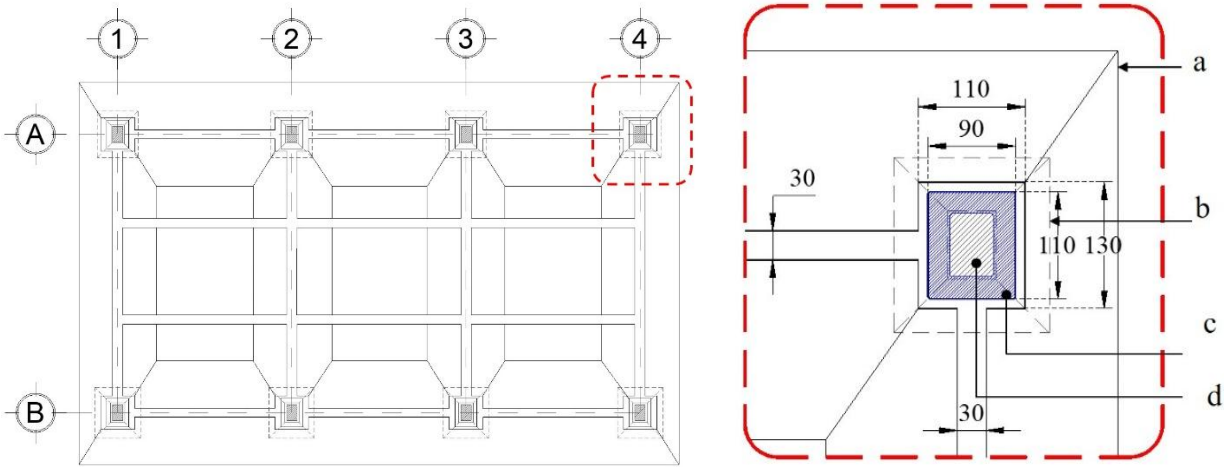
Figura 31. Trabes principales compuestas; a) modelo estructural con trabes compuestas; b) detalle de trabe compuesta; donde: a=trabe agrietada de concreto reforzado, b = conector mecánico, c = grout no metálico, d = trabe de acero, e = eje neutro, f = sección transformada de trabe de concreto considerada de acuerdo con la disminución del momento de inercia.



a) b)

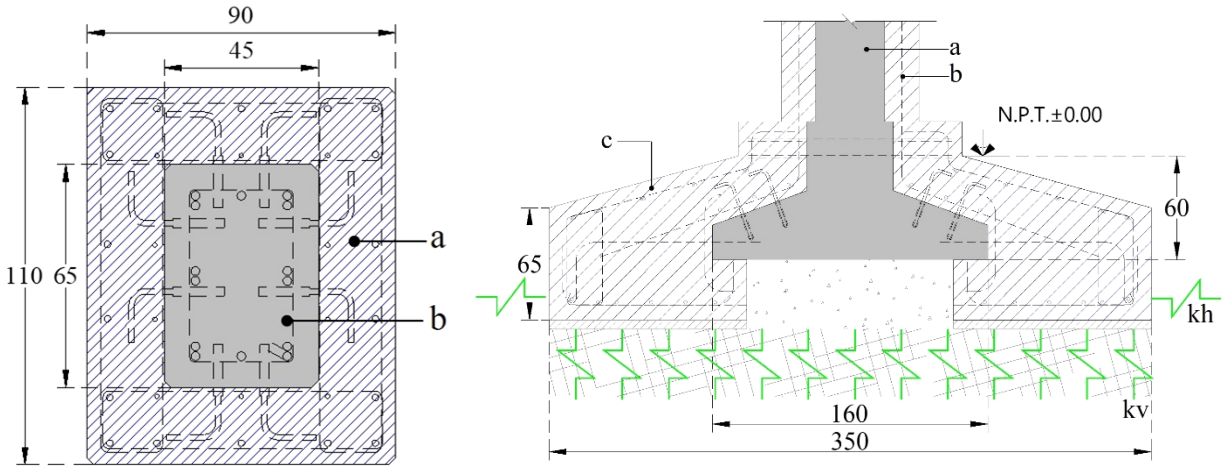
Figura 32. Trabes principales de contacto; a) modelo estructural con trabes de contacto con Gaps; b) detalle de trabe de contacto; donde: a = trabe agrietada de concreto reforzado, b = trabe de acero, c = elemento Gap de contacto, d = eje neutro, e = corrimiento entre elementos estructurales, f = sección transformada de trabe de concreto considerada de acuerdo con la disminución del momento de inercia.

Con el fin de devolver la rigidez inicial o adecuada para rehabilitar el comportamiento estructural, se opta por reforzar las columnas existentes por medio de un revestimiento de concreto reforzado, así mismo, la cimentación que actualmente está conformada por zapatas aisladas, se refuerza con un sistema de zapatas corridas y trabes de liga (ver figuras 33 y 34).



a) b)

Figura 33. Revestimiento en columnas y cimentación; a) vista en planta de la cimentación revestida; b) vista en planta de revestimiento de zapata y columna de concreto reforzado existente; donde: a = refuerzo de cimentación a base de zapatas corridas, b = proyección de zapata aislada existente, c = revestimiento de concreto reforzado en columna existente, d = columna de concreto reforzado existente.



a) b)

Figura 34. Detalles de revestimiento en columnas y cimentación; a) revestimiento de columna de concreto reforzado existente; b) revestimiento de columna de concreto reforzado existente; donde: a = refuerzo de columna por medio de revestimiento de concreto reforzado, b = columna de concreto reforzado existente, c = refuerzo de cimentación a base de zapatas corridas. Cotas en cm.

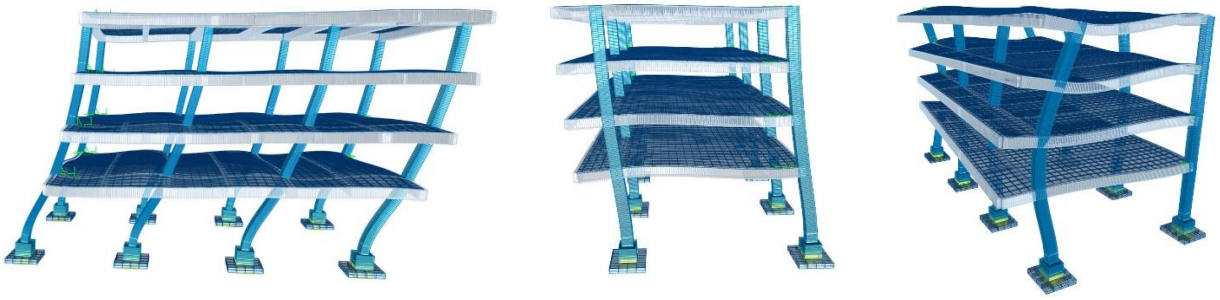
6. COMPARATIVA DEL COMPORTAMIENTO DINÁMICO ENTRE EL GEMELO ESTRUCTURAL Y EL MODELO REFORZADO

Con base en los modelos matemáticos, se determinaron los periodos asociados a los modos de vibrar del edificio en sus diferentes casos (ver tabla 3).

