UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

"EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO REGULAR QUE PRESENTA TORSIÓN DOMINANTE, USANDO EL REGLAMENTO NACIONAL DE LA CONSTRUCCIÓN 2007(RNC07) Y MÉTODO TIME HISTORY NO LINEAL".

Para optar al título de Ingeniero Civil

Elaborado por

Ing. Santos Alonzo Arguello Cruz

Tutor

Ing. Marco Palma, MsC.

Managua, Enero 2021

RESUMEN

Se presenta el desarrollo del método estático lineal conforme al reglamento Nacional de la construcción 2007 (RNC07) en un edificios virtual para la ciudad de Masaya, se estimaron los máximos desplazamientos, y las distorsiones máximas de entrepiso en el edificio bajo comportamientos lineales en estado límite de colapso, a partir de un análisis Dinámico espectral, se determina el comportamiento dinámico de la estructura, su forma de vibración predominante con respecto a la masa participativa, evaluado en los dos primeros modos de vibración, se calcularon periodos , frecuencias, cortantes, y desplazamientos usando cálculo manual apoyado del programa Matlab se generan script para el cálculo de la estructura por método Dinámico espectral y verificando dichos resultados mediante el programa de cálculo estructural ETABS, se evalúa la estructura en el rango no lineal usando Time History por integración Numérica mediante espacio de estado se realiza el cálculo manual usando Matlab y se verifican los resultados usando ETABS . El estudio hace especial énfasis en las diferencias generadas al analizar la estructura en dos rangos diferentes que pretenden dar respuesta a la estructura bajo condición de estado límite de colapso, cuando está sometida a cargas sísmicas con el fin de evaluar diferencias del análisis sísmico basado fuerzas reducidas. Concluyendo que la estructura presenta torsión dominante y que esta es generada no por su características geométrica, si no por su comportamiento Dinámico, mostrando este tipo de estructura un alto riesgo de colapso cuando es sometida a excitaciones sísmicas.

SUMMARY

The development of the linear static method is presented according to the National Construction Regulation 2007 (RNC07) in a virtual building for the city of Masaya, the maximum displacements were estimated, and the maximum mezzanine distortions in the building under linear behaviors in limit state of collapse, from a Dynamic spectral analysis, the dynamic behavior of the structure is determined, its predominant form of vibration with respect to the participatory mass, evaluated in the first two modes of vibration, periods, frequencies, shear, and Displacements using manual calculation supported by the Matlab program, scripts are generated for the calculation of the structure by Spectral Dynamics method and verifying these results using the ETABS structural calculation program, the structure is evaluated in the non-linear range using Time History by Numerical integration through space of state the manual calculation is carried out using Matlab and verify the results using ETABS. The study places special emphasis on the differences generated when analyzing the structure in two different ranges that seek to respond to the structure under a condition of limit state of collapse, when it is subjected to seismic loads in order to evaluate differences in the seismic analysis based on reduced forces. . Concluding that the structure presents dominant torsion and that this is generated not by its geometric characteristics, but by its Dynamic behavior, showing this type of structure a high risk of collapse when subjected to seismic excitations.

CONTENIDO

I. INTRODUCCIÓN 1
II. ANTECEDENTES 2
III. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA 4
IV. JUSTIFICACIÓN 5
V. OBJETIVOS 6
a) OBJETIVO GENERAL 6
b) OBJETIVOS ESPECÍFICOS 6
VI. MARCO TEÓRICO 7
c) Estructuras 7
i. Definición de Estructuras 7
ii. Configuraciones estructurales 7
iii. Irregularidad Torsional en las estructuras 8
iv. Irregularidad en cuanto a la rigidez estructural 9
v. Excentricidad Accidental 10
d) Análisis Lineal y No lineal 11
e) Análisis Dinámico 13
VII. HIPÓTESIS 21
VIII. DISEÑO METODOLÓGICO 22
IX. CÁLCULO DEL PESO TOTAL DEL EDIFICIO, CENTROS DE MASA Y CENTRO DE RIGIDEZ 24
- *Revisión de los desplazamientos (δxT, δyT)* 52
XI. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL ESPACIAL EN RANGO ELÁSTICO. 54
XII. ANÁLISIS TIME HISTORY APLICACIÓN MANUAL 103
a) *Aplicación espectral* 106
XII. CONCLUSIONES 137
XIII. RECOMENDACIONES 139
XII. BIBLIOGRAFÍA 140

I. INTRODUCCIÓN

Estructuras ubicadas en zonas de alta sismicidad pueden sufrir diversos daños cuando se someten a excitaciones sísmicas, Generalmente se ha utilizado el método de la fuerza lateral equivalente para el diseño de las edificaciones, el cual es un buen indicador de la respuesta elástica de la estructura, pero no toma en cuenta la formación de mecanismos de fallas y la capacidad de la estructura para un colapso progresivo cuando estas se ven sometidas a fuerzas sísmicas que generan grandes daños en los elementos estructurales que hacen exceder su capacidad elástica.

En muchas ocasiones se contemplan estructuras que a primera vista son geométricamente regulares, sin embargo presentan comportamiento torsional en uno de sus dos primeros modos de vibración, en la estructura de estudio se analiza el comportamiento dinámico de la estructura,

Una consideración más simplificada para determinar si los efectos de la torsión accidental afectan en el comportamiento sísmico del sistema, parte de relacionar el porcentaje de participación modal de la masa en rotación y el porcentaje de masa predominante en traslación, evaluado en los dos primeros modos de vibración en los cuales por lo general las fuerzas sísmicas presentan mayor magnitud pues los porcentajes de participación de la masa pueden alcanzar valores cercanos a un 80%. En el presente estudio se analizara un edificio de 5 niveles de marcos rígidos o pórticos resistentes de concreto armado ubicados en la zona C de Nicaragua, específicamente en la ciudad de Masaya. Se pretende evaluar el nivel de desempeño sísmico y diferencia basado en el análisis lineal en dicho edificio, dada las condiciones anteriores sería conveniente analizarlo mediante métodos no lineales en el rango inelástico usando análisis dinámico.

II. ANTECEDENTES

El efecto en la configuración de las estructuras en su respuesta sísmica ha llamado la atención de los ingenieros desde mediado del siglo XX.

(Gómez et al 2013) del Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., a través de su proyecto de investigación. : Se propuso un procedimiento que simplifica el diseño por torsión sísmica estática de edificios denominado Procedimiento Simplificado de Diseño, PSD. Para ello se estudió la distribución de las fuerzas cortantes entre los elementos resistentes de entrepiso en edificios diseñados por torsión sísmica y se analizaron los factores que afectan la excentricidad de diseño, particularmente la excentricidad accidental. En este sentido Gómez, acuña que de un análisis estático, las solicitaciones que se obtienen son diferentes a las que resultan de un análisis dinámico tridimensional.

El estudio establece las siguientes conclusiones:

Se demostró que el efecto de la torsión debido a la excentricidad accidental siempre es aditivo en los elementos estructurales y que depende de su rigidez y de su posición con respecto al Centro de Torsión y del radio de giro normalizado de los entrepisos.

Este trabajo es pertinente con la investigación aquí planteada ya que aborda una temática correlativa con la investigación realizada, principalmente en el problema de la torsión en estructuras irregulares.

Un segundo trabajo corresponde a (Mendoza 2008) quien realiza el estudio en “Diseño de estructuras Dúctiles considerando efectos torsionales”, de la universidad nacional de Cuyo.

Presentando como objetivos Proponer un método simple para cuantificar los efectos torsionales y su efecto en la ductilidad global de sistemas torsionalmente restringidos. Realizar ensayos dinámicos sobre modelos simples que permitan sacar conclusiones en base a la observación y comparación cualitativa de los modelos.

En este trabajo se manejan teorías como causas y consecuencias de la vibración rotacional, Criterios de Diseños para torsión en rango elástico e inelástico, orientadas al comportamiento de la estructura sometida a torsión. Afirma que los requerimientos de diseño incluidos en la mayoría de los códigos están basados en conceptos desarrollados en las décadas de 1960 y 1970 para sistemas elásticos y no para sistemas inelásticos. Estableciendo estudios paramétricos de sistemas simples en respuesta dinámica utilizando registros sísmicos como KOBE, VIÑA DEL MAR .Este trabajo se relaciona con la investigación planteada, demostrando que al aplicar análisis dinámicos las estructuras presentan un comportamiento diferente que el análisis efectuado en el rango elástico.

Un tercer trabajo de (Riveras y Aranda 2017) lleva por título “Revisión por sismo de un edificio irregular de mampostería confinada” presentado en el congreso Nacional de ingeniería sísmica. Realiza un estudio en la planta completa de un edificio que presenta una forma en “H” , clasificando la estructura como irregular ya que tiene entrantes y salientes que superan claramente el 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.

Se presentó la evaluación de la capacidad sísmica. La evaluación se hizo considerando ciertos métodos i) el método simplificado, ii) un análisis modal espectral tridimensional con columnas anchas, planteando la inconsistencia del código al aplicar el método simplificado de análisis.

Dicha investigación plantea una estrecha vinculación con el trabajo realizado dada las configuraciones en planta así como su análisis dinámico realizado, además los planteamientos de diseño sísmico aplicados por la norma mexicana y su inconsistencia ante un análisis dinámico.

III. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Dicha estructura se analizará en el rango lineal y no lineal mediante métodos de fuerzas reducidas y métodos dinámicos, es muy probable que al ser sometidas a eventos sísmicos esta presentará un comportamientos dinámico que muchas veces pasa por desapercibidos, este comportamiento es capases de generar hasta el colapso de la estructura. De edificarse en la vida real bajo estas condiciones se tiende a generar pérdidas económicas y humanas.

El estudio está enfocado en una estructura virtual, presentando regularidad en planta y elevación, su comportamiento dinámico es tal que en uno de dos primeros modos de vibración domina un comportamiento torsional y no traslacional, asignando a la estructura torsión dominante e imponiendo la pauta principal de dicho análisis.

En el presente estudio se utilizará el Reglamento Nacional de la construcción (RNC07) vigente a la fecha, el estudio se enfoca especialmente en las condiciones críticas de regularidad geométricas y factores de reducción sísmico reglamentario, seleccionando condiciones cercana a las extrema aceptable , relación largo ancho < 2.5, Factores de ductilidad Q =2, con el propósito de generar en la estructura mediante método dinámico torsión dominante y analizar que a simple vista estructuras geométricamente regulares, pueden presentar comportamientos dinámicos torsionales, además evaluar si dicho comportamiento presenta efectos en los estados límites de colapso de la estructura en el rango no línea.

Muchas veces para este tipo de estructura el grado de penalización que se aplica es nulo, además las penalizaciones no están basada en una valoración cuantitativa de la irregularidad sino más bien cualitativa. Existen valoraciones o principios basados en el comportamiento estructural elástico sin considerar el diseño sísmico de estructuras, enfocado en la capacidad de deformación inelástica, ninguna previsión respecto a los aspectos torsionales de la respuesta dúctil aparece en dichos códigos.

IV. JUSTIFICACIÓN

Este estudio pretende dar cuenta de aspectos estructurales del edificio, al determinar la estructura con torsión dominante, se analizaran las diferencias que se generen de un análisis sísmico basado en fuerzas reducidas ante un análisis dinámico no lineal.

Estos análisis permitirán en primera instancia determinar el grado de vulnerabilidad que la estructura presentará ante un posible evento sísmico. A si como las condiciones de servicios a las que estará expuesta, Además podrá servir de referencia para nuevos estudios de edificios que estén diseñados o sean diseñados bajo condiciones torsionales, en uno de sus primeros modo de vibración.

En dicho estudio se abordará la inconsistencia donde los factores de reducción reglamentarios dependen del material y del tipo estructural. considerando la suposición principal al usar la solución elástica para distribuir la resistencia entre los diferentes elementos, que todos ellos fluyen simultáneamente, lo que es falso, sabiendo que la consideración de la torsión no refleja propiamente el problema, no obstante conduciendo a un incremento de la capacidad traslacional sin controlar el giro torsional inducido.

Se analizarán las ventajas y limitaciones que presenta la estructura en análisis, desde el punto de vista de los atributos básicos que las estructura debe poseer para un óptimo desempeño en zonas sísmicas mediante su resistencia y rigidez a cargas laterales y capacidad de disipación de energía por medio de deformaciones inelásticas.

Se pretende que dicho estudio aporte pautas para análisis futuros en estructuras regulares que dinámicamente presenten torsión dominante, he impulse a considerar nuevas previsiones de diseños en nuestro RNC más allá del rango elástico y penalizaciones considerando el grado de torsionalidad e irregularidad para cada estructura.

V. OBJETIVOS

a) OBJETIVO GENERAL

Evaluar y analizar el desempeño sísmico de un edificio con torsión dominante usando RNC07 y el método TIME HISTORY no lineal.

b) OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar el análisis lineal en un edificio modelo con torsión dominante mediante los requerimientos del RNC07 usando método lineal.

- Realizar un análisis modal espectral a la estructura con el propósito de evaluar dichos resultados en el rango lineal.

- Aplicar el método TIME HISTORY no lineal en un edificio con torsión dominante según lo establecido en ASCE y FEMA, con el propósito de evaluar dichos resultados en el rango inelástico.

- Evaluar el desempeño sísmico de un edificio con torsión dominante en base a los datos obtenidos del análisis lineal y Time History no lineal para determinar inconsistencias en dichos resultados, usando los parámetros establecidos en ASCE y FEMA.

VI. MARCO TEÓRICO

c) Estructuras

i. Definición de Estructuras

Una estructura puede definirse como un sistema de miembros y conexiones individuales dispuesto para que todo el conjunto permanezca estable y sin cambios apreciables en forma, mientras se logran los criterios de desempeño. Una estructura puede concebirse como un conjunto de partes o componentes que se combinan en forma ordenada para cumplir una función dada. Estas deben cumplir la función a que está destinada con un grado de seguridad razonable y de manera que tengan un comportamiento adecuado en las condiciones normales de servicios Vinnakota (2006).

Puede afirmarse entonces que toda edificación tiene una serie de elementos sin los que sería imposible mantenerla estáticamente. Estos se hacen necesarios para lograr la inmovilidad total o parcial de la construcción, teniendo por tanto una función mecánica o estático-resistente, lo que permitirá que la edificación mantenga sus características. Estos elementos, conocidos como estructura, están unidos de alguna manera entre sí, y constituyen el sostén de la edificación. Desde el punto de vista estructural, toda edificación está compuesta por elementos soportantes y soportados. Se llama así a un conjunto de elementos resistentes que colaboran entre sí para soportar fuerzas o cargas manteniendo en todo momento su equilibrio, es decir todas las fuerzas que actúan sobre la estructura se compensan mutuamente. Delgado (2011).

ii. Configuraciones estructurales

Una parte muy importante para el desarrollo y análisis de la estructuras en estudio son las configuraciones estructurales de los edificios en análisis, esta es una característica muy importante en las estructuras. Al margen de las debilidades de la estructura, inconsistencias en los códigos o errores en el análisis y diseño, la configuración estructural juega un rol vital en la dimensión de una catástrofe. La configuración de la edificación puede ser descrita como regular o irregular en términos del tamaño y

forma de la misma, el arreglo de los elementos estructurales y de la masa. Las configuraciones regulares respetan la simetría (en planta y elevación), y tienen una distribución uniforme tanto de fuerzas de gravedad como de resistencia lateral. Las configuraciones irregulares carecen de simetría, y presentan discontinuidades en geometría, masa, o elementos resistentes de carga. Pueden causar interrupción del flujo de fuerzas y concentración de esfuerzos.

Las irregularidades de masa y rigideces de elementos, también pueden causar grandes fuerzas de torsión. A su vez, las irregularidades pueden distinguirse como verticales u horizontales. Las irregularidades horizontales se refieren a formas asimétricas en planta como (F, L, T, U) o discontinuidades en elementos de resistencia horizontal como (cortes, aberturas, esquinas entrantes, u otros cambios abruptos) Pankaj Agarwal et al (2006).

iii. Irregularidad Torsional en las estructuras

Las estructuras sometidas a sismos intensos deben ser capaces de resistir deformaciones inelásticas significativas conservando su capacidad de carga. En el caso de edificios asimétricos estas deformaciones inelásticas provienen de la traslación y rotación de sus entrepisos. Por lo tanto, su comportamiento debe ser tal que, además de soportar los desplazamientos laterales, tienen que resistir los adicionales debido a torsión, un planteamiento muy importante recalca:

Los requerimientos de diseño incluidos en la mayoría de los códigos están basados en conceptos desarrollados en las décadas de 1960 y 1970 para sistemas elásticos. Este criterio considera que el efecto torsional inducido por el terremoto puede ser representado en un análisis estático mediante la aplicación de un momento torsor a nivel de cada piso. El momento torsor depende de la excentricidad de diseño, la cual considera la excentricidad de rigidez del sistema (distancia entre el centro de masas, CM, y el centro de rigidez, CR) modificado por un factor de amplificación dinámica más el efecto de una excentricidad accidental. En el caso de realizar un análisis dinámico, sólo se considera la excentricidad accidental sin incluir el factor de amplificación dinámica Formica (2001).

Este tipo de análisis sólo conduce a un incremento en la resistencia de los elementos, especialmente aquellos más alejados del centro de rigidez, sin el control de los giros de la planta, por tal motivo se debe de buscar planteamientos que mejoren dichos procedimientos aplicados a un en nuestra épocas. Desde los años 70 investigadores planteaban que: Los momentos de torsión en edificios reales difieren de los obtenidos en un análisis dinámico debido a factores no considerados explícitamente Rosenblueth (1979).

Por una parte se pueden atribuir a las torsiones inducidas por el componente rotacional del terreno y a la diferencia en la llegada de las ondas sísmicas a los apoyos de las estructuras, y por la otra, a la diferencia entre las propiedades reales y las calculadas de las mismas. Por esto último, debido a las incertidumbres inherentes en las propiedades estructurales, aun las estructuras nominalmente simétricas pueden ser afectadas por torsión Chopra A.K ,et al (1994).

iv. Irregularidad en cuanto a la rigidez estructural

Un planteamiento muy importante para las estructuras en estudio es que a simple vista parecen simétricas, pero debido a la mala distribución de sus elementos estructurales, esta puede comportarse en términos de torsión antes que en traslación, se define entonces que :Esta irregularidad pertenece al primer tipo (irregularidad torsional) el cual contempla estructuras que a primera vista son geométricamente regulares pero que, debido a la mala disposición de sus elementos estructurales, presentan comportamiento torsional. La torsión global se refiere al fenómeno de equilibrio mecánico entre las deformaciones estructurales manifestadas como rotaciones de las plantas de la edificación en su plano (horizontal) y las solicitaciones resultantes según el eje vertical, denominadas pares de fuerzas o momentos torsores Hernández et al (2016).

La rigidez torsional se puede definir como el producto de las rigideces de los distintos elementos por sus distancias al centro de coordenadas elevadas al cuadrado, La rigidez rotacional, Kt, se puede calcular respecto al origen de coordenadas o respecto al Centro de Rigidez (CR). Esta última forma es la más usual al momento de realizar un análisis elástico. Castillo et al (2001)

En rango no lineal, los elementos fluyen y sus rigideces van cambiando por lo que también varía la rigidez torsional, Kt, del sistema.

Una vez definido lo que engloba la torsión en las estructuras se puede afirmar que es un efecto sumamente dañino en el comportamiento sísmico de edificios, por lo que para el análisis de las estructuras en estudio ha de ser considerado y analizarlo muy cautelosamente, tomando en consideración que no es tan poco común que se presente, pues su presencia la puede favorecer diversas causas o condiciones como plantas irregulares, distribución asimétrica de elementos resistentes (rigidez y resistencia) en planta, distribución asimétrica de masas en planta , o combinaciones de estos efectos siendo estos lo que se requieren analizar en dichas estructuras.

v. Excentricidad Accidental

La mayoría de los códigos de diseño tienen en cuenta el efecto producido por la torsión mediante la inclusión de una excentricidad adicional, llamada excentricidad accidental, que se le suma a la excentricidad estática, distancia entre el CM y el CR. Esta excentricidad accidental tiene por objeto el incrementar las fuerzas demandadas a los elementos debido a que se incrementa el momento torsor de diseño.

El concepto de excentricidad adicional invoca que hay errores en la estimación de la posición del CM y el CR y eso se cubre agregando un porcentaje de la longitud de la planta en dirección perpendicular a la acción sísmica, denominado β, a la excentricidad estática. Los valores de β varían en las distintas normas entre 0.05 y 0.15. De La Llera y Chopra (1994).

Según el RNC07 estipula que : Para fines de diseño, el momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco o muro resulte más desfavorable de las siguientes: $e_D = 1.5e_s + 0.1b$; $e_D = e_s - 0.1b$

Donde b es la dimensión de la planta que se considera, medida perpendicularmente a la acción sísmica.

Es posible afirmar que en la actualidad, resulta prácticamente imposible estimar con precisión esta torsión denominada accidental, la manera usual de considerarla en el diseño sísmico de estructuras es incluyendo un momento de torsión adicional, que se obtiene de suponer que la fuerza cortante que actúa en el entrepiso se desplaza de su posición original. A este desplazamiento de la fuerza cortante se le denomina excentricidad accidental, y se expresa como un porcentaje de la dimensión máxima de la planta de la estructura que es perpendicular a la dirección del sismo.

De la Llera y Chopra plantean una metodología simplificada para estimar los efectos de torsión accidental en el diseño sísmico de edificios, el cual está basado en investigaciones analíticas y probabilísticas del incremento en la respuesta de sistemas de un piso debido a la torsión accidental. Para describir el procedimiento es necesario definir el desplazamiento normalizado del sistema como la relación entre el desplazamiento del sistema considerando la torsión accidental y el desplazamiento del sistema sin considerar la torsión accidental.

El proceso se centra en el cálculo del desplazamiento normalizado, relacionando las frecuencias fundamentales de los movimientos torsionales y laterales desacoplados del edificio.

Esta metodología entonces se centra en el comportamiento estructural dinámico de cada estructura analizada y la penalidad aplicada es específica y única para cada estructura siendo este parte de los objetivos del estudio de los edificios en análisis.

d) Análisis Lineal y No lineal

i. Análisis Lineal

El análisis lineal asume que la relación entre cargas y desplazamientos resultantes es lineal, es decir, se cumple el principio de superposición: si se duplica la magnitud de la carga se obtiene el doble de respuesta del modelo (desplazamientos y fuerzas internas resultantes). Todas las estructuras reales se comportan de forma no lineal a partir de un cierto nivel de carga. En muchos casos, un análisis lineal puede ser adecuado, pero en otros muchos la solución lineal producirá resultados equivocados, en cuyo caso se deberá realizar un análisis no lineal.

Los edificios en estudios debido a sus características geométricas y sus configuraciones en distribución de sus elementos estructurales, no se considera adecuado la estimación del diseño sísmico bajo condiciones de comportamiento lineal dado que en la estructura estimas que sus elementos fluyen simultáneamente lo cual no es correcto, el análisis elástico de las estructuras no es ya un criterio razonable al momento de evaluar el comportamiento de un edificio ya que si está sometido a fuerzas sísmica elevada su comportamiento será no lineal Paulay, (1996,1997c), Priestley (2003).

ii. Análisis no Lineal

El análisis no lineal es una herramienta muy poderosa para los estudios de vulnerabilidad sísmica y reforzamiento estructural, ya que permiten “justificar” de una manera formal, que así no se cumplan a cabalidad todos los requerimientos de las normas vigentes.

- El análisis depende del refuerzo, el grado de fisuración y el detallado de las secciones de cada uno de los elementos
- Se puede conocer la secuencia de plastificación y así verificar jerarquías
- El principio de superposición opera por rangos de carga y no es lineal
- Se puede verificar el verdadero desempeño de la estructura, a partir de cargas sin
- El coeficiente R y la curva de capacidad, son parámetros propios de la estructura.
- Las provisiones sísmicas son el resultado de un análisis de capacidad, lo que las hace fácilmente verificables Implicaciones

Otra importante causa de no linealidad se debe a la relación no lineal existente entre esfuerzo y deformación. Esta situación ocurre cuando el material no sigue la Ley de Hooke, es decir, los esfuerzos no son directamente lineales a las deformaciones.

e) Análisis Dinámico

El método dinámico se divide en dos: modal espectral y “paso a paso” en el tiempo

El análisis modal espectral

Este analiza el problema dinámico estructural partiendo del siguiente sistema de ecuaciones diferenciales

$$Mq + C\dot{q} \ddot{+} Kq = Q$$

Ec.6.1

Donde:

M: Matriz de masa de la estructura

C: Matriz de amortiguamiento de la estructura

K: Matriz de rigidez de la estructura

q: Vector de desplazamientos en coordenadas generalizadas

$\dot{q}$: Vector de velocidad en coordenadas generalizadas

$\ddot{q}$: Vector de aceleración en coordenadas generalizadas

Q: Vector de cargas generalizadas.

Dado que en la ecuación anterior, las matrices de amortiguamiento y rigidez poseen valores fuera de la diagonal principal, se puede afirmar que el sistema de ecuaciones se encuentra acoplado. Las ecuaciones están desacopladas, si se cambian las coordenadas del sistema, de generalizadas a principales.

En coordenadas principales, el vector de desplazamientos (q) se expresa de la siguiente forma

$$q = \emptyset X$$ Ec.6.2

Siendo que ∅ la matriz que contiene los modos de vibración (provenientes de un problema de vibración libre sin amortiguamiento), y X el vector de desplazamiento en coordenadas naturales o principales.

Cuando el problema dinámico inicial, se expresa en el nuevo sistema de coordenadas, adquiere la forma:

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + \ddot{K'}\dot{X} = Q' \qquad \text{Ec.6.3}$$

Donde:

M* Matriz de masa desacoplada

C* Matriz de amortiguamiento desacopladas

K* Matriz de Rigidez desacoplada

X vector de desplazamientos en coordenadas principales

$\dot{X}$ Vector de velocidad en coordenadas principales

$\ddot{X}$ Vector de aceleraciones en coordenadas principales

Q* vector de cargas generalizadas en un sistema desacoplado

Siendo M*, C*, K* Diagonales e iguales a:

$$M^* = \emptyset M \emptyset \qquad \text{Ec.6.4}$$

$$C' = \emptyset' C \emptyset \qquad \text{Ec.6.5}$$

$$K' = \emptyset' K \emptyset \qquad \text{Ec.6.6}$$

Por otro lado los modos de vibración tienen la propiedad de ser ortogonales respecto a la matriz de masa y de rigidez.

$$\emptyset^{(i)t} M \emptyset^{(j)} = 0$$

$$\emptyset^{(i)t} K \emptyset^{(j)} = 0 \qquad \text{Ec.6.7 y 6.8}$$

Mientras que, de acuerdo a la obtención de las formas vibracionales:

Por lo que la ecuación (6.4) puede expresarse como:

$$M^{*}=\begin{pmatrix} \phi^{(1)t}M\phi^{(1)} & 0 & 0 \\ 0 & \phi^{(2)t}M\phi^{(2)} & 0 \\ 0 & 0 & \phi^{(n)t}M\phi^{(n)} \end{pmatrix}=\eta\begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix}$$

Ec.6.9

Los tipos de ecuaciones que surgen del análisis modal, conducen a solucionar un eigensistema, lo que se traduce en la obtención de sus valores y vectores propios, cuya interpretación física corresponde a las frecuencias y los modos de vibración de la estructura. De ahí que:

$$K\phi^{(i)}=\lambda_i M\phi^{(i)}$$

Ec.6.10

λi: Es el valor propio del modo i, que expresado en función de las frecuencias de vibración wi igual a:

$$\lambda_i=W^2_{ni}$$

Ec.6.11

Si la ecuación (5.10) se multiplica por $\phi^{(i)t}$, se obtiene que los valores de la matriz K* son:

$$K^{*}=\eta\begin{pmatrix} W^2_{n1} & & \\ & W^2_{n2} & \\ & & W^2_{nn} \end{pmatrix}$$

Ec.6.12

La matriz de amortiguamiento C*; por su parte; al expresarse en función de las frecuencias naturales de vibración, (: QL) y del amortiguamiento de la estructura (ξ) es igual a la mostrada en la Ec 6.13 (Aguiar 2008).

$$C^{*}=2\xi\eta\begin{pmatrix} W_{n1} & & \\ & W_{n2} & \\ & & W_{nn} \end{pmatrix}$$

Ec.6.13

De manera tal que al reemplazar las ecuaciones (6.9), (6.11) y (6.12) en (6.13), el nuevo sistema de ecuaciones desacopladas adopta la forma:

$$\begin{pmatrix} \eta & & \\ & \eta & \\ & \cdots & \\ & & \eta \end{pmatrix}\begin{pmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_1 \\ \cdots \\ \ddot{x}_n \end{pmatrix}+2\xi\eta\begin{pmatrix} W_{n1} & & & \\ & W_{n2} & & \\ & & \cdots & \\ & & & W_{nn} \end{pmatrix}\begin{pmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \\ \cdots \\ \dot{x}_n \end{pmatrix}+\eta\begin{pmatrix} W_{n1}{}^2 & & & \\ & W_{n2}{}^2 & & \\ & & \cdots & \\ & & & W_{nn}{}^2 \end{pmatrix}\begin{pmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \cdots \\ x_n \end{pmatrix}=-Q^{*}$$

Ec.6.14

En esta expresión, el vector de cargas Q*, puede escribirse de la siguiente forma:

$$Q^{*}=-\emptyset Q$$

Ec.6.15

O lo que es lo mismo:

$$Q^{*}=-\begin{pmatrix} \emptyset^{(1)t} \\ \emptyset^{(2)t} \\ \cdots \\ \emptyset^{(n)t} \end{pmatrix}Mb\ddot{Sg}$$

Ec.6.16

Siendo b, el vector unitario que relaciona los grados de libertad con los movimientos del suelo, y Sg la aceleración del suelo representada por el espectro de respuesta.

$$\eta\ddot{x}_i+2\xi\eta W_{ni}\dot{x}_i+\eta W_{ni}{}^2x_i=-\emptyset^{(i)t}Mb\ddot{Sg}$$

Ec.6.17

$$\ddot{x}_i+2\xi W_{ni}\dot{x}_i+W_{ni}{}^2x_i=\frac{-\emptyset^{(i)t}Mb}{\eta}\ddot{Sg}$$

Ec.6.18

De donde puede decirse que:

$$\frac{\emptyset^{(i)t}Mb}{\eta}=\gamma_i$$

Ec.6.19

Siendo (yi) el factor que representa la participación del modo i, en la respuesta global de la estructura, expresado en valor absoluto. La obtención del factor de participación modal i, permite a su vez determinar el máximo desplazamiento (xi) ocurrido en ese modo, mediante la siguiente ecuación:

$$x_i=\gamma_i\left(\frac{T_I}{2\pi}\right)^2 S_{ai}$$

Ec.6.20

Donde Ti y Sai son el período de vibración y la aceleración espectral asociado a

dicho período en el modo vibratorio i, respectivamente. El cálculo del factor (yi) resulta ser de suma importancia en el análisis, ya que permite pasar la respuesta en desplazamientos de un sistema de un grado de libertad, a uno de varios grados de libertad.

Se debe recordar que la ecuación (6.20), determina el desplazamiento máximo en el modo vibracional i, en coordenadas principales. Si se desea que dicho desplazamiento este expresado en coordenadas generalizadas, se puede aplicar la siguiente ecuación:

$$q_i=\gamma_i\left(\frac{T_I}{2\pi}\right)^2 S_{ai}\emptyset^{(i)}$$

Ec.6.21

A partir de los desplazamientos máximos modales, las fuerzas elásticas máximas modales (Q) en el modo de vibración i, pueden ser calculadas mediante la expresión que se presenta enseguida.

$$Q^{(i)}=Kq^{(i)}=\gamma_{ix}S_{ai}M\emptyset^{(i)}$$

Ec.6.22

Criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS)

Suelen recomendarse en el caso de que las frecuencias naturales de vibración del sistema se encuentran separadas más del 10% (Aguilar. 2008).

Según el criterio, la respuesta máxima probable del desplazamiento cortante o momentos se toman como igual a la raíz cuadrada, de la suma de los cuadrados de los valores máximos modales de respuesta

Por otro lado, el método “paso a paso” toma en cuenta el comportamiento de la estructura ante la acción de un acelerograma determinado resolviendo la ecuación de movimiento para cada instante de tiempo. Este último método es el que reproduce de manera más realista la respuesta sísmica de estructuras con comportamiento no-lineal. La diferencia entre el método estático y el dinámico consiste en la manera de considerar el posible comportamiento inelástico y la forma en que se define la excitación sísmica de diseño. Guzmán (2009).

Time History no lineal

Mediante Método espacio de estado

El método toma como punto de partida el siguiente sistema de ecuaciones diferenciales:

$$M\ddot{q}+C\dot{q}+Kq=Q$$

Cuando se multiplica la ecuación 6.1 por M^{-1} esta se puede escribir como:

$$\ddot{q}+ M^{-1}C\dot{q}+M^{-1}Kq=M^{-1}Q \qquad \text{Ec.6.23}$$

Si en este punto, se introduce como artificio numérico la expresión:

$$\dot{q}-\dot{q}=0 \qquad \text{Ec.6.24}$$

Y si se adopta la siguiente notación:

$$X=\begin{bmatrix} q \\ \dot{q} \end{bmatrix}$$ Ec.6.25

$$\dot{X}=\begin{bmatrix} \dot{q} \\ \ddot{q} \end{bmatrix}$$ Ec.6.26

La expresión (6.26) se escribirá:

$$\dot{X}=\begin{bmatrix} Iq \\ -M^{-1}(Kq+C\dot{q})+M^{-1}Q \end{bmatrix}$$ Ec.6.27

$$\dot{X}=\begin{bmatrix} Iq \\ -M^{-1}Kq-M^{-1}C\dot{q} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ M^{-1}Q \end{bmatrix}$$ Ec.6.28

$$\dot{X}=\begin{bmatrix} 0 & I \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C \end{bmatrix} X+\begin{bmatrix} 0 \\ M^{-1}Q \end{bmatrix}$$ Ec.6.29

Reemplazando (6.25) en (6.29):

$$\dot{X}=\begin{bmatrix} 0 & I \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q \\ \dot{q} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ M^{-1}Q \end{bmatrix}$$ Ec.6.30

Al realizar los cambios de variables, se tiene que:

$$F=\begin{bmatrix} 0 & I \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C \end{bmatrix}$$ Ec.6.31

$$r=\begin{bmatrix} 0 \\ M^{-1}Q \end{bmatrix}$$ Ec.6.32

Teniéndose que la ecuación (6.30) puede escribirse como:

$$\dot{X}=FX+r$$

Ec.6.33

En la ecuación (6.33), representa el vector de estado que almacena las velocidades y las aceleraciones del sistema, en un instante determinado de tiempo; r el vector de excitación sísmica y X; el vector de estado de velocidades y desplazamientos.

La solución del sistema de ecuaciones planteado, puede considerarse como la generalización de la integral de Duhamel para varios grados de libertad en donde se toma la variación de la excitación sísmica entre los instantes de tiempo k y k+1. Dicha solución responde a la expresión:

$$X_{k+1}=AX_i+P_1r_{k+1}+P_2(r_{k+1}-r_k)$$

Ec.6.34

Definiéndose a:

$$A=e^{\Delta t\, F}$$

Ec.6.35

$$P_1=F^{-1}(A-I)$$

Ec.6.36

$$P_2=F^{-1}(\frac{1}{\Delta t}P_1-A)$$

Ec.6.37

$$F^{-1}=\begin{bmatrix}-K^{-1}C & -K^{-1}M\\ I & 0\end{bmatrix}$$

Ec.6.38

VII. HIPÓTESIS

El desempeño sísmico en estructuras regulares con torsión dominante basado en fuerzas reducidas presenta diferencia en su evaluación sísmica en el rango no lineal

VIII. DISEÑO METODOLÓGICO

i) Descripción del trabajo

Proceso de recolección de datos

Para la realización y desarrollo de dicha investigación será necesario tomar en consideración el siguiente procedimiento para la obtención de información necesaria en la investigación : Selección de los materiales y los parámetros sísmicos a considerar, tamaños de los edificios a analizar, el tipo de suelo, zonificación en la que se pretende sea desplantado en edificio, tipo de sistema estructural, Pre-dimensionamiento de las edificaciones elegidas, Dimensionamiento de las edificaciones elegidas con el software de diseño estructural ETABS 2016, análisis y diseño de la estructuras usando método estático lineal y dinámico espectral conforme el RNC07, análisis no lineal usando Time History mediante el método FNA tomando en consideración sismos ocurridos en la zona que caen dentro de la envolvente espectral de diseño , además que presenten características e intensidades similares para dicho análisis

I. Universo de trabajo y sus integrantes

Una estructuras de 5 niveles, a porticadas de concreto armado, con ubicación en la zona C de Nicaragua, es el universo de trabajo en el que se desarrollará este análisis, sus componentes y propiedades, dimensiones y secciones de sus elementos estructurales integran la parte principal para la obtención de datos necesarios en la ejecución y desarrollo del análisis de dichas estructuras, con el fin de alcanzar los objetivos planteados en la investigación

a). Señalamiento y descripción de fuentes de datos que generan información y tipo de información necesaria de la fuente.

Expresan las técnicas de recolección de datos como el conjunto de procedimientos y herramientas, para recoger, validar y analizar la información necesaria que permita lograr los objetivos de la investigación. Como fuente primaria de información se

obtendrá destino o uso de la estructura, la ubicación de esta, esta información permitirá determinar el tipo de suelo en dependencia de la ubicación de la zona sísmica, según el artículo 28 del Reglamento nacional de la Construcción 2007 (RNC07), además el tipo de material (concreto) y sistema constructivo a utilizar en el análisis.

Como segunda fuente de información están las configuraciones geométricas y dimensionamientos de las estructuras (tipo de forma de la planta de cada edificio), (Regularidad de la estructura), usando la relación largo ancho y su relación de altura a su dimen mención menor, según lo estipulado en el artículo 23 del Reglamento Nacional de la construcción 2007. Como tercera fuente de información es la cuantificación de sus elementos estructurales, distribución de estos en planta, y sus dimensiones y propiedades mecánicas de cada elemento en la estructura, esto nos permitirá determinar el peso de la estructura así como su centro de masa y centro de rigidez de la misma,

Obtener mediante método estático grado de excentricidad y penalización de la estructura en estudio, obtener su comportamiento dinámico mediante el análisis espectral en la estructura, además de permitir realizar un análisis sísmico en el rango inelástico. Se podrá obtener con dichos datos un modelo estructural para ser evaluada mediante análisis dinámico en el rango inelástico, respaldado de programas computacionales especiales en el uso de análisis estructural y poder llegar a resultados conforme a los objetivos planteados.

iii. Recopilación y forma de procesamiento de la información recopilada.

De los detalles estructurales obtenidos, tipo de geometría, distribución de elementos estructurales, tanto del tipo de material y sección de las misma se procederá a analizar la estructura considerando el RNC07, mediante método estático, aquí se evaluara la irregularidad de la estructura, grado de penalización requerida según el código, periodo de la estructura y la excentricidad y torcionalidad que la estructura presenta, serán evaluados los desplazamientos , derivas de entrepiso bajo

condiciones estado limite colapso, como lo estipula el reglamento en el artículo 34 , usando como programa de análisis estructural , ETABS.

IX. CÁLCULO DEL PESO TOTAL DEL EDIFICIO, CENTROS DE MASA Y CENTRO DE RIGIDEZ

9.1 Descripción general del edificio de estudio

El edificio de estudio (Oficinas) consta de 5 niveles, con plantas típicas de 24 por 12m, ejes de espacios a 4 m en la dirección X-X y a 3 m en la dirección Y-Y. La altura de todos los entrepisos es de 3 m. Estará ubicado en la ciudad de Masaya.

Tabla 9.1 Dimensiones de la planta, Largo y ancho en la estructura:

Sección	*Dimensión*	*U/m (Unidad de medida)*
Largo	24	m
Ancho	12	m
Altura por nivel	3	m

Las propiedades del concreto y del acero de refuerzo se muestran en la Tabla 9.2

Tabla 9.2 propiedades mecánicas del concreto y del acero para el diseño

Concreto			Acero		
F'c =	250	Kgf/cm^2	Fy =	4200	Kg/cm^2
$E =$	2509980.08	Kgf/cm^2	E =	2038902	Kg/cm^2
$\nu =$	0.2	Módulo de poisson			
$G = \frac{E}{2(1+\nu)} =$	88387.50	Kgf/cm^2			

9.2 Sistema Estructural de Pórticos

Este sistema estructural consta de pórticos (vigas y columnas) que son los principales sistemas de resistencia y rigidez a las cargas verticales y laterales.

El propósito fundamental es generar una estructura que presente torsión dominante, esta debe presentar en uno de sus dos primeros modos de vibración movimiento rotacional y no traslacional.

9.3 Pre dimensionamiento de los elementos estructurales

a) Losa Maciza unidireccional

El peralte “h” de una losa unidireccional se pre dimensiona con la siguiente expresión: cumplimento la norma como peralte mínimo (h) de la tabla 14.1 del CR001

$$h \geq \frac{\ln}{20} \qquad (9.1)$$

.

En la expresión ln es la luz libre mayor del paño en cm, es decir 400 cm. Reemplazando estos valores en la ecuación obtenemos que, $h \geq 20\ cm$Por lo tanto, se deberá utilizar un peralte mayor o igual a 20 cm, para la losas del edificio en análisis tendrán un espesor de 20 cm.

b) Viga

Las vigas se predimensionan considerando un peralte de $Ln/10$ a $Ln/15$. Puesto que las vigas forman pórticos, se considerará su aporte de rigidez a la estructura, por lo que se pre-dimensionará como $Ln/10$. El ancho varía entre 30%-50% del peralte; como criterio sismo resistente, las vigas que formen pórticos deben tener un ancho mínimo de 25 cm.

Con la finalidad de uniformizar las secciones de vigas, en la dirección X-X y Y-Y tendrán secciones de 30cm x 50cm, en busca de obtener las características requeridas de la estructura a analizar.

c) Columna

Las columnas se pre dimensionan mediante la siguiente expresión:

$$Ac = \frac{P_{servicio}}{0.45F´c} \qquad (9.2)$$

Con la finalidad de uniformizar las secciones de columnas se tendrán una sección cuadrada típica de 60 cm x 60 cm en los niveles 1y 2 que ya fueron revisados en la etapa de análisis a fin de obtener la estructura requerida.

Planta de la estructura

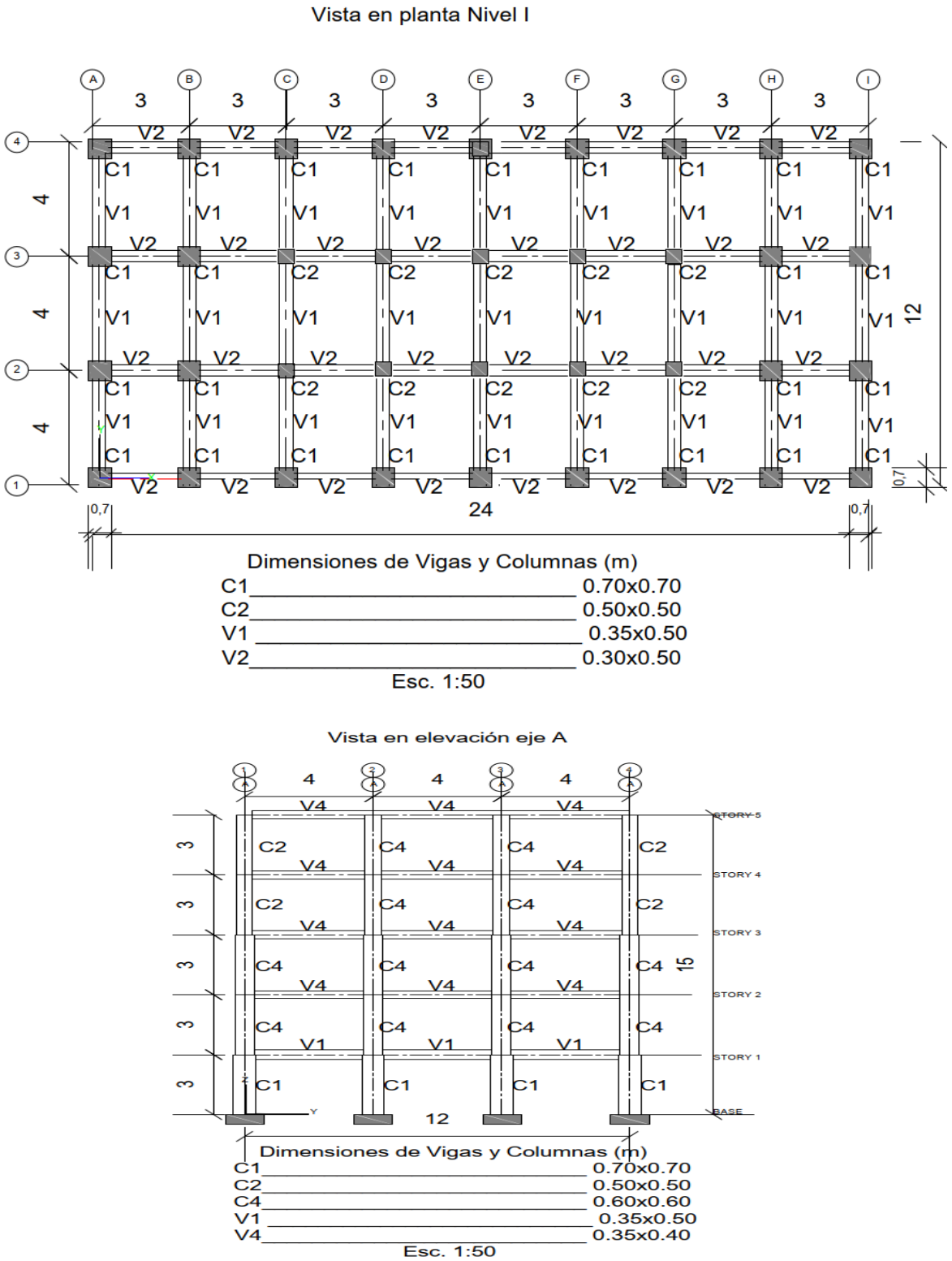
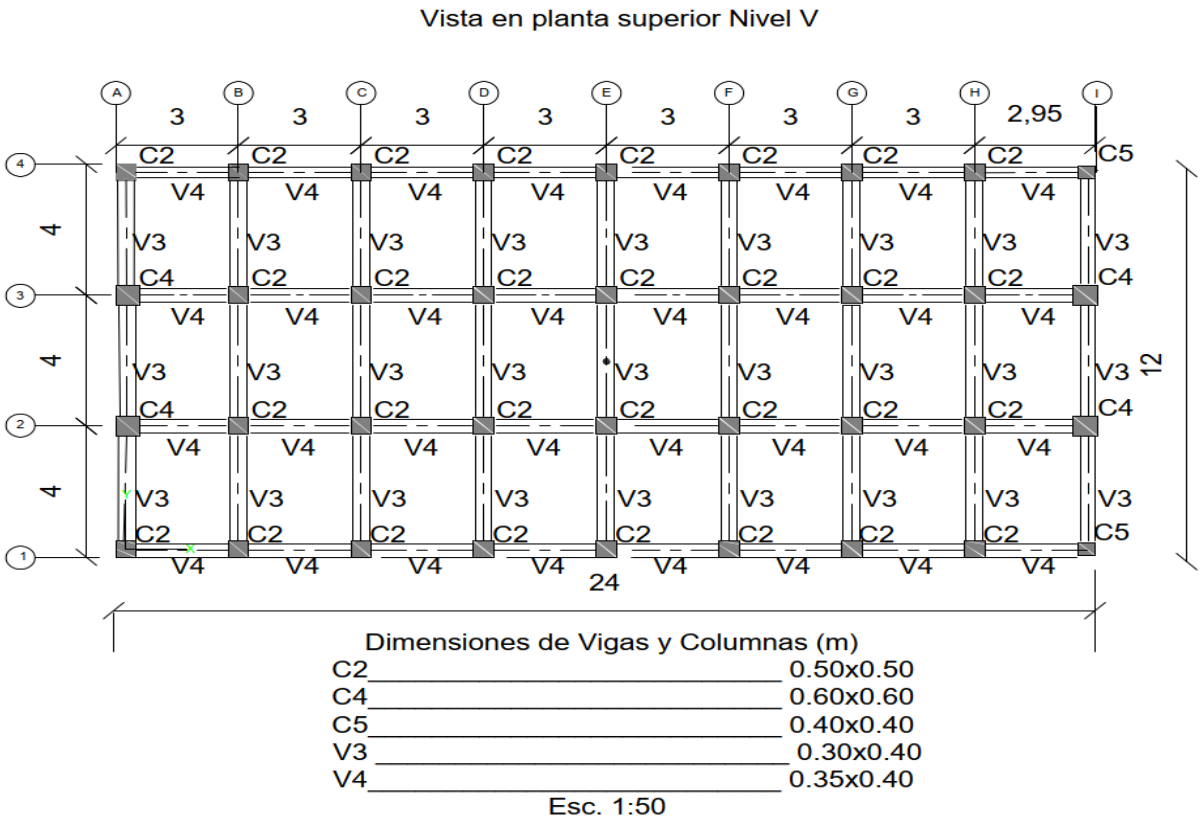


Grafico 9.1 vistas en plantas y secciones del edificio



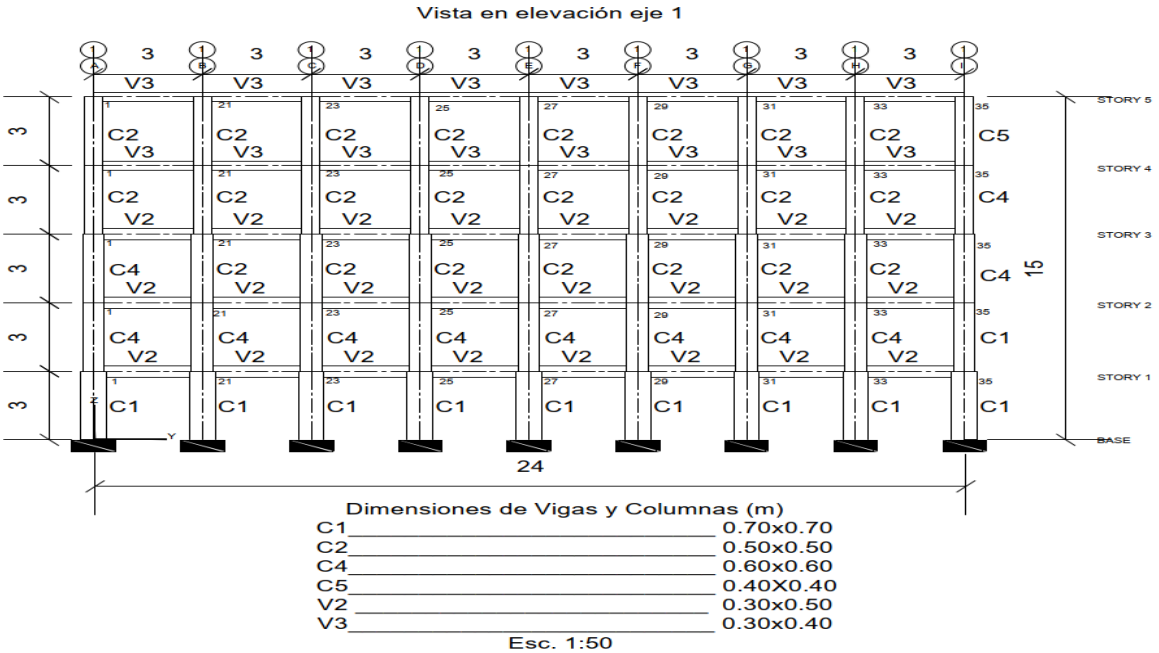


Grafico 9.2 vistas en plantas y secciones del edificio

9.4 Análisis estructural del edificio por método estático.

a) Determinación del peso del edificio.

Se calculará el peso del edificio de acuerdo con los artículos 9 y 10 correspondientes a cargas muertas y vivas respectivamente. Se incluirá el peso de la estructura, y todos aquellos pesos que no cambian substancialmente con el tiempo, más las cargas que se producen por el uso y ocupación de la edificación que no tienen carácter permanente. Para efectos de los cálculos se determinó un área en planta de 288 m^2

Se Toma en consideración que el peso específico del concreto reforzado es de 2400 Kg/m^3

Se calculo el peso por elemento tomando la fórmula 9.3

$$\boldsymbol{W\ sección = \ Area\ sección\ Tranversal(m^2) x\ Longitud\ Efec\ del\ elemento\ (m) * 2.4 \frac{Ton}{m^3}} \qquad (9.3)$$

Tabla 9.3 Cálculo del peso (W) de los elementos del edificio en la azotea

W - Azotea

	Secc tranv	*A (m2)*	
	V0.35x0.4	*0.07*	Se resta al peralte de viga 0.2 de losa
	V0.30x0.4	*0.06*	
	C50x50	*0.25*	
	C60X60	*0.36*	
	C40x540	*0.16*	

Dirección Dyy

W - Vigas

eje A	área secc trav(m2)	longitud(m)	W CR (Ton/m^3)	Cant elemt x eje	W total (Ton)
1--2	0.07	3.45	2.4	1	0.5796
2--3	0.07	3.4	2.4	1	0.5712
3--4	0.07	3.45	2.4	1	0.5796
Eje B					
1--2	0.06	3.5	2.4	1	0.504
2--3	0.07	3.5	2.4	1	0.588
3--4	0.06	3.5	2.4	1	0.504
Eje C					
1--2	0.06	3.5	2.4	1	0.504
2--3	0.07	3.5	2.4	1	0.588
3--4	0.06	3.5	2.4	1	0.504
Eje D					
1--2	0.06	3.5	2.4	1	0.504

2--3	0.07	3.5	2.4	1	0.588
3--4	0.06	3.5	2.4	1	0.504
Eje E					
1--2	0.06	3.5	2.4	1	0.504
2--3	0.07	3.5	2.4	1	0.588
3--4	0.06	3.5	2.4	1	0.504
Eje F					
1--2	0.06	3.5	2.4	1	0.504
2--3	0.07	3.5	2.4	1	0.588
3--4	0.06	3.5	2.4	1	0.504
Eje G					
1--2	0.06	3.5	2.4	1	0.504
2--3	0.07	3.5	2.4	1	0.588
3--4	0.06	3.5	2.4	1	0.504
Eje H					
1--2	0.06	3.5	2.4	1	0.504
2--3	0.07	3.5	2.4	1	0.588
3--4	0.06	3.5	2.4	1	0.504
Eje I					
1--2	0.07	3.45	2.4	1	0.5796
2--3	0.07	3.4	2.4	1	0.5712
3--4	0.07	3.45	2.4	1	0.5796

Dirección Dxx					
eje 1	*área secc trav(m2)*	longitud(m)	*W CR (Ton)*	*Cant elemt x eje*	*W total (Ton)*
A--I	0.06	2.5	2.4	8	2.88
Eje 2			2.4		
A--I	0.12	2.497	2.4	8	5.753088
eje 3					
A--I	0.12	2.497	2.4	8	5.753088
Eje 4					
A--I	0.12	2.5	2.4	8	5.76

Dirección DYY					
columnas					
Eje A	área secc trav(m2)	longitud(m)	W CR (Ton)	Cant elemt x eje	W total
Eje A1-A4	0.25	1.5	2.4	2	1.8
	0.36	1.5	2.4	2	2.592
Eje B					
Eje-B1-B4	0.25	1.5	2.4	4	3.6
Eje C					
Eje -c1-c4	0.25	1.5	2.4	4	3.6

Eje D						
Eje -D1-D4	0.25	1.5	2.4	4	3.6	
Eje E						
Eje -E1-E4	0.25	1.5	2.4	4	3.6	
Eje F						
Eje -F1-F4	0.25	1.5	2.4	4	3.6	
Eje G						
Eje -G1-G4	0.25	1.5	2.4	4	3.6	
Eje H						
Eje -H1-H4	0.25	1.5	2.4	4	3.6	
Eje I						
Eje -I1-I4	0.16	1.5	2.4	2	1.152	
	0.36	1.5	2.4	2	2.592	
W columnas		1.5				
eje -1 (A-I)	0.25	1.5	2.4	8	7.2	
eje -1 (A-I)	0.16	1.5	2.4	1	0.576	
eje -2 (A-I)	0.36	1.5	2.4	2	2.592	
eje -2 (A-I)	0.25	1.5	2.4	7	6.3	
eje-3 (A-I)	0.36	1.5	2.4	2	2.592	
eje-3 (A-I)	0.25	1.5	2.4	7	6.3	
eje-4 (A-I)	0.25	1.5	2.4	8	7.2	
eje -4 (A-I)	0.16	1.5	2.4	1	0.576	61.704
W losa						
área	Espesor	P.comcret	total			
288	0.2	2.4	138.24			
	W carga viva inc					
288	0.04	2.4	11.52			
W total azotea					*240 Ton*	

Tabla 9.4 Peso total (W) del edificio por calculo Manual

Nivel	W (Ton)
N1	277
N2	306
N3	299
N4	285
N5	240
∑	**1407**

El cálculo del peso de los pisos restantes del edificio puede visualizarlo en los anexos.

b) Calculo del centro de masa y centro de torsión del edificio por cálculo manual

Se calcula el centro de masa de la estructura siguiendo el siguiente procedimiento:

1) Se selecciona el nivel a calcular, 2) Se asigna el peso correspondiente a cada eje de la estructura determinado por el cálculo realizado en tabla 8.2, para el piso correspondiente de análisis, 3) Se asigna el origen de coordenadas para la estructura en el plano (Xi, Yi), para nuestro caso el origen (0,0) se encuentra en la zona izquierda del eje 1, y en la parte inferior del eje A. 4. El valor de Xi o Yi será la distancia o nuestro brazo al eje que contiene el peso Wi que estará transversal a dicha distancia. A si como lo indicamos en el gráfico 11.2

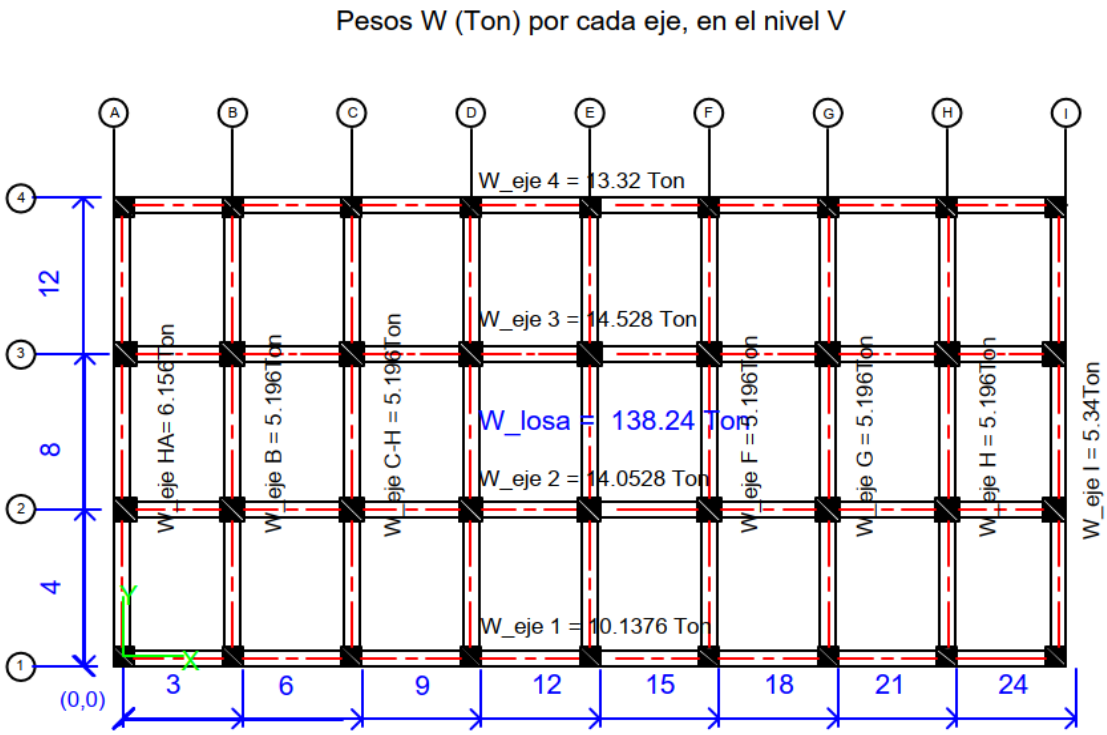


Grafico 9.3 Pesos para cada eje de la estructura en nivel V

Usando la formulas 9.4, para cada dirección se tiene:

$$X(cm) = \frac{\sum Wixi}{\sum Wi} \qquad Y(cm) = \frac{\sum Wiyi}{\sum Wi} \qquad (9.4)$$

$$Yi(cm) = \frac{0*10.656+4*14.6450+8*14.6450+12*13.53+6*138.24)(Ton/m)}{(10.65+14.645*2+13.53+138.24\ )(Ton)} = 6.09m$$

Donde:

Xi (cm) = Centro de Masa en la Dirección X (Dxx)

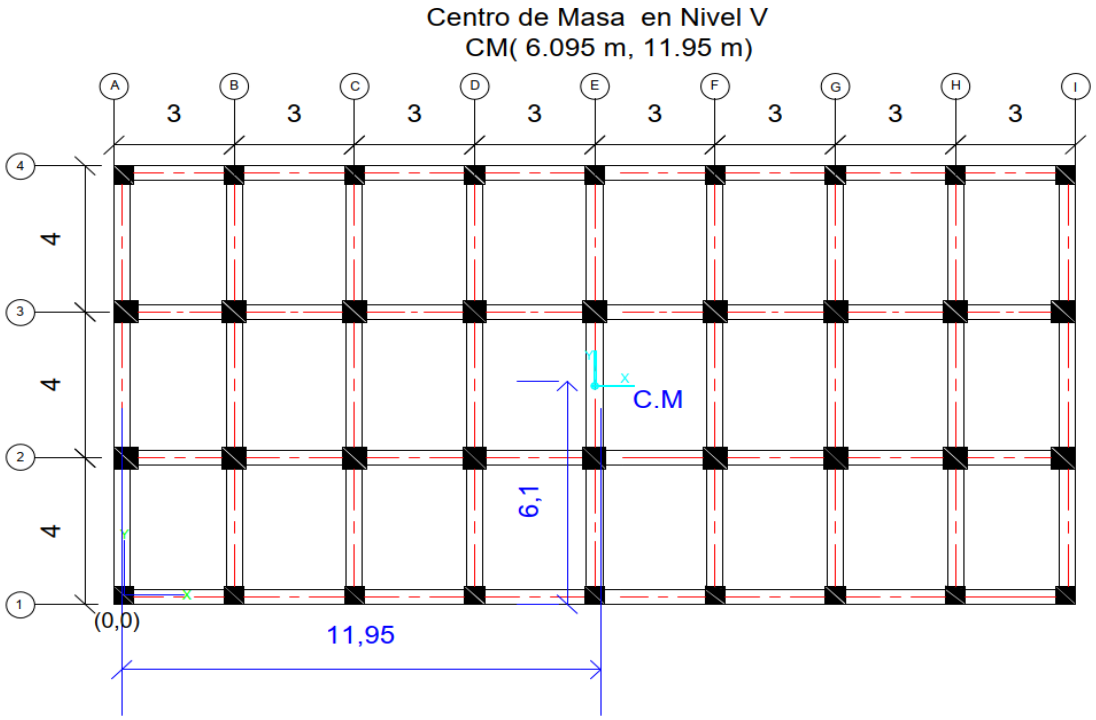
Yi (cm) = Centro de masa en la Dirección Y (Dyy)

Wi = Peso de los elementos por cada eje i

Xi = Distancia en la dirección i del origen de coordenadas

Tabla 9.5 cálculos del centro de masa (CM) en Dxx y Dyy en la Azotea

Ycm				Xcm			
A-I	yi	Wxi	YiWi	1--4	xi	Wyi	XiWi
Eje 1	0	10.656	0	Eje A	0	6.156	0
Eje 2	4	14.645088	58.580352	Eje B	3	5.196	15.588
Eje 3	8	14.645088	117.160704	Eje C	6	5.196	31.176
Eje 4	12	13.536	162.432	Eje D	9	5.196	46.764
yi(losa)	6	138.24	829.44	Eje E	12	5.196	62.352
	∑ =	*191.722176*	*1167.61306*	Eje F	15	5.196	77.94
				Eje G	18	5.196	93.528
				Eje H	21	5.196	109.116
				Eje I	24	5.34	128.16
				xi(losa)	12	133.92	1607.04
					∑ =	*181.788*	*2171.664*
Yccm =		*6.0901*			*Xccm=*	*11.946*	



Grafica 9.4 Centro de Masa CM de la estructura en la azotea

Se ha calculado el centro de masa de la estructura, tomando en consideración los pesos correspondiente de cada nivel de la estructura, generados por cada uno de los elementos estructurales que la conforman, siguiendo las formulas correspondiente de la ecuación 9.4 por cada eje. Llegando a un dato de 6.01m en la dirección Dyy y 11.95 m para Dxx, para las coordenadas del CM en el nivel V.

c) Cálculo del centro de Torsión usando formula de Willbur

Primer entrepiso

a) Columnas empotradas en la cimentación

$$R_1 = \frac{48E}{h_1\left[\frac{4h_1}{\Sigma Kc_1} + \frac{h_1 + h_2}{\Sigma Kv_1 + \frac{\Sigma Kc_1}{12}}\right]} \quad (9.5)$$

Segundo entrepiso

a) Columnas empotradas en la cimentación

$$R_2 = \frac{48E}{h_2\left[\frac{4h_2}{\Sigma k_{c2}} + \frac{h_1 + h_2}{\Sigma k_{v1} + \frac{\Sigma k_{c1}}{12}} + \frac{h_2 + h_3}{\Sigma k_{v2}}\right]} \quad (9.6)$$

Entrepisos intermedios

$$R_n = \frac{48E}{h_n\left[\frac{4h_n}{\Sigma Kc_n} + \frac{h_{n-1} + h_n}{\Sigma Kv_{n-1}} + \frac{h_n + h_{n+1}}{\Sigma Kv_n}\right]} \quad (9.7)$$

Para el último entrepiso, si se acepta la suposición de que el cortante del penúltimo entrepiso es el doble que el último, se puede utilizar la fórmula para entrepisos intermedios, poniendo 2hn−1 en vez de hn−1 y haciendo hn+1 =0.

Donde:

R_n = Rigidez del n-ésimo entrepiso

E = Módulo de elasticidad

$Kvn = \frac{Iv}{Lv} =$ Rigidez relativa de las vigas del nivel sobre el n- ésimo entrepiso.

$Kcn = \frac{Ic}{Lc} =$ Rigidez relativa de las columnas del n-ésimo entrepiso.

h_n = Altura del n-ésimo entrepiso. n−1, n, n +1 =Índices que identifican tres niveles consecutivos (de abajo hacia arriba).

Por lo tanto para obtener el centro de Rigidez de la estructura se procede a calcular Manualmente mediante el siguiente procedimiento:

a) Se calcula el valor de la rigideces Relativa de cada elemento,
b) Se obtiene la rigidez por eje para cada entrepiso de la estructura, para obtener la rigidez correspondiente de piso (Rn) que nos indican las ecuaciones 9.5, 9.6 y 9.7,
c) Se realiza el cálculo asumiendo un punto de origen como se realizó para el centro de masa.

Tabla 9.6 Calculo de la Rigidez relativa de cada elemento de la Azotea

Calculo de la rigidez de los elementos				
*Iv= (1/12)(b*h^3)*	*V35X40*	*186666.667*	*cm^4*	
*Iv= (1/12)(b*h^3)*	*V30X40*	*160000*	*cm^4*	
*Ic= (1/12)(b*h^3)*	*C50x50*	*520833.333*	*cm^4*	
*Ic= (1/12)(b*h^3)*	*C60x60*	*1080000*	*cm^4*	
*Ic= (1/12)(b*h3)*	*C40x40.*	*213333.333*		
Dirección Dyy				
Eje A		*L(cm)*	*K=I/L*	*SUMA*
Kv-1-2	Kv	400	466.66667	
Kv-2-3	kv	400	466.66667	
Kv-3-4	kv	400	466.66667	1400
Eje B				
Kv-1-2	Kv	400	400	
Kv-2-3	kv	400	466.66667	
Kv-3-4	kv	400	400	1266.6667
Eje C				
Kv-1-2	Kv	400	400	
Kv-2-3	kv	400	466.66667	
Kv-3-4	kv	400	400	1266.6667
Eje D				
Kv-1-2	Kv	400	400	
Kv-2-3	kv	400	466.66667	
Kv-3-4	kv	400	400	1266.6667
Eje E				
Kv-1-2	Kv	400	400	

Kv-2-3	kv	400	466.66667	
Kv-3-4	kv	400	400	1266.6667
Eje F				
Kv-1-2	Kv	400	400	
Kv-2-3	kv	400	466.66667	
Kv-3-4	kv	400	400	1266.6667
Eje G				
Kv-1-2	Kv	400	400	
Kv-2-3	kv	400	466.66667	
Kv-3-4	kv	400	400	1266.6667
Eje H				
Kv-1-2	Kv	400	400	
Kv-2-3	kv	400	466.66667	
Kv-3-4	kv	400	400	1266.6667
Eje I				
Kv-1-2	Kv	400	466.66667	
Kv-2-3	kv	400	466.66667	
Kv-3-4	kv	400	466.66667	1400

Tabla 9.6 Calculo de la Rigidez relativa de cada elemento de la Azotea

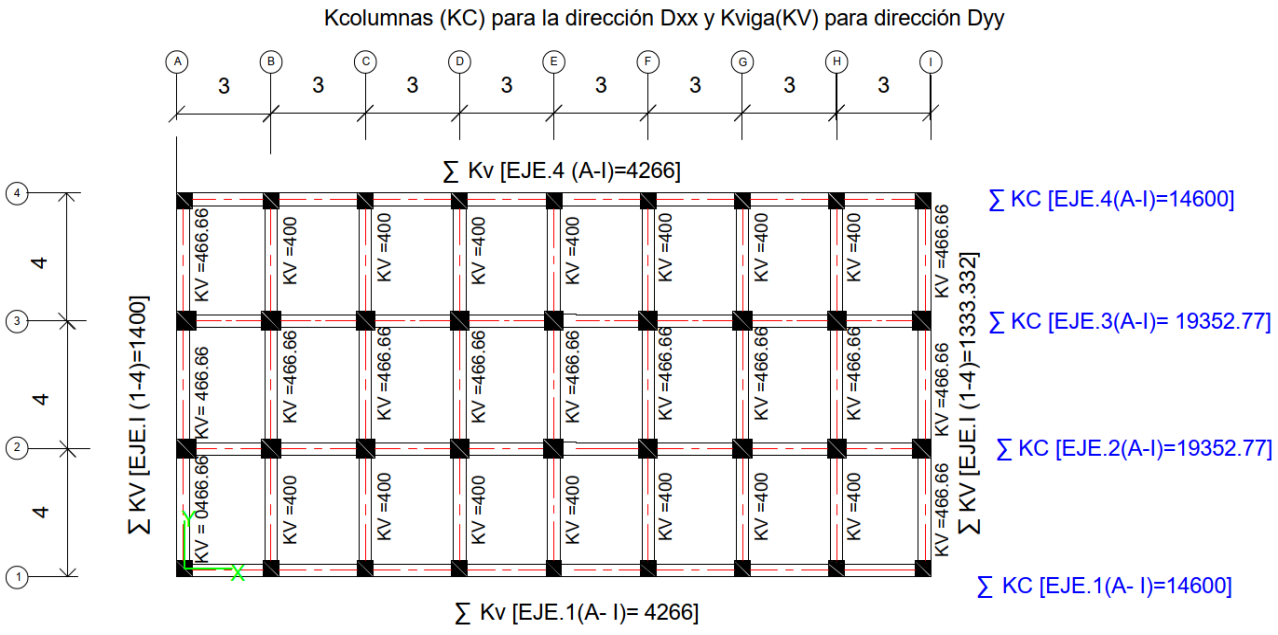
Dirección Dxx

Eje 1		L(cm)	K=I/L	SUMA
Kv A-I	Kv	300	533.33333	4266.6667
Eje 2.				
Kv A-I	kv	300	533.33333	4266.6667
Eje 3				
Kv A-I	kv	300	533.33333	4266.6667
Eje 4				
Kv A-I	kv	300	533.33333	4266.6667

Dirección Dyy

Eje A		*L(cm)*	*K=I/L*	*SUMA*
A1-A4				
	Kc	300	1736.11111	3472.222
	Kc	300	3600	7200
Eje B				
B1-B4				
	Kc	300	1736.11111	6944.44444
Eje C				
C1-C4				
	Kc	300	1736.11111	6944.44444
Eje D				
D1-D4				
	Kc	300	1736.11111	6944.44444
Eje E				
B1-B4				
	Kc	300	1736.11111	6944.44444

Eje F				
F1-F4				
	Kc	300	1736.11111	6944.44444
Eje G				
G1-G4				
	Kc	300	1736.11111	6944.44444
Eje H				
H1-H4				
	Kc	300	1736.11111	6944.44444
Eje I				
I1-I4				
	Kc	300	711.111111	1422.22222
	Kc	300	3600	7200
Dirección Dxx				
Eje 1		*L(cm)*	*K=I/L*	
KcA-I	Kc	300	1736.11111	13888.8889
KcA-I	Kc	300	711.111111	711.111111
Eje 2.				
Kc A-I	Kc	300	1736.11111	12152.7778
Kc A-I	Kc	300	3600	7200
Eje 3				
Kc A-I	Kc	300	1736.11111	12152.7778
Kc A-I	Kc	300	3600	7200
Eje 4				
Kc A-I	Kc	300	1736.11111	13888.8889
Kc A-I	Kc	300	711.111111	711.111111



Grafica 9.5 Asignación de las Rigideces relativas de cada elemento por eje

Se debe de asignar para cada eje el valor total que corresponde a Kv y Kc en cada dirección, así como se expresa en el gráfico anterior para las columnas en dirección Dxx, se debe realizar también para dirección Dyy para cada eje, igual para las Vigas el Kv en ambas direcciones.

Una vez que hemos asignado los Kv y Kc para cada dirección por cada nivel se puede aplicar la fórmula 9.5, para cada eje de la estructura y por cada nivel.