Tabla 3. Periodos asociados a los modos de vibrar.

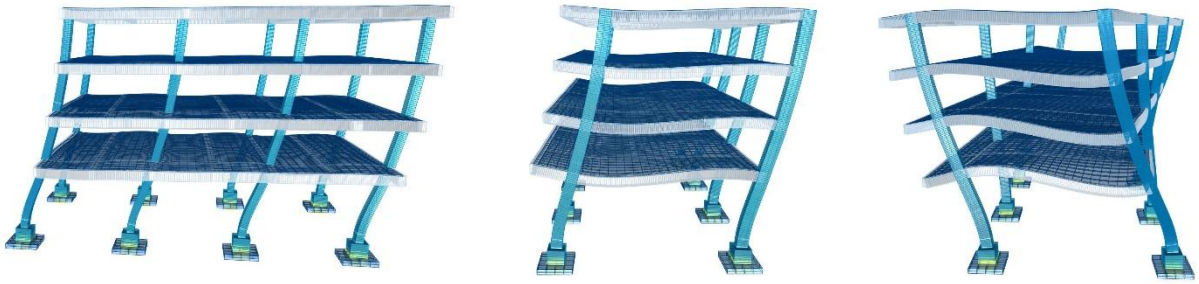
Caso	T(s)		
	M1	M2	M3
SRCE (EA)	0.35	0.30	0.19
SRSE (EA)	0.85	0.83	0.69
CRCE (EA)	0.85	0.45	0.41
CRSE (EA)	1.03	1.0	0.84
SRTC	0.48	0.40	0.37
SRTCM	0.42	0.39	0.34
CRTC	0.47	0.39	0.36
CRTCM	0.40	0.38	0.33

En la tabla 3 se muestra en el primer caso que los modos de vibrar M1, M2 y M3 para el EA del caso SRCE prácticamente alcanzaron los periodos determinados con la VA, por lo cual se calibró el modelo matemático base. Por otra parte, en las figuras 35 a 42 se muestran los modos de vibrar de cada caso mencionado en la tabla 3 de manera gráfica.



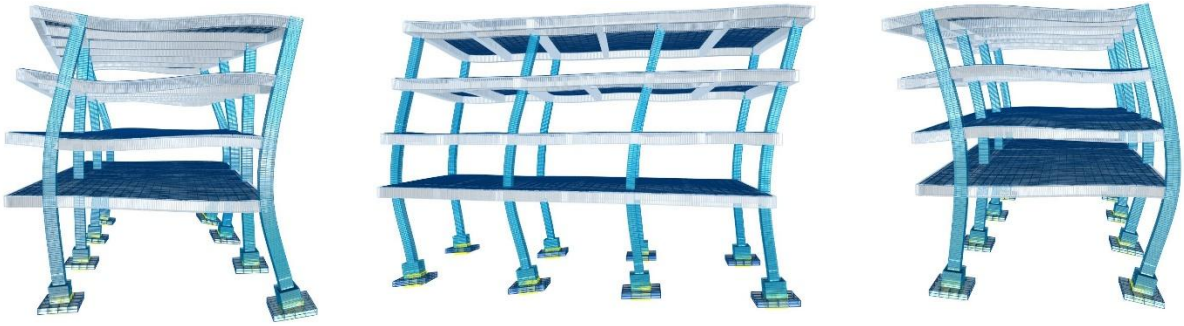
a) b) c)

Figura 35. Modos de vibrar en SRCE; a) M1; b) M2; c) M3.



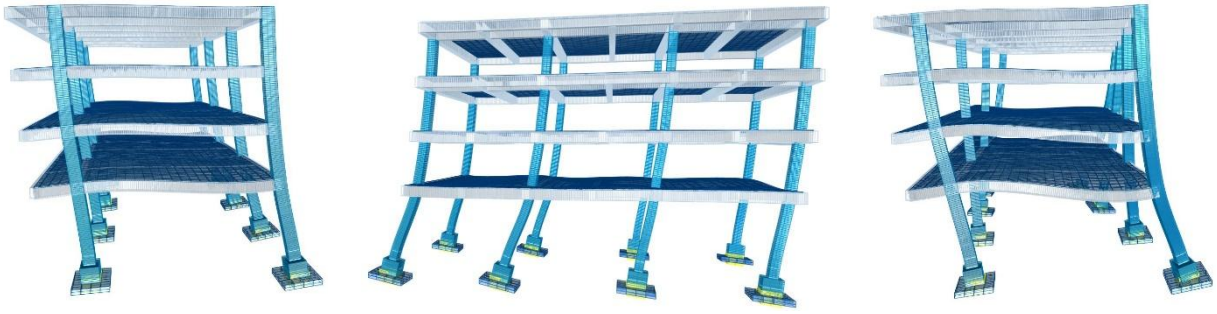
a) b) c)

Figura 36. Modos de vibrar en SRSE; a) M1; b) M2; c) M3.



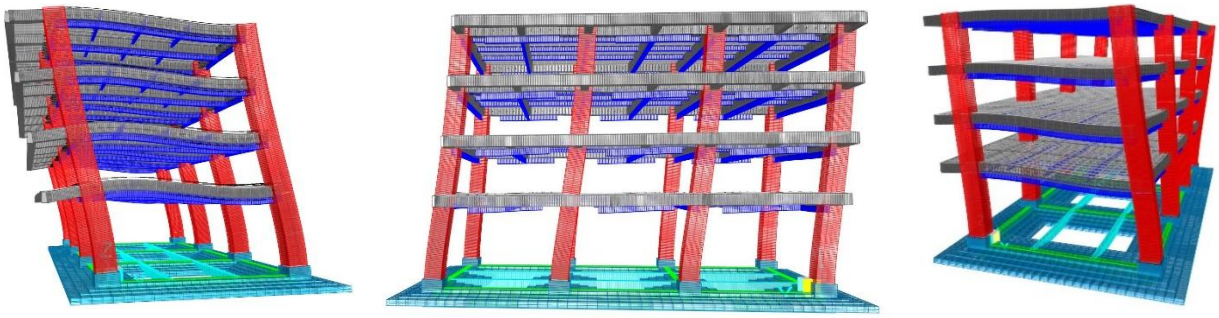
a) b) c)

Figura 37. Modos de vibrar en CRCE; a) M1; b) M2; c) M3.