Aplicando Formula de Wilbur para azotea. Ec.9.5

Tabla 9.7 Calculo de la Rigidez usando fórmula de Wilbur por eje

R5A =	48E/72.7188	0.6600767E	R5B =	48E/84.012	0.57134266E	R5C =	48E/84.012	0.57134266E
Dirección Dyy R5,A =			Dirección Dyy R5,B =			Dirección Dyy R5,C =		
hn+1 =	0		h0 =	0		h0 =	0	
hn =	150	5TO	hn =	150	5TO	hn =	150	5TO
hn-1 =	300	4TO	hm =	300	4TO	hm =	300	4TO
∑KV4	1400	∑KVm	∑KV4	1266.66667	∑KVm	∑KV4	1266.66667	∑KVm
∑KV5	1400	∑KVn	∑KV5	1266.66667	∑KVn	∑KV5	1266.66667	∑KVn
∑KC5	10672.2222	∑KCn	∑KC5	6944.44444	∑KCn	∑KC5	6944.44444	∑KCn
72.718822			84.0126316			84.0126316		

R5D =	48E/84.012	0.57134266E	R5E =	48E/78.937	0.60807644	R5F =	48E/84.012	0.57134266E
Dirección Dyy R5,D =			Dirección Dyy R5,E=			Dirección Dyy R5,F =		
h0 =	0		h0 =	0		h0 =	0	
hn =	150	5TO	hn =	150	5TO	hn =	150	5TO
hm =	300	4TO	hm =	300	4TO	hm =	300	4TO
∑KV4	1266.66667	∑KVm	∑KV4	1400	∑KVm	∑KV4	1266.66667	∑KVm
∑KV5	1266.66667	∑KVn	∑KV5	1266.66667	∑KVn	∑KV5	1266.66667	∑KVn
∑KC5	6944.44444	∑KCn	∑KC5	6944.44444	∑KCn	∑KC5	6944.44444	∑KCn
84.0126316			78.9374436			84.0126316		

R5G =	48E/84.012	0.57134266E	R5H=	48E/84.0126	0.57134266E	R5I =	48E/74.723	0.64236511E
Dirección Dyy R5,G =			Dirección Dyy R5,H =			Dirección Dyy R5,I=		
h0 =	0		h0 =	0		h0 =	0	

hn =	150	5TO	hn =	150	5TO	hn =	150	5TO
hm =	300	4TO	hm =	300	4TO	hm =	300	4TO
∑KV4	1266.66667	∑KVm	∑KV4	1266.66667	∑KVm	∑KV4	1400	∑KVm
∑KV5	1266.66667	∑KVn	∑KV5	1266.66667	∑KVn	∑KV5	1400	∑KVn
∑KC5	6944.44444	∑KCn	∑KC5	6944.44444	∑KCn	∑KC5	8622.22222	∑KCn
84.0126316			84.0126316			74.7238586		

R5,1 = 48E/27.258 1.76094229E

Dirección Dxx
R1,A-I =

h0 =	0	
hn =	150	5TO
hm =	300	4TO
∑KV4	4266.66667	∑KVm
∑KV5	4266.66667	∑KVn
∑KC5	14600	∑KCn
27.2581336		

R5,2 = 48E/14.783 3.24676803E

Dirección Dxx
R2,A-I =

h0 =	0	
hn =	150	5TO
hm =	300	4TO
∑KV4	13888.8889	∑KVm
∑KV5	4266.66667	∑KVn
∑KC5	19352.7778	∑KCn
14.7839327		

R5,3 = 48E/25.744 1.86449436E

Dirección Dxx
R3,A-I =

h0 =	0	
hn =	150	5TO
hm =	300	4TO
∑KV4	4266.66667	∑KVm
∑KV5	4266.66667	∑KVn
∑KC5	19352.7778	∑KCn
25.7442452E		

R5,4 = 48E/27.258 1.76094229E

Dirección Dxx
R4,A-I =

h0 =	0	
hn =	150	5TO
hm =	300	4TO
∑KV4	4266.66667	∑KVm
∑KV5	4266.66667	∑KVn
∑KC5	14600	∑KCn
27.2581336		

De los valores obtenidos de (Rn) de cada eje del nivel en estudio, se puede aplicar la fórmula de 9.8 formula para el cálculo de los centros de torsión en la estructura.

Calculo del centro de Torsión (CT o CR) usando las siguientes fórmulas

$$X_{CT} = \frac{\sum KyiXi}{\sum Kyi} \qquad Y_{CT} = \frac{\sum KxiYi}{\sum Kxi} \qquad (9.8)$$

Donde:

$X_{CT} = centro\ de\ torción\ en\ la\ Dirección\ X$

$\sum Kyi = Sumatorias\ de\ las\ Riguides\ del\ eje\ en\ dirección\ Dyy$

$Xi = distancia\ del\ origuen\ en\ la\ dirección\ Dxx$

Tabla 9.8 Cálculo del Centro de Rigidez (CR) o centro de Torsión según Formula de Wilbur

Centro de Torsión Dxx			Centro de Torsión Dyy		
YCR			XCR		
yi	Rix	XiRiy	Xi	Riy	XiRiy
0	1.76094229	0	0	0.6600767	0
4	3.24676803	12.9870721	3	0.57134266	1.71402797
8	1.86449436	14.9159549	6	0.57134266	3.42805593
12	1.76094229	21.1313074	9	0.57134266	5.1420839
			12	0.60807644	7.29691733
			15	0.57134266	8.57013983
			18	0.57134266	10.2841678
			21	0.57134266	11.9981958
			24	0.64236511	15.4167627
∑	*8.63314696*	*49.0343344*	*∑*	*5.33857419*	*63.8503513*
YCT=	*5.680*		*XCT =*	*11.9602*	

Por lo tanto para la azotea, se tiene un centro de masa y un centro de Rigidez, según el cálculo manual se muestra en las siguientes coordenadas:

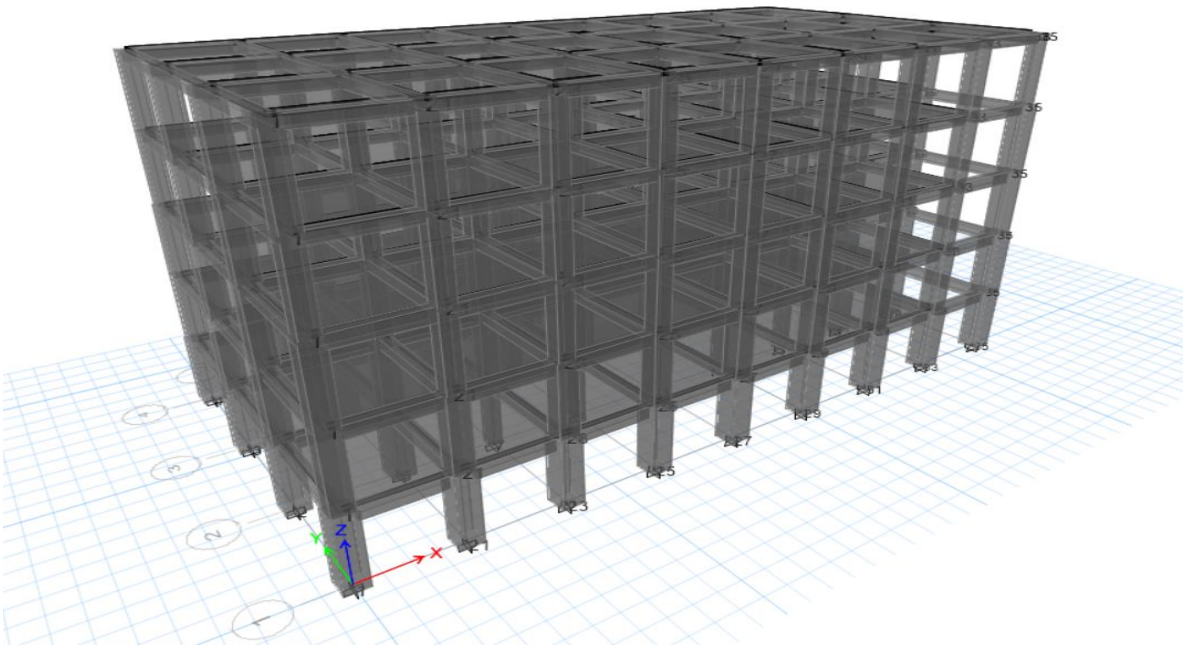
Tabla 9.9 Resultados del Cálculo manual de los Centro de Masa (CCM) Y centro de Torsión (CR)

Story	Cálculo Manual			
	XCCM	**YCCM**	**XCR**	**YCR**
	m	**m**	**m**	**m**
Story1	11.95	6.014	12.000	5.908
Story2	11.86	6.00	11.923	6.000
Story3	12.000	5.959	12.000	6.000
Story4	12.081	6.061	12.050	6.000
Story5	11.95	6.09	11.96	5.7

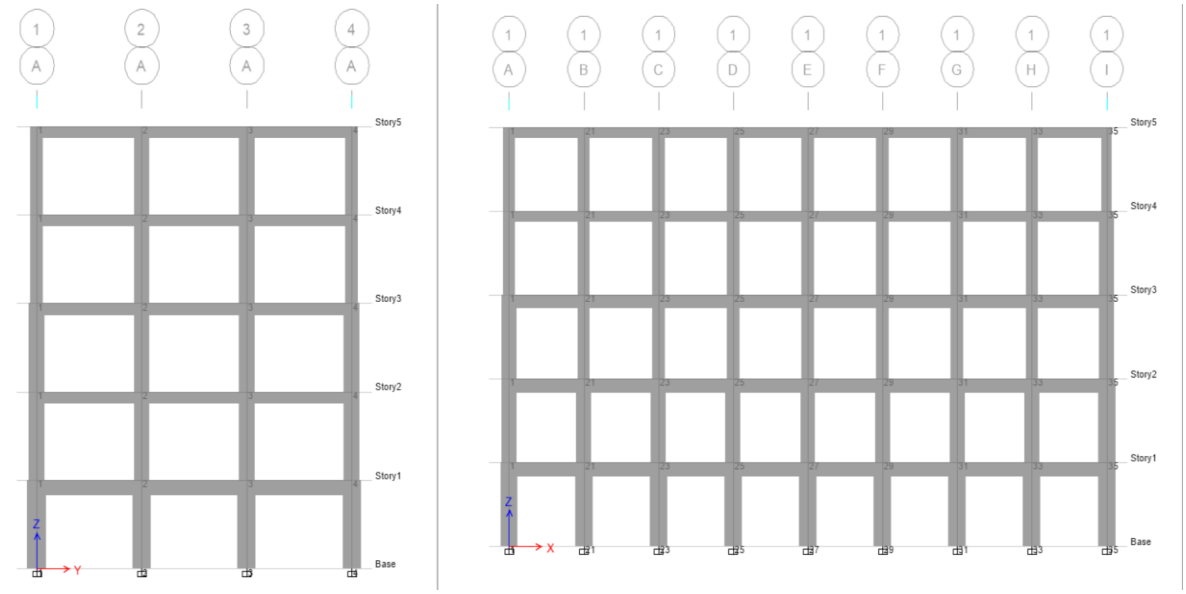
Mediante el cálculo manual obtenido se aprecia que la estructura no presenta irregularidad por excentricidad torsional, el valor de cada nivel no sobrepasa el límite permitido $e_{si} < 0.1\, b$, sin embargo dichos datos serán comprobados mediante el uso del programa de cálculo estructural ETABS.

Los datos de centro de rigidez de los otros niveles puede localizarlos en los Anexos.

ii) Vistas en planta y elevación de la estructura usando ETABS y sus diferentes secciones tranversales por cada elemento de la estructura .



Grafica 9.6. 3D de la estructura. Fuente ETABS



Gráfica 9.7. Vista en elevación del eje A izq. y eje 1 derecha. Fuente ETABS

Peso del edificio con Carga Muerta o peso propio

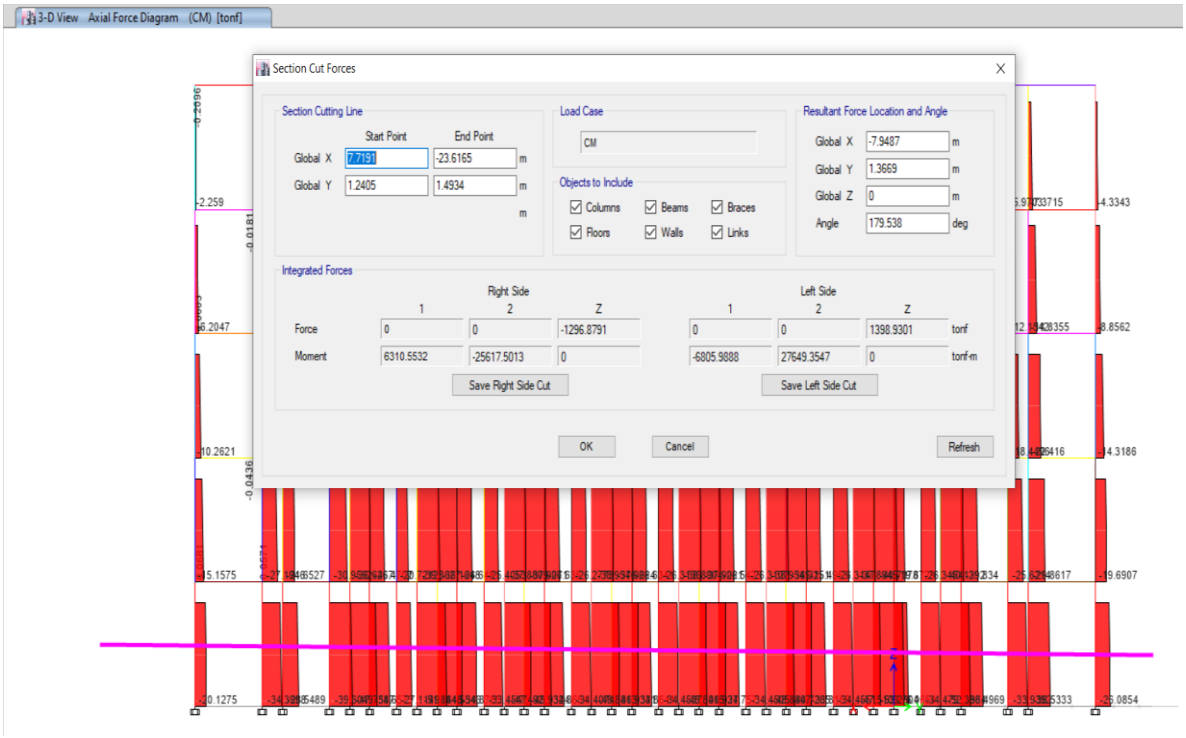
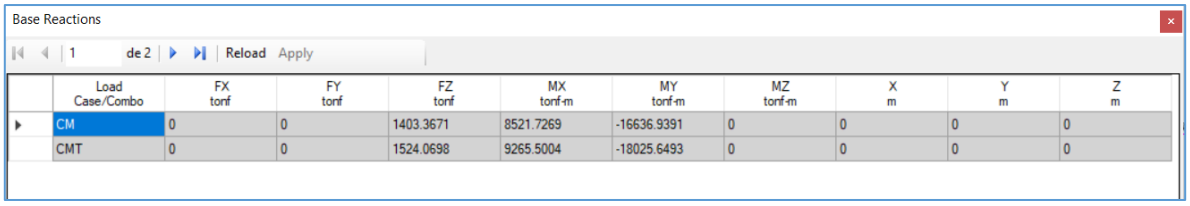


Gráfico 9.8 Peso total del edificio con peso propio. .Fuente ETABS



Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m	X m	Y m	Z m
CM	0	0	1403.3671	8521.7269	-16636.9391	0	0	0	0
CMT	0	0	1524.0698	9265.5004	-18025.6493	0	0	0	0

Gráfico 9.9 Peso total del edificio con peso propio. Y con Carga Viva incidental. Fuente ETABS

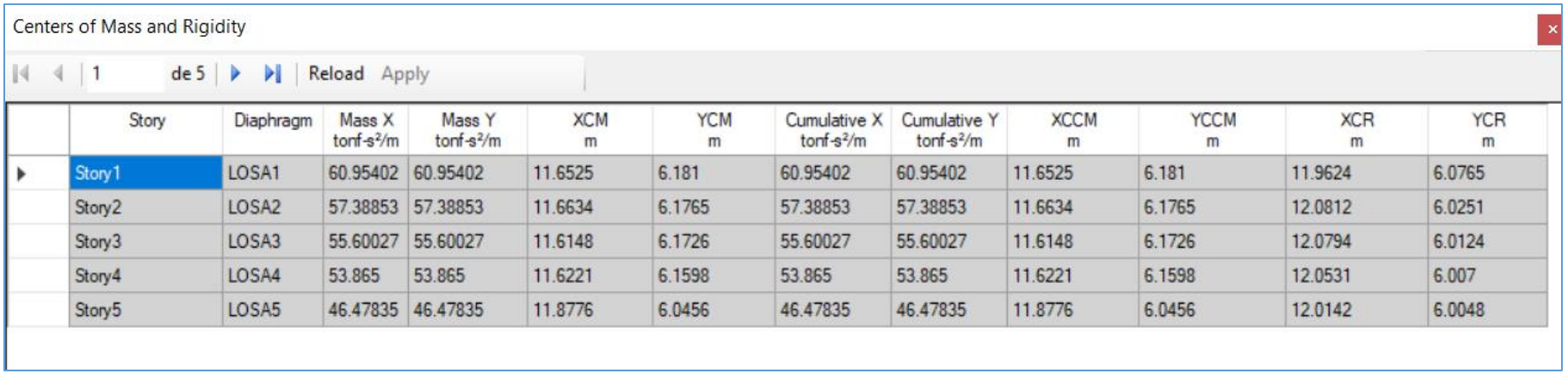
Tablas 9.10 pesos del edificio más carga viva incidental según etabs

h (m)	Cv.inc	Carga Muerta (ton/m2)	área (m2)	Wi(Ton) (DL)	Wi(DL+CV.inc)
15	0.04	0.948	288	261.37	272.89
12	0.1	1.015	288	263.5	292.3
9	0.1	1.053	288	278.6	303.26
6	0.1	1.114	288	292.16	320.96
3	0.1	1.168	288	307.66	336.46

Tabla 9.11 Comparativo Manual Vs Usando Etabs en el calculo del Peso Propio del Edificio

Niveles	W (Ton) Manual	W (Ton) ETABS	% dif del peso Total
Story1	277	307.66	
Story2	306	292.16	
Story3	299	278.67	
Story4	285	263.5	
Story5	240	261.37	
∑	**1407**	**1403.36**	**0.252%**

El peso total de la estructura usando peso propio según etabs es de 1403.36 ton, realizado manualmente el calculo genera un peso total de 1407 Ton, soportado por resultados obtenidos mediante el programa ETABS , el porcentaje de diferencia o error relativo de los calculos es de 0.252% , por lo que podemos decir que los resultados obtenidos son coerentes.



Story	Diaphragm	Mass X tonf-s²/m	Mass Y tonf-s²/m	XCM m	YCM m	Cumulative X tonf-s²/m	Cumulative Y tonf-s²/m	XCCM m	YCCM m	XCR m	YCR m
Story1	LOSA1	60.95402	60.95402	11.6525	6.181	60.95402	60.95402	11.6525	6.181	11.9624	6.0765
Story2	LOSA2	57.38853	57.38853	11.6634	6.1765	57.38853	57.38853	11.6634	6.1765	12.0812	6.0251
Story3	LOSA3	55.60027	55.60027	11.6148	6.1726	55.60027	55.60027	11.6148	6.1726	12.0794	6.0124
Story4	LOSA4	53.865	53.865	11.6221	6.1598	53.865	53.865	11.6221	6.1598	12.0531	6.007
Story5	LOSA5	46.47835	46.47835	11.8776	6.0456	46.47835	46.47835	11.8776	6.0456	12.0142	6.0048

Grafica 9.10 Centros de masa y centros de Torsión usando ETABS

Tabla 9.12 comparativa de los centros de Masa y Centro de torsión del cálculo Manual Vs ETABS

Story	Cálculo Manual				Usando ETABS				Error % CCM		Error % CR	
	XCCM	YCCM	XCR	YCR	XCCM	YCCM	XCR	YCR	Dxx	Dyy	Dxx	Dyy
	m	m	m	m	m	m	m	m	%	%	%	%
Story1	11.95	6.014	12.000	5.908	11.6525	6.181	11.9624	6.0765	2.4788%	2.7048%	-0.3143%	2.7670%
Story2	11.86	6.00	11.923	6.000	11.6634	6.1765	12.0812	6.0251	1.6481%	2.8576%	1.3102%	0.4166%
Story3	12.000	5.959	12.000	6.000	11.6148	6.1726	12.0794	6.0124	3.2100%	3.4588%	0.6573%	0.2062%
Story4	12.081	6.061	12.050	6.000	11.6221	6.1598	12.0531	6.007	3.7960%	1.6080%	0.0239%	0.1165%
Story5	11.95	6.09	11.96	5.7	11.8776	6.0456	12.0142	6.0048	0.5737%	-0.7366%	0.4496%	5.0904%

Los resultados obtenidos por calculo manual Vs los datos generados por el programa Etabs, presentan un error porcentual máximo de un 3.7% , lo que indica un bajo nivel de dispersión en dichos resultados, haciendo notar que los resultados obtenidos manualmente presentan un alto grado de aceptación mayor al 97%

X. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA POR MÉTODO ESTÁTICO LINEAL CONFORME (RNC07)

El edificio está ubicado en la ciudad de Masaya; se encuentra localizada en la Zona C del mapa de zonificación Sísmica de Nicaragua (figura 2 del RNC07). Según el artículo 20 es una estructura del grupo B por tratarse de uso para oficina para las cuáles se requiere un grado de seguridad intermedio.

- *Elección del tipo de análisis*

Por tratarse de una estructura regular en planta con una altura no mayor de 40 m puede usarse el método de análisis estático, de aplicar irregularidad estática, la estructura al presentar una altura menor de 30 m se puede aplicar el método estático según el RNC07 art.

- *Determinación del coeficiente sísmico y espectro de diseño*

El coeficiente a0 para la ciudad de Masaya se toma del Mapa de las isoaceleraciones de la pág. 125 del reglamento. El valor obtenido para este caso es a0 = 0.30. Los efectos locales de suelo (suelo tipo II) se tomaron según el artículo 25 (un suelo firme con velocidad promedio de las ondas de cortante Vs, entre 360 y 750 m/s). El coeficiente S de amplificación que se obtiene de la Tabla 2 del RNC07: S= 1.5

Tablas 10.1 para obtención del coeficiente S

	Tipo de Suelo		
Zona Sísmica	I	**II**	III
A	1	1.8	2.4
B	1	1.7	2.2
C	1	**1.5**	2

Fuente RNC07

- El espectro elástico de aceleraciones se define en el artículo 27 ecuación 6

$$a = \begin{Bmatrix} S = \left[a_0 + (d - a_0)\frac{T}{T_a}\right] & si\ T < T_a \\ (\ Sd\ ) & si\ T_a \leq T \leq T_b \\ Sd\left(\frac{T_a}{T}\right) & si\ T_b \leq T \leq T_c \\ Sd\left(\frac{T_b}{T}\right)\left(\frac{T_c}{T}\right)^2 & si\ T_b \leq T \leq T_c \end{Bmatrix}$$

Ec.10.1

Siendo:

$$sd = 2.7a0;\ \ Ta = 0.1s\ ;\ \ \ Tb = 0.6s\ ;\ \ \ Tc = 2s$$

S es el factor de amplificación por tipo de suelo que se definió anteriormente. En la figura se muestra el espectro de diseño calculado según las ecuaciones mostradas.

- Determinación del factor de reducción por ductilidad, según el RNC07 art.21

Se aplicará un factor de reducción por ductilidad Q´ según ec.2 del artículo 21

Ec.10.2

$$Q' = \begin{cases} Q & si\ se\ desconoce\ T,\ o\ si\ T > T_a \\ 1 + \frac{T}{T_a}(Q-1) & T \leq T_a \end{cases}$$

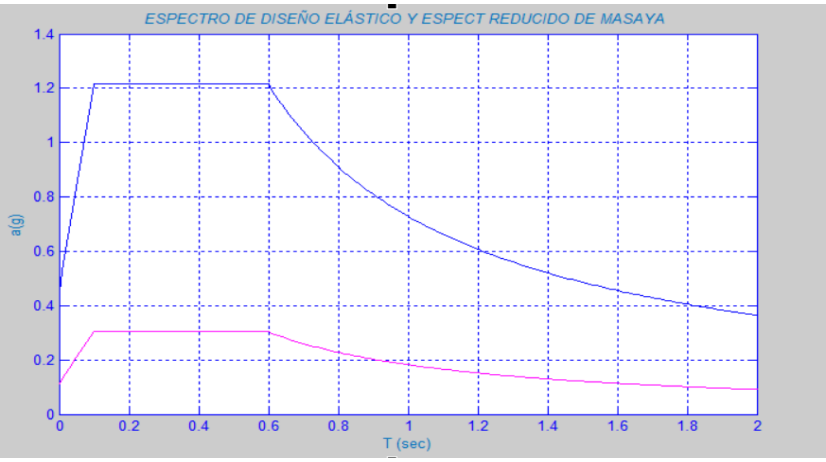
Se elegirá Q=2 según el artículo 21, considerando que la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por marcos de concreto.

- Determinación del factor de reducción por sobreresistencia.

La reducción por sobreresistencia está dada por el factor Ω=2.

Rutina en Matlab para obtener el espectro de diseño y espectro reducido del departamento de Masaya con un tipo de suelo S = 1.5.

```
format short
format compact
clc
acelera=[];
er=[];
S = 1.5;
a0 = 0.3;
d= 2.7*a0
Sd0= S*a0;
Sd = S*(2.7*a0);
T=[0:0.01:2.0];
Ta = 0.1;
Tb = 0.6;
Tc = 6;
j=1;

for i= 0 :0.01: 2.0

    if T(j)< Ta
        acelera(j)= S*(a0+(d-a0)*(T(j)/Ta));

    elseif T(j)>= Ta &&   T(j) <= Tb
        acelera(j)= Sd;

    elseif T(j) >= Tb && T(j)<= Tc
        acelera(j)= Sd*(Tb/T(j));

    elseif T(j) > Tc
        acelera(j)= Sd*(Tb/Tc)*(Tc/T(j))^2;

    end

    j = j+1;

end
size T
size acelera

plot (T,acelera/4);
hold
 title('ESPECTRO DE DISEÑO ELASTICO Y ESPECT REDUCIDO');
plot(T,acelera); grid on

T
acelera
```



Grafica 10.1 Espectro de diseño y espectro de Diseño Reducido de Masaya

- Determinación de las condiciones de regularidad

Según las consideraciones del artículo 23, el edificio en cuestión cumple con todos los requisitos de regularidad como se describen a continuación:

- Su planta es sensiblemente simétrica respecto a los dos ejes ortogonales principales del edificio.
- La relación de la altura a la dimensión menor de la base es de 15/12 =1.25<2.5
- La relación de largo a ancho de la base es de 24/12=2<2.5
- No tiene salientes del edificio.
- En cada nivel tiene un sistema de piso rígido resistente
- No hay aberturas
- El peso de todos los niveles es el mismo, exceptuando el de la azotea que no es menor del 70% de los pisos inferiores, todos los pisos pesan lo mismo exceptuando la cubierta.
- Todos los pisos tienen la misma área construida.
- Las columnas de todos los pisos están restringidas por diafragmas y losas.
- Debido a que las secciones no cambian en altura, la rigidez al corte no varía en ningún entrepiso.
- Igual que en el punto anterior para la resistencia al corte.
- La excentricidad torsional calculada estáticamente (e_s) no excede el 10 por ciento de la dimensión en planta de este edificio

La excentricidad torsional es no excede el valor límite permitido, a como lo indica la tabla 10.6.

- *Obtención de la fuerza sísmica.*

Las fuerzas sísmicas actuantes en cada entrepiso del edificio se estimarán según lo estipulado en el artículo 32. Ec.11

Ec.9.3

$$Fs_i = c\, W_i\, h_i \frac{\Sigma W_i}{\Sigma W_i\, h_i}$$

Tabla 10.2 Fuerzas sísmica y cortante de la estructura

				Dirección X		30%FsY	Dirección Y	30%Fs X
NIVELES	hi	Wi	Wihi	Fsixi	Vxi	30% Yxi	Fsyi	30% xi
V	15	272.9	4093.4	211.9	211.9	63.6	211.9	63.6
IV	12	292.3	3507.7	181.6	393.4	54.5	181.6	54.5
III	9	303.3	2729.3	141.3	534.7	42.4	141.3	42.4
II	6	321.0	1925.8	99.7	634.4	29.9	99.7	29.9
I	3	336.5	1009.4	52.2	686.6	15.7	52.2	15.7
		1525.9	13265.4	686.6			686.6	

Cortante Basal en Dirección X (Ton) =686.6 Ton

Cortante Basal en Dirección Y (Ton) = 686.6 Ton

- Evaluación de Fuerza sísmica según Fórmula

Según Arto. 26. Evaluación de la Fuerza sísmica horizontal. La fuerza sísmica horizontal que debe resistir la estructura se determinará según la siguiente expresión:

$$F_s = c * W_0 \qquad Ec.10.4$$

$$F_s = 0.45 * 1525.9 = 686.65\, Ton$$

- Reducción de las fuerzas cortantes

Habrá la posibilidad de reducir las fuerzas sísmicas de diseño si se conoce el período fundamental de la estructura en estudio. Según se estipula en el artículo 32 inciso b el período fundamental aproximado se puede determinar usando la expresión de la siguiente ecuación.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i X_i^2}{g * \sum f_i * X_i}}$$

Ec.10.5

Tabla 10.3 Desplazamientos en el centro de masa de la estructura

Desplazamientos del diafragma en el centro de masa		
NIVELES	**Dx_Cm (mm)**	**DY_Cm (mm)**
V	35.427	56.6
IV	29.342	47.7
III	21.224	34.55
II	12.244	19.027
I	4.227	5.938

Tabla 10.4 periodo aproximado de la estructura según fórmula 10.5 del RNC07

Periodo aproximado de las estructura						
NIVELES	δx-(cm)	Wi Xi ^{2}	Fixi	δy-(cm)	Wiyi ^{2}	Fiyi
V	3.5427	3573.07	525.1	5.6600	9120.2	839.0
IV	2.9342	2443.60	346.9	4.7700	6457.8	563.9
III	2.1224	1308.69	192.6	3.4550	3468.0	313.6
II	1.2244	462.56	78.7	1.9027	1117.0	122.3
I	0.4227	59.80	14.7	0.5938	118.0	20.7
		7847.73	1158.05		20281.11	1859.43
T1 =		0.5	T2 =	0.6	Seg.	

El período encontrado en dirección 1 fue de 0.5 seg y en dirección 2 fue de 0.6 seg, lo que indica que la dirección 1 es ligeramente más flexible que la dirección 2. Del espectro de diseño mostrado en la gráfica 9.1 se obtienen las ordenadas de aceleración espectral.

Para T1= 0.5 seg, a=1.215

Para T 2=0.6 seg, a=1.215

Como puede notarse, los períodos encontrados en las dos direcciones de análisis caen en la meseta del espectro de diseño, razón por la cual las fuerzas sísmicas se reducen con la siguiente formula.

$$F_{si} = \frac{a}{\cap * Q} W_i h_i \frac{\sum W_I}{\sum W_i h_i}$$

Ec.10.6

Utilizando la ecuación 10.2 se deduce el valor de Q a utilizar.

Tabla 10.5 Fuerzas sísmica Reducida según periodo fundamental.

				Dirección X		30%FsY	Dirección Y	30%Fs X
NIVELES	hi	Wi	Wihi	Fsixi	Vxi	30% Yxi	Fsyi	30% xi
V	15	272.9	4093.4	143.0	143.0	42.9	143.0	42.9
IV	12	292.3	3507.7	122.6	265.6	36.8	122.6	36.8
III	9	303.3	2729.3	95.4	360.9	28.6	95.4	28.6
II	6	321.0	1925.8	67.3	428.2	20.2	67.3	20.2
I	3	336.5	1009.4	35.3	463.5	10.6	35.3	10.6
		1525.9	13265.4	463.5			463.5	

- Estimación del efecto de Torsión por análisis estático

Para considerar los efectos de torsión es necesario calcular la excentricidad torsional como lo indica el artículo 32 inciso d), esta excentricidad es la distancia existente entre el centro de torsión del nivel correspondiente y el punto de aplicación de la fuerza sísmica en dicho nivel (Tabla 10.9). El centro de torsión de un nivel determinado del edificio es el punto en el plano del piso en el que puede actuar la fuerza horizontal externa correspondiente a ese piso para que su movimiento sea sólo de traslación, esto es, que todos los puntos de la planta se muevan igual sin que se produzca un giro de la planta.

$$e_s = x_{Cm} - x_{cR}$$ Ec.10.7

La excentricidad de diseño será tomada la más desfavorable que resulte de las ecuaciones Siguientes:

$$eDx = 1.5es - 0.1b$$ Ec.10.8

$$eDy = 1.5es + 0.1b$$ Ec.10.9

Debido a la "Simetría" en las dos direcciones del edificio en cuestión, el centro de torsión coincide con el centro de masa, es decir, las coordenadas del punto de aplicación de la fuerza sísmica son las mismas que las del centro de torsión y en consecuencia sólo se produce traslación cuando se aplica la fuerza sísmica y por lo tanto la excentricidad calculada es = 0 tanto en el eje X y el eje Y

Tabla 10.6 Excentricidad torsional.

Excentricidad torsional			**RNC07**
Niveles	esy	esy	es<10%b Eje X y Y
Azotea	0.1	0.31	REGULAR
Nivel IV	0.2	0.41	REGULAR
Nivel III	0.2	0.44	REGULAR
Nivel II	0.2	0.43	REGULAR
Nivel I	0.1	0.41	REGULAR

El momento torsionante entonces se calcula considerando la excentricidad accidental calculada en la tabla 10.9. Por lo que el momento torsionante a aplicarse en dirección X será: $M_{ix} = Fv_{ix} * e_{Dx}$ y en la dirección Y será: $M_{iy} = Fv_{iy} * e_{Dy}$ en cada uno de los niveles como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla .10.7 Excentricidad de Diseño.

Excentricidad de Diseño		
Niveles	**eDx= 1.5es+0.1b**	**eDy =1.5es+0.1b**
Azotea	2.4	1.2
Nivel IV	2.4	1.2
Nivel III	2.4	1.2
Nivel II	2.4	1.2
Nivel I	2.4	1.2

Tabla 10.8 Momento Torsionante por Nivel

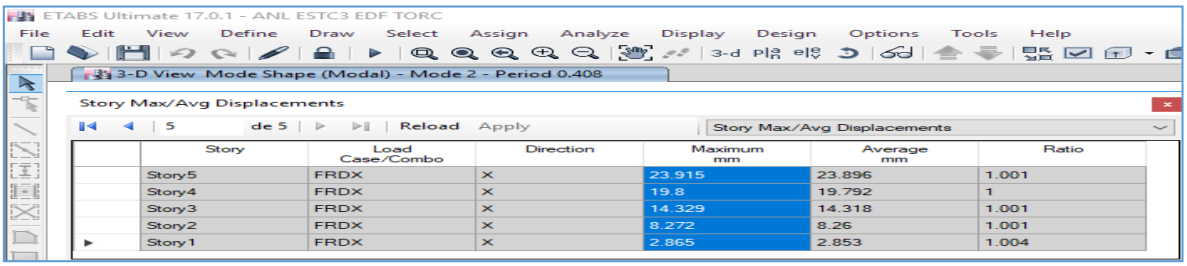
Momento Torsionante				
hi	Fvxi (ton)	Fvyi (ton9	Mxi (ton-m)	Myi (ton-m)
12	143.0	143.0	343.24	171.62
9	122.6	122.6	294.13	147.07
6	95.4	95.4	228.86	114.43
3	67.3	67.3	161.48	80.74
3	35.3	35.3	84.64	42.32

- *Revisión de los desplazamientos (δxT, δyT)*

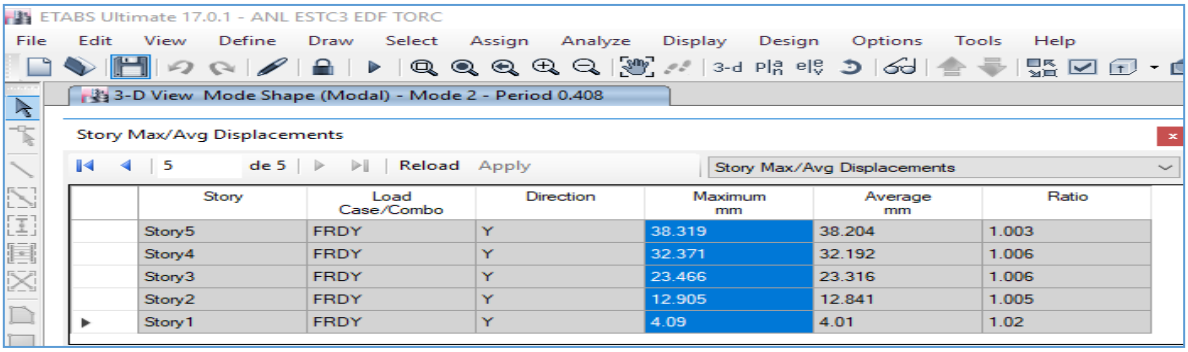
En el análisis se busca que la estructura cumpla con el reglamento RNC07, cuando esta se encuentra en estado límite de colapso como lo indica la siguiente tabla 10.9

- *Estado límites de Colapso considerando efectos de torsión y periodos de la estructura*

Para la evaluación del estado límite de colapso se aplicará el artículo 34, de manera que los desplazamientos obtenidos del análisis se multiplicarán por el factor Q*Ω y se compararán con los de la tabla 4 del inciso c) del artículo 34 pág. 36. Para el sistema estructural en consideración, se tomará como parámetro que la diferencia entre los desplazamientos laterales de dos pisos consecutivos no será mayor que 0.015 veces la diferencia entre las elevaciones correspondientes, debido a que es un sistema con ductilidad limitada Q=2. En la tabla 10.9 se muestran las distorsiones de entrepiso calculadas para la condición de colapso, cuyo propósito fundamental es la seguridad ante colapso, al incrementar dichos desplazamientos, tomando en consideración el factor de ductilidad y el factor por sobre resistencia, limitando dichos resultados a distorsiones de entrepiso no mayores de 0.015. La gráfica 10.8 muestra los desplazamientos del análisis estructural en ETABS.



Grafica 10.8. Desplazamientos (Dx) del análisis estructural con fuerzas reducidas por ETABS



Grafica 10.9 desplazamientos (Dy) del análisis estructural con fuerzas reducidas por ETABS

$$Q * \Omega = 4\,; \quad Q' * \Omega = 4$$

Tablas.10.9 Desplazamientos (δxT, δyT) y Distorsiones de entrepiso (ΔxT, ΔyT) en Condiciones de colapso

Desplazamientos Máximos en estados límites de colapso considerando efecto de torsión y periodos de la estructura							
Ω =	2			Q*Ω =	4		
Q	2			RNC(0.015)			RNC(0.015)
Nivel	**hi(mm)**	**δx (mm)**	**δxT (mm)**	**ΔxT**	**δy (mm)**	**δyT (mm)**	**ΔyT**
V	3000	23.915	95.6600	0.005	38.319	153.276	0.008
IV	3000	19.8	79.2000	0.007	32.371	129.484	0.012
III	3000	14.329	57.3160	0.008	23.466	93.864	0.0141
II	3000	8.272	33.0880	0.007	12.905	51.62	0.012
I	3000	2.865	11.4600	0.004	4.09	16.36	0.005

De los resultados obtenidos (tabla 10.9) se puede apreciar que bajo condiciones de colapso la estructura cumple la norma establecida tanto en la dirección X como en la dirección Y.

XI. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL ESPACIAL EN RANGO ELÁSTICO.

a) Análisis espectral dinámico en edificio con cálculo manual apoyado con Matlab y Excel

Cuando el comportamiento de una estructura es evaluado, lo mejor es hacerlo considerando dicha edificación como un sistema tridimensional en el que se acoplan los resultados obtenidos en un análisis plano.

Según Aguilar (2008), los pasos a seguir para realizar un análisis modal espectral espacial considerando 3 grados de libertad por planta, es el siguiente:

1) Calcular la Matriz de rigidez lateral KL de cada uno de los pórticos de la estructura.
2) Con el fin de formar una matriz de rigidez en coordenadas de piso a partir de las rigideces laterales de los pórticos, se determina la Matriz de compatibilidad de deformaciones (A) de cada uno de ellos, haciendo uso de la siguiente ecuación:

$$A^{(i)} = \begin{bmatrix} Cos\alpha & Sen\alpha & r_1 \\ Cos\alpha & Sen\alpha & r_2 \\ ..... & ..... & .... \\ Cos\alpha & Sen\alpha & r_n \end{bmatrix}$$

Ec (11.1)

Siendo α es el ángulo que forma la orientación positiva del pórtico con el eje de las X. Para pórticos paralelos al eje X este ángulo vale 0^0 y para pórticos perpendiculares al eje X vale 90^0. Por otra parte rj es la distancia desde el Centro de Masa al pórtico en el piso j, será positiva si la orientación del pórtico rota con respecto al centro de masa en sentido horario. La orientación positiva de los pórticos es paralela y en el sentido de los ejes X, Y. La matriz A tiene NP filas y $3*$ NP columnas, donde NP es el número de pisos del pórtico para el caso más general.

3) Se calcula la matriz de Rigidez en coordenadas de piso KE, sumando el aporte de rigidez de cada uno de los pórticos, mediante la expresión :

$$KE = \sum_{i=1}^{n} A^{(i)t} \; KL^{(i)} \; A^{(i)}$$

Ec.11.2

Donde

n: Es el número de pórticos en el sentido de análisis

A (i) es la Matriz de compatibilidad de deformaciones del pórtico i

KL(i) es la matriz de Rigidez lateral del pórtico i

El triple producto matricial de la ecuación da como resultado la matriz de rigidez en coordenadas de piso (simétrica respecto a la diagonal que puede escribirse como:

$$K_E = \begin{bmatrix} K_{XX} & K_{XY} & K_{X\theta} \\ & K_{YY} & K_{Y\theta} \\ & & K_{\theta\theta} \end{bmatrix}$$

Ec.11.3

KXX, KYY Siendo las matrices de rigidez lateral por traslación en sentido X, e Y, respectivamente; Kθθ es la matriz de rigidez torsional; KXθ , KYθ matrices de rigidez de acoplamiento lateral con torsión; K XY es la matriz trasnacional de acoplamiento en las direcciones X,Y; en estructuras con pórticos ortogonales K XY = 0

4) Se obtiene la matriz de masa m en coordenadas de piso.

Se considera que las losas de los pisos son rígidas y que las coordenadas de piso (Desplazamientos Horizontal, vertical y rotacional) se hallan en el centro de masa de cada planta, la matriz de masa se toma como igual a:

$$M = \begin{bmatrix} m & & \\ & m & \\ & & J \end{bmatrix}$$

Ec,11.4

Donde es la sub matriz de masas y es la sub matriz de momentos de inercia de las masas.

Siendo la masa total del piso i, la misma que se obtiene en base a la carga muerta D más un porcentaje de la carga viva L. El porcentaje depende del uso de la estructura,

$$\boldsymbol{J} = \begin{bmatrix} J_1 & & & & \\ & J_2 & & & \\ & & \cdots & & \\ & & & J_i & \\ & & & & \cdots \\ & & & & J_n \end{bmatrix}$$

Ec.11.5

Donde es el momento de inercia de la masa. Para una planta rectangular de dimensiones, el momento de inercia con respecto al C.M., vale:

$$J_i = \frac{m_i}{12}\left(a_i^2 + b_i^2\right)$$

Ec.11.6

5) Con la matriz de masa (M) y la matriz de rigidez (KE) en coordenadas de piso. Se encuentran las frecuencias y modos de vibración de la estructura que responde a los vectores y valores propios de un eingensistema.
6) Con la frecuencia de vibración. Se determinan los periodos de vibración (T) en cada modo.
7) Se determina la aceleración espectral que le corresponde a cada período (Ti), ingresando al espectro sísmico de aceleraciones.
8) Se define el sentido en el que se realiza el análisis y se determinan los factores de participación modal.

$$\gamma_{ix} = \frac{\phi^{(i)t}\, \boldsymbol{M}\, \boldsymbol{b}_x}{\phi^{(i)t}\, \boldsymbol{M}\, \phi^{(i)}}$$

$$\boldsymbol{b}_x = \begin{bmatrix} \mathbf{1} \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \end{bmatrix}$$

Ec.11.7 y 11.8

Donde “b” es el vector unitario de orden N; es el vector que contiene solo ceros, de orden N. Siendo N el número de pisos.

Siguiendo este procediendo se desarrolla el cálculo de análisis espectral dinámico.

9. Se calculan los desplazamientos máximo modales, en cada sentido (X y Y), a través de la ecuación 11.9

$$q_i = \gamma_i \left(\frac{T_I}{2\pi}\right)^2 S_{ai} \emptyset^{(i)}$$

Ec.11.9

Se determinan las cargas máximas modales, en el centro de masa, con la ecuación (11.10). Obteniéndose, para cada modo de vibración (i):

$$Q^{(i)} = \begin{bmatrix} F_X \\ F_Y \\ M_T \end{bmatrix}$$

Ec.11.10

Donde:

Fx y Fy son las fuerzas horizontales que van desde el primero hasta el último piso en sentido X y Y respectivamente, mientras que MT son los momentos torsionales existentes, desde el primero al último piso.

11. Usando las fuerzas horizontales, se determinan los cortantes en cada modo de vibración; tanto en sentido X, como en sentido Y.

12. Mediante la aplicación del criterio de combinación más apropiado, se calcula el cortante resultante, en cada sentido.

13. A partir del cortante resultante obtenido para el sentido X, se encuentran las fuerzas resultantes Fx que actúan en el centro de masa. De manera análoga, este cálculo se realizara en el otro sentido, usando el cortante resultante en Y

Usando el procedimiento y formulas descrito anteriormente se procede a ejecutar los cálculos correspondientes:

- Procedimientos para ensamblar la matriz de rigidez (KL) de cada pórtico

Se define la matriz de rigidez lateral, KL... a la matriz de rigidez asociada a las coordenadas laterales de piso. Cuando en el análisis sísmico de pórticos planos se considera un solo grado de libertad por piso, a este modelo se le denomina piso rígido y sirve únicamente para el análisis ante la componente horizontal de movimiento del suelo. Se debe considerar que los elementos son axialmente rígidos y para considerar esta hipótesis se debe cumplir el siguiente criterio:

Consideración de la deformación axial

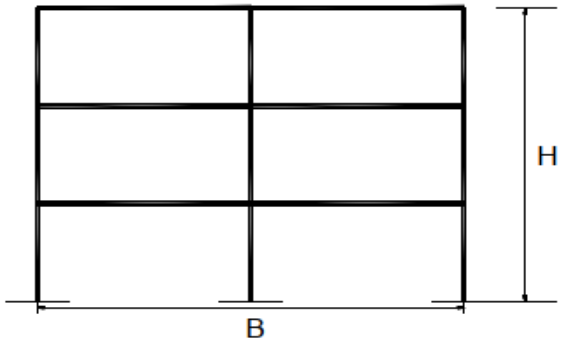
La influencia de las deformaciones axiales es importante en la respuesta de la estructura bajo la acción de cargas horizontales. Esta influencia depende de la esbeltez de la estructura. Cuando se trata de pórticos poco esbeltos, bajos y largos, las deformaciones axiales pueden ser despreciadas, este criterio se cumple cuando:

$$\frac{H}{B} \leq 3 \qquad \text{Ec. } 11.11$$

Donde

H: altura del pórtico.

B: ancho del pórtico.



Por lo tanto se debe aplicar para obtener KL:

1. Ensamble de las submatrices de vigas y columnas conforme la ecuación 11.12 y 11.13

Para el modelo de análisis indicado, las matrices de rigidez de los elementos se indican a continuación. En las figuras 10.1 y 10.2-ñ se indican los sistemas de coordenadas para los elementos viga y columna.

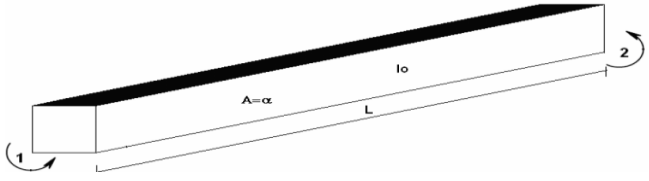


Figura 10.1 Coordenadas globales para un elemento viga, axialmente rígido.

$$Kv = \begin{bmatrix} \frac{4EI}{L} & \frac{2EI}{L} \\ \frac{2EI}{L} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix}$$

Ec.11.12

Donde E es el módulo de elasticidad del material, I es el momento de inercia, L es la longitud del elemento.

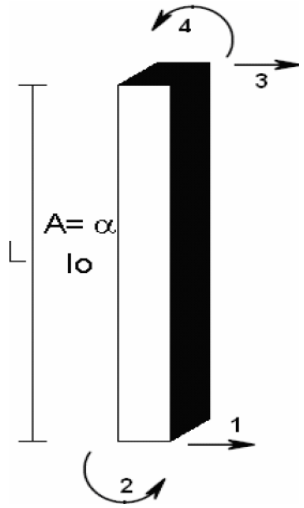


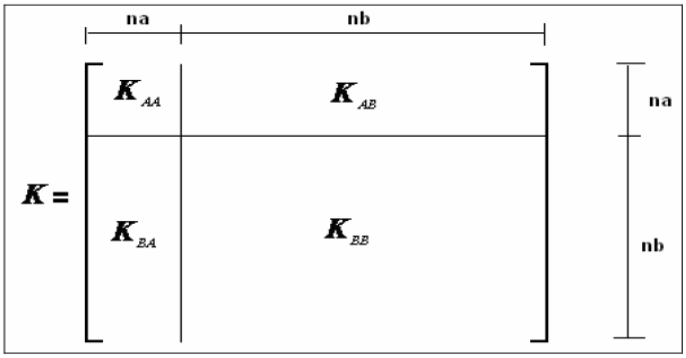
Figura 10.2 Coordenadas globales para un elemento columna, axialmente rígido.

$$KC = \begin{bmatrix} \frac{12EI}{L^3} & \frac{-6EI}{L^2} & \frac{-12EI}{L^3} & \frac{-6EI}{L^2} \\ \frac{-6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ \frac{-12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ \frac{-6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix}$$

Ec.11.13

2. Se aplica el método de condensación estática para obtener la matriz (KL) del pórtico La condensación estática es un procedimiento matricial mediante el cual se reduce una matriz de orden. Esta manipulación es conveniente para representar

una estructura o un elemento en función de un menor número de grados de libertad que los actualmente empleados en su formulación general.



$$K_L = K_{AA} - K_{AB}\, K_{BB}^{-1}\, K_{BA}$$

Ec.11.14

3. Ensamblar termino a términos a través del siguiente procedimiento: Aplicar un desplazamiento unitario horizontal por cada nivel del pórtico y se encuentran los respectivos coeficientes de rigidez y luego giros unitarios en cada nodo y nuevamente se encuentran los coeficientes de rigidez asociados con esos giros, esto se hace por cada nivel del pórtico y por cada nodo libre, como se indica en la gráfica 10.4, y se realiza un arreglo numérico de los nodos libre.

Para el cálculo de la matriz de rigidez lateral (KL) de los pórticos de la estructura se realizó mediante el uso de Matlab.

Primeramente se verifico que se cumplan los criterios de elementos axialmente rígidos.

Para pórticos del eje 1-4

$$\frac{H}{B} \leq 3$$

H = 15

B = 24

$$\frac{H}{B} = 0.625 \leq 3$$

Para pórticos del. eje A-I

H = 15

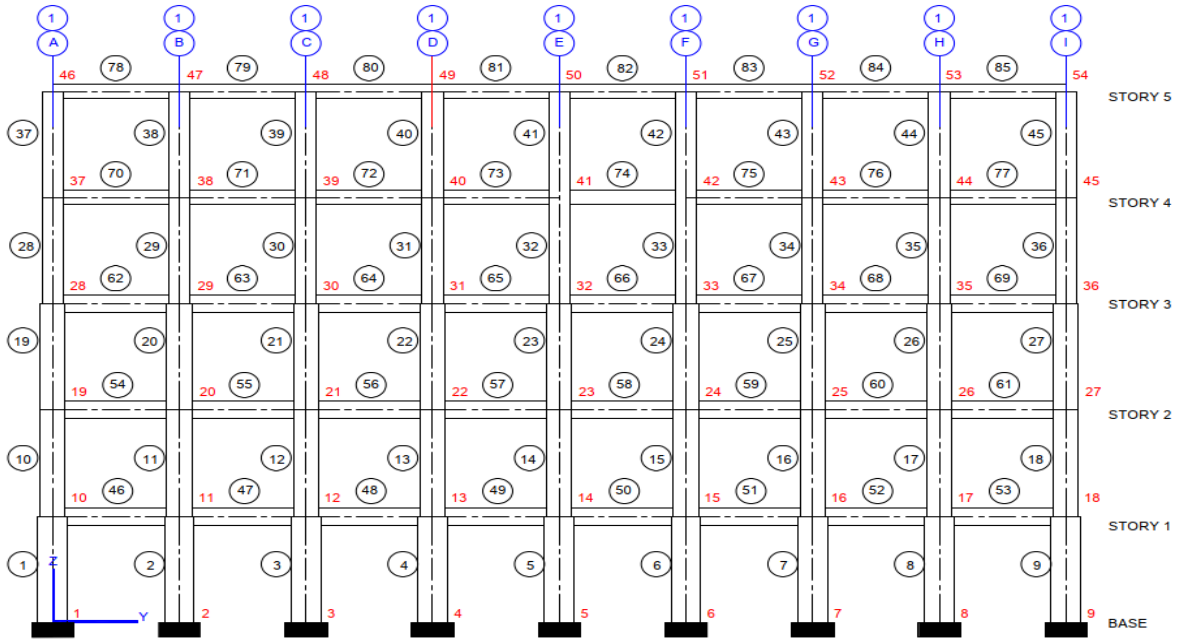
B = 12

$$\frac{H}{B} = 1.25 \leq 3$$

Por lo tanto pueden despreciarse las deformaciones axiales

El cálculo de la matriz condensada de cada uno de los pórticos existentes, se realizó usando la rutina Matlab denominada MATLATERAL se debe considerar los siguientes puntos:

Se deben enumerar los elementos del pórtico siguiendo el siguiente orden:

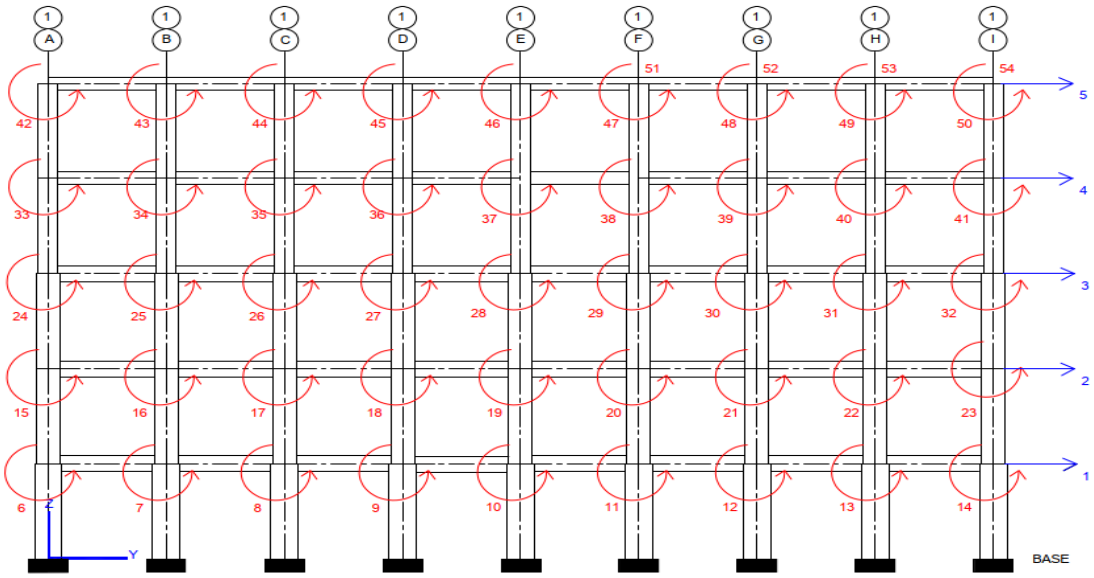


Grafica 11.3 Numeración de Nodos y elementos del eje 1 de la estructura

a. Los elementos columnas, de izquierda a derecha desde el primero al último piso, Figura 11.3
b. Elementos viga, de izquierda a derecha desde el primero al último piso

c. Para los grados de libertad se recomienda que para los elementos columnas el nudo inicial se encuentra a bajo y el nudo final arriba, en el caso de la viga el nudo inicial se encuentra a la izquierda y el final a la derecha, en la base de las columnas que se encuentran empotradas tienen 3 grados de libertad restringido, siendo el número de restricciones totales existentes en el pórtico, igual al número de columnas empotradas multiplicadas por tres.

Siguiendo el procedimiento se enumeran los grados de libertad, como lo indica la figura 11.4



Grafica 11.4 Grados de libertad considerando que todos los elementos son axialmente Rígidos y coordenadas laterales

Se realiza un vector de Colocación VC de cada elemento este está conformado por los grados de libertad del nudo inicial y del nudo final del elemento. El número de elementos del vector de colocación es igual al número de coordenadas de miembro, con el que se halla la matriz de rigidez de miembro. Por ejemplo el Vectores de colocación VC, de las columnas del primer nivel será:

$VC^{(1)} = [0 \;\; 0 \;\; 1 \;\; 6]$ $VC^{(2)} = [0 \;\; 0 \;\; 1 \;\; 7]$ $VC^{(3)} = [0 \;\; 0 \;\; 1 \;\; 8]$ $VC^{(4)} = [0 \;\; 0 \;\; 1 \;\; 9]$ $VC^{(5)} = [0 \;\; 0 \;\; 1 \;\; 10]$ $VC^{(6)} = [0 \;\; 0 \;\; 1 \;\; 11]$ $VC^{(7)} = [0 \;\; 0 \;\; 1 \;\; 12]$ $VC^{(8)} = [0 \;\; 0 \;\; 1 \;\; 13]$ $VC^{(9)} = [0 \;\; 0 \;\; 1 \;\; 14]$

Y para las vigas

$VC^{(46)} = [6 \quad 7] \quad VC^{(47)} = [7 \quad 8] \quad VC^{(48)} = [8 \quad 9] \quad VC^{(49)} = [10 \quad 11]$

$VC^{(50)} = [11 \quad 12] \quad VC^{(51)} = [12 \quad 13] \quad VC^{(52)} = [14 \quad 15] \quad VC^{(53)} = [16 \quad 17]$

Se ha numerado en primer lugar las coordenadas laterales, que son las coordenadas principales, debido a que ante la componente horizontal de un sismo los desplazamientos laterales son de mayor magnitud que las rotaciones y cuando la estructura ingresa al rango no lineal por medio de los desplazamientos laterales se disipa una mayor cantidad de energía. Cuando se numera en primer lugar las coordenadas laterales la matriz de rigidez condensada, que es la matriz de rigidez lateral KL, se halla con la ecuación 11.14

Por tanto se tiene la Matriz de Rigidez para cada pórtico fue calculada por la siguiente rutina en Matlab.

```
%-------------------------------------------------------------------------
% CALCULO DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ
%-------------------------------------------------------------------------
SS=zeros(ngl,ngl);
for i=1:mbr
    b=B(i);h=H(i);long=L(i);iner=b*h^3/12;ei=E*iner;
    if i<=ncol
        if icod==1
            iner=0.8*iner;ei=E*iner;
        end
        k(1,1)=12*ei/long^3;k(1,2)=-6*ei/long^2;k(1,3)=-k(1,1);k(1,4)=k(1,2);
        k(2,1)=k(1,2);k(2,2)=4*ei/long;k(2,3)=-k(1,2);k(2,4)=2*ei/long;
        k(3,1)=k(1,3);k(3,2)=k(2,3);k(3,3)=k(1,1);k(3,4)=6*ei/long^2;
        k(4,1)=k(1,4);k(4,2)=k(2,4);k(4,3)=k(3,4);k(4,4)=k(2,2);
         else
        if icod==1
            iner=0.5*iner;ei=E*iner;
        end
        k=zeros(4,4);k(2,2)=4*ei/long;k(2,4)=2*ei/long;k(4,2)=k(2,4);k(4,4)=k(2,2)
    end
    for j=1:4
            jj=VC(i,j);
            if jj==0
                 continue
            end
            for m=1:4
                 mm=VC(i,m);
                 if mm==0
                      continue
                 end
                 SS(jj,mm)=SS(jj,mm)+k(j,m);
```

Grafica 11.5 Rutina en Matlab para obtener la matriz de rigidez, elementos axialmente rígidos

	Elemento C1		(C70X70)	
Nodo inicial	**1**			
Nodo final	**10**			
b	0.7	m	12EI/H^3	2.2320E+04
h	0.7	m	6EI/H^2	3.3480E+04
E=	2509980	Ton/m^2	4EI/L	6.6961E+04
L	3	m	2EI/L	3.3480E+04
A	0.49	m^2		
I	0.020008333	m^4		
EI	5.0221E+04			

- Matriz de Rigidez de las columna Kc, del pórtico1

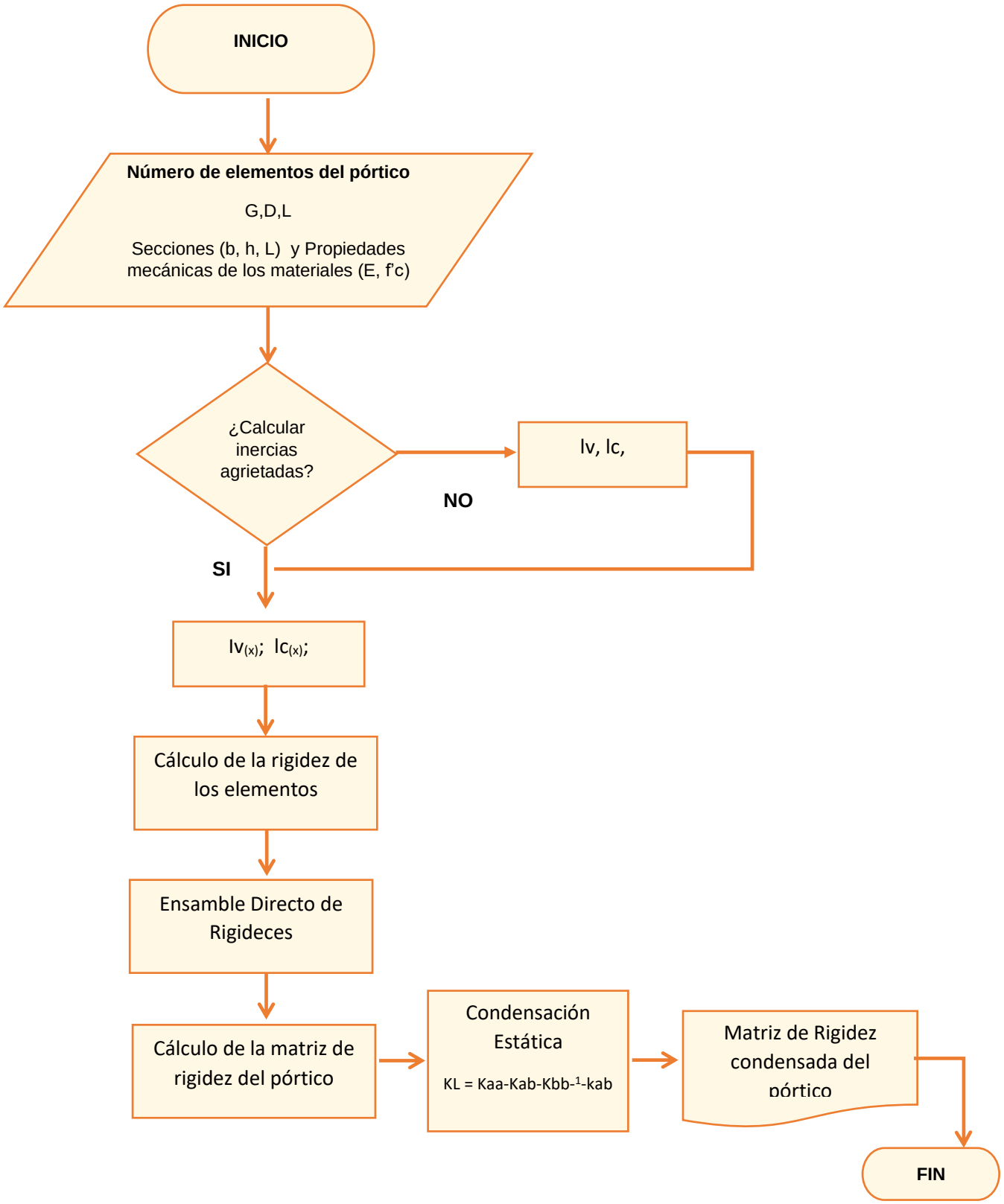
$$Kc = \begin{bmatrix} 2379.8 & -3569.7 & -2379.8 & -3569.7 \\ -3569.7 & 7139.5 & 3569.7 & 3569.7 \\ -2379.8 & 3569.7 & 2379.8 & 3569.7 \\ -3569.7 & 3569.7 & 3569.7 & 7139.5 \end{bmatrix}$$

- Matriz de Rigidez de la viga v1, del pórtico 1

	Elemento #46	Vigas V1	V30x50	
Nodo inicial	**10**			
Nodo final	**11**			
b	0.3	m	12EI/H^3	3.4861E+03
h	0.5	m	6EI/H^2	5.2291E+03
E=	2509980.08	Ton/m^2	4EI/L	1.0458E+04
L	3	m	2EI/L	5.2291E+03
A	0.15	m^2		
I	0.003125	m^4		
EI	7.8437E+03			

$$Kv = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 5354.6 & 0 & 2677.3 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 2677.3 & 0 & 5354.6 \end{bmatrix}$$

Flujograma de MATLATERAL



Matriz de Rigidez del pórtico considerando vigas y columnas axialmente rígidas.

```
end
%*************************************************************************
% MATRIZ DE RIGIDEZ LATERAL
%*************************************************************************
na=np;nb=ngl-np;
Kaa=SS(1:na,1:na);
Kab=SS(1:na,na+1:ngl);Kba=Kab';Kbb=SS(na+1:ngl,na+1:ngl);
KL= Kaa-Kab*inv(Kbb)*Kba;
fprintf ('\n Matriz de rigidez lateral :');
%save c:\KL
%---fin---
```

Matriz Kaa

```
Kaa =[309310        -108430              0              0              0
     -108430         183470         -75040              0              0
           0         -75040         133570         -58530              0
           0              0         -58530         107390         -48860
           0              0              0         -48860         48860]
```

Matriz Kba = Kab’

```
Kba = [15408          18072              0              0              0
       15408          18072              0              0              0
       15408          18072              0              0              0
       15408          18072              0              0              0
       15408          18072              0              0              0
       15408          18072              0              0              0
       15408          18072              0              0              0
       15408          18072              0              0              0
       15408          18072              0              0              0
      -18072         -15408          33480              0              0
      -18072           9357           8715              0              0
      -18072           9357           8715              0              0
      -18072           9357           8715              0              0
      -18072           9357           8715              0              0
      -18072           9357           8715              0              0
      -18072           9357           8715              0              0
```

-18072	9357	8715	0	0
-18072	0	18072	0	0
0	-33480	24765	8715	0
0	-8715	0	8715	0
0	-8715	0	8715	0
0	-8715	0	8715	0
0	-8715	0	8715	0
0	-8715	0	8715	0
0	-8715	0	8715	0
0	-8715	0	8715	0
0	-18072	0	18072	0
0	0	-8715	0	8715
0	0	-8715	0	8715
0	0	-8715	0	8715
0	0	-8715	0	8715
0	0	-8715	0	8715
0	0	-8715	0	8715
0	0	-8715	0	8715
0	0	-8715	0	8715
0	0	-18072	14502	3570
0	0	0	-8715	8715
0	0	0	-8715	8715
0	0	0	-8715	8715
0	0	0	-8715	8715
0	0	0	-8715	8715
0	0	0	-8715	8715
0	0	0	-8715	8715
0	0	0	-8715	8715
0	0	0	-3570	3570]

Matriz Kbb

Columns 1 through 24

Kbb =

1.0e+05 *

[1.1356	0.052	0	0	0	0	0	0	0.181	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.0523	1.24	0.0523	0	0	0	0	0	0	0.18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0.052	1.2402	0.0523	0	0	0	0	0	0	0.18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0.0523	1.2402	0.0523	0	0	0	0	0	0	0.181	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0.0523	1.2402	0.052	0	0	0	0	0	0	0.18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0.0523	1.24	0.05	0	0	0	0	0	0	0.181	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0.052	1.24	0.05	0	0	0	0	0	0	0.181	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0.05	1.24	0.052	0	0	0	0	0	0	0.1807	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0.05	1.136	0	0	0	0	0	0	0	0.181	0	0	0	0	0	0
0.1807	0	0	0	0	0	0	0	0	1.136	0.05	0	0	0	0	0	0	0.335	0	0	0	0	0
0	0.181	0	0	0	0	0	0	0	0.052	0.74	0.05	0	0	0	0	0	0	0.087	0	0	0	0
0	0	0.1807	0	0	0	0	0	0	0	0.05	0.74	0.052	0	0	0	0	0	0	0.09	0	0	0
0	0	0	0.1807	0	0	0	0	0	0	0	0.05	0.745	0.05	0	0	0	0	0	0	0.087	0	0
0	0	0	0	0.1807	0	0	0	0	0	0	0	0.052	0.74	0.052	0	0	0	0	0	0	0.09	0
0	0	0	0	0	0.181	0	0	0	0	0	0	0	0.05	0.745	0.052	0	0	0	0	0	0	0.087
0	0	0	0	0	0	0.18	0	0	0	0	0	0	0	0.052	0.745	0.0523	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0.18	0	0	0	0	0	0	0	0.052	0.7449	0.052	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0.181	0	0	0	0	0	0	0	0.0523	0.828	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.335	0	0	0	0	0	0	0	0	0.949	0.052	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.09	0	0	0	0	0	0	0	0.052	0.558	0.05	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.09	0	0	0	0	0	0	0	0.052	0.56	0.052	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.087	0	0	0	0	0	0	0	0.05	0.558	0.05
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.09	0	0	0	0	0	0	0	0.052	0.56
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.087	0	0	0	0	0	0	0	0.05
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.087	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.0872	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.181	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.087	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.087	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.09	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.087	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.09
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.087
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Continuación de la Matriz Kbb Columns 25 through 45

```
     0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0
     0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0
     0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0
     0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0
     0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0
     0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0
     0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0
     0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0
     0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0
     0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0
     0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0
     0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0
     0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0
     0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0
     0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0
     0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0
 0.087      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0
     0   0.09      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0
     0      0  0.181      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0
     0      0      0 0.0872      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0
     0      0      0      0  0.087      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0
     0      0      0      0      0  0.087      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0
     0      0      0      0      0      0  0.087      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0
     0      0      0      0      0      0      0   0.09      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0
 0.052      0      0      0      0      0      0      0 0.0872      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0
 0.558   0.05      0      0      0      0      0      0      0  0.087      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0
 0.052   0.56  0.052      0      0      0      0      0      0      0   0.09      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0
     0   0.05  0.828      0      0      0      0      0      0      0      0   0.18      0      0      0      0      0      0      0      0      0
     0      0      0 0.4022  0.027      0      0      0      0      0      0      0 0.0872      0      0      0      0      0      0      0      0
     0      0      0 0.0268  0.456  0.027      0      0      0      0      0      0      0  0.087      0      0      0      0      0      0      0
     0      0      0      0  0.027  0.456  0.027      0      0      0      0      0      0      0 0.0872      0      0      0      0      0      0
     0      0      0      0      0  0.027  0.456   0.03      0      0      0      0      0      0      0 0.0872      0      0      0      0      0
     0      0      0      0      0      0  0.027   0.46 0.0268      0      0      0      0      0      0      0 0.0872      0      0      0      0
     0      0      0      0      0      0      0   0.03 0.4557  0.027      0      0      0      0      0      0      0 0.0872      0      0      0
 0.087      0      0      0      0      0      0      0 0.0268  0.456   0.03      0      0      0      0      0      0      0  0.087      0      0
     0   0.09      0      0      0      0      0      0      0  0.027   0.46   0.03      0      0      0      0      0      0      0 0.0872      0
     0      0  0.181      0      0      0      0      0      0      0   0.03   0.49      0      0      0      0      0      0      0      0 0.0357
     0      0      0 0.0872      0      0      0      0      0      0      0      0 0.2279  0.027      0      0      0      0      0      0      0
     0      0      0      0  0.087      0      0      0      0      0      0      0 0.0268  0.281 0.0268      0      0      0      0      0      0
     0      0      0      0      0  0.087      0      0      0      0      0      0      0 0.027 0.2814 0.0268      0      0      0      0      0
     0      0      0      0      0      0  0.087      0      0      0      0      0      0      0 0.0268 0.2814 0.0268      0      0      0      0
     0      0      0      0      0      0      0   0.09      0      0      0      0      0      0      0 0.0268 0.2814 0.0268      0      0      0
     0      0      0      0      0      0      0      0 0.0872      0      0      0      0      0      0      0 0.0268 0.2814  0.027      0      0
     0      0      0      0      0      0      0      0      0  0.087      0      0      0      0      0      0      0 0.0268  0.281 0.0268      0
     0      0      0      0      0      0      0      0      0      0   0.09      0      0      0      0      0      0      0  0.027 0.2814 0.0268
     0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0   0.04      0      0      0      0      0      0      0 0.0268 0.1249]
```

Matriz de rigidez lateral de cada pórtico de la estructura

Usando la ecuación 11.14,

$$\boldsymbol{K}_L = \boldsymbol{K}_{AA} - \boldsymbol{K}_{AB}\, \boldsymbol{K}_{BB}^{-1}\, \boldsymbol{K}_{BA}$$

Se obtiene:

Matriz lateral (KL) para cada pórtico de la estructura:

KL $^{(1)}$ = KL $^{(2)}$ pórtico 1 = 2

$$KL = \begin{bmatrix} 210360 & -96750 & 19940 & -2670 & 340 \\ -96750 & 110530 & -56820 & 11770 & -1510 \\ 19940 & -56820 & 76420 & -43850 & 8970 \\ -2670 & 11770 & -43850 & 60430 & -26310 \\ 340 & -1510 & 8970 & -26310 & 18600 \end{bmatrix}$$

KL$^{(3)}$ del pórtico 3

$$KL = \begin{bmatrix} 142320 & -72480 & 16550 & -2800 & 430 \\ -72480 & 94800 & -54990 & 13140 & -1980 \\ 16550 & -54990 & 80280 & -49890 & 11380 \\ -2800 & 13140 & -49890 & 69470 & -30520 \\ 430 & -1980 & 11380 & -30520 & 20770 \end{bmatrix}$$

KL $^{(4)}$ del pórtico 4

$$KL = \begin{bmatrix} 215180 & -99010 & 20050 & -2830 & 350 \\ -99010 & 111450 & -56460 & 11740 & -1490 \\ 20050 & -56460 & 75580 & -43500 & 8900 \\ -2830 & 11740 & -43500 & 60220 & -26270 \\ 350 & -1490 & 8900 & -26270 & 18590 \end{bmatrix}$$

$KL^{(B)} = KL^{(H)}$ pórtico B = H

$$KL = \begin{bmatrix} 37146 & -16364 & 3841 & -709 & 103 \\ -16364 & 17938 & -9446 & 2484 & -358 \\ 3841 & -9446 & 12523 & -7725 & 1696 \\ -709 & 2484 & -7725 & 10709 & -4925 \\ 103 & -358 & 1696 & -4925 & 3509 \end{bmatrix}$$

$KL^{(c)} = KL^{(D)} = KL^{(E)} = KL^{(F)}$ pórtico C = D = E = F=G

$$KL = \begin{bmatrix} 23443 & -11972 & 3053 & -582 & 88 \\ -11972 & 14538 & -8626 & 2344 & -345 \\ 3053 & -8626 & 12172 & -7638 & 1714 \\ -582 & 2344 & -7638 & 10529 & -4786 \\ 88 & -345 & 1714 & -4786 & 3350 \end{bmatrix}$$

$KL^{(I)}$ del pórtico I

$$KL = \begin{bmatrix} 39059 & -19684 & 6142 & -1197 & 144 \\ -19684 & 24979 & -16041 & 4833 & -602 \\ 6142 & -16041 & 21732 & -13199 & 2786 \\ -1197 & 4833 & -13199 & 15963 & -6674 \\ 144 & -602 & 2786 & -6674 & 4378 \end{bmatrix}$$

- Cálculo de las Matriz de Rigidez Espacial (KE) del edificio.

Se presenta el cálculo de la matriz de rigidez de la estructura en la cual se consideran tres grados de libertad por planta, orientado al análisis sísmico espacial de edificios considerando que los pisos son completamente rígidos. En el modelo numérico de cálculo se considera que los pórticos son elementos de una estructura que se unen por medio de una losa o diafragma horizontal en cada uno de los pisos. Se analiza cuáles son las submatrices que conforman la matriz de rigidez en coordenadas de piso.