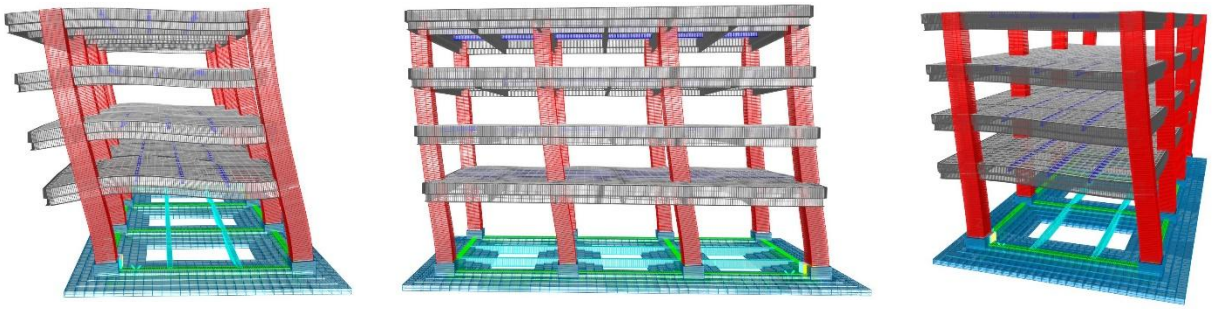
a) b) c)

Figura 38 Modos de vibrar en CRSE; a) M1; b) M2; c) M3.



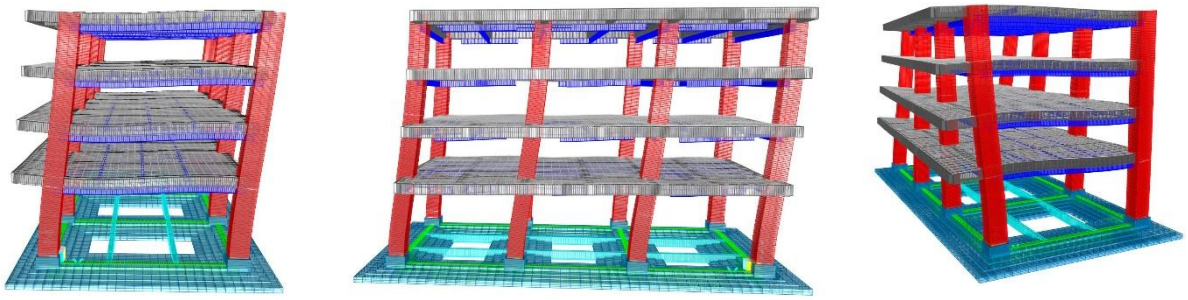
a) b) c)

Figura 39. Modos de vibrar en SRTC; a) M1; b) M2; c) M3.



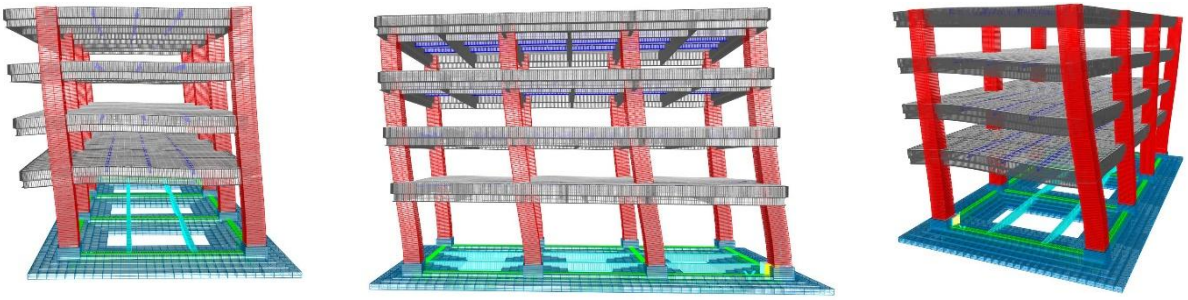
a) b) c)

Figura 40. Modos de vibrar en SRTCM; a) M1; b) M2; c) M3.



a) b) c)

Figura 41. Modos de vibrar en CRTC; a M1; b) M2; c) M3.



a) b) c)

Figura 42. Modos de vibrar en CRTCM; a) M1; b) M2; c) M3.

7. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Con base en lo anterior, se obtuvieron los desplazamientos y distorsiones de todos los casos (ver figuras 43 a 46) de acuerdo con las NTC-Sismo (2023).

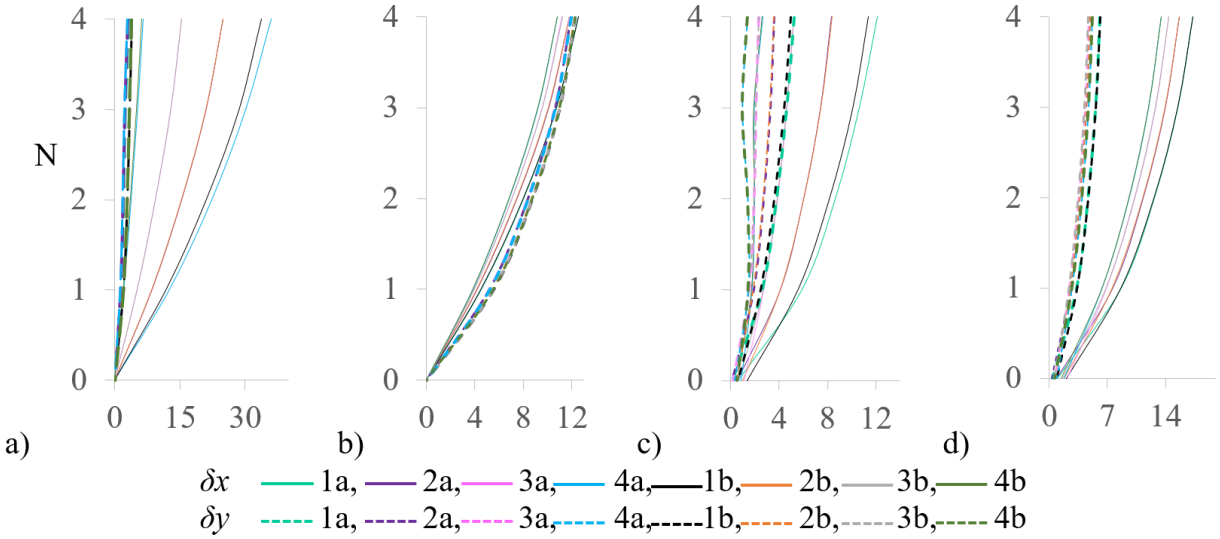


Figura 43. Desplazamientos laterales (δ) en EA; a) δ en X y Y (SRCE); b) δ en X y Y (SRSE); c) δ en X y Y (CRCE); d) δ en X y Y (CRSE), donde: N=nivel de entrepiso, δx = desplazamientos en dirección X, δy= desplazamientos en dirección Y. δ en cm.

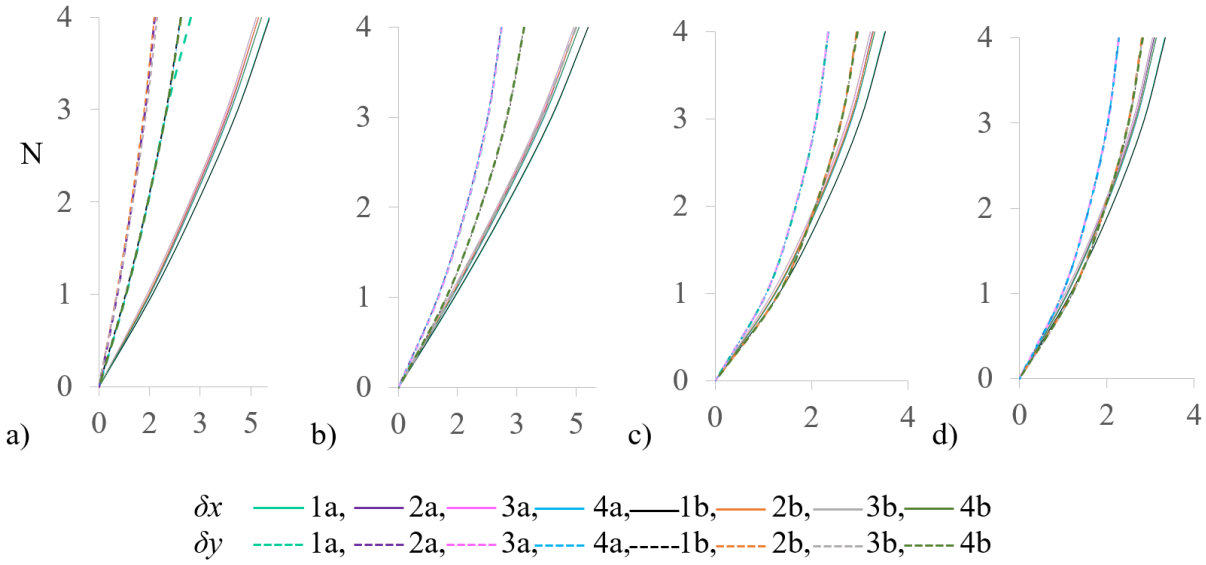


Figura 44. Desplazamientos laterales (δ) en edificio reforzado; a) δ en X y Y (SRTC); b) δ en X y Y (SRTCM); c) δ en X y Y (CRTC); d) δ en X y Y (CRTCM), donde: N=nivel de entrepiso, δx = desplazamientos en dirección X, δy= desplazamientos en dirección Y. δ en cm.

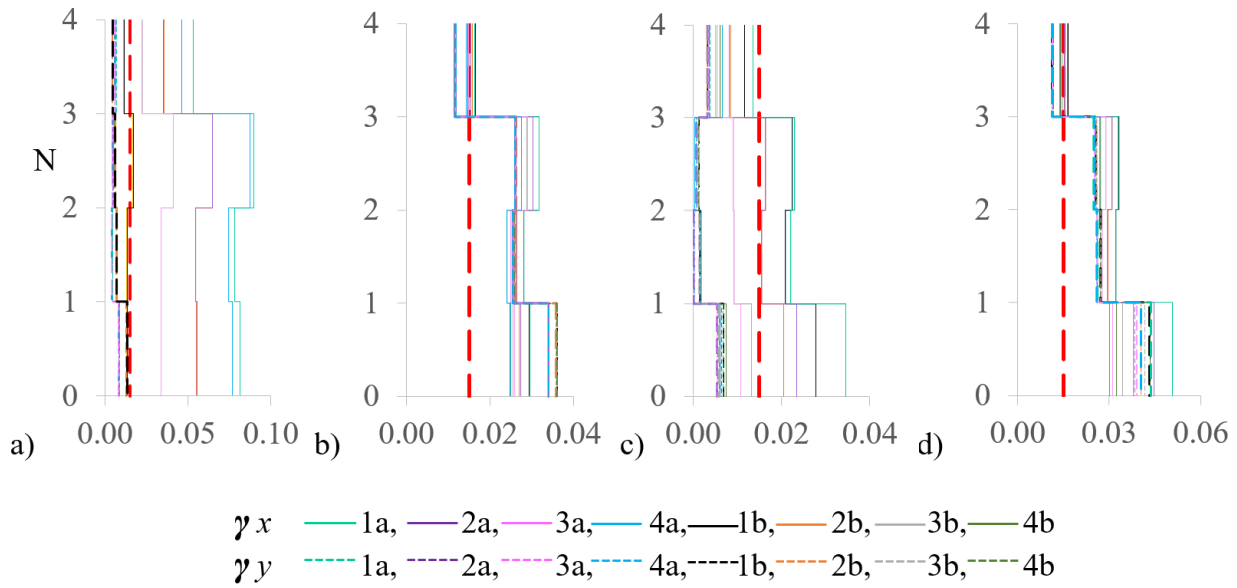


Figura 45. Distorsiones de entrepiso (γ) en EA en los ejes del sistema estructural; a) γ en X y Y (SRCE); b) γ en X y Y (SRSE); c) γ en X y Y (CRCE); d) γ en X y Y (CRSE). Donde: γL=distorsión límite NTC-Sismo (2023), N= nivel de entrepiso.