Siguiendo la metodología de análisis descrita anteriormente. Se procede a determinar la matriz de rigidez Espacial (KE)

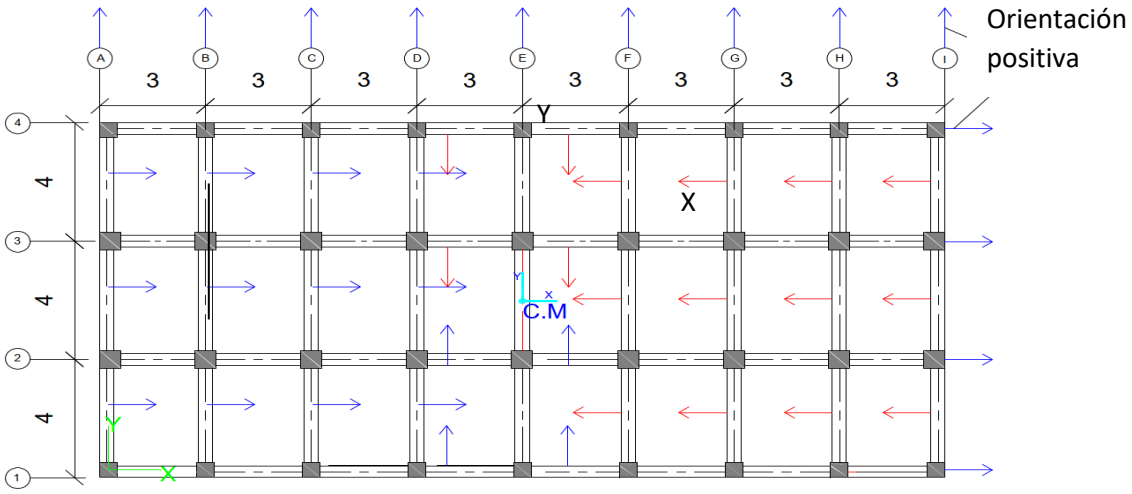
Usando la Rutina de Matlab analisModal3d

Se ordenan las matrices laterales de cada uno de los pórticos de la estructura, para nuestro caso del eje 1 al eje 4 y del eje A al eje I,

Se determina el vector r que es el vector que contiene las distancias de pórtico al centro de masa de la estructura, para determinar la matriz de compatibilidad A, como se explica en la siguiente sección.

a) Calculo de la matriz de compatibilidad del edificio

La planta del edificio se muestra en la siguiente gráfica:



Grafica 11.6 Orientación de los pórticos de la estructura con respecto a centro de masa (CM)

siendo α es el ángulo que forma la orientación positiva del pórtico con el eje de las X. Para pórticos paralelos al eje X este ángulo vale 0^0 y para pórticos perpendiculares al eje X vale 90^0. Por otra parte rj es la distancia desde el Centro de Masa al pórtico en el piso j, será positiva si la orientación del pórtico rota con respecto al centro de masa en sentido horario. La orientación positiva de los pórticos es paralela y en el sentido de los ejes X, Y. La matriz A tiene NP filas y $3*$ NP columnas, donde NP es el número de pisos del pórtico para el caso más general.

Se muestra la orientación positiva de los pórticos en base a la cual se obtienen la matriz de compatibilidad de cada uno de ellos. Nótese que es paralela a los ejes X,

Y. Para encontrar las matrices de compatibilidad de cada uno de los pórticos con la ecuación 11.1, para una mejor comprensión se tabulan los datos en una tabla.

Tabla.10.1 Parámetros que definen los pórticos para calcular matriz A

Pórtico	A	r
1	0	6
2	0	2
3	0	-2
4	0	-6
A	90	12
B	90	9
C	90	6
D	90	3
E	90	0
F	90	-3
G	90	-6
H	90	-9
I	90	-12.

Sabiendo que las plantas son iguales en todos los pisos razón por la cual la distancia del Centro de Masas al pórtico es un solo valor y no cambia de piso a piso, sabiendo que no existe variabilidad representativa de nivel a nivel. En la tabla 8.1 anterior se aprecia que el valor de r para el pórtico 4 es negativo debido a que la orientación de dicho pórtico con respecto al Centro de Masa es anti horario y el pórtico 1 es horario. Al reemplazar los datos de la tabla en la ecuación 11.1 se obtienen las matrices de compatibilidad de cada uno de los pórticos. Para el pórtico 1, se tiene:

Matriz de compatibilidad del pórtico 1

$$A^{(1)} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 6 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 6 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 6 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 6 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 6 \end{bmatrix}$$

Matriz de compatibilidad del pórtico 2

$$A^{(2)} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2 \end{bmatrix}$$

Para los pórticos 3 y 4 lo único que cambia es el valor de r de 6 que se tiene para el pórtico 1 a -2, y -6, respectivamente. A continuación se indica la matriz de compatibilidad para el pórtico A.

Matriz de compatibilidad del pórtico A

$$A^{(A)} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 12 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 12 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 12 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 12 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 12 \end{bmatrix}$$

Matriz de compatibilidad del pórtico B

$$A^{(B)} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 9 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 9 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 9 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 9 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 9 \end{bmatrix}$$

Matriz de compatibilidad del pórtico C

$$A^{(C)} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 6 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 6 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 6 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 6 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 6 \end{bmatrix}$$

Matriz de compatibilidad del pórtico D

$$A^{(D)} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3 \end{bmatrix}$$

Matriz de compatibilidad del pórtico E

$$A^{(E)} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

De igual manera para los pórticos F, G, H y I la matrices anteriores se mantiene igual a la de los pórtico A –E con la acotación de que cambian los valores de r por -3, -6 ,-9 Y -12 respectivamente.

```
%%-------------------------------------------------------------------------
% SUBMATRICES DE RIGIDEZ : KEE
%%-------------------------------------------------------------------------

Kxx=zeros(NP,NP);
Kyy=zeros(NP,NP);
Kteta=zeros(NP,NP);
cero=zeros(NP,NP);
Kxt=zeros(NP,NP);
Kyt=zeros(NP,NP);
for k=1:NP;identidad(k,k)=1;
end;
for i=1:ntot
    for k=1:NP
        rtet(k,k)=r(i)
    end
    rteta=rtet*rtet;
    ji=NP*(i-1)+1
    jf=NP*(i-1)+NP
    if i<=nx
        Kxx=Kxx+KL(ji:jf,1:NP);
        Kxt=Kxt+KL(ji:jf,1:NP)*rtet
        Kteta=Kteta+KL(ji:jf,1:NP)*rteta ;
        A(ji:ji+NP-1,:)=[identidad    cero    rtet] ;
    else
        Kyy=Kyy+KL(ji:jf,1:NP);Kyt=Kyt+KL(ji:jf,1:NP)*rtet;
        Kteta=Kteta+KL(ji:jf,1:NP)*rteta;
        A(ji:ji+NP-1,:)=[cero    identidad    rtet] ;
    end
end
%-------------------------------------------------------------------------
% MATRIZ DE RIGIDEZ ESPACIAL CON 3 GRADOS DE LIBERTAD POR PLANTA
%-------------------------------------------------------------------------
KE=[Kxx     cero     Kxt;cero     Kyy      Kyt;Kxt     Kyt     Kteta]
%-------------------------------------------------------------------------
```

Grafica 11.7 Rutina en Matlab para obtener la matriz de rigidez espacia.

Matriz de Compatibilidad A

```
A = [
        1    0    0    0    0    0    0    0    0    0        6        0        0        0        0
        0    1    0    0    0    0    0    0    0    0        0        6        0        0        0
        0    0    1    0    0    0    0    0    0    0        0        0        6        0        0
        0    0    0    1    0    0    0    0    0    0        0        0        0        6        0
        0    0    0    0    1    0    0    0    0    0        0        0        0        0        6
        1    0    0    0    0    0    0    0    0    0        2        0        0        0        0
        0    1    0    0    0    0    0    0    0    0        0        2        0        0        0
        0    0    1    0    0    0    0    0    0    0        0        0        2        0        0
        0    0    0    1    0    0    0    0    0    0        0        0        0        2        0
        0    0    0    0    1    0    0    0    0    0        0        0        0        0        2
        1    0    0    0    0    0    0    0    0    0       -2        0        0        0        0
        0    1    0    0    0    0    0    0    0    0        0       -2        0        0        0
        0    0    1    0    0    0    0    0    0    0        0        0       -2        0        0
        0    0    0    1    0    0    0    0    0    0        0        0        0       -2        0
        0    0    0    0    1    0    0    0    0    0        0        0        0        0       -2
        1    0    0    0    0    0    0    0    0    0       -6        0        0        0        0
        0    1    0    0    0    0    0    0    0    0        0       -6        0        0        0
        0    0    1    0    0    0    0    0    0    0        0        0       -6        0        0
        0    0    0    1    0    0    0    0    0    0        0        0        0       -6        0
        0    0    0    0    1    0    0    0    0    0        0        0        0        0       -6
        0    0    0    0    0    1    0    0    0    0       12        0        0        0        0
        0    0    0    0    0    0    1    0    0    0        0       12        0        0        0
        0    0    0    0    0    0    0    1    0    0        0        0       12        0        0
        0    0    0    0    0    0    0    0    1    0        0        0        0       12        0
        0    0    0    0    0    0    0    0    0    1        0        0        0        0       12
        0    0    0    0    0    1    0    0    0    0        9        0        0        0        0
        0    0    0    0    0    0    1    0    0    0        0        9        0        0        0
        0    0    0    0    0    0    0    1    0    0        0        0        9        0        0
        0    0    0    0    0    0    0    0    1    0        0        0        0        9        0
        0    0    0    0    0    0    0    0    0    1        0        0        0        0        9
        0    0    0    0    0    1    0    0    0    0        6        0        0        0        0
        0    0    0    0    0    0    1    0    0    0        0        6        0        0        0
        0    0    0    0    0    0    0    1    0    0        0        0        6        0        0
        0    0    0    0    0    0    0    0    1    0        0        0        0        6        0
        0    0    0    0    0    0    0    0    0    1        0        0        0        0        6
        0    0    0    0    0    1    0    0    0    0        3        0        0        0        0
        0    0    0    0    0    0    1    0    0    0        0        3        0        0        0
        0    0    0    0    0    0    0    1    0    0        0        0        3        0        0
        0    0    0    0    0    0    0    0    1    0        0        0        0        3        0
        0    0    0    0    0    0    0    0    0    1        0        0        0        0        3
        0    0    0    0    0    1    0    0    0    0        0        0        0        0        0
        0    0    0    0    0    0    1    0    0    0        0        0        0        0        0
        0    0    0    0    0    0    0    1    0    0        0        0        0        0        0
        0    0    0    0    0    0    0    0    1    0        0        0        0        0        0
        0    0    0    0    0    0    0    0    0    1        0        0        0        0        0
```

```
0   0   0   0   0   1   0   0   0   0    -3     0     0     0     0
0   0   0   0   0   0   1   0   0   0     0    -3     0     0     0
0   0   0   0   0   0   0   1   0   0     0     0    -3     0     0
0   0   0   0   0   0   0   0   1   0     0     0     0    -3     0
0   0   0   0   0   0   0   0   0   1     0     0     0     0    -3
0   0   0   0   0   1   0   0   0   0    -6     0     0     0     0
0   0   0   0   0   0   1   0   0   0     0    -6     0     0     0
0   0   0   0   0   0   0   1   0   0     0     0    -6     0     0
0   0   0   0   0   0   0   0   1   0     0     0     0    -6     0
0   0   0   0   0   0   0   0   0   1     0     0     0     0    -6
0   0   0   0   0   1   0   0   0   0    -9     0     0     0     0
0   0   0   0   0   0   1   0   0   0     0    -9     0     0     0
0   0   0   0   0   0   0   1   0   0     0     0    -9     0     0
0   0   0   0   0   0   0   0   1   0     0     0     0    -9     0
0   0   0   0   0   0   0   0   0   1     0     0     0     0    -9
0   0   0   0   0   1   0   0   0   0   -12     0     0     0     0
0   0   0   0   0   0   1   0   0   0     0   -12     0     0     0
0   0   0   0   0   0   0   1   0   0     0     0   -12     0     0
0   0   0   0   0   0   0   0   1   0     0     0     0   -12     0
0   0   0   0   0   0   0   0   0   1     0     0     0     0   -12]
```

Matriz de Compatibilidad generada por MATLAB

Aplicando la ecuación (11.2) obtenemos la matriz KE del edificio, para análisis sísmico por dirección Dxx y Dyy

$$KE = \sum_{i=1}^{n} A^{(i)t}\ KL^{(i)}\ A^{(i)}$$

Matriz de rigidez espacial con 3 grados de libertad por planta, Para análisis símico en dirección X

KE =

Columns 1 through 15

694420	-338130	73220	-11070	1540	0	0	0	0	0	-60440	18740	-400	1020	-80
-338130	414100	-226380	50390	-7040	0	0	0	0	0	18740	-480	-8400	1380	-280
73220	-226380	315950	-187940	40740	0	0	0	0	0	-400	-8400	11820	-3720	640
-11070	50390	-187940	259860	-113650	0	0	0	0	0	1020	1380	-3720	1800	-300
1540	-7040	40740	-113650	78740	0	0	0	0	0	-80	-280	640	-300	80
0	0	0	0	0	633048	-311651	85259	-16574	2438	1764	-6432	9708	-4104	-516
0	0	0	0	0	-311651	368841	-219578	63180	-9254	-6432	23376	-35532	15384	1584
0	0	0	0	0	85259	-219578	297195	-185511	42375	9708	-35532	58404	-28764	-1380
0	0	0	0	0	-16574	63180	-185511	242638	-107610	-4104	15384	-28764	11784	4692
0	0	0	0	0	2438	-9254	42375	-107610	72623	-516	1584	-1380	4692	-4524
-60440	18740	-400	1020	-80	1764	-6432	9708	-4104	-516	61871312	-29827562	7958222	-1453784	203920
18740	-480	-8400	1380	-280	-6432	23376	-35532	15384	1584	-29827562	35199042	-20477202	5645706	-795866
-400	-8400	11820	-3720	640	9708	-35532	58404	-28764	-1380	7958222	-20477202	27332772	-16662372	3710740
1020	1380	-3720	1800	-300	-4104	15384	-28764	11784	4692	-1453784	5645706	-16662372	21495268	-9365636
-80	-280	640	-300	80	-516	1584	-1380	4692	-4524	203920	-795866	3710740	-9365636	6295020

Matriz de rigidez espacial generada por Matlab

Matriz de rigidez espacial con 3 grados de libertad por planta, para análisis sísmico en dirección Y

KE =

Columns 1 through 15

1038427	-507810	119180	-19921	2893	0	0	0	0	0	-2439488	1176269	-322003	62136	-9440
-507810	614526	-344886	84223	-12167	0	0	0	0	0	1176269	-1362993	795777	-230493	35093
119180	-344886	476320	-288472	64055	0	0	0	0	0	-322003	795777	-1057602	663498	-155030
-19921	84223	-288472	392786	-173092	0	0	0	0	0	62136	-230493	663498	-866178	385566
2893	-12167	64055	-173092	118959	0	0	0	0	0	-9440	35093	-155030	385566	-258346
0	0	0	0	0	289041	-141971	39299	-7723	1085	2380812	-1163961	331311	-65220	8844
0	0	0	0	0	-141971	168415	-101072	29347	-4127	-1163961	1385889	-839709	247257	-33789
0	0	0	0	0	39299	-101072	136825	-84979	19060	331311	-839709	1127826	-695982	154290
0	0	0	0	0	-7723	29347	-84979	109712	-48168	-65220	247257	-695982	879762	-381174
0	0	0	0	0	1085	-4127	19060	-48168	32404	8844	-33789	154290	-381174	253902
-2439488	1176269	-322003	62136	-9440	2380812	-1163961	331311	-65220	8844	61871312	-29827562	7958222	-1453784	203920
1176269	-1362993	795777	-230493	35093	-1163961	1385889	-839709	247257	-33789	-29827562	35199042	-20477202	5645706	-795866
-322003	795777	-1057602	663498	-155030	331311	-839709	1127826	-695982	154290	7958222	-20477202	27332772	-16662372	3710740
62136	-230493	663498	-866178	385566	-65220	247257	-695982	879762	-381174	-1453784	5645706	-16662372	21495268	-9365636
-9440	35093	-155030	385566	-258346	8844	-33789	154290	-381174	253902	203920	-795866	3710740	-9365636	6295020

Matriz de rigidez espacial generada por Matlab

d) Cálculo de la Matriz de Masa en coordenadas de Piso

Esta se ha calculado considerando tanto la masa traslacionales como los momentos de inercia de dichas masas en cada piso de la estructura, como se detalla a continuación.

- Masa traslacionales (Mi).

Son determinadas a partir de la carga sísmica reactiva por piso, dividiendo W/9.806 se toma a la masa traslacional de piso en sentido X igual a la de sentido Y, Como se indica en la tabla 11.2

$$Para\ el\ primer\ y\ segundo\ nivel\ \ tenemos:$$

$$m1 = \frac{336.46}{9.806} = 34.3\frac{Ts^2}{m} \quad , \quad m2 = \frac{320.96}{9.806} = 32.73\frac{Ts^2}{m}$$

Tabla 11.2 Masa traslacional por cada nivel

	Masa traslacional					
piso	h (m)	Cv.inc	Carga Muerta (ton/m2)	área (m2)	Wi	Masa traslacional Ts^2/m
V	15	0.04	0.948	288	272.89	27.83
IV	12	0.1	1.015	288	292.3	29.81
III	9	0.1	1.053	288	303.26	30.92
II	6	0.1	1.114	288	320.96	32.73
I	3	0.1	1.168	288	336.46	34.31

- Masa Rotacional (Jcm)

Corresponde al moneto de inercia de la masa de cada uno de los pisos respecto a su centro de masa. El proceso de calculo que se emplea para calcular las masas rotacionales del edificio.

$$J_i = \frac{m_i}{12}\left(a_i^2 + b_i^2\right)$$

Ec.11.6

Siendo :

mi. La masa total del piso i

Ji. Momento de inercia de la masa mi con respecto al CM.

a y b dimenciones de la planta rectangular en los piso

Plicando la ecuación 11.5 tenemos valores de la tabla 11.3

$$J1 = \frac{34.30}{12}(12^2 + 24^2) = 2059\ Ts^2m$$

$$J2 = \frac{32.72}{12}(12^2 + 24^2) = 1964\ Tms^2$$

Tabla 11.3 Masa rotacional por cada nivel

Masa Rotacional			
piso	h (m)	Masa traslacional Ts^2/m	Masa rotacional Ts^2m
V	15	27.8266	1670
IV	12	29.8059	1788
III	9	30.9234	1855
II	6	32.7283	1964
I	3	34.3089	2059

Para generar las respuestas modales usando el programa el Algoritmo generado en Matlab se requiere introducir:

Estos archivos:

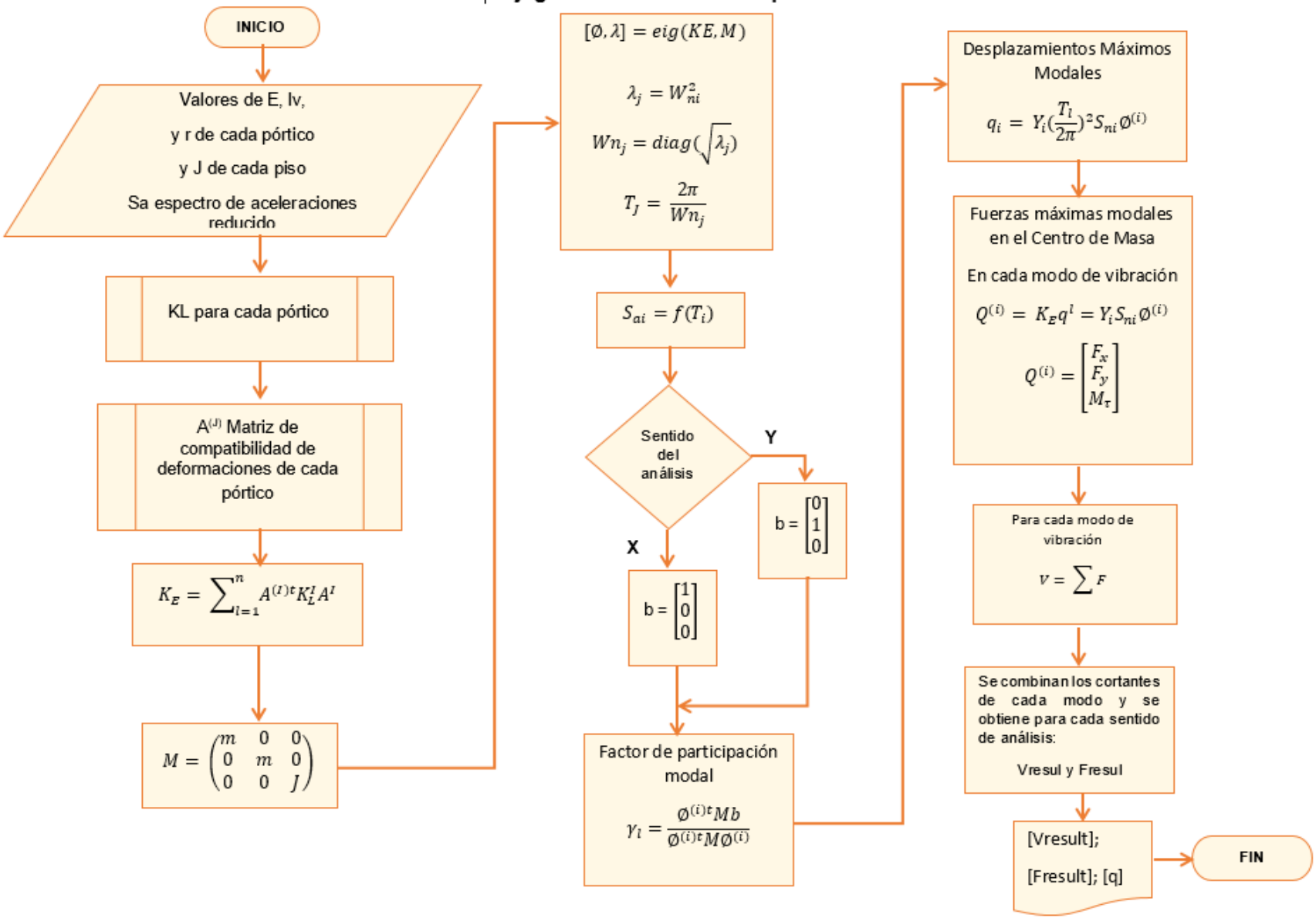
1. KL.txt : Contiene las matriz KL de cada pórtico de la estructura

2. r.txt : Contiene las coordenadas de pisos de la estructura primero se introduce Los paralelos al eje X y luego los paralelos al eje Y

3. Masa.txt : Contiene la matriz de masa del edificio

4. Ad.txt : Contiene el vector de aceleraciones espectrales correspondiente para Cada periodo de los modos de vibració

Flujograma análisis ModalEspectral3d



Por tanto aplicando la ecuación (11.9) tenemos:

```
%-------------------------------------------------------------------------
% MATRIZ DE RIGIDEZ ESPACIAL CON 3 GRADOS DE LIBERTAD POR PLANTA
%-------------------------------------------------------------------------
KE=[Kxx      cero      Kxt;cero      Kyy       Kyt;Kxt      Kyt      Kteta]

%-------------------------------------------------------------------------
% MATRIZ DE MASA
%-------------------------------------------------------------------------
 disty=abs(r(1))+abs(r(nx))
 distx=abs(r(nx+1))+abs(r(ntot));
for i=1:NP; masaD(i)=pesoD(i)/9.8;
    masaL(i)=pesoL(i)/9.8 ;
    mas(i)=masaD(i)+masaL(i);
    masa=zeros(NP,NP);
    for i=1:NP;
        mas(i)=Masa(i,1);
        masa(i,i)= mas(i);

    end
    mj=zeros(NP,NP);
    for i=1:NP,
        mj(i,i)= mas(i)*(distx^2+disty^2)/12;
    end
MASA=[masa     cero     cero;cero     masa     cero;cero      cero     mj]
PESO=0;
for i=1:NP; PESO=PESO+pesoD(i);
end;
end
```

Grafica 11.8 Rutina en Matlab para obtener la matriz de Masa de la estructura

Matriz de masa en coordenadas de piso

MASA=

[34.3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	32.73	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	30.92	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	29.8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	27.8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	34.3	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	32.728	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	30.923	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	29.806	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	27.827	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2058.531	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1963.699	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1855.407	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1788.351	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1669.597]

Matriz de Masa generada por Masa

- Cálculo de periodos de vibración y modos fundamentales de vibración

Con la matriz de rigidez en coordenadas de piso y la matriz de masas, se de terminan los valores propios y los vectores propios, que son los modos de vibración Donde i representa el modo. Se recuerda que el problema de valores y vectores propios están definido por:

$$([KE] - \lambda[M])\{\phi\} = \{0\}$$

Ec. 11.15

Con los valores propios se encuentran las frecuencias naturales de vibración ωn y los Períodos de vibración T y las frecuencias f

$$\varpi ni = \sqrt{\lambda}$$

Ec 11.16

$$T = \frac{2\Pi}{\varpi ni} \qquad y \qquad f = \frac{1}{T}$$

Ec, 11.17 Ec 11.18

```
%-------------------------------------------------------------------------
% CALCULO DEL PERIODO DE VIBARCIÓN DE LA ESTRUCTURA
%-------------------------------------------------------------------------
[V,D]=eig(KE,MASA);

W=sqrt(diag(D));
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
% Se ordenan las frecuencias y los modos de vibracion de menor a mayor
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
[Wn,II]=sort(W);
for i=1:3*NP;
%-------------------------------------------------------------------------
 % MODOS DE VIBRACIÓN
    fi(:,i)=V(:,II(i))

%-------------------------------------------------------------------------
 % PERIODO DE VIBRACIÓN
    T(i)=2*pi/Wn(i)
end;
```

Grafica 11.9 Rutina en Matlab para obtener periodos, frecuencias Naturales de la estructura

Resultados:

Wn =	T	f
12.3162	0.510	1.960
15.2306	0.413	2.424
15.7752	0.398	2.511
39.2802	0.160	6.250
43.5016	0.144	6.925
49.1412	0.128	7.819
75.7503	0.083	12.063
82.252	0.076	13.089
94.3443	0.067	15.015
121.5503	0.052	19.342
126.6664	0.050	20.161
150.5259	0.042	23.981
166.9399	0.038	26.596
172.3856	0.036	27.473
210.3759	0.030	33.445

Frecuencia Natural, periodo y frecuencia de Vibración mediante cálculo manual usando MATLAB

Debido a la ortogonalidad de los modos se puede normalizar los modos respecto a su masa, para ello se utiliza la siguiente expresión.

$$\emptyset n = \frac{\{\Phi i\}}{\sqrt{\{\Phi i\}^T [M]\{\Phi \mathrm{i}\}}}$$

Ec.11.19

Se determina la aceleración espectral, que le corresponde a cada período (Ti), ingresando al espectro sísmico de aceleraciones según el paso 7.

Se aplica el paso 8 y se aplican las ecuaciones 11.7 y 11.8

$$\gamma_{ix} = \frac{\boldsymbol{\phi}^{(i)t}\, \boldsymbol{M}\, \boldsymbol{b}_x}{\boldsymbol{\phi}^{(i)t}\, \boldsymbol{M}\, \boldsymbol{\phi}^{(i)}}$$

$$\boldsymbol{b}_x = \begin{bmatrix} \mathbf{1} \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \end{bmatrix}$$

```
%-------------------------------------------------------------------------
%Factores de participacion modal(gama)
%-------------------------------------------------------------------------
% bb: Es un vector que relaciona el movimiento del suelo con los grados de
%libertad; para el analisis sismico de pórticos planos en los que se ha
%concentrado las masa de piso, es un vector initario.
for i=1:NP;
    bb(i)=1;
    cer(i)=0;
end;
bb=bb';
cer=cer';
if isismo==1
    B=[bb; cer; cer];
else
    B=[cer; bb; cer];
end
NUM=fi'*MASA*B;
DEN=diag(fi'*MASA*fi);
for i=1:3*NP;
   gama(i)=abs(NUM(i)/DEN(i))

   alafa= ((gama.^2)/SumMasa)'
end
% ACELERACIONES ESPECTRALE MODALES
```

Grafica 11.10 Rutina en Matlab para obtener factores de participación en la estructura

9. Se calculan los desplazamientos máximo modales, en cada sentido (X y Y), a través de la ecuación 6.21

$$q_i = \gamma_i \left(\frac{T_I}{2\pi}\right)^2 S_{ai} \emptyset^{(i)}$$

Se determinan las cargas máximas modales, en el centro de masa, con la ecuación (6.22). Obteniéndose, para cada modo de vibración (i):

```
%-------------------------------------------------------------------------
% FUERZAS MODALES EN EL CENTRO DE MASA (P)
%-------------------------------------------------------------------------
masafi=MASA*fi;
gamaAd = (gama.*Ad)'
for i=1:3*NP;
    for j=1:3*NP;
    P(j,i) = gamaAd(i)*masafi(j,i);
    end
end
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
% CÁLCULO DE LOS CORTANTES MODALES EN CM
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
V = zeros(3*NP,3*NP);
for i=1:3*NP;
    for j=1:NP;
        k= NP+1-j;
        if k==NP;

          V(k,i)=V(k,i)+P(k,i);
          V(k+NP,i)=V(k+NP,i)+P(k+NP,i);
        else
         V(k,i)= V(k+1,i)+P(k,i);
         V(k+NP)=V(k+NP+1,i)+P(k+NP,i);
        end
    end
end
CORTANTESDX=V(1:5,2)
```

Grafica 11.11 Rutina en Matlab para obtener cortante modales

Cortantes Dinámico generados, de arriba hacia abajo, del nivel 1 al nivel 5

```
CORTANTES =

 -371.4241
 -354.7703
 -306.8830
 -227.0936
 -120.0903
```

```
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
% CALCULO DE LAS FUERZAS LATERALES EN CM PROVENIENTES DE LOS CORTANTES
% SEGÚN CRITERIO SRSS
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
for i = 1:NP
    j= NP+1-i;
    if j== NP
        F(j) =Corte(j);
        F(j+NP)=Corte(j+NP);
        F(j+2*NP)=0;
    else
        F(j)= Corte(j)-Corte(j+1);
        F(j+NP)= Corte(j+NP)-Corte(j+NP+1);
        F(j+2*NP)=0;
    end
end
F= F';
%fprintf('\n Fuerzas laterales en centro de masa');
F
% CÁLCULO DE LOS DESPLAZAMIENTOS LATERALES ELÁSTICO EN EL CM en (mm)
d = (KE\F)*1000;
desplazamientosDX = d(1:5,1)
 %fprintf('\n desplazamientos laterales en centro de masa');
% d;
```

Grafica 11.11 Rutina en Matlab para obtener Fuerzas modales y desplazamientos

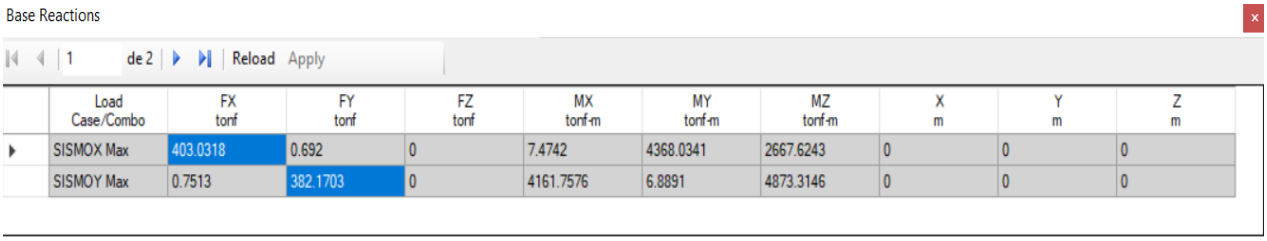
Fuerzas y desplazamientos en la estructura de arriba hacia abajo, del nivel 1 al nivel 5

F(Ton) =	Desplazamientos (mm)=
24.4686	2.5184
66.0641	7.4363
106.8623	12.961
142.3185	17.9648
164.1327	21.6304

ANÁLISIS ESPECTRAL DINÁMICO USANDO ETABS

a) *Revisión de los cortantes Dinámicos*

Se verificó, como lo específica el artículo 33 inciso a) que en cada una de las direcciones consideradas se cumpla la siguiente relación entre el cortante basal estático y el cortante basal dinámico $V0 \geq 0.8\frac{a}{\Omega\, Q'}W_0$ indicando que el cortante basal dinámico Vo, sea no menor que el 80 por ciento del cortante basal estático.


Base Reactions

1 de 2 Reload Apply

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m	X m	Y m	Z m
SISMOX Max	403.0318	0.692	0	7.4742	4368.0341	2667.6243	0	0	0
SISMOY Max	0.7513	382.1703	0	4161.7576	6.8891	4873.3146	0	0	0

Grafica 1.13 Cortante basal Dinámico usando ETABS.

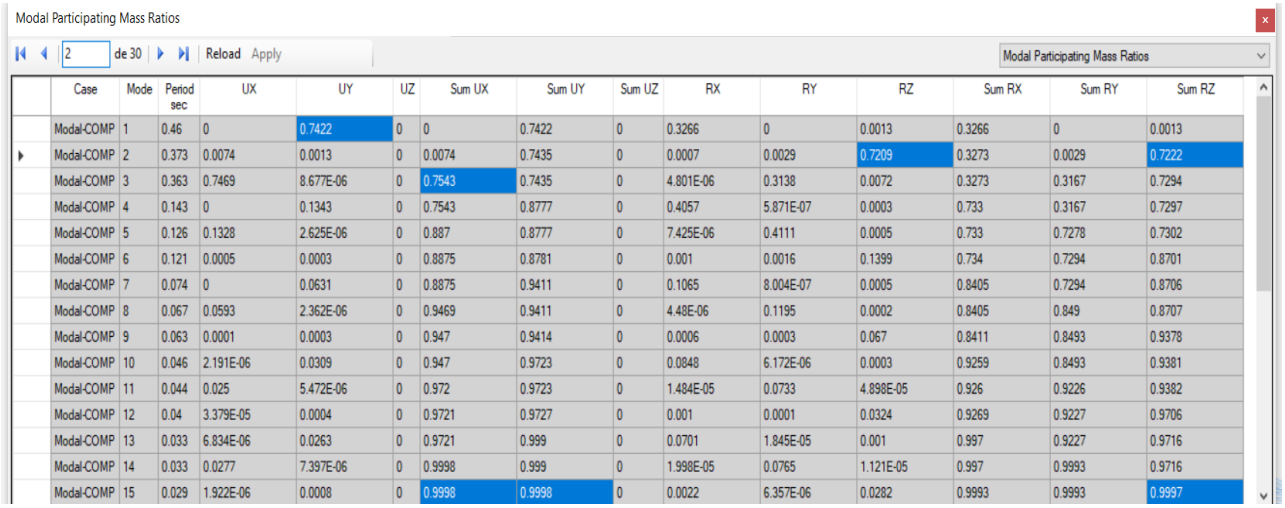
Tabla 11.4 Comprobación de cortantes estático Vs Cortante Dinámico

Dinámico			Estático			RNC07
Load Case/Combo	FX Tonf	FY Tonf	Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	VDInam>= 0.8V_Est
SÍSMO_X Max	402.03		FX	**463.5**		**OK**
SÍSMO_Y Max		382.17	FY		**463.5**	**OK**

El valor del cortante sísmico según la tabla 10.1 puede notarse que en ambas direcciones de análisis cumple con la relación que el cortante basal dinámico sea por lo menos igual o mayor al 80 por ciento (370 ton) del cortante basal estático y por lo tanto no es necesario introducir modificación alguna a los resultados del análisis modal espectral.

b) *participación modal*

Como bien se observa en la tabla siguiente, son incluidos 15 modos en el análisis, esto con el fin de lograr que la suma de las masas equivalentes supere el 90% de la masa total, tanto traslacional como rotacional, aunque esta última no es requisito del reglamento.

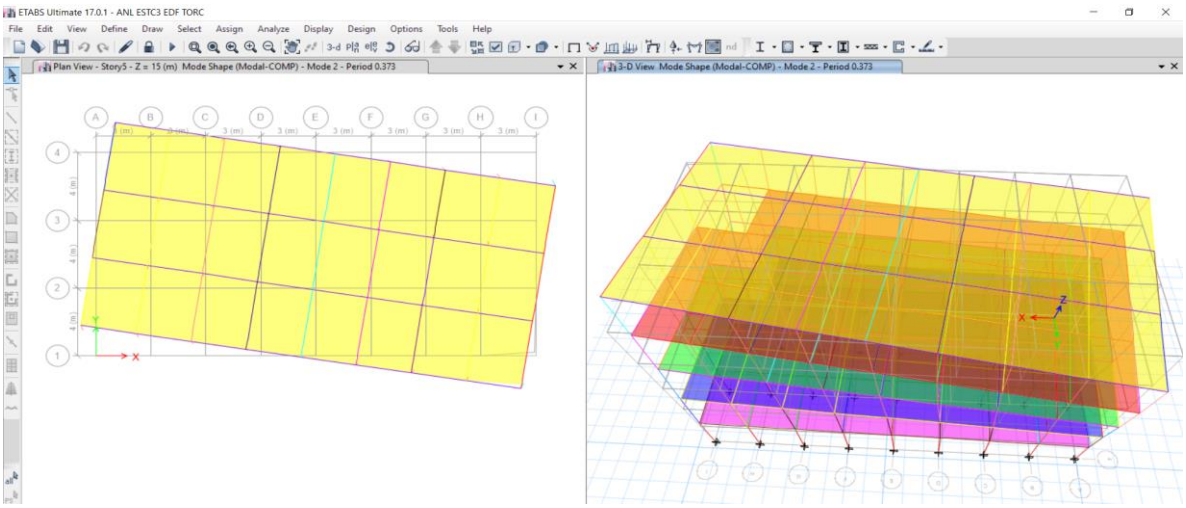


Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal-COMP	1	0.46	0	0.7422	0	0	0.7422	0	0.3266	0	0.0013	0.3266	0	0.0013
Modal-COMP	2	0.373	0.0074	0.0013	0	0.0074	0.7435	0	0.0007	0.0029	0.7209	0.3273	0.0029	0.7222
Modal-COMP	3	0.363	0.7469	8.677E-06	0	0.7543	0.7435	0	4.801E-06	0.3138	0.0072	0.3273	0.3167	0.7294
Modal-COMP	4	0.143	0	0.1343	0	0.7543	0.8777	0	0.4057	5.871E-07	0.0003	0.733	0.3167	0.7297
Modal-COMP	5	0.126	0.1328	2.625E-06	0	0.887	0.8777	0	7.425E-06	0.4111	0.0005	0.733	0.7278	0.7302
Modal-COMP	6	0.121	0.0005	0.0003	0	0.8875	0.8781	0	0.001	0.0016	0.1399	0.734	0.7294	0.8701
Modal-COMP	7	0.074	0	0.0631	0	0.8875	0.9411	0	0.1065	8.004E-07	0.0005	0.8405	0.7294	0.8706
Modal-COMP	8	0.067	0.0593	2.362E-06	0	0.9469	0.9411	0	4.48E-06	0.1195	0.0002	0.8405	0.849	0.8707
Modal-COMP	9	0.063	0.0001	0.0003	0	0.947	0.9414	0	0.0006	0.0003	0.067	0.8411	0.8493	0.9378
Modal-COMP	10	0.046	2.191E-06	0.0309	0	0.947	0.9723	0	0.0848	6.172E-06	0.0003	0.9259	0.8493	0.9381
Modal-COMP	11	0.044	0.025	5.472E-06	0	0.972	0.9723	0	1.484E-05	0.0733	4.898E-05	0.926	0.9226	0.9382
Modal-COMP	12	0.04	3.379E-05	0.0004	0	0.9721	0.9727	0	0.001	0.0001	0.0324	0.9269	0.9227	0.9706
Modal-COMP	13	0.033	6.834E-06	0.0263	0	0.9721	0.999	0	0.0701	1.845E-05	0.001	0.997	0.9227	0.9716
Modal-COMP	14	0.033	0.0277	7.397E-06	0	0.9998	0.999	0	1.998E-05	0.0765	1.121E-05	0.997	0.9993	0.9716
Modal-COMP	15	0.029	1.922E-06	0.0008	0	0.9998	0.9998	0	0.0022	6.357E-06	0.0282	0.9993	0.9993	0.9997

Tabla 11.5 Ratios de Masa usando participación modal en los 3 primeros modos

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0.46	0	0.7422	0	0	0.7422	0	0.3266	0	0.0013	0.3266	0	0.0013
Modal	2	0.373	0.0074	0.0013	0	0.0074	0.7435	0	0.0007	0.0029	0.7209	0.3273	0.0029	0.7222
Modal	3	0.363	0.7469	8.68E-06	0	0.7543	0.7435	0	4.80E-06	0.3138	0.0072	0.3273	0.3167	0.7294

A partir de esta tabla se extraen los periodos fundamentales para los ejes X y Y, correspondientes a los modos 1 y 3 respectivamente, Ty = 0.46 y Tx = 0.37, el modo dos los realiza en términos rotacional sobre el Z en un periodo de 0.37 seg, con el 72.22 % de masa participativa dominando la torsión en la estructura y convirtiéndola en un estructura con torsión dominante.