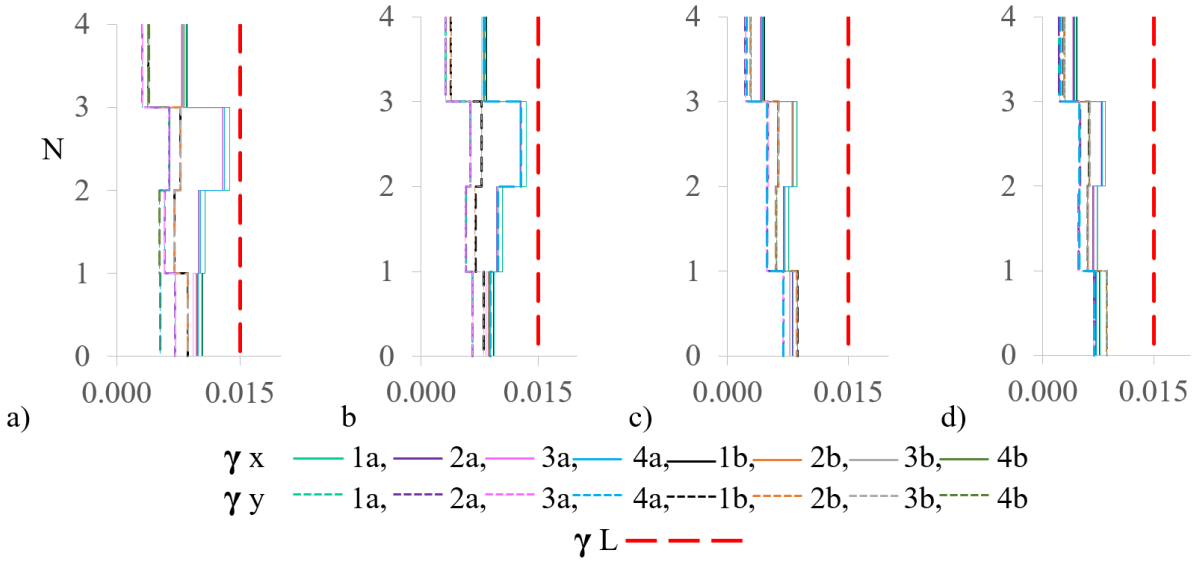
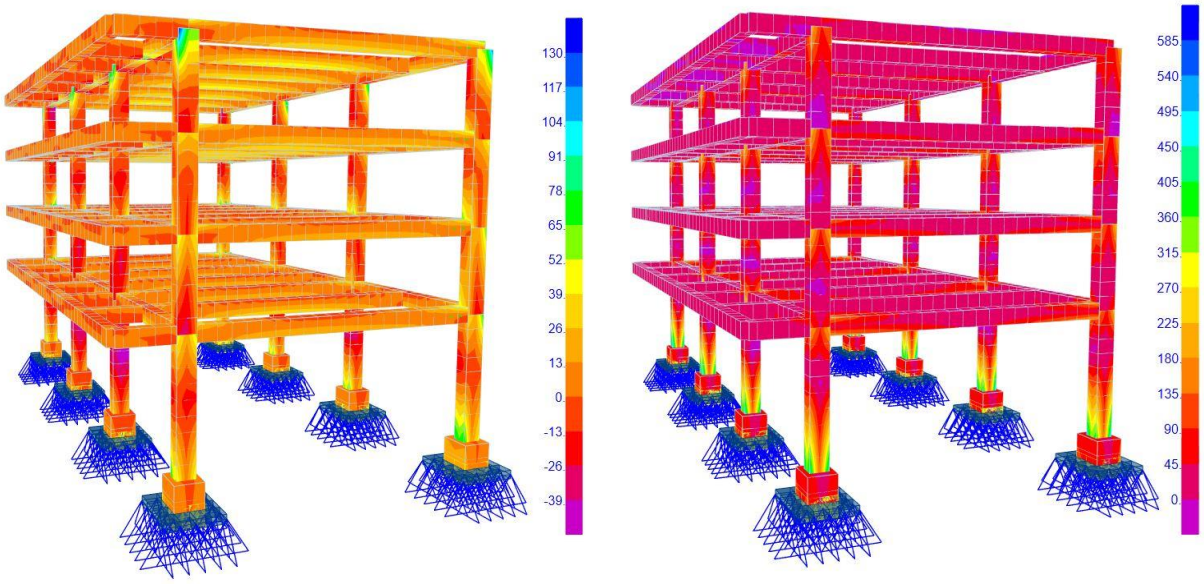


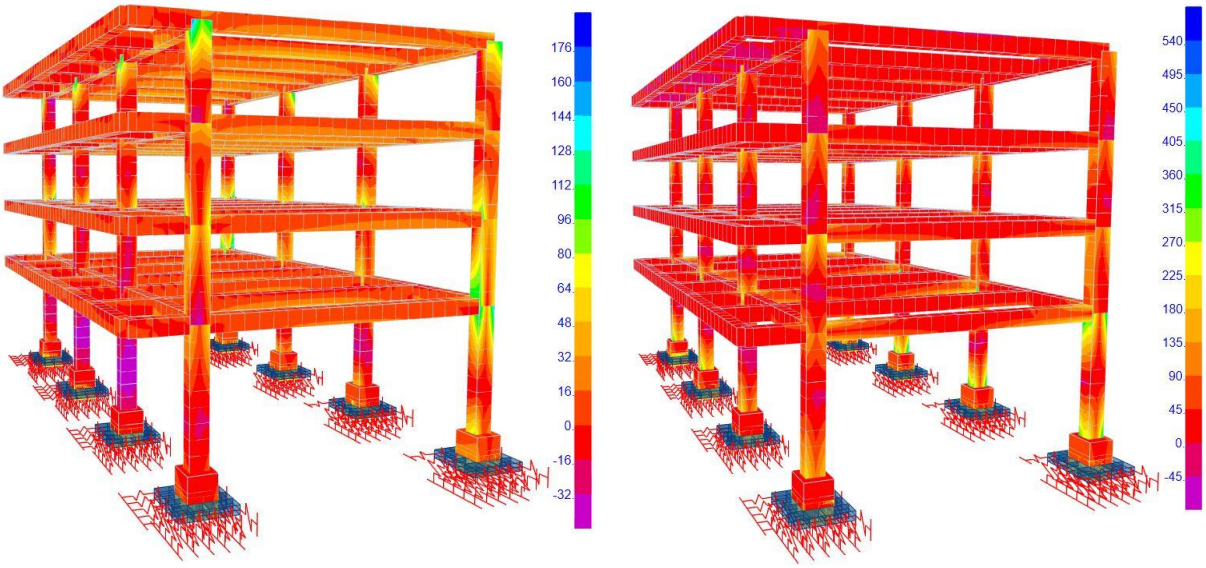
Figura 46. Distorsiones de entrepiso (γ) en edificio reforzado en los ejes del sistema estructural; a) γ en X y Y (SRTC); b) γ en X y Y (SRTCM); c) γ en X y Y (CRTC); d) γ en X y Y (CRTCM). Donde: γL=distorsión límite NTC-Sismo (2023), N= nivel de entrepiso.

De acuerdo con el análisis estructural del edificio en EA y en estructura reforzada, se identificaron las concentraciones de esfuerzos (en kg/cm²) en los elementos (ver figura 47 y 50).



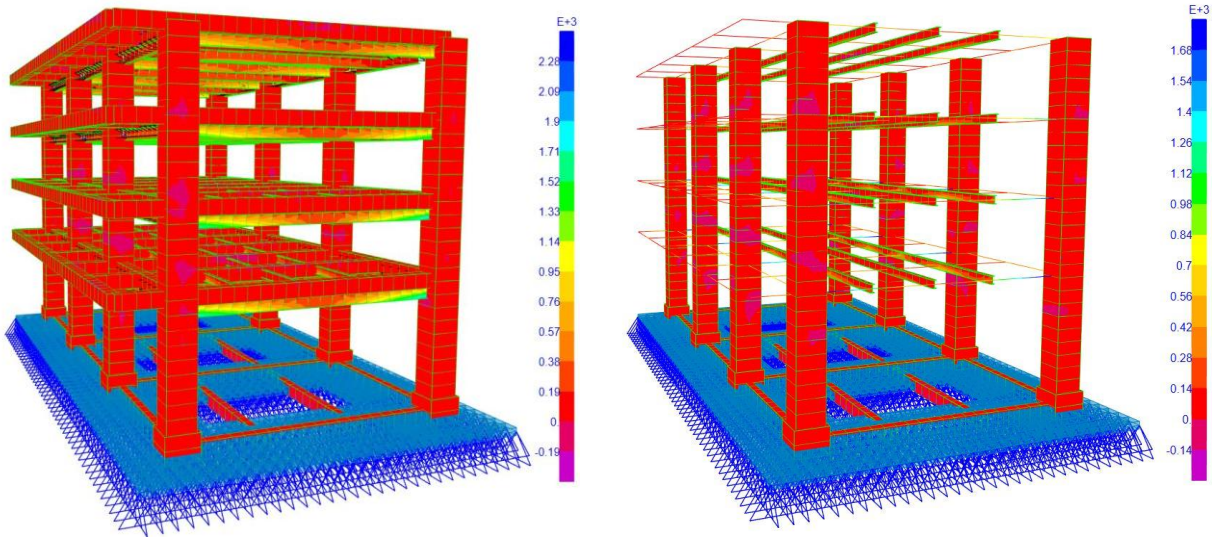
a) b)

Figura 47. Concentración de esfuerzos en EA sin interacción suelo-estructura (ISE); a) SRCE; b) SRSE.



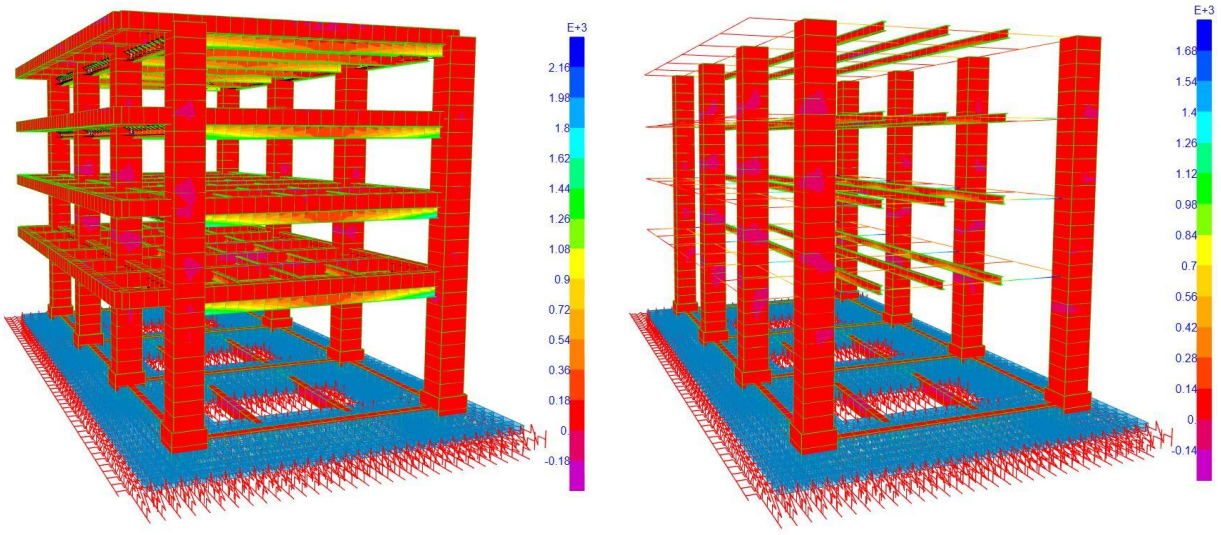
a) b)

Figura 48. Concentración de esfuerzos en EA con ISE; a) CRCE; b) CRSE.



a) b)

Figura 49. Concentración de esfuerzos de casos sin ISE; a) SRTC; b) SRTCM. Nota: el modelo mostrado la figura 48b no presenta las trabes compuestas extruidas, debido a que el software solo reconoce la extrusión de secciones precargadas, mostrando únicamente su relación de código de colores respecto a los esfuerzos.



a) b)

Figura 50. Concentración de esfuerzos de casos con ISE; a) CRTC; b) CRTCM. Nota: el modelo mostrado la figura 49b no presenta las trabes compuestas extruidas, debido a que el software solo reconoce la extrusión de secciones precargadas, mostrando únicamente su relación de código de colores respecto a los esfuerzos.

Para el caso de estudio se determinó una diferencia entre los módulos elásticos de la estructura existente (Ecl) y el módulo elástico teórico del concreto nuevo (Ecn), este último utilizado para simular el revestimiento de las columnas. Dicha diferencia se obtuvo por medio de la relación Ecn/Ecl la cual fue aproximadamente del 7%.