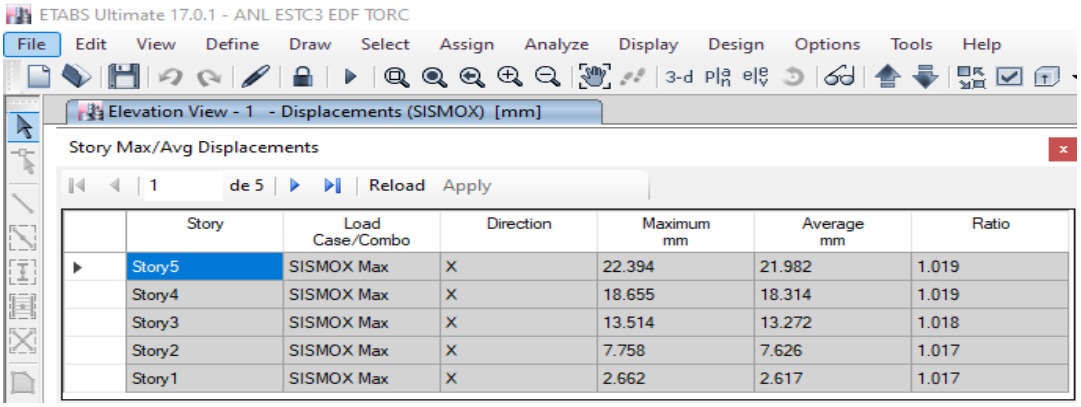


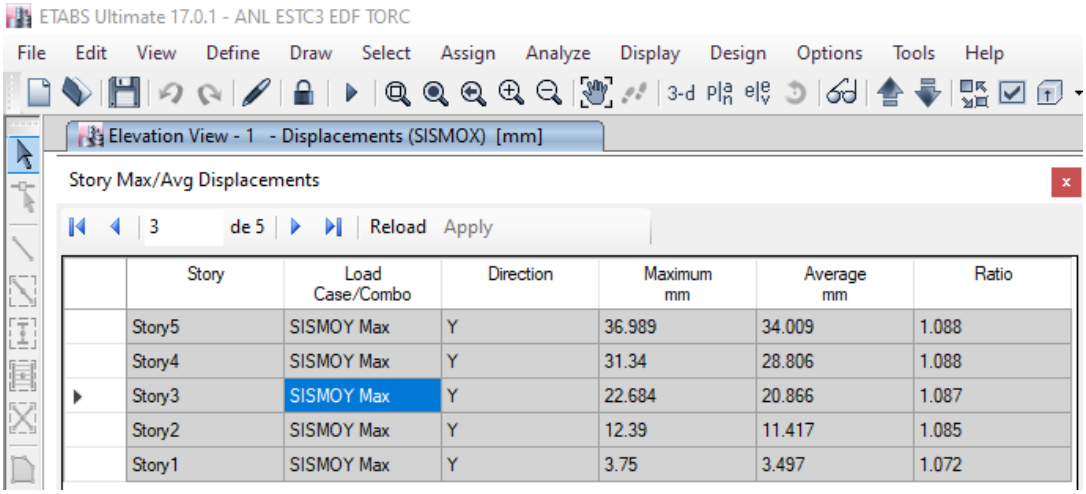
Gráfica 11.15 Vista en planta del edificio en su segundo modo de vibración usando ETABS.

En la graficase observa que en el modo dos la estructura se comporta de manera rotacional y no traslacional, Asignando esta estructura como estructura con torsión dominante.

a) Estimación de los Desplazamientos y distorsiones de entrepiso (ΔxT, ΔyT)

Usando análisis modal espectral se obtienen desplazamientos y derivas de entrepiso por cada nivel según datos de la tabla 10.4, las distorsiones fueron evaluadas en la estructura bajo condiciones de colapso siguiendo las comparaciones respectivas en dichas condiciones, de la misma forma como se hizo para el análisis estático según se establece en el artículo 34.





Grafica11.16 Desplazamientos del análisis espectral en la estructura usando ETABS

Tabla 10.6 Desplazamientos (δxT, δyT) y Distorsiones de entrepiso (∆xT, ∆yT) en Condiciones de colapso

Desplazamientos Máximos en estados límites de colapso considerando efecto de torsión y periodos de la estructura							
Ω =	2			Q*Ω =	4		
Q	2			RNC(0.015)			RNC(0.015)
Nivel	**hi(mm)**	**δx (mm)**	**δxT (mm)**	**ΔxT**	**δy (mm)**	**δyT (mm)**	**ΔYT**
V	3000	22.394	89.5760	0.005	36.989	147.956	0.008
IV	3000	18.655	74.6200	0.007	31.34	125.36	0.012
III	3000	13.514	54.0560	0.008	22.684	90.736	0.0137
II	3000	7.758	31.0320	0.007	12.39	49.56	0.012
I	3000	2.662	10.6480	0.004	3.75	15	0.005

Se puede observar que la estructura cumple con los desplazamientos y distorsiones de entrepisos en condiciones de colapso en cada dirección de análisis.

Una vez obtenidos los resultados de los análisis lineales Modal Espectral del cálculo realizados Manualmente usando Matlab, estos fueron comparados usando ETABS con el fin de validar los cálculos realizados. A continuación se presentan las tablas con las cuales se han cotejado los resultados obtenidos,

La variación que existente entre los resultados de Etabs y Manual podría deberse a que con Etabs, las propiedades de los elementos se calcula de manera más precisa; sin embargo, esta variación apenas representa un error relativo aproximado del 7 %, lo que puede entenderse como una dispersión poco significativa, indicando un nivel de confianza del 93%.

TABLA 11.7 DE RESULTADOS COMPARTIVOS DEL ANALISIS DINAMICO MANUAL Vs ETAB

	Calculo manual						Usando ETABS						
	Frec Nat	Periodo	Frecuencia	Fuerzas CM	Cortante Dinámico	Desplz	Frec Nat	Periodo	Frecuencia	Cortante Dinámico	Desplz		
Modos	Wn =	T	f	F	V	d	Wn =	T	f	V	d	% Error T	% Error Desplz
1	12.825	0.48	2.0412329	24.4686	-371.4241	2.5184	13.6564	0.46	2.173	403.0318	2.662	0.0610	0.053944403
2	15.5509	0.40	2.47524752	66.0641	-354.7703	7.4363	16.8344	0.373	2.679	379.5995	7.758	0.0767	0.041466873
3	17.5801	0.357	2.79798545	106.8623	-306.883	12.961	17.324	0.363	2.757	325.1919	13.514	-0.0157	0.040920527
4	41.2679	0.1523	6.56598818	142.3185	-227.0936	17.9648	43.8484	0.143	6.979	241.9897	18.655	0.0611	0.036998124
5	45.9616	0.1367	7.31528895	164.1327	-120.0903	21.6304	49.8683	0.126	7.937	131.5491	22.394	0.0783	0.034098419
6	53.298	0.1179	8.48176421	-0.0132	0.001	0.0001	51.981	0.121	8.273	0	0	-0.0263	
7	80.6992	0.0779	12.8369705	-0.006	0.001	0.0001	85.265	0.074	13.57	0	0	0.0501	
8	87.0768	0.0722	13.8504155	0.0254	0.001	0.0001	93.3079	0.067	14.85	0	0	0.0720	
9	102.8584	0.0611	16.3666121	-0.5924	0.001	0.0001	99.2963	0.063	15.803	0	0	-0.0311	
10	130.9725	0.048	20.8333333	0.6143	0.001	0.0001	136.247	0.046	21.684	0	0	0.0417	
11	134.9535	0.0466	21.4592275	0	0.001	0.0001	142.4135	0.044	22.666	0	0	0.0558	
12	164.7514	0.0381	26.2467192	0	0.001	0.0001	156.7315	0.04	24.945	0	0	-0.0499	
13	181.2298	0.0347	28.8184438	0	0.001	0.0001	187.9696	0.033	29.916	0	0	0.0490	
14	184.7125	0.034	29.4117647	0	0.001	0.0001	191.9274	0.033	30.546	0	0	0.0294	
15	230.4706	0.0273	36.6300366	0	0.001	0.0001	219.9113	0.029	35	0	0	-0.0623	

La estructura cumple según la norma en sus desplazamientos tanto en la dirección X y Y en estados límites de colapsos.

REVISIÓN DEL DISEÑO GENERADO EN ETABS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

a) *Factores de reducción de resistencia*
b) *Combinaciones de cargas para el diseño*
c) *Diseño de viga por flexión*
d) Diseño de viga por corte
e) Diseño de columnas
f) *Revisión manual del diseño del elemento viga V35x40*
g) Diagrama Momento-Curvatura

El propósito de este capítulo es realizar una verificación simplificada y manual de los resultados generados por el programa Etabs en el diseño de los elementos estructurales, siguiendo la norma nicaragüense de diseño de estructura de concreto CR-001 y la norma ACI-318.

Para el diseño de estructuras de concreto armado se utilice el Diseño por Resistencia. Este método consiste en proporcionar a todas las secciones de los elementos estructurales Resistencias de Diseño (ØRn) adecuadas, por lo menos iguales a las resistencias requeridas (Ru), utilizando factores de carga (amplificación) y los factores de reducción de resistencia Ø. Ø$Rn \geq Ru$

a) *Factores de reducción de resistencia*

Los factores de reducción de resistencia Ø son:

▪ Flexión sin carga axial Ø = 0.90

▪ Carga axial con y sin flexión

a. Tracción con y sin flexión Ø = 0.90

b. Compresión con y sin flexión (estribos) Ø = 0.70

c. Para elementos en flexocompresión Ø puede incrementarse linealmente hasta 0.90

en la medida que ØPn disminuye desde 0.1f'cAg óØPb, el que sea menor, hasta cero.

▪ Cortante y torsión Ø = 0.85

b) Combinaciones de cargas para el diseño

El RNC07 establece las siguientes combinaciones de diseño, como la resistencia mínima requerida, para cargas de gravedad y de sismo, por método de resistencia última.

$$U = 1.4CM \qquad Ec.11.21$$

$$U = 1.4\,CM + 1.6\,CV \qquad Ec.11.22$$

$$U = 1.2\,CM + Fs + CV \qquad Ec.11.23$$

$$U = 0.9\,CM + Fs \qquad Ec.11.24$$

$$Envolvente\ de\ Diseño\ = U1 + U2 + U3 + U4 \quad Ec.11.25$$

c) Diseño de viga por flexión

La norma Establece los requisitos mínimos para el diseño de vigas de un sistema de pórticos estructurales en zonas sísmicas, cuando en un elemento se cumpla que Pu<0.1$f'cAg$ se hará un diseño por flexión teniendo en cuenta:

▪ La cuantía mínima para refuerzo en tracción es igual a $\frac{0.8\sqrt{f'c}}{fy} bwd$

▪ La cuantía máxima para vigas simplemente reforzadas es igual a 0.75ρb

El valor del momento último Mu se obtiene de la envolvente de momentos para cada viga; la cuantía requerida ρ se calcula con la siguiente ecuación:

$$\rho = \omega * \frac{f'c}{fy} \qquad Ec.11.26$$

Donde:

$$\omega = 0.85 - \sqrt{0.722 - \frac{Mu}{0.53f'cbd^2}} \qquad Ec.11.27$$

d) Diseño por corte

La Norma establece los siguientes requisitos para elementos sujetos a flexión del sistema de estructural de pórticos:

▪ Deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a 2h, medido desde la cara del apoyo hacia el centro de luz (zona de confinamiento)

▪ El primer estribo debe estar a no más de 5 cm desde la cara del apoyo.

▪ Los estribos serán como mínimo de 3/8” para barras de hasta 1” y de 1/2" para barras de mayor diámetro.

▪ El espaciamiento de estribos en la zona de confinamiento no debe exceder del menor de: a) d/4. O siguiendo los requerimientos de la tabla 16.4 del reglamento

<table>
<tr><td></td><td colspan="3"></td></tr>
<tr><td rowspan="2">$\leq 1.1\sqrt{f'c}\ bwd$</td><td></td><td>Viga no pre-esforzada</td><td>Viga pre-esforzada</td></tr>
<tr><td rowspan="2">El menor valor entre</td><td>d/2</td><td>3h/4</td></tr>
<tr><td rowspan="2">$> 1.1\sqrt{f'c}\ bwd$</td><td colspan="2">60</td></tr>
<tr><td rowspan="2">El menor valor entre</td><td>d/4</td><td>3h/8</td></tr>
<tr><td colspan="2">30</td></tr>
</table>

▪ Fuera de la zona de confinamiento los estribos deben estar espaciados a no más de 0.5d, ni deberá ser mayor que el requerido por la fuerza de corte. La resistencia nominal al cortante para una sección se calcula como*:*

$$Vn = Vc + Vs \qquad Ec.11.28$$

La resistencia nominal proporcionada por el concreto, para elementos sometidos únicamente a flexión y cortante, es igual a:

$$Vc = 0.53\sqrt{f'c}\ bwd \qquad Ec.11.29$$

Donde el cortante Vu *exceda de* $\emptyset Vc$*:*

$$Vs = \frac{Vu}{\emptyset} - Vc \qquad Ec.11.30$$

El espaciamiento requerido se calculará como:

$$S \leq \frac{Avfyd}{Vs} \qquad Ec.11.31$$

Se deberá cumplir también que

$$Vs \leq 2.1\sqrt{f'c}\ bwd \qquad Ec.11.32$$

e) Diseño de columnas

i) Revisión de refuerzo longitudinal

De acuerdo al ACI 2005 el porcentaje de refuerzo longitudinal (ρ) en un elemento a compresión debe ser como mínimo 0.01 del área de concreto total y no mayor de 0.06. Las graficas que utiliza el código ACI para calcular la resistencia de diseño, consisten en curvas de interacción de resistencia, ya tienen incorporadas las disposiciones de seguridad del código ACI. Sin embargo, en lugar de dibujar φPu versus φMn , se utilizan parámetros correspondientes para hacer que las graficas sean generalmente más aplicables, esto es, la carga se dibuja como Ag/φPn mientras que el momento se expresa como

$\left(\frac{\phi Pn}{Ag}\right)\left(\frac{e}{h}\right)$ Se dibujan varios grupos de curvas para diferentes valores de ρc = Ast/Ag . Estas se usan, en mayor parte de los casos, en conjunto con un grupo de líneas radiales que representan diferentes relaciones de excentricidad e/h .

ii) Diseño por flexocompresión

si la carga axial $Pu \geq 0.1f'cAg$, la columna será diseñada por flexocompresión, caso contrario será diseñado como un elemento a flexión. Para el diseño por flexocompresión se deberá tener en cuenta las siguientes consideraciones:

▪ La cuantía de refuerzo longitudinal deberá estar en el rango: $1\% \leq \rho \leq 6\%$. Cuando la cuantía exceda de 4% los planos deberán incluir detalles constructivos de la armadura en la unión viga-columna.

El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor valor de los que se indican a continuación:

• Ocho veces el diámetro de la varilla longitudinal de menor diámetro que está confina

• 24 veces el diámetro de la varilla del estribo cerrado confinamiento.

• La mitad de la menor dimensión de la sección transversal de la columna

- 30 cm.

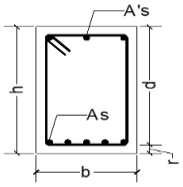
f) Revisión manual del diseño del elemento

Viga V35x40 N2-A1

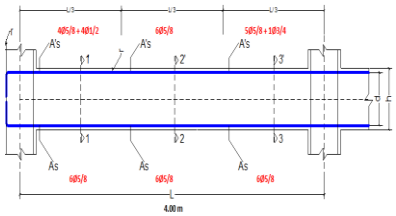
B	35.00 cm
H	40.00 cm
R	6.00 cm
D	34.00 cm
F'c	250.00 Kgf/cm²
Fy	4200.00 Kgf/cm²

Se coloca el valor mayor entre los dos

ASMIN	4.50cm²
ASMIN	4.07cm²



$$As_{min} = \frac{0{,}80\sqrt{F_c'}}{F_y} b \cdot d \geq \frac{14b \cdot d}{F_y}$$



#barras	Ø	Área
5	5/8	9.90 cm²
4	1/2	5.08 cm²
0	5/8	0.00 cm²
Usar 5 Ø5/8+ 4Ø1/2		*Ok*

$$\omega = 0.849 - \sqrt{(0.721 - \frac{Mu}{0.53F`c.bd^2})}$$

$$\rho = \omega \frac{F'c}{Fy}$$

Momentos y Áreas de acero		
M.pos =	14002.24	Kgf-m
M.neg =	16402.96	Kgf-m
ρ + =	0.0122	
ρ - =	0.0102	
As = ρbd		
As - =	14.50	cm2
AS + =	12.11	cm2

Comprobación por arreglo		
#barras	Ø	Área
3	3/8	2.13cm²
8	1/2	10.16 cm²
0	5/8	0.00 cm²
Area total en Barras		12.29 cm²
Usar 1Ø 3/8 + 8Ø 1/2		*OK*

i) Acero tranversal de la viga

F´c =	250	kgf/cm2
Fy =	4200	kgf/cm2
Bw	35	cm
D	34	cm
H	40	cm
Vu =	15100	Kgf

Resistencia Nominal al cortante

$$Vn = Vc + Vs$$

Resistencia Nominal por el concreto

$$Vc = 0.53\sqrt{f´c}\ bwd$$

Donde ***el cortante Vu exceda de ∅Vc***

Vc =	9972.2426	Kgf
Vs =	20133.3333	Kgf
Vn =	30105.5759	Kgf

Espaciamiento requerido se calcula como

$$S \leq \frac{Avfyd}{Vs}$$

Av.		
#Ramas	∅	Área
2	3/8	1.42 cm²
Av =		*2.84* cm²
S =	20.1433113	cm

Según ETABS

$$\frac{Av}{S} = 0.141$$

S =	20.141844 cm

Se debe de cumplir

$$Vs \leq 2.1\sqrt{f'c}\ bwd \qquad 39512.65936$$

ok

El refuerzo longitudinal y tranversal propuesto para la sección se encuentra dentro de los límites requeridos, de igual forma se verifico cada elemento de la estructura

ii) Diseño de la columna C-N1-A1-80x80

Diseño de columnas-C-N1-A1-60x60								
Fuerzas actuantes			**Propiedades de Diseño**			**Acero**		
P =	68.9373	Ton	***Fc***	250	Kg/cm²	***Cant. Varilla # 7***	14	u
Mx	40.0341	Ton-m	***Fy=***	4200	Kg/cm²	**Cant. Varilla # 8**	4	u
My	29.3217	Ton-m	***Ey =***	2.12E+06		***# esp. ente varill(x)***	5	e
b=	60	cm	***r.-libre***	4	cm	***# esp. entre varill (y)***	4	e
h=	60	cm	***Estribo***	3	3/8"	***#Varilla(x)***	7	7/8"
L =	3	m	***Ø =***	0.953	cm	***Ø =***	2.223	cm
						A. Varilla(x)	3.88	cm²
						#Varilla(y)	8	1"
						Ø =	2.540	in
						A. Varilla(y)	5.07	In2
						TMA =	0.75	in

Acero Mínimo			Acero Máximo		
As. min	1%		As. máx =	6%	
As. min	36	cm²	As. máx =	216	cm²

Acero propuesto	**Mínimo**	**Máximo**
As = **74.6**	**OK**	**OK**
Recubrimiento efectivo y separación máxima entre varillas		
Condiciones mínimas de separación entre varillas		
1.5φVarilla	3	cm
1.5TMA	3	cm
Smin>= 4 cm	4	cm

Recubrimiento efectivo			**Separación libre entre varillas**		
r. =	6.223	cm	Separación (x)	8.2404	OK
			Separación (y)	9.9835	OK

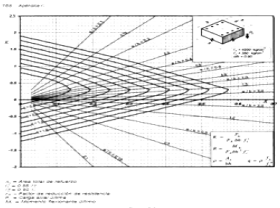
Resistencia Nominal del concreto a compresión
F´c = 0.8Fc
F´c = 160 Kg/cm²
Magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión
F´c = 0.85F'c
F´c = 170 Kg/cm²

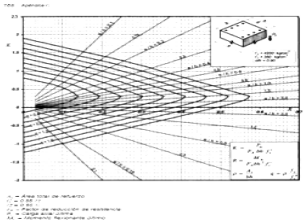
Carga Axial resistente de diseño sin excentricidad (Ppro)	
	Ppro = Fr * (f´c(Ac)+As*Fy)

FR =	0.7	factor de resistencia por flexo-compresión
As =	74.6	
F'c =	170	
Ac =	3525.4	
Ppro=	638846.6 Ton	

ρ =	***As/Ag***	Ag =	3600
q = ρ*fy/fc		As =	74.6

ρ =	0.0207222	q=	0.511960784

Carga Axial resistente de diseño con excentricidad en X (Prx)			
r,=	6.223	cm	
d=	53.777	peralte efectivo	
d/h =	0.8962833		
ex=	My/p		
ex=	42.533868	cm	
ex/h =	0.7088978		
q=	0.5119608		Por Diagrama de iteración (Kx)
Prx = Ky* FR*b*h *f´c		***Kx =***	***0.33***
Prx =	166320		Ton

Carga Axial resistente de diseño con excentricidad en Y (Pry)			
r,=	6.223	cm	
d=	53.777	peralte efectivo	
d/h =	0.8962833		
ex=	Mx/p		
ex=	58.073206	cm	
ex/h =	0.9678868		
q=	0.5119608		Por Diagrama de iteración
Pry = Kx* FR*b*h *f´c		***Ky =***	***0.2100068***
Pry =	105843.4272		

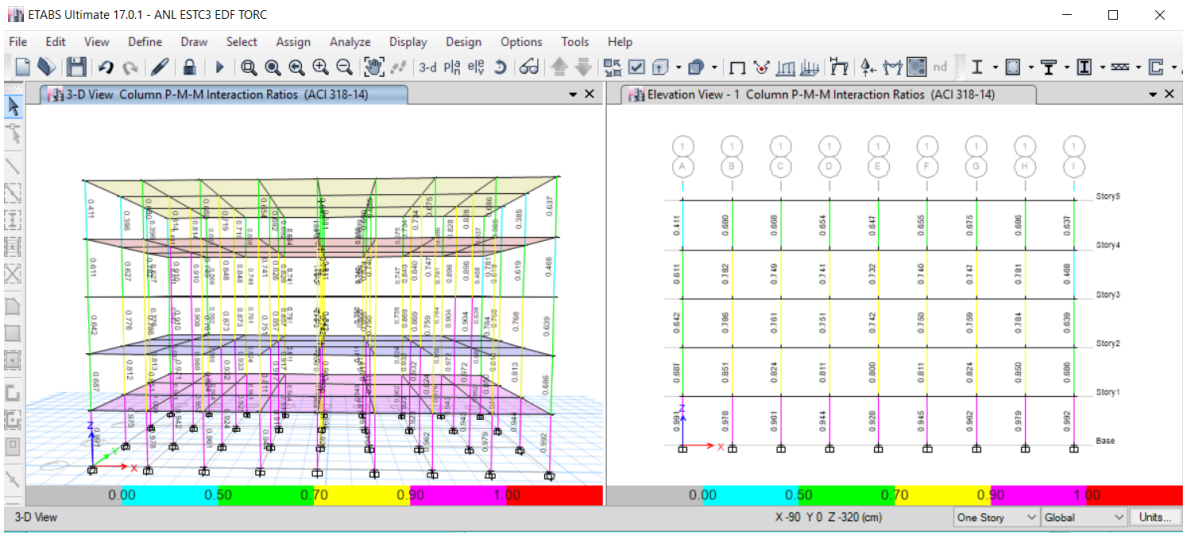
Carga axial resistente de diseño usando la fórmula de Bresler

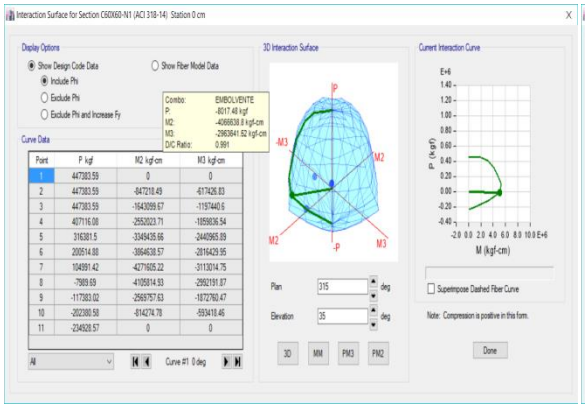
	Pro =	638846.6
	Prx =	166320
	Pry =	105843.4272
Pr =	71967.801	Kg
PR=	71.967801	Ton OK

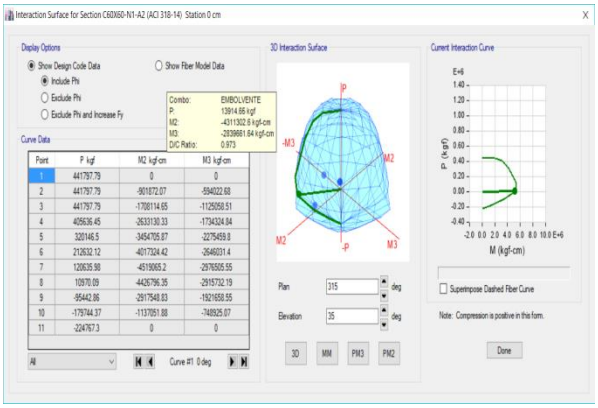
Se verifico el diseño realizado por el programa ETABS en los elementos vigas y columnas, afirmando que dichos resultados son conforme y pegado a lo estipulado en la normativa de construcción nicaragüense. Realizando dicho proceso para cada elemento de la estructura.

a) Factores de Utilización (FU) de la estructura con un factor límite de 1

Factores de Utilización del EDF-1 eje A y del eje B







XII. ANÁLISIS TIME HISTORY APLICACIÓN MANUAL

Los métodos de integración paso a paso tale como: Método de Newmark y Espacio Estado permiten calcular la historia en el tiempo de una estructura. En ambos métodos, aparte de conocer las matrices de rigidez y de masa como que se ha calculado anteriormente, se necesita determinar la matriz de amortiguamiento y definir la acción sísmica con la que se evalúa el comportamiento dinámico.

CALCULO DE LA MATRIZ DE AMORTIGUAMIENTO

La matriz de Amortiguamiento de cálculo usando el algoritmo de Wilson y Penzien el cual se describió en el marco teórico, para la formulación de este algoritmo, se debe conocer el factor de amortiguamiento modal (ξi) que representa los mecanismos de disipación de energía de la estructura. Según Chopra (2014), las fracciones de amortiguamiento modal pueden estimarse a partir de los datos de estructuras similares a la estudiada que no se hayan deformado inelásticamente ante sismos pasados fuertes, si estos datos no son conocidos se recomienda usar la siguiente tabla.

Nivel de esfuerzo	Tipo y condición de la estructura	Fracción de amortiguamiento
Esfuerzo de trabajo, menor de aproximadamente la mitad del punto de cedencia	Acero con conexiones soldadas, concreto presforzado, concreto debidamente reforzado (sólo agrietamiento leve)	2-3
	Concreto reforzado con grietas considerables	3-5
	Acero con conexiones atornilladas o remachadas, estructuras de madera con uniones clavadas o atornilladas	5-7
En el punto de cedencia o justo debajo de éste	Acero con conexiones soldadas, concreto presforzado, (sin pérdida completa en el presfuerzo)	5-7
	Concreto reforzado con pérdida total del presfuerzo	7-10
	Concreto reforzado	7-10
	Acero con conexiones atornilladas o remachadas, estructuras de madera con uniones atornilladas	10-15
	Estructuras de madera con uniones clavadas	15-20

Fuente Chopra, A. (2014)

La mayoría de los códigos de construcción inducen de forma implícita una fracción de amortiguamiento del 5% en el espectro de diseño y en las fuerzas sísmicas.

Tomando como referencia este postulado se adoptó un 5% en todos los factores de amortiguamiento.

Rutina en Matlab de la Matriz de amortiguamiento

```
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
% MATRIZ DE AMORTIGUAMIENTO
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
% % zeda  Vector que contiene los coeficientes de amortiguamiento.
 NP=5;
 seda = 0.05;

for i=1:3*NP
   zeda(i)=seda
 C=zeros(3*NP,3*NP)
end
Zeda = zeda'

 [V,D]=eig(KE,MASA);
 Wn=sqrt(D);
 W=diag(Wn);
 % ORDENANDO LAS FRECUENCIA Y MODOS DE VIBRACIÓN
 [W II] = sort(W);
 for i=1:3*NP
     fi(:,i)=V(:,II(i));
 end
 % CALCULOS DE LAS FRECUENCIAS
 T = 2*3.141592/W(1);
 ff = fi(:,i);
     mi=ff'*MASA*ff
     aux=2*zeda(i)*W(i)/mi;
%-------------------------------------------------------------------------
%     MATRIZ DE AMAOTIGUAMIENTO
%-------------------------------------------------------------------------
     C=C+aux.*MASA*ff*ff'*MASA
```

Grafica 12.1 Rutina en Matlab para obtener LA Matriz de Amortiguamientos

Matriz de Amortiguamiento

$$
C = \begin{bmatrix}
18 & -15 & 9 & -5 & 1 & 1 & -1 & 1 & -1 & 0 & 635 & -500 & 312 & -153 & 42 \\
-15 & 12 & -8 & 4 & -1 & 0 & 1 & -1 & 0 & 0 & -529 & 416 & -260 & 128 & -35 \\
9 & -8 & 5 & -2 & 1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 325 & -256 & 160 & -79 & 21 \\
-5 & 4 & -2 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -164 & 129 & -81 & 40 & -11 \\
1 & -1 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 48 & -37 & 23 & -12 & 3 \\
1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 21 & -16 & 10 & -5 & 1 \\
-1 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -31 & 24 & -15 & 7 & -2 \\
1 & -1 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 35 & -28 & 17 & -8 & 2 \\
-1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -18 & 14 & -9 & 4 & -1 \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2 & -1 & 1 & 0 & 0 \\
635 & -529 & 325 & -164 & 48 & 21 & -31 & 35 & -18 & 2 & 22711 & -17876 & 11176 & -5489 & 1496 \\
-500 & 416 & -256 & 129 & -37 & -16 & 24 & -28 & 14 & -1 & -17876 & 14071 & -8797 & 4321 & -1178 \\
312 & -260 & 160 & -81 & 23 & 10 & -15 & 17 & -9 & 1 & 11176 & -8797 & 5500 & -2701 & 736 \\
-153 & 128 & -79 & 40 & -12 & -5 & 7 & -8 & 4 & 0 & -5489 & 4321 & -2701 & 1327 & -362 \\
42 & -35 & 21 & -11 & 3 & 1 & -2 & 2 & -1 & 0 & 1496 & -1178 & 736 & -362 & 99
\end{bmatrix}
$$

DEFINICIÓN DE ACCIÓN SÍSMICA

En los análisis tiempo Historia, las acciones sísmicas con las que se evalúa la respuesta de una estructura están representadas por acelerogramas o registros sísmicos correspondientes a eventos telúricos esperados en la zona. Cuándo se carece de estos datos, suele tomarse los registros de otros eventos y escalados al esperado.

a) *Aplicación espectral*

Para la evaluación sísmica se determinó el espectro de diseño no reducido en el cual las máximas aceleraciones del terreno debido a los sismos ocurridos en la zona caen dentro de la envolvente espectral para el sitio en análisis.

Fuente y eventos sísmicos a utilizar en el análisis

Se consultó la conocida base de datos “PEER Ground-MotionDatabase”, que permite el libre acceso a registros sísmicos en áreas activas, así como también la selección de registros de acuerdo a criterios específicos en términos del escenario sísmico, de las condiciones locales y del espectro de diseño objetivo. Por otra parte, fue consultada la base de datos de IRIS (instituciones de investigación incorporadas para Sismográfica) https://www.iris.edu/hq/. Como se visualiza en la gráficas 12.1 a 12.3, para obtener los acelerograma de sismos reales ocurridos cerca de la zona sísmica donde se encuentran los edificios. De esta forma, se seleccionaron un total de cuatro registros, se tomó el sismo de 1972 uno de los de mayor impacto en Nicaragua y el más representativo para el análisis. Además, se usaron los programas Amaseis y Matlab, SeisGram2k que contienen funciones y algoritmos para ajustar, escalar y compatibilizar los espectros de respuestas con el espectro de diseño.

En la tabla siguiente se muestran los datos del evento sísmico, Magnitud, profundidad estaciones ubicación etc.

Sismo de Managua diciembre 1972

Figura 12.2 fuente obtención de datos sísmicos de página de IRIS

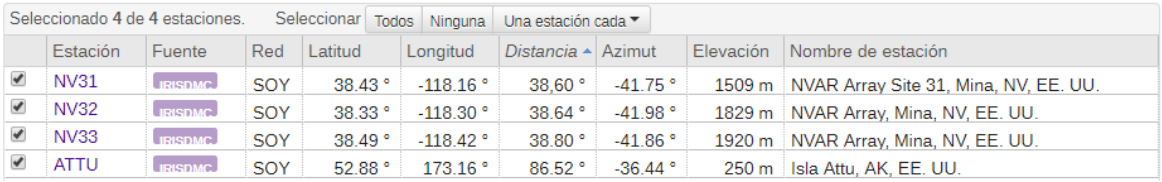


Figura 12.3 fuente obtención de datos sísmicos de página de IRIS

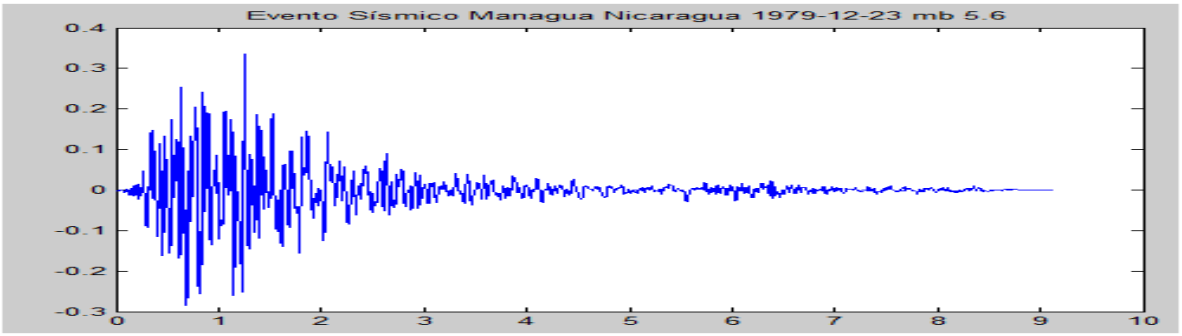


Figura 12.4 fuente obtención de datos sísmicos de página de IRIS

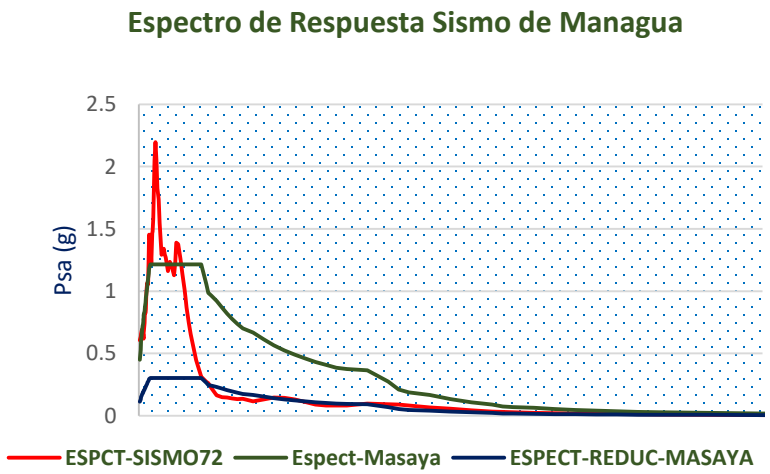
Tabla 12.1 Datos generales de cada evento sísmico

Fecha (UTC)	Región	Magnitud	Latitud	Longitud	profundidad	Departamento
1972 12-23 06 29 42	Nicaragua	6.0 Mw	12.33 ^{0}	-86.126 ^{0}	5 km	Managua
		Estaciones seleccionadas				
NV31	SOY		38.43 ^{0}	-118.16 ^{0}		NVAR ArraySite 31 Mina NV EE UU
NV32	SOY		38.33 ^{0}	--118.3 ^{0}		NVAR ArraySite 31 Mina NV EE UU
NV33	SOY		38.49^0	--118.42 ^{0}		NVAR ArraySite 31 Mina NV EE UU
ATTU	SOY		52.88 ^{0}	173.16 ^{0}		Isla Attu AK.EE UU

VELOSIDAD DE ONDAS DE CORTE DEL SITIO

La velocidad de onda de corte que le corresponde al suelo donde se desplantará el edificio, se tomó como aquella establecida por la norma para un perfil de suelo tipo II suelo firme con velocidad de ondas de corte del n-ésimo estrato de: 360 < Vs ≤ 750 m/s.