Por otro lado, la diferencia en la relación entre Ece/Ecl fue aproximadamente del 38%. Al obtener la relación de Ece/Ecn resultó en una diferencia del 29%. Así mismo, la resistencia a la compresión (f'c) determinada con las pruebas esclerométricas fue de 421 kg/cm² en promedio y una mediana de 418 kg/cm², lo cual difiere con el f'c obtenido directamente de las pruebas de laboratorio, el cual resultó de 335 kg/cm² en promedio, por lo cual se tiene una diferencia en la relación de f'c entre ambas pruebas de aproximadamente 25%. Esto demuestra que las f'c en edificaciones entradas en años, con cierto nivel de deterioro o incluso nuevas, pudieran no cumplir con los Ec teóricos estipulados en las normativas. Por otra parte, con la finalidad de conocer las propiedades dinámicas de la estructura en su estado actual, se realizaron pruebas de VA. Las mediciones se tomaron utilizando un sismómetro SARA Geobox y cinco acelerómetros triaxiales KINEMETRICS K2, con sensores que registran de manera directa las vibraciones en tres direcciones ortogonales en cada uno de los puntos de medición seleccionados. Asimismo, se calibró el modelo base, donde los periodos obtenidos con VA asociados a los modos 1, 2 y 3 fueron 0.33s, 0.29s. 0.16s respectivamente, además se identificaron los periodos predominantes del suelo en CL1 y CL2 con valores de 0.24s y 0.16s respectivamente. Así mismo, al revisar la capacidad de la cimentación del EA se observó deficiencia de ésta en cuanto a su superficie de desplante. Aunado a ello, se incrementó el peso de la estructura debido a la adición de los elementos de refuerzo y encamisado de columnas. Por tal motivo y considerando las características arrojadas por el estudio de mecánica de suelos, se optó por reforzarla (ver figuras 9, 33 y 34). El modelo con trabes compuestas mostró un mejor comportamiento respecto a los desplazamientos y distorsiones, en comparación con el modelo de trabes de contacto (ver figuras 43 y 45), mientras que el modelo con trabes compuestas disminuyó aún más los periodos fundamentales (ver tabla 3). Cabe mencionar que las dos consideraciones de reforzamiento cumplen con la disminución de las distorsiones y con el cumplimiento de los límites indicados en las NTC-Sismo-2023. Sin embargo, constructivamente las trabes compuestas requieren mayor cuidado al instante de conectar las trabes de acero con las de concreto fisurado. Es por ello que se decidió simular los modelos con el mismo tamaño de trabes de acero, ya que en caso de falla por resistencia en el sistema con trabes compuestas, las trabes de refuerzo de acero llegarán a trabajar por lo menos como las de contacto.

Al simular la estructura del edificio en contacto con otros cuerpos se observaron mayores desplazamientos. Esto resultó debido al impacto que tuvo por dicho contacto (ver figuras 43a y 43c), debido a la modificación del centro de rigidez en el cuerpo etiquetado como BETA, ya que al interactuar con los cuerpos ALFA y GAMA quedan prácticamente libres las columnas de los ejes 2a, 2b, 3a, 3b y 4b.

La diferencia de desplazamientos entre la estructura en estado actual, sin considerar el contacto con los cuerpos secundarios, y la estructura reforzada fue de 25 cm (ver figuras 43 y 44). Con ello se lograron disminuir las distorsiones de manera considerable, haciendo que éstas se encuentren dentro del rango permisible (ver figuras 45 y 46).

Para este caso de estudio no se tomó en cuenta el efecto de carbonatación y durabilidad de la vida útil del concreto. Así mismo, la corrosión en el acero se presenta en elementos secundarios y en muy pocas zonas del edificio, las cuales no aportan rigidez lateral al inmueble como son las losas y algunas trabes de borde. Sin embargo, es importante y recomendable que en trabajos a futuro se tome en cuenta dicha corrosión y se contrasten los resultados. En cuanto a la concentración de esfuerzos en el EA, se puede observar que estos tienden a magnificarse en la unión de trabes con columnas y en las conexiones de columnas con cimentación (ver figuras 47 y 48), poniendo en riesgo a la estructura, dado que una falla en un elemento vertical hace vulnerable a todo el sistema. En los modelos donde se integraron las trabes compuestas, trabes de contacto, revestimiento en columnas y cimentación es evidente que la concentración de esfuerzos se redistribuyó en todo el sistema y principalmente en las nuevas trabes de acero (ver figuras 49 y 50), disminuyendo su concentración y equilibrando dichos esfuerzos en los materiales de los diferentes elementos.

8. CONCLUSIONES

Se puede concluir que la degradación de los materiales a través del tiempo, así como la falta de mantenimiento preventivo conllevaron a la disminución de rigidez de los elementos constitutivos del sistema, esto modificó de forma significativa las propiedades dinámicas de la estructura, mostrando un incremento en los periodos de vibrar, así como de los desplazamientos y distorsiones laterales de la estructura. Una vez realizada la auscultación física, las pruebas mixtas son de suma importancia previo a la modelación y al análisis estructural, ya que, al realizar la lectura del edificio, se puede comprender de una forma más precisa al sistema estructural en su estado actual, por lo que, por medio de este proceso, se determina de forma más certera el grado de deterioro del comportamiento del inmueble, así como el estado actual de salud estructural ante efectos de desplazamientos laterales (estado de servicio).

El análisis de las propiedades físico-mecánicas de los materiales, del suelo y propiedades dinámicas son fundamentales para calibrar los modelos y para determinar las distorsiones de la estructura. Por otro lado, las pruebas esclerométricas por sí solas arrojaron módulos elásticos considerablemente altos en comparación con los obtenidos de pruebas de laboratorio. Al colocar las trabes de acero para restituir el entrepiso diafragmático y controlar dichas deflexiones, provocó el incrementó del peso de dichos entrepisos, y dado que el objetivo fue mejorar las distorsiones laterales, se revistieron las columnas con concreto reforzado para incrementar la rigidez lateral, ya que no se permitió el uso de elementos diagonales por motivos de conservación de la funcionalidad de los espacios arquitectónicos.

Es importante resaltar que, para rehabilitar el comportamiento de las distorsiones laterales, existen muchos procedimientos y materiales. Sin embargo, para el caso estudiado, los elementos de refuerzo fueron requeridos y condicionados por la disciplina de diseño arquitectónico en cuanto a la utilización de trabes de acero en el lecho bajo de las losas y trabes de concreto existentes, dado que éstas presentan deformaciones y flechas considerables, lo cual actualmente está provocando, entre otros efectos, que los entrepisos no trabajen como diafragmas totalmente rígidos, además que la relación de aspecto entre las trabes principales y las columnas del inmueble en su EA no cumplen con la condición requerida de trabe débil y columna fuerte.

Por otra parte, se determinó intervenir a los edificios secundarios ALFA y GAMA para separar los cuerpos y garantizar las juntas sísmicas pertinentes y con ello eliminar la tendencia de continuidad por contacto entre cuerpos. Los modelos que incluyen el refuerzo demostraron que además de regresar la rigidez estructural al sistema, también pueden controlar los efectos de resonancia, dados los periodos de vibrar de la estructura virtualmente rehabilitada y del suelo.

Las distorsiones de entrepiso disminuyeron cuando se consideraron los resortes en la base, esto se debe a que la cimentación tiende a girar y dichos giros absorben parte de las fuerzas inerciales de la superestructura y esta empieza a trabajar parecido a un bloque rígido, por lo que las distorsiones de entrepiso se aminoran.

9. AGRADECIMIENTOS

Se agradece al Instituto Politécnico Nacional (IPN) dado que parte de este texto se deriva de proyectos de investigación de la Secretaría de Investigación y Posgrado (SIP), por ejemplo: de los proyectos: 20211375 Análisis Estructural de Edificios con deficiencia en su relación de forma desplantados en suelos blandos en la Ciudad de México, 20220309 Sistemas Estructurales con Desplazamientos Inelásticos.

10. REFERENCIAS

ASTM (2018), *ASTM D1586/1586M-18 - Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils*, pp 3-12.

ASTM (2016), *ASTM E8/E8M-16a - Métodos de Ensayo Estándar para Ensayos de Tensión de Materiales Metálicos*, ASTM International, 2016".

Camargo, J. (2012), *"Procedimiento para automatización de metodologías de identificación de sistemas en el análisis de edificios instrumentados"*. Ciencia Nueva. http://132.248.10.225:8080/xmlui/handle/123456789/98, pp. 11-12.

Camargo, J. (2013), *"Procedimiento para automatización de metodologías de identificación de sistemas en el análisis de edificios instrumentados"*. Tesis doctoral. Universidad Nacional Autónoma de México. pp. 11-12.

CENAPRED (2018), *"Espectros de respuesta en la Cdmx de los sismos de septiembre de 2017, M 8.2 en el Golfo de Tehuantepec y M 7.1 Puebla- Morelos"*, Centro Nacional de Prevención de Desastres. México, p. 10.

CFE (2015), *"Manual de Diseño de Obras Civiles"*, Sección C: Estructuras, Tema 1: Criterios Generales de Análisis y Diseño, Capítulo C.1.3 Diseño por Sismo, Comisión Federal de Electricidad, p. 25

Chopra, A. (2014), "*Dinámica de estructuras*", cuarta edición. Pearson Educación. México, p. 9.

De Buen López, O. (2004), *"Diseño de Estructuras de Acero Construcción Compuesta"*. Fundación ICA, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, A.C., pp. 12-14.

Gere, J., Goodno, B. (2016), "*Mecánica de Materiales*", Octava edición. Cengage Learning. México, pp. 508 y 509.

Lermo, J., y Chávez-García, F. (1993), *"Site effect evaluation using spectral ratios with only one station"*. Bulletin of the seismological society of America, 83(5), pp. 1574-1594.

McCormac, J., Csernak, S. (2013), *"Diseño de Estructuras de Acero"*, quinta edición. Alfaomega. México, pp. 562-564.

Muriá, D. (2007), *"Experiencia mexicana sobre la respuesta sísmica de edificios Instrumentados"*. México DF: Academia de Ingeniería. México, p. 15-20.

Nakamura, Y. (1989), *"A method For Dynamics Charateristics Estimation of Surface Using Microtremor On The Ground Surface"*, Quarterly Report of Railway Tech Res. Inst. 30, pp. 25-33.

NTC-Cimentación (2023), *"Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Cimentaciones",* pp. 15-31.

NTC-Concreto (2023), *"Norma Técnica Complementaria para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto"*, p. 29, 52.

NTC-Sismo (2023), *"Norma Técnica Complementaria para el Diseño por Sismo"*, pp. 18-30.

NTC- Rehabilitación Estructural (2023). *"Norma Técnica Complementaria para la Evaluación y Rehabilitación estructural de edificios existentes"*, p. 57-60.

ONNCE (2009), *NMX-C-169-ONNCCE-2009. "Industria de la Construcción – Concreto - Extracción de especímenes cilíndricos o prismáticos de concreto hidráulico endurecido"*

ONNCE (2013), *NMX-C-109-ONNCCE-2013. "Industria de la Construcción – Concreto – Cabeceo de Especímenes"*

ONNCE 128 (2013), *NMX-C-128-ONNCCE-2013 Industria de la Construcción – Concreto sometido a compresión - Determinación del Módulo de Elasticidad estático y relación de Poisson.*

ONNCE (2014), N*MX-C-083-ONNCCE-2014. "Industria de la Construcción – Concreto - Determinación de la resistencia a la Compresión de Especímenes-Método de Ensayo",* pp. 3-9.

ONNCE (2018), *NMX-C-192-ONNCCE-2018.* "*Industria de la Construcción – Concreto – Determinación del Número de Rebote Utilizando el Dispositivo Conocido como Esclerómetro – Método de Ensayo"*

RSCDMX (2023), *"Servicio Sismológico Nacional"*. Red Sísmica de la Ciudad de México. http://siscdmx.ssn.unam.mx/red-instrumentos/mapa-ubicacion/ . Ultimo acceso mayo de 2025.

Salmon, C., Johnson, J. (1996), "*Steel Structures Design and Behavior*", cuarta edición. Prentice Hall. United States of America, pp. 957 y 958.

SAP2000v23 (2017), "*CSI Structural Analysis and Design*", Editorial Computers & Structures, Inc., p. 204.

Segui, W. (2000), "*Diseño de estructuras de acero con LRFD*", segunda edición. Thomson Editores, p. 451-455.

Torres, C. (2009), "*Pruebas de vibración ambiental para determinar las propiedades dinámicas de un edificio de 23 niveles y los efectos interacción suelo-estructura*". Tesis de maestría. Instituto Politécnico Nacional, pp 7-10.