ESPECTRO DE RESPUESTA DEL SISMO DE MANAGUA Y ESPECTRO DE MASAYA



Grafica 12.5 de la embolvente espectral de diseño con espectro del sismo de Managua

CÁLCULO DE LA RESPUESTA DE DESPLAZAMIENTOS A LO LARGO DEL TIEMPO APLICANDO MÉTODO ESPACIO DE ESTADO.

Bajo la acción del acelerograma del sismo de Managua escalado para cada dirección de análisis y el conocimiento de la Matriz de rigidez, Masa y amortiguamiento de la estructura se determina la respuesta dinámica del edificio en función del tiempo mediante el uso de rutinas realizadas en Matlab usando espacio de estado.

Espacio de estado: fundamentada en la Th del Método de integración directa Espacio de estado genera como respuesta el historial de aceleraciones, velocidad y desplazamientos correspondiente a cada uno de los grados de libertad de la estructura, el método no presenta problemas de estabilidad en la solución numérica del problema dinámico, ofreciendo grandes ventajas de respecto de los métodos clásicos.

El procedimiento de cálculo para la realización de un análisis por el método espacio de estado (considerando 3 grados de libertad por planta) aplicando el método, se desarrolla tomando en cuenta las fórmula y procedimientos de cálculos consideradas en la sección VI, aplicando las ecuaciones 6.22-6.37, cuyo procedimiento se detalla a continuación:

1. Se calculan las matrices de rigidez KE y de masa M, en coordenadas de piso.

2. Se determina la matriz de amortiguamiento de la estructura C, en coordenadas de piso.

3. Se define el vector de estado X para el instante de tiempo t=k=0, estableciendo

las condiciones iniciales de velocidad, y desplazamiento.

4. Se determina el vector de la excitación sísmica r aplicando la expresión (6.31) tanto para el instante k, como para el instante k+1.

5. Se calcula el vector de estado X en el instante de tiempo k+1, usando la Ecuación (6.33).

6. Se calcula el vector de estado $\dot{X}$ en el instante de tiempo k+1, a través de la ecuación 6.32.

7. Se actualizan las variables de manera que los vectores calculados en los ítems

5 y 6, se convierten en las condiciones iniciales del nuevo intervalo de evaluación.

8. Se determinan los vectores de estado, al final del nuevo intervalo de tiempo repitiendo el procedimiento aquí planteado, a partir del numeral 4.

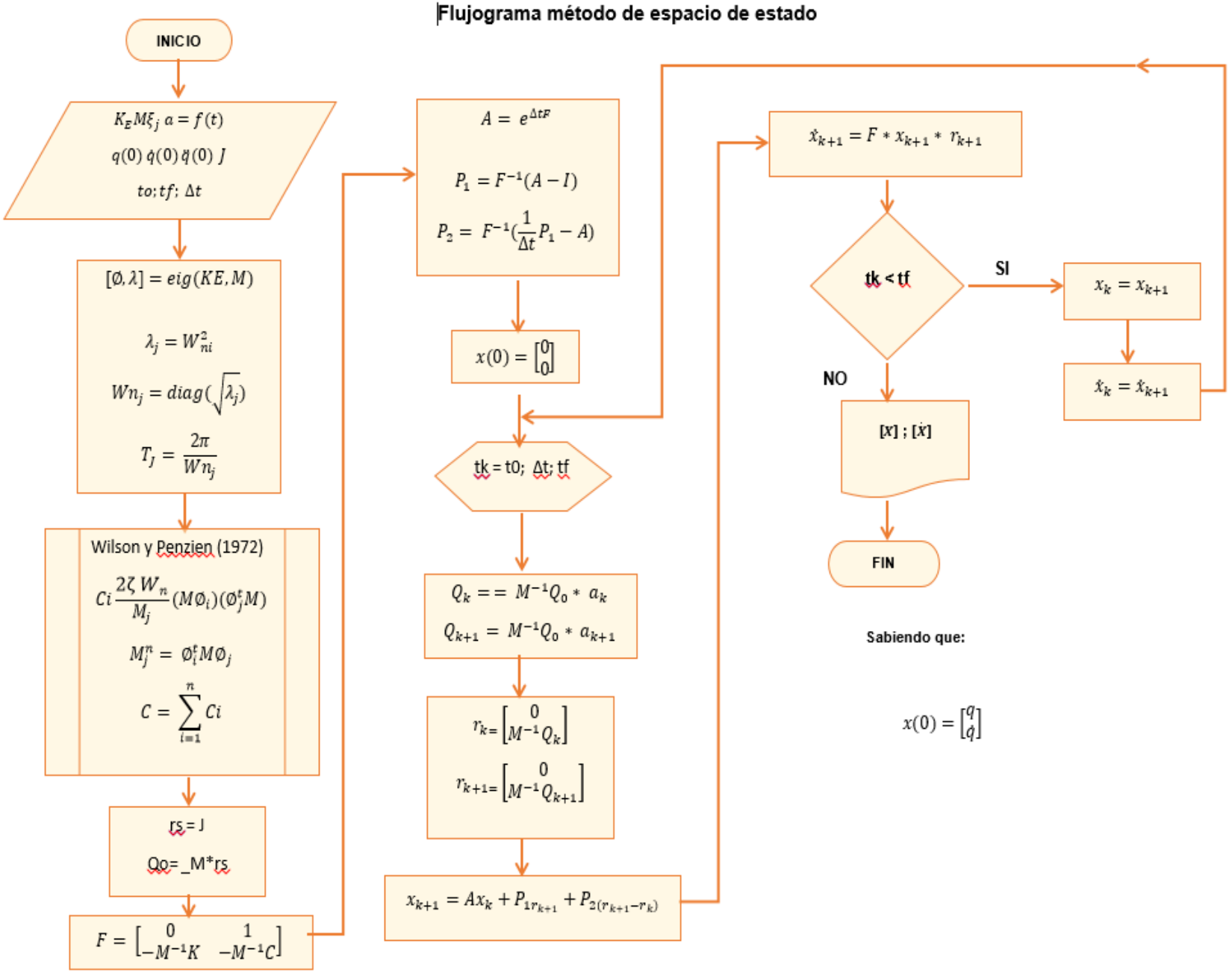
la rutina permite establecer al usuario el intervalo de tiempo (Δt) en el que se desea realizar la integración.

Parte de la rutina para realizar el cálculo de la respuesta en el tiempo por espacio de estado, integración numérica se muestra en el gráfico 12.36:

Parte de los datos de entrada tiempo y aceleración de los archivos X.txt , Mgx.txt

X	**Mgx.txt**	**Y**	**Mgy.txt**
Tiempo (sg)	**Acc m/s2**	**Tiempo (sg)**	**Acc m/s2**
0	0.007866	0	0.00828
0.05	0.007866	0.05	0.00828
0.1	0.007866	0.1	0.008694
0.15	0.007866	0.15	0.009108
0.2	0.007866	0.2	0.009108
0.25	0.007866	0.25	0.009522
0.3	0.007866	0.3	0.009936
0.35	0.007866	0.35	0.009936
0.4	0.007866	0.4	0.009936
0.45	0.007866	0.45	0.009936
0.5	0.007866	0.5	0.009936

Flujograma método de espacio de estado



```
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%  CÁLCULO DE LA RESPUESTA EN EL TIEMPO CON EL MÉTODO ESPACIO-ESTADO
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
if isismo==1
     rs=rs(:,1);
else
    rs=rs(:,2);
end
% APLICACIÓN DEL  PROCEDIMIENTO ESPACIO-ESTADO
%*----------------------------------------*
J=rs;
Qo=MS*rs*(-1);
ngl=length(KS);
n = length(MS);
% Matriz F
CERO=zeros(ngl,ngl);
IDENT=eye(ngl,ngl);
MIK=(-1)*inv(MS)*KS;
MIC=(-1)*inv(MS)*CS;
F=[CERO    IDENT; MIK      MIC];
% Exponencial de la matriz F multiplicado por dt
Al=expm(dt*F);
% Matrices P1 y P2
IDEN=eye(2*ngl,2*ngl);
P1=inv(F)*(Al-IDEN);
P2=inv(F)*((1/dt)*P1-Al);
% Vector r de cargas sísmicas
for i=1:ngl;
    NULO(i)=0;
```

Gráfica 12.6 Rutina en Matlab de espacio estado para calcular la respuesta en el tiempo

El algoritmo completo puede visualizarlos en los anexos.

Resultados del Cálculo manual: Desplazamientos, Velocidad y Aceleración del análisis no lineal usando espacio estado tanto en dirección DXX y Dyy con Matlab.

Tabla 12.2 de resultados manuales en la dirección Dxx

Tiempo	Desplazamiento máximo (m)	Tiempo	Aceleración máxima (m/s2)	Tiempo	Velocidad máxima (m/s)
25.5400	0.0092	25.5200	1.3924	25.4000	0.0894
25.5400	0.0262	25.5200	4.0674	25.4000	0.2594
25.5400	0.0444	25.5200	6.9549	25.4000	0.4450
25.5400	0.0601	25.5200	9.4241	25.4000	0.6093
25.5400	0.0712	25.5200	11.1466	25.4000	0.7281
26.3600	0.0000	21.9000	0.0018	26.4600	0.0001
26.3600	0.0000	26.1400	0.0048	26.4600	0.0003

26.3600	0.0000	26.3600	0.0108	26.2600	0.0007
26.3800	0.0001	26.3600	0.0173	26.2600	0.0012
26.3600	0.0001	26.3600	0.0135	26.2400	0.0009
26.5800	0.0003	26.3800	0.0696	26.0800	0.0043
26.5800	0.0010	26.3800	0.2355	26.0800	0.0146
26.5800	0.0019	26.3800	0.4347	26.0800	0.0273
26.5800	0.0026	26.1800	0.6076	26.0800	0.0384
26.5800	0.0031	26.1800	0.7251	26.0800	0.0458

Tabla 12.3 de resultados manuales en la dirección Dyy

Tiempo máximo (m)	Desplazamiento	Tiempo máxima	Aceleración	Tiempo	Velocidad máxima
17.6200	0.0000	17.6200	0.0000	17.5000	0.0000
17.6200	0.0000	17.6200	0.0001	17.5000	0.0000
17.6200	0.0000	17.6200	0.0001	17.5000	0.0000
17.6200	0.0000	17.6200	0.0002	17.5000	0.0000
17.6200	0.0000	17.6200	0.0002	17.5000	0.0000
17.6200	0.0141	17.6200	1.5838	17.7600	0.1381
17.6200	0.0459	17.6200	5.2713	17.4800	0.4581
17.6200	0.0827	17.6200	9.7523	17.4800	0.8233
17.6200	0.1127	17.6200	13.7608	17.7600	1.1193
17.6200	0.1318	17.6200	16.5872	17.7600	1.3088
17.3600	0.0000	17.3600	0.0005	17.2400	0.0000
17.3600	0.0000	17.3600	0.0018	17.2400	0.0001
17.3600	0.0000	17.3600	0.0024	17.2400	0.0002
17.3600	0.0000	17.1200	0.0028	17.2400	0.0002
17.6200	0.0000	17.3600	0.0049	17.4800	0.0004

Gráfico de los desplazamientos con espacio de estado usando Matlab

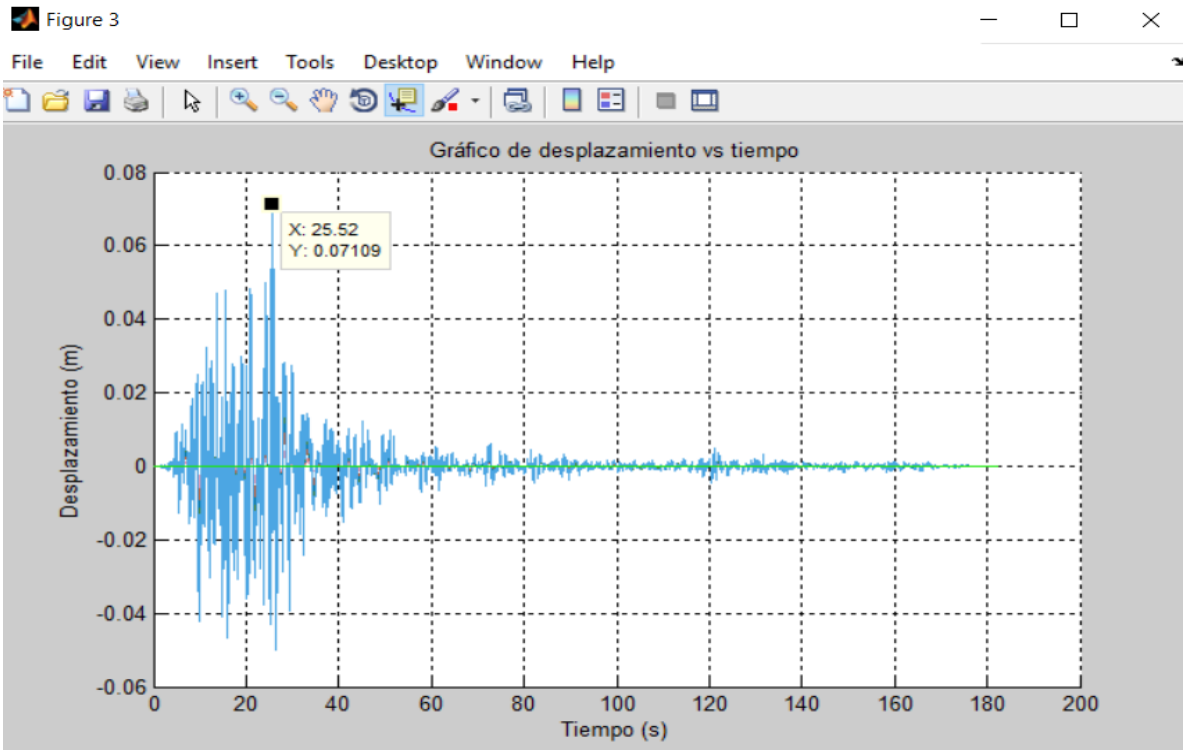


Gráfico 12.7 de desplazamientos Max (m) en Dxx usando espacio de estado en Matlab

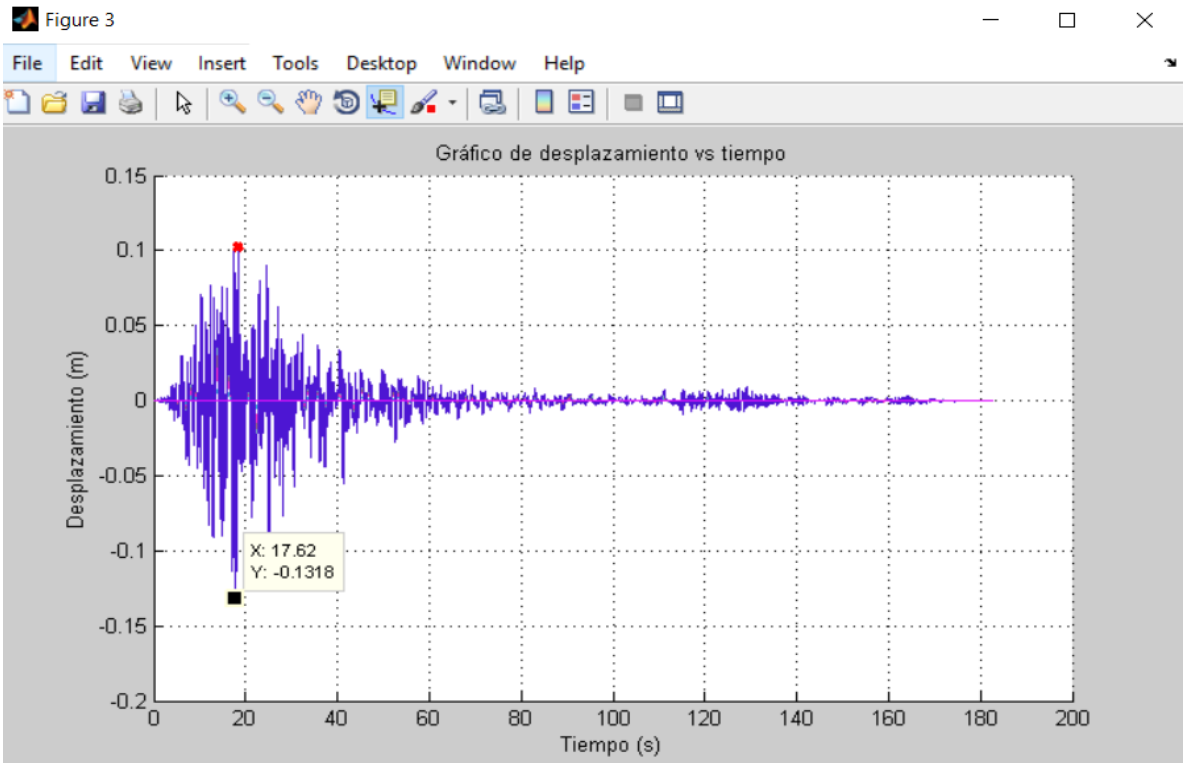


Gráfico 12.8 de desplazamientos Max (m) en Dyy usando espacio de estado en Matlab

Gráfico de aceleración y velocidad con espacio de estado usando Matlab

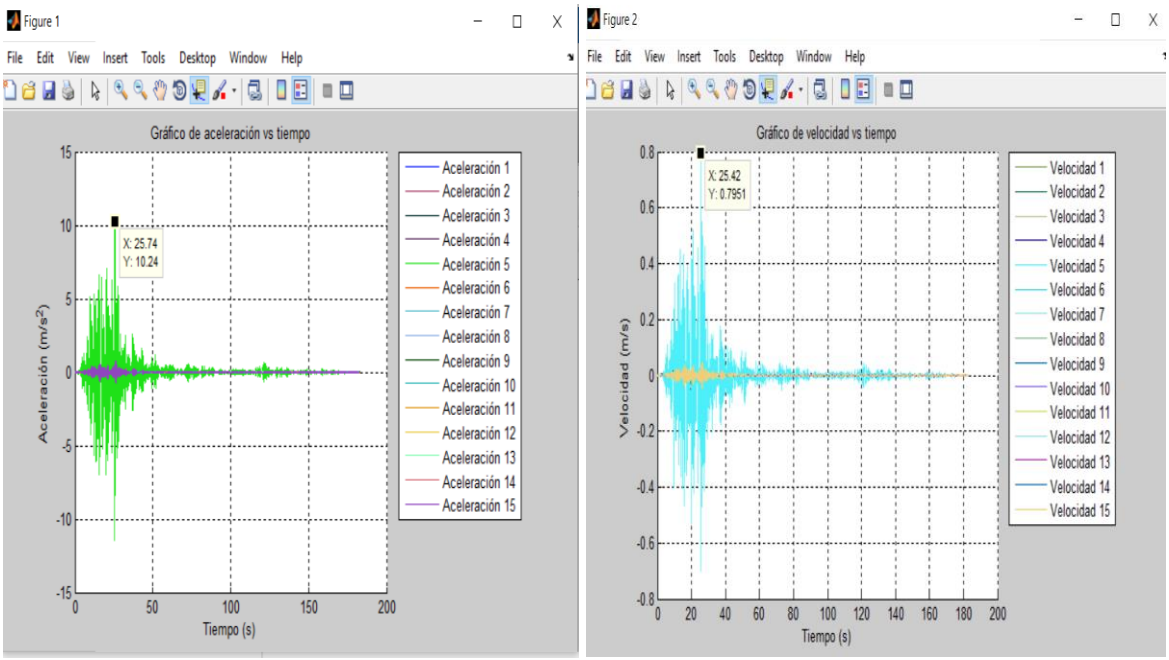


Gráfico 12.9 (Izq.) aceleraciones máx. en Dxx (Drcha.) Velocidad máx. En Dxx usando Matlab con espacio de Estado.

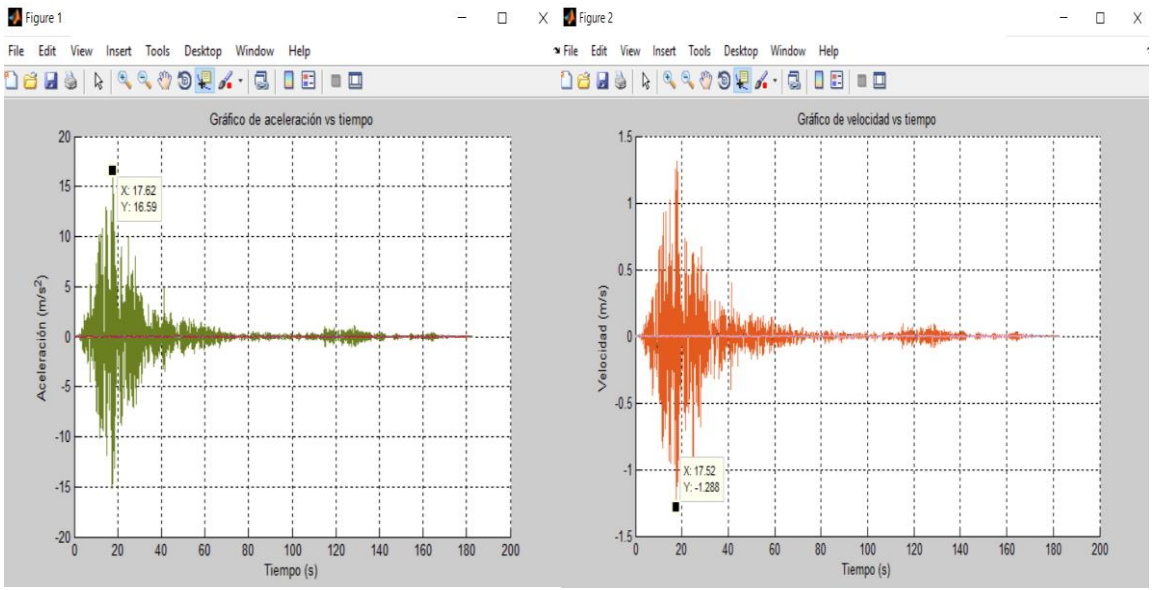
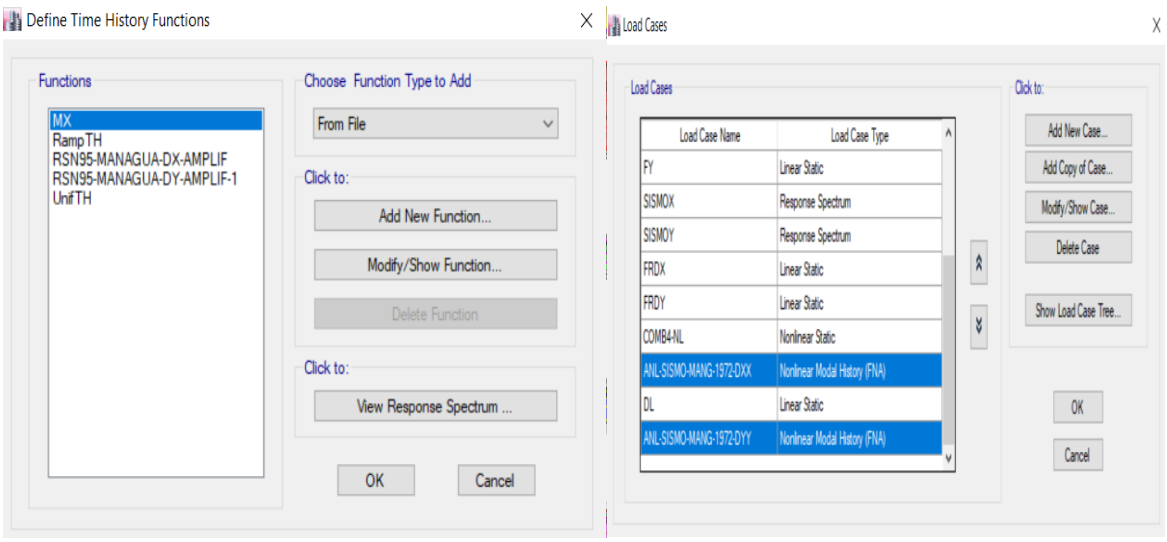


Gráfico 12.10 (Izq.) aceleraciones máx en Dxx (Drcha.) Velocidad máx. en Dxx usando Matlab con espacio de estado

TIEMPO HISTORIA USANDO ETABS

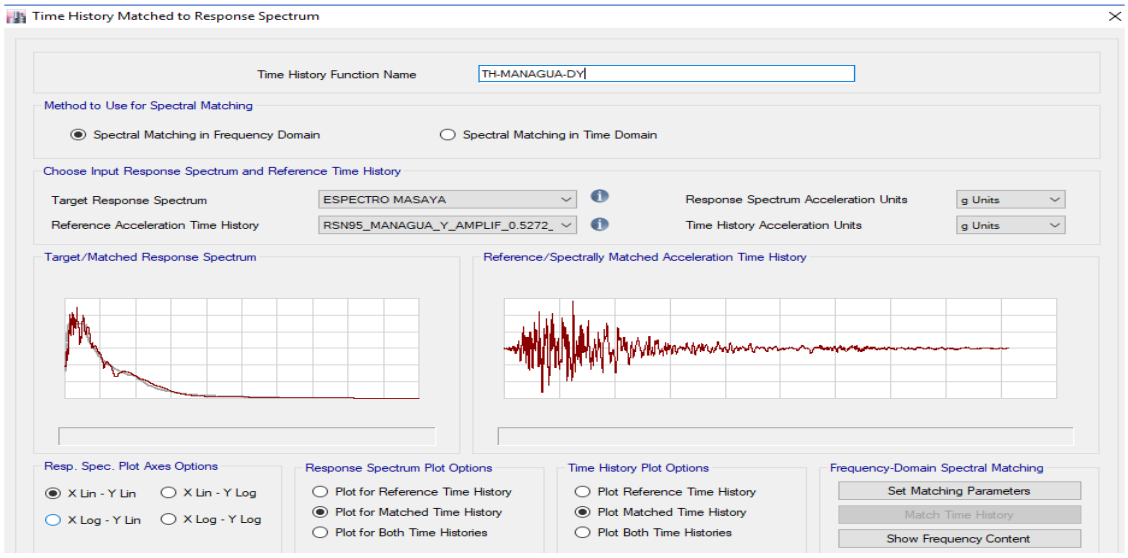
Se define la función Time History con los Acelerogramas del sismo de Managua en la dirección DXX Y DYY y los casos de carga correspondiente por método No lineal (FNA)



Graficas12.11 de los casos de cargas en la aplicación de TH por (FNA)

Graficas12.12 Gráfica del sismo de Managua en ambas direcciones

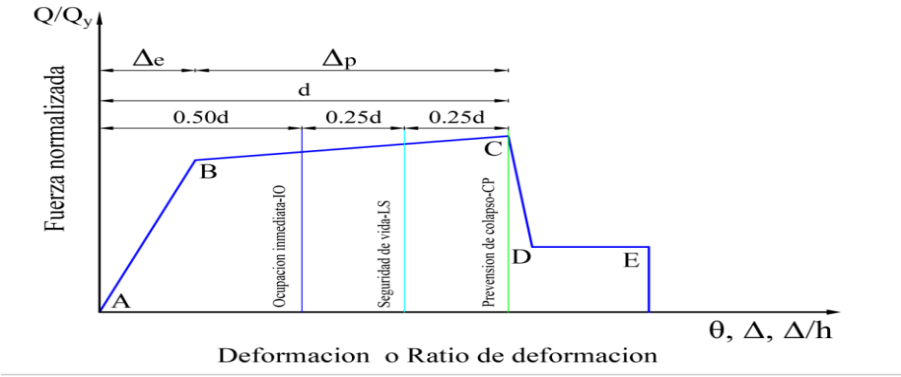
Con el espectro de diseño no reducido y los datos del acelerograda se genera el Matched de la respuesta del espectro del sismo de managua escalado con el espectro objetivo



Gráfica 12.13 Time History Matched to response Spectrum usando Etabs

a) Consideraciones Generales para el análisis no lineal

Para evaluar respuesta no lineal de la estructura se necesita conocer la respuesta de los componentes más allá del rango lineal. La respuesta de los componentes debe representarse mediante curvas que describan dicho comportamiento, con valores tomados a partir de las Tablas del ASCE/SEI 41-13, estas curvas son conocidas como Relaciones Generalizadas Fuerza-Deformación. La relación generalizada fuerza-deformación se describe mediante una respuesta lineal desde el punto A (componente sin carga) hasta un punto B de fluencia efectiva; luego una respuesta lineal con reducción de la rigidez entre los puntos B y C (0% a 10% de la pendiente elástica lineal) que representa el fenómeno de endurecimiento por deformación; luego una respuesta que representa la degradación repentina de la resistencia desde el punto C (resistencia del elemento y deformación en la cual comienza una degradación significativa de la resistencia) hasta el punto D; más allá del punto D, el elemento responde con una resistencia sustancialmente reducida hasta el punto E; para deformaciones más allá de este último punto, la resistencia es esencialmente cero. Los valores numéricos se exponen en las Tablas del ASCE/SEI 41-13.

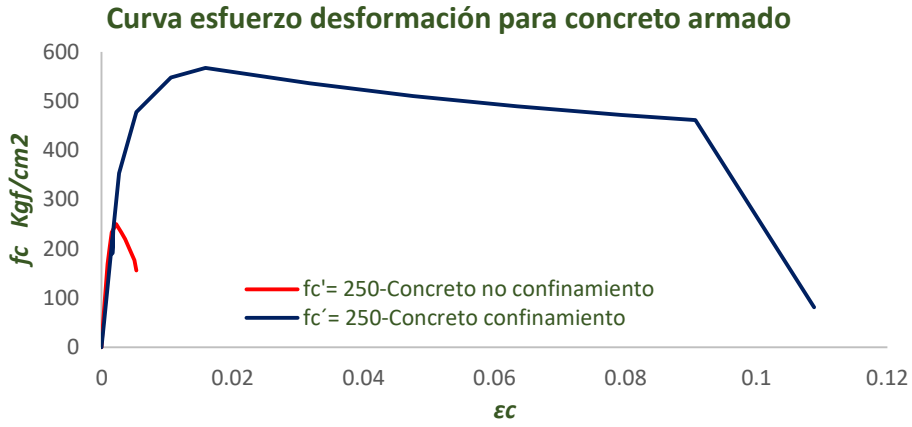


Gráfica 12.14 Curva generalizada fuerza-deformación para componentes primarios, fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014).

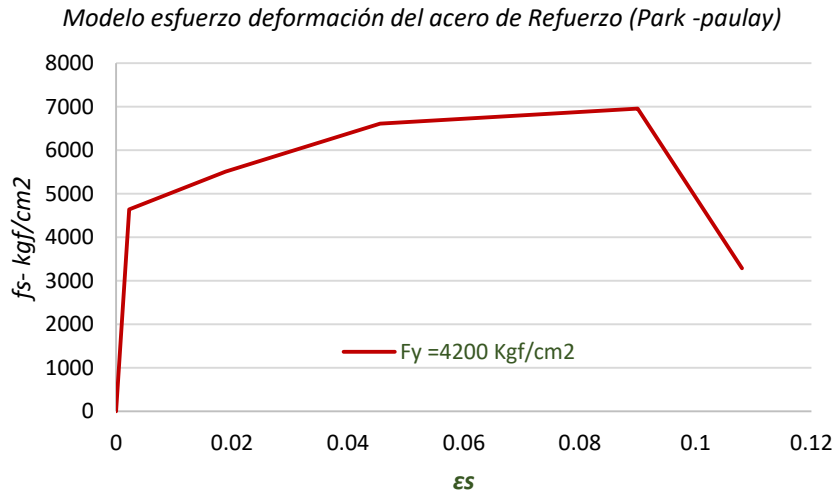
a) Modelo inelástico

El modelo se construye a partir del utilizado en el diseño en el programa ETABS. Las vigas y columnas serán modeladas como elementos tipo frame. Las secciones de los elementos incluirán el acero calculado en el diseño.

Para modelar el diagrama esfuerzo-deformación de las columnas se usa el modelo de Mander para concreto confinado que depende del confinamiento de los elementos, para las vigas se usa el modelo de Mander para concreto no confinado Para el comportamiento no lineal del acero se utiliza el modelo de Park y Paulay



Gráfica 12.15 Modelo de Mander para columnas (concreto confinado) de 60x60 cm y para vigas (concreto no confinado)



Grafica 12.16.Modelo de Park y Paulay para el acero de refuerzo

Se define las rótulas plásticas por flexión para vigas usando la Tabla 10-7 del ASCE/SEI 41-13, se realiza para cada elemento viga usando ETABS y se realiza su verificación para cada elemento, la fuerza cortante que actúa sobre las vigas se obtiene del diseño, se verifica el refuerzo transversal conforme o no conforme, la relación de cuantías se obtendrá del diseño, Los esfuerzos principales en las

vigas son debido a corte y momento flector para nuestro estudio dado que para un comportamiento dúctil se aplicó rótulas por momento M3. Tomando los requerimientos del ASCE/SEI 41-13 y para la viga Vy35x50N1se tiene que

Cuantías:

$$\rho bal = \frac{0.85\beta 1 f´c}{fy}\left(\frac{\epsilon cu}{\varepsilon cu + \varepsilon y}\right) = \frac{0.85 * 0.85 * 250\frac{kgf}{cm^2}}{4200\frac{kgf}{cm^2}}\left(\frac{0.003}{0.003 + 0.0021}\right) = 0.0252$$

$$\rho = \frac{As}{b * d} = \frac{13.00cm^2}{35cm * 40cm} = 0.0093$$

$$\rho' = \frac{As}{b * d} = \frac{15.5\ cm^2}{35cm * 40cm} = 0.01107$$

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho bal} = \frac{0.0093 - 0.01107}{0.0252} = -0.07023 < 0$$

Refuerzo transversal

$$S \leq \frac{d}{3} \quad ; Vs > \frac{3}{4} Vdiseño$$

a) Requerimiento por Reforzamiento transversal

$$S = 20\ cm$$

$$\frac{d}{3} = 11.334$$

$$Vs = 20.33\ ton > \frac{3}{4} Vdiseño\ 11.325ton$$

Por lo tanto al no cumplir la primer condición, es NC ___Nonconforming

b) Requerimiento por Cortante:

$$\frac{\boldsymbol{Vdiseño}}{\boldsymbol{b * d\sqrt{f´c}}} = \frac{\mathbf{0.14808MN}}{\mathbf{0.35 * 0.34 * \sqrt{24.5167MPa}}} = \mathbf{0.25 \leq 0.25}$$

Evaluando estas condiciones en la Tabla 10-7 del ASCE/SEI 41-13 para la vigas V35x40 se obtienen los valores de los parámetros de modelación, en los momentos se atribuyeron contantes para obtener mejor convergencia.

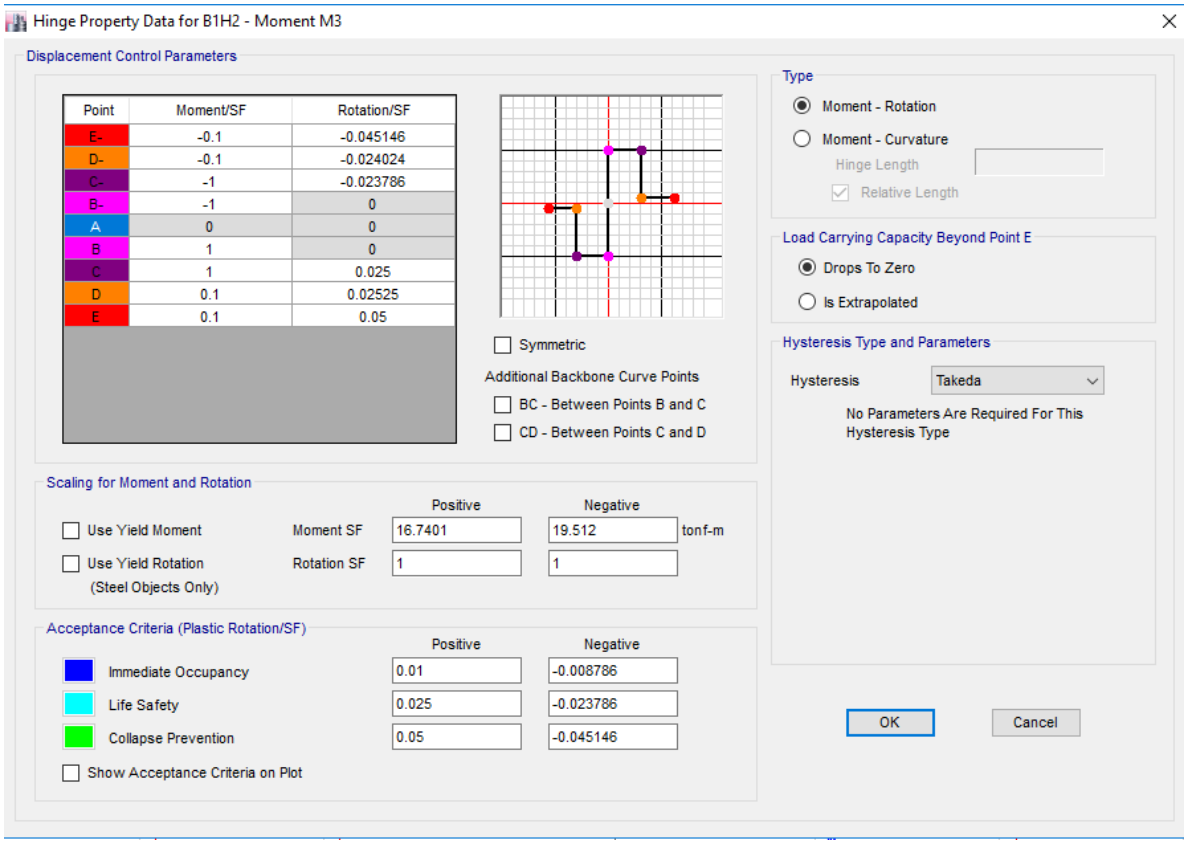
Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions			Modeling Parameters[a]			Acceptance Criteria[a]		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
						Performance Level		
			a	*b*	*c*	IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure[b]								
$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse reinforcement[c]	$\frac{V}{b_w d\sqrt{f_c'}}$ [d]						
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear[b]								
Stirrup spacing ≤ *d*/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > *d*/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span[b]								
Stirrup spacing ≤ *d*/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > *d*/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam–column joint[b]								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

NOTE: f_c' in lb/in.^{2} (MPa) units.
[a]Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
[b]Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
[c]"C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ *d*/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.
[d]V is the design shear force from NSP or NDP.

Gráfica 12.17 criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales: vigas de hormigón armado fuente: ASCE/SEI 41-13.

En la siguiente gráfica 13.12 se muestra las características del Hinge usando Hysteresis Takeda en la viga C35X40, el diagrama momento-rotación para ambos casos. El momento de fluencia positivo (As =12.11cm^2) es 14.002 tonf-m; el momento de fluencia negativo (As =14.50 cm^2) es 16.429 tonf-m y son calculados automáticamente por el programa. Sin embargo se realizó su verificación correspondiente para cada elemento de la estructura



Gráfica12.18 Propiedades y características del Hinge y Hysteresis Takeda Fuente ETABS

Se asignan rótulas por flexocompresión P-M2-M3 a las caras de las vigas. El comportamiento no lineal depende de la carga axial a la que está sometida una columna la que define los parámetros de modelación según la Tabla 10-8 del ASCE/SEI 41-13. Según la Tabla 10-8, los valores de rotación plástica deberán tomarse como cero cuando $P > 0.7f'cAg$ = 0.7 (250)(3600) = 6300 $tonf$. Los requerimientos para los parámetros son muy similares a los obtenidos en la viga. Se asignó rotulas en las columnas del primer nivel debido al costo computacional elevado que dicho análisis implica, sin embargo esto representara un alto grado de confianza en el análisis, para los resultados requeridos.

d. Niveles de Desempeño sísmico y Descripción de los estados de Daños

Se define como un estado o condición límite de daño; Está en función de tres aspectos fundamentales: 1) El daño físico de los componentes estructurales y no estructurales dentro del edificio. 2) La amenaza a la seguridad de vida de los ocupantes del edificio debido al daño. 3) La funcionalidad del edificio daño limitado

y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo, no obstante, los daños en algunos contenidos y componentes no estructurales pueden interrumpir parcialmente algunas funciones normales. En general se requieren algunas reparaciones menores posteriores al sismo. Los códigos para la evaluación del desempeño sísmico establecen diferentes niveles de desempeño sísmico tanto para elementos estructurales y no estructurales; sin embargo, todos están basados en los mismos criterios.

a) Propuesta del Comité Visión 2000

El Comité Visión 2000 define cuatro niveles de desempeño:

a. Totalmente Operacional: Es el nivel en el cual no ocurren esencialmente daños. La edificación permanece completamente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.

b. Operacional: En este nivel se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo, no obstante, los daños en algunos contenidos y componentes no estructurales pueden interrumpir parcialmente algunas funciones normales. En general se requieren algunas reparaciones menores.

c.Seguridad de Vida: Este nivel está asociado a la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la edificación. Existe una reducción de la rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales, posiblemente en un gran porcentaje, sin embargo, aún permanece un margen de seguridad frente al colapso. Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del sismo, con lo cual, es probable que sea necesario proceder a su rehabilitación, siempre y cuando sea viable y se justifique desde un punto de vista económico.

d. Prevención de colapso: En este nivel la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallos locales, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento. Bajo estas condiciones, la estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación puede no ser técnicamente viable desde un punto de vista económico.

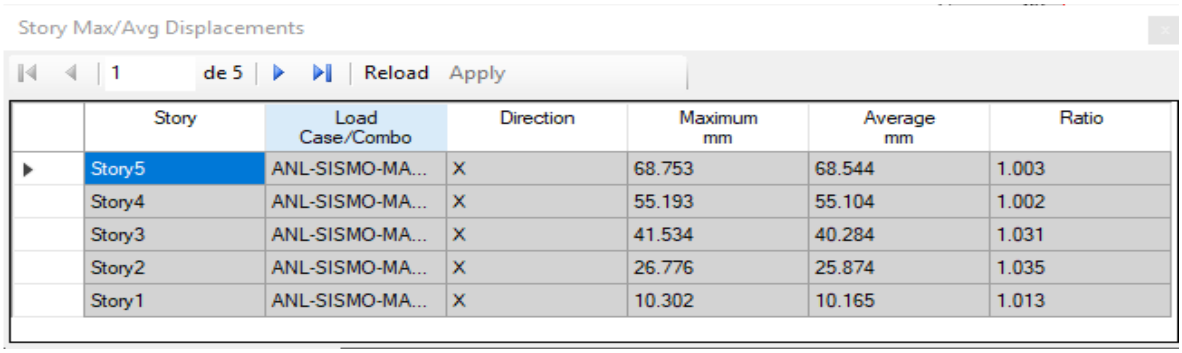
Niveles de desempeño y descripción de los estados de daño

Niveles de Desempeño	***Estado de daño***	***Descripción***
Totalmente operacional	Despreciable	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones funcionan normalmente.
Operacional	Leve	Agrietamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. El edificio puede ser utilizado normalmente luego de pequeños arreglos.
Seguridad de vida	Moderado	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente para realizar reparaciones y reforzamiento.
Prevención de colapso	Severo	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Colapso	Completo	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Fuente: (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)

RESULTADO DEL ANÁLISIS NO LINEAL.

I. Desplazamientos en dirección Dxx de la estructura usando análisis no lineal



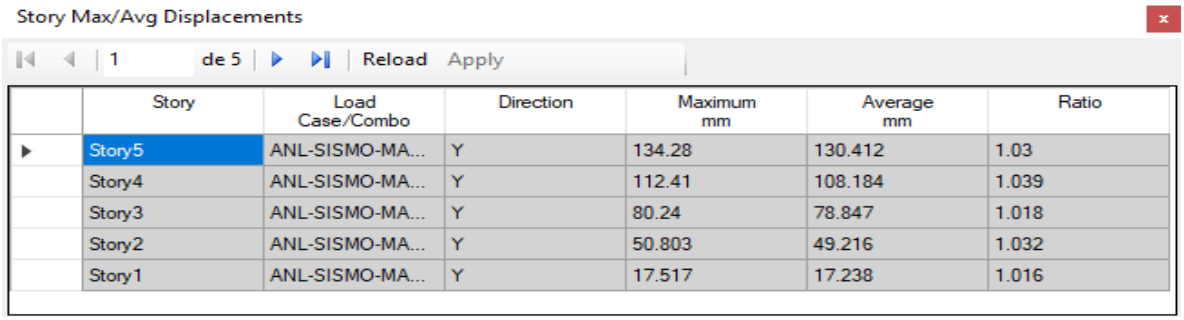
	Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio
▶	Story5	ANL-SISMO-MA...	X	68.753	68.544	1.003
	Story4	ANL-SISMO-MA...	X	55.193	55.104	1.002
	Story3	ANL-SISMO-MA...	X	41.534	40.284	1.031
	Story2	ANL-SISMO-MA...	X	26.776	25.874	1.035
	Story1	ANL-SISMO-MA...	X	10.302	10.165	1.013

Gráfica 12.19 Deplazamientos del EDF-Torc usando Analisis no lineal. Fuente ETABS

Tabla 11.1 desplazamientos en dirección Dxx de la estructura ante el sismo de 1972

TABLE: Story Max/Avg Displacements

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum	Average	Ratio
			mm	mm	
Story5	ANL-SISMO-MANG-1972 Min	X	68.753	68.544	1.003
Story4	ANL-SISMO-MANG-1972 Min	X	55.193	55.104	1.002
Story3	ANL-SISMO-MANG-1972 Min	X	41.534	40.284	1.031
Story2	ANL-SISMO-MANG-1972 Min	X	26.776	25.874	1.035
Story1	ANL-SISMO-MANG-1972 Min	X	10.302	10.165	1.013



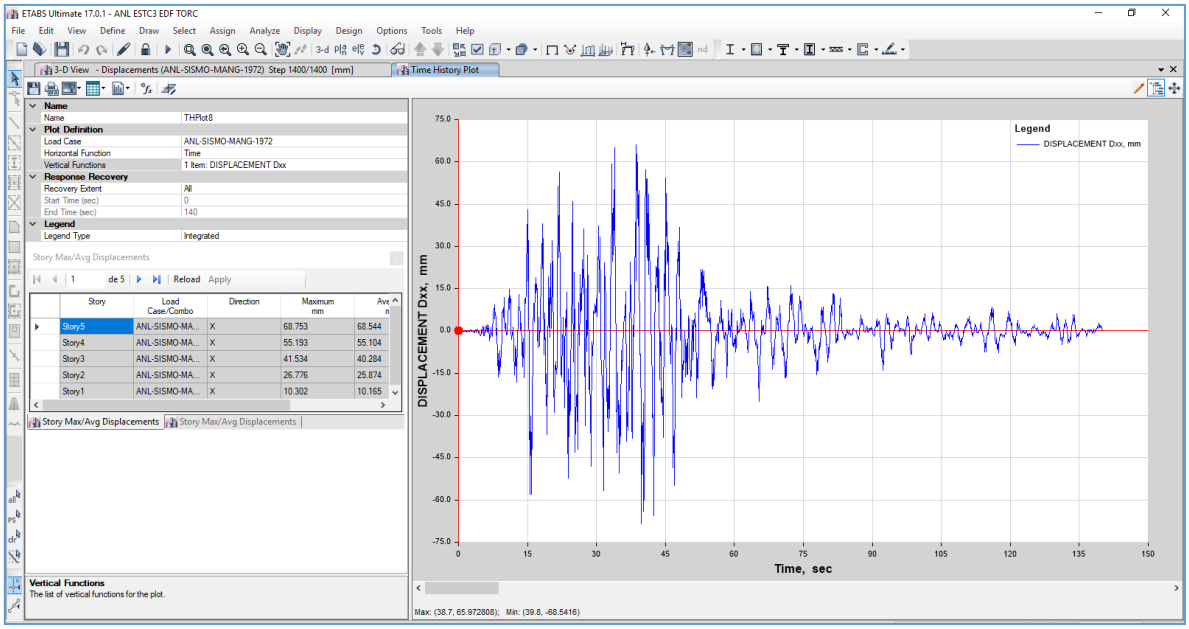
	Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio
▶	Story5	ANL-SISMO-MA...	Y	134.28	130.412	1.03
	Story4	ANL-SISMO-MA...	Y	112.41	108.184	1.039
	Story3	ANL-SISMO-MA...	Y	80.24	78.847	1.018
	Story2	ANL-SISMO-MA...	Y	50.803	49.216	1.032
	Story1	ANL-SISMO-MA...	Y	17.517	17.238	1.016

Gráfica12.20 Deplazamientos del EDF-Torc usando Analisis no lineal. Fuente ETABS

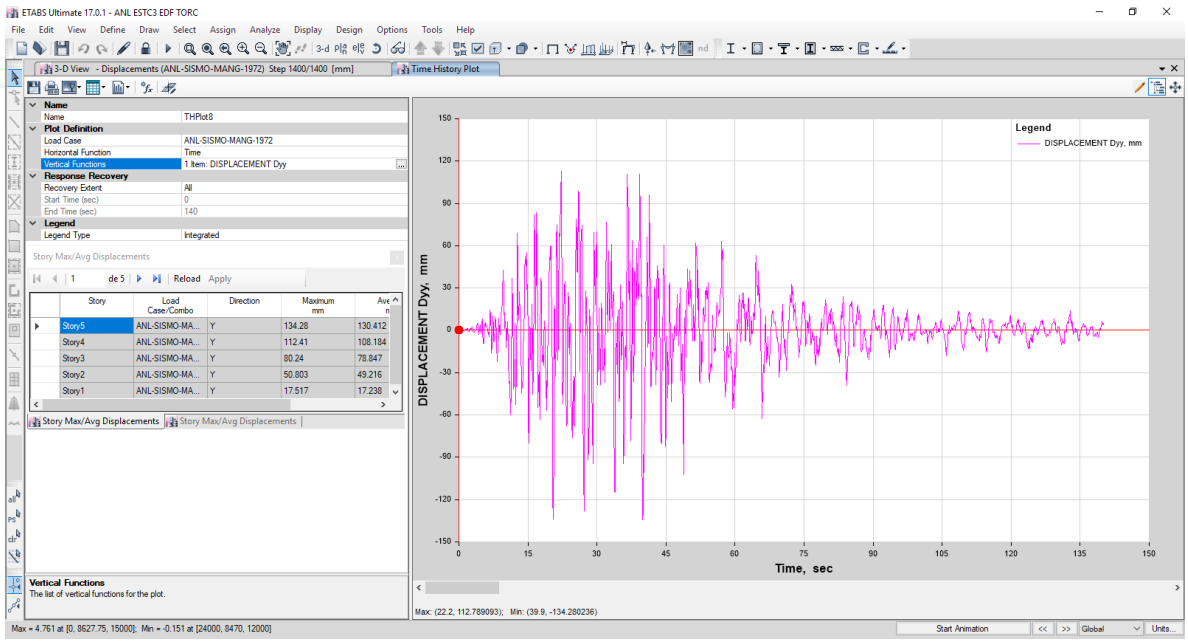
Tabla 11.2 desplazamientos en dirección Dxx de la estructura ante el sismo de 1972

TABLE: Story Max/Avg Displacements

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum	Average	Ratio
			mm	mm	
Story5	ANL-SISMO-MANG-1972 Min	Y	134.28	130.412	1.03
Story4	ANL-SISMO-MANG-1972 Min	Y	112.41	108.184	1.039
Story3	ANL-SISMO-MANG-1972 Min	Y	80.24	78.847	1.018
Story2	ANL-SISMO-MANG-1972 Min	Y	50.803	49.216	1.032
Story1	ANL-SISMO-MANG-1972 Min	Y	17.517	17.238	1.016



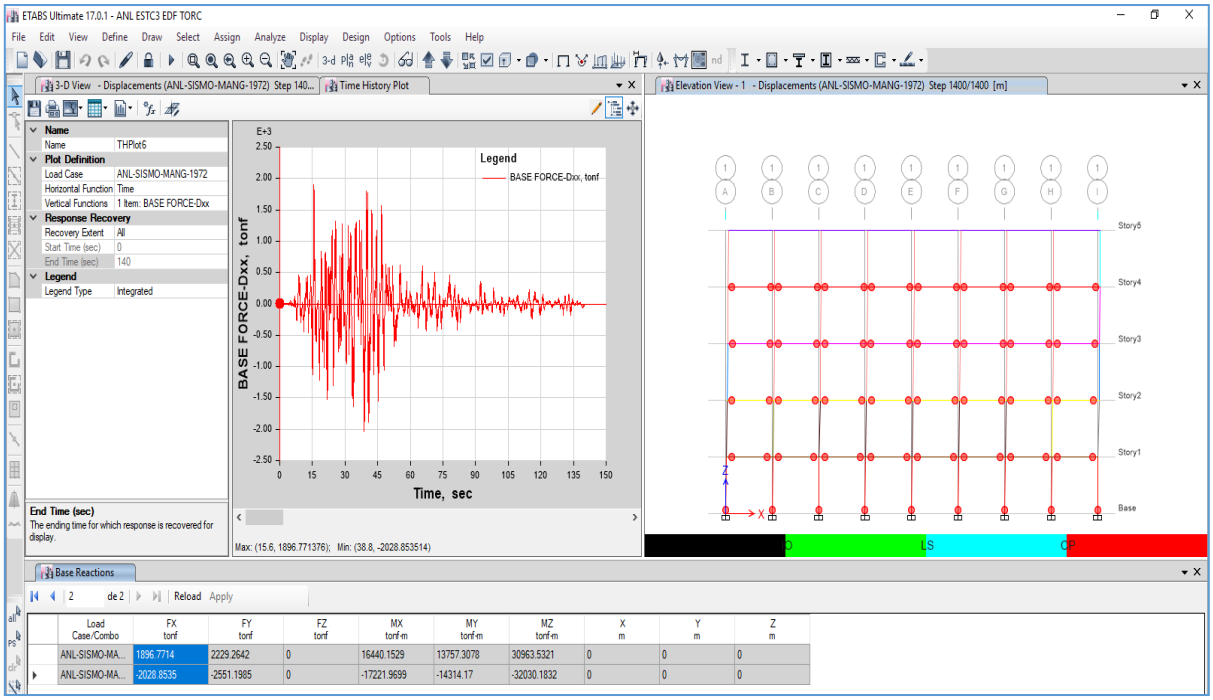
Gráfica 12.21 Desplazamiento en dirección Dxx Fuente ETABS.



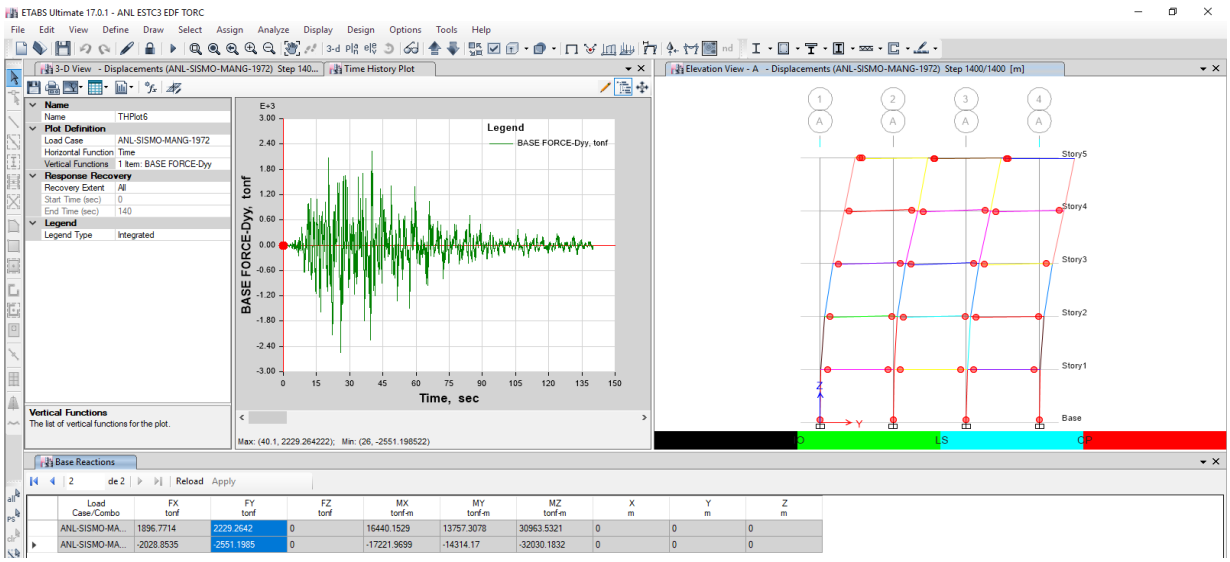
Gráfica 12.22 .Desplazamiento en dirección Dxx Fuente ETABS.

Gráficamente el programa muestra el desplazamiento máximo generado por la estructura hasta el punto de colapso. este se genera a los 39,9 segundo después de iniciado el sismo y el desplazamientos máximo generado lo realiza en la dirección Dxx con 134.280 mm, dicho desplazamiento es menor al desplazamiento generado por los 2 análisis anteriores en dicha estructura en el rango elástico.

II. Fuerzas de Reacción en la bace dirección Dxx y Dyy



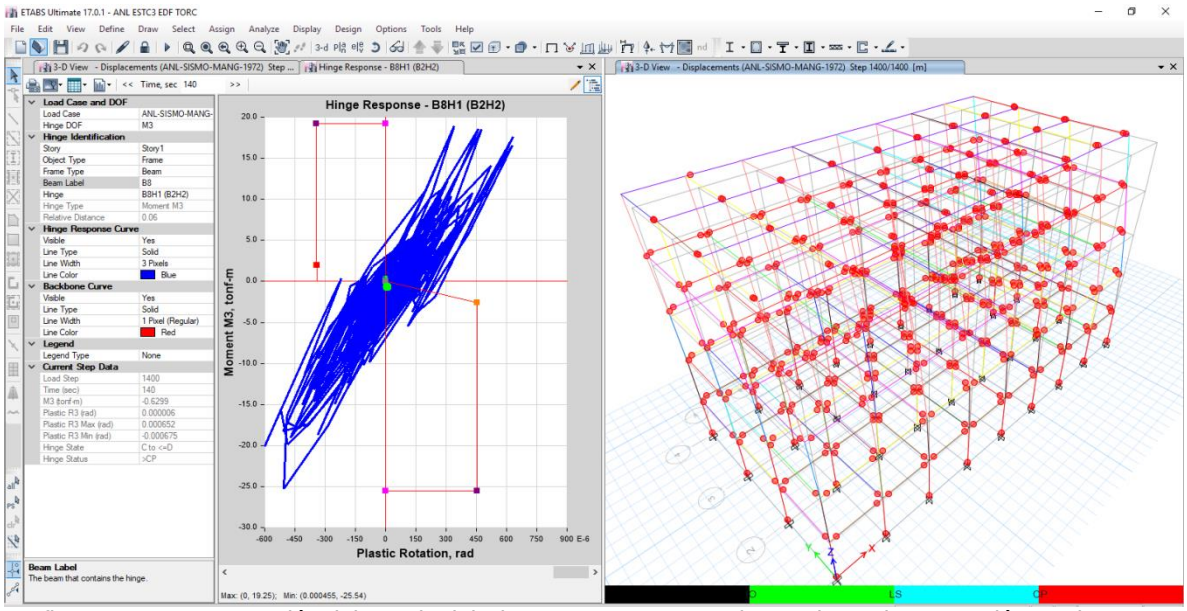
Gráfica 12.23 Reacción en la base en la dirección Dxx y vista de elevación en la dirección Dxx con degradación de Rotulas Fuente ETABS.



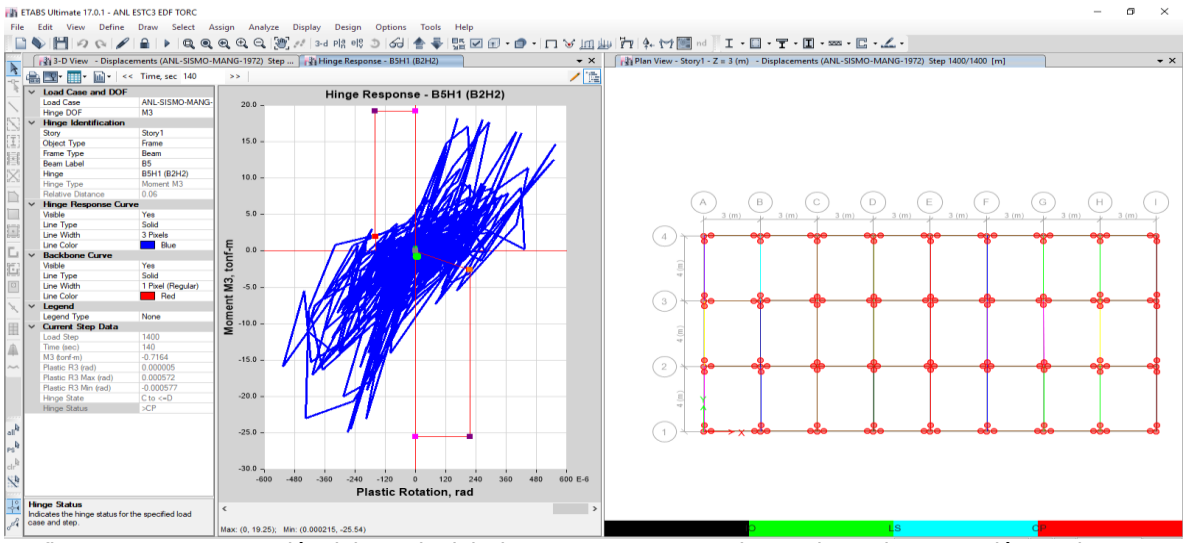
Gráfica 12.24 Reacción en la base en la dirección Dyy y vista de elevación en la dirección Dyy con degradación de Rotulas Fuente ETABS.

La estructura se enfrenta a una reacción en la base de 2028.85 tonf en la dirección Dxx y con una fuerza de reacción en la dirección Dyy equivalente a 2551.19 tonf. Dichas reacciones son totalmente superiores a las obtenidas de los análisis anteriores, esto proboca una degeneración progresoiva de la rotula hasta el punto de generar cero resistencia al elemento conllevando al colapso de la estructura.

III. Vista de la estructura ante la degradación total de las rotula de sus elementos



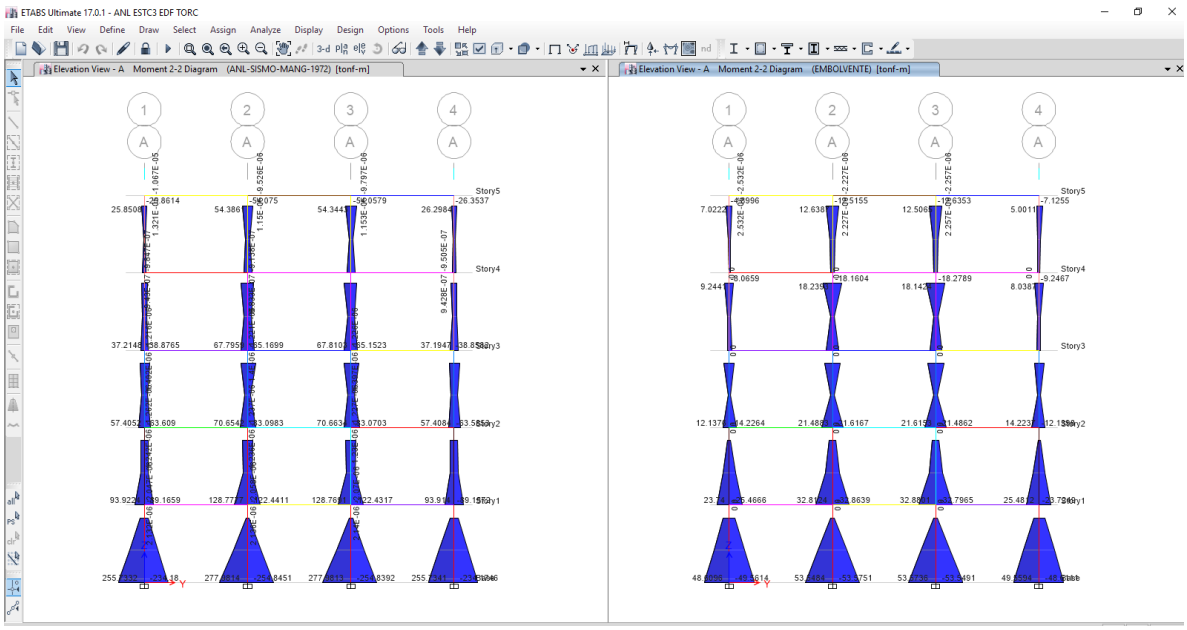
Grafica 12.25 reprecentación del estado del Hinge B8H1 en un estado mas haya de prevención y colapso >cp y vista en 3d



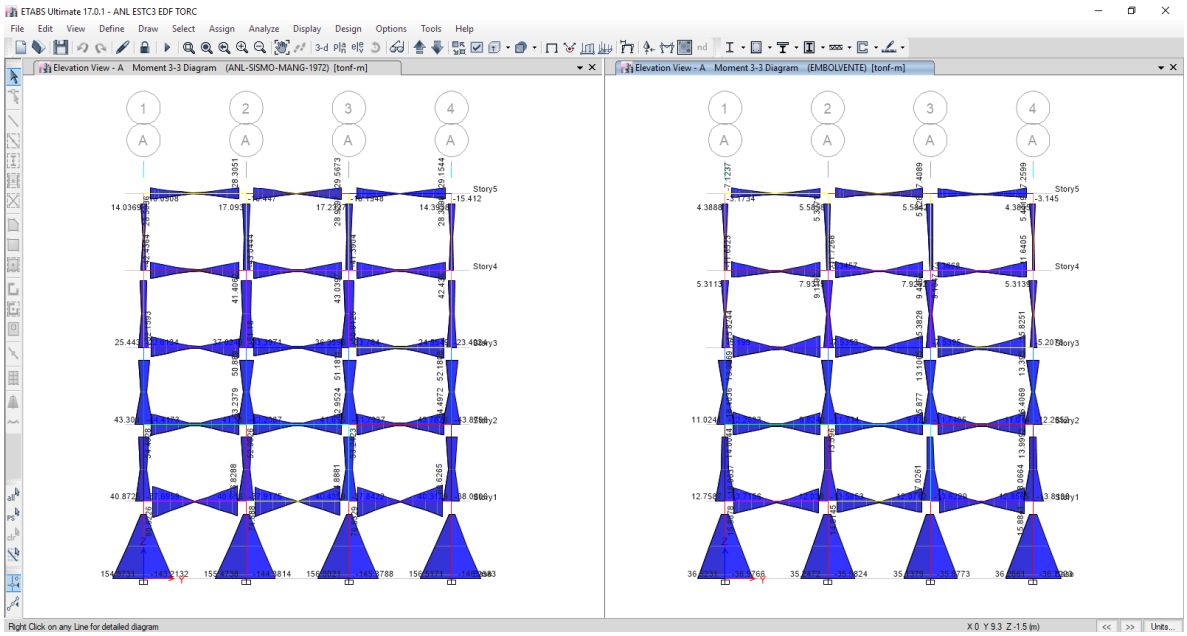
Grafica 12.26 reprecentación del estado del Hinge B5H1 en un estado mas haya de prevención y colapso >cp Y vista en planta del nivel 1

La grafica muestra una degradación completa de la rótula de un estado mayor a CP, indicando que la resistencia de los elemento es sustancialmente igual a cero y la estructura se encuentra en estado de colapso.

IV. *Representación gráfica de los momentos M2-2 Y M3-3 con la envolvente de diseño y el sismo de 1972. En el eje A.*



Grafica 12.27 representación gráfica de los momentos M2-2, con sismo de 1972 y la envolvente de diseño.

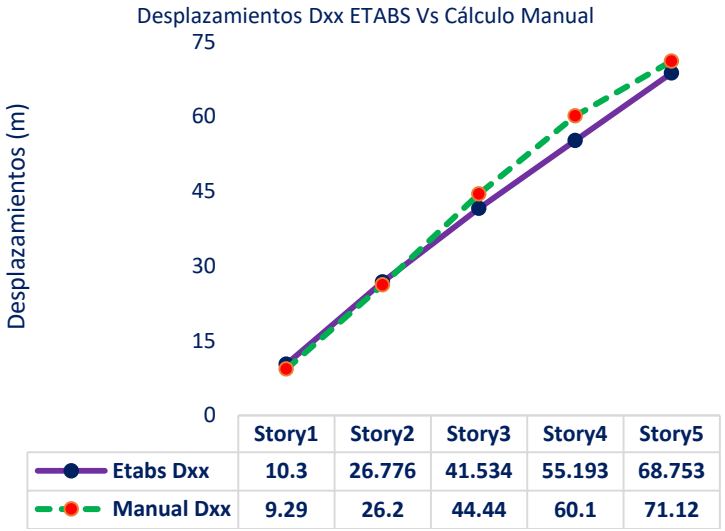


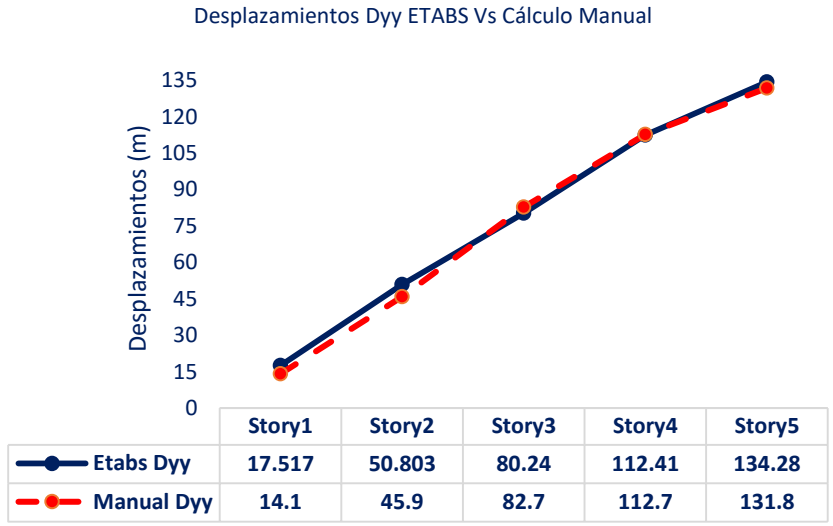
Grafica 12.28 representación gráfica de los momentos M3-3, con sismo de 1972 y la envolvente de diseño.

Datos Comparativos de los desplazamientos usando Calculo manual Vs ETABS con análisis Tiempo Historia (TH)

Tabla 11.3 Datos Comparativos de Desplazamientos usando método TH

Usando ETABS						Por calculo Manual con Matlab				Error en nivel critico	
Story	**Load Case/Combo**	**Direction**	**Maximum**	**Direction**	**Maximum**	**Direction**	**Maximum**	**Direction**	**Maximum**	Error % Dxx	Error Dyy
			mm		mm		mm		mm	%	%
Story5	ANL-SISMO-MANG-1972 Min	X	68.753	Y	134.28	X	71.12	Y	131.8	3.32818%	1.84689%
Story4	ANL-SISMO-MANG-1972 Min	X	55.193	Y	112.41	X	60.1	Y	112.7		
Story3	ANL-SISMO-MANG-1972 Min	X	41.534	Y	80.24	X	44.44	Y	82.7		
Story2	ANL-SISMO-MANG-1972 Min	X	26.776	Y	50.803	X	26.2	Y	45.9		
Story1	ANL-SISMO-MANG-1972 Min	X	10.3	Y	17.517	X	9.29	Y	14.1		

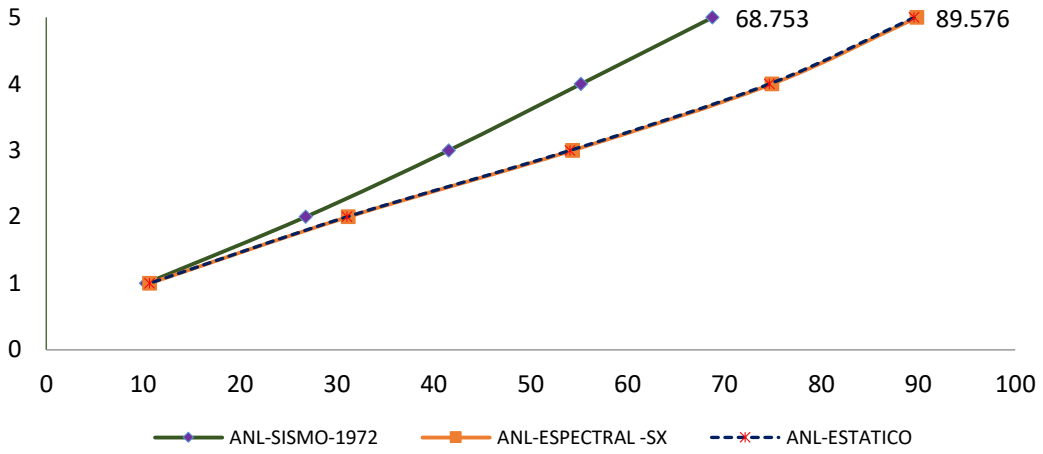




Grafica 12.29 Comparación de los desplazamientos por calculo Manual Vs Etabs por método TH

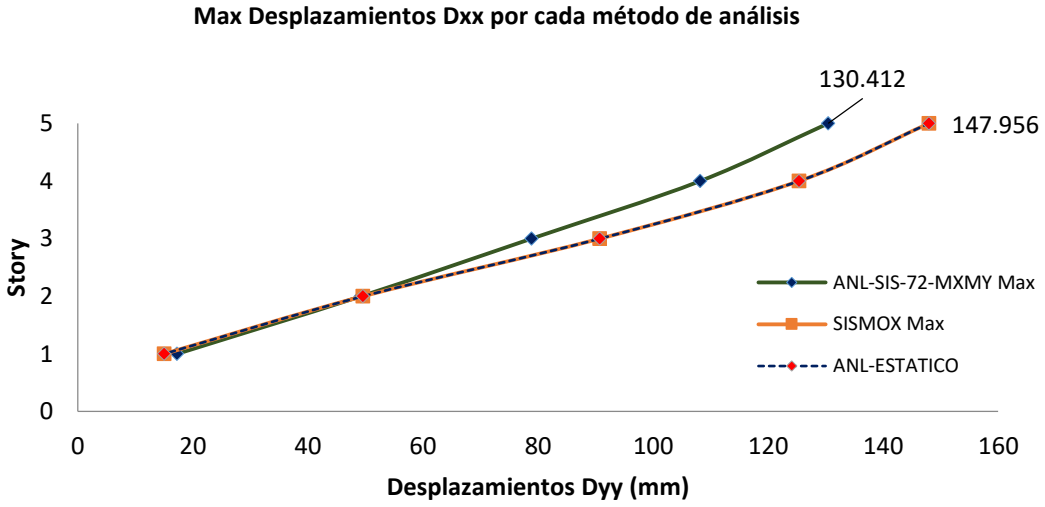
DATOS COMPARATIVOS DE DESPLAZAMIENTOS POR CADA MÉTODO DE ANÁLISIS

V. Datos comparativos de los desplazamientos por cada método



Grafica 12.30 representación gráfica de los desplazamientos en la dirección Dxx con los 3 métodos de análisis.

Los datos muestran un valor porcentual de diferencia de un 23.24% en la dirección Dxx



Grafica 12.31 representación gráfica de los desplazamientos en la dirección Dyy con los 3 métodos de análisis.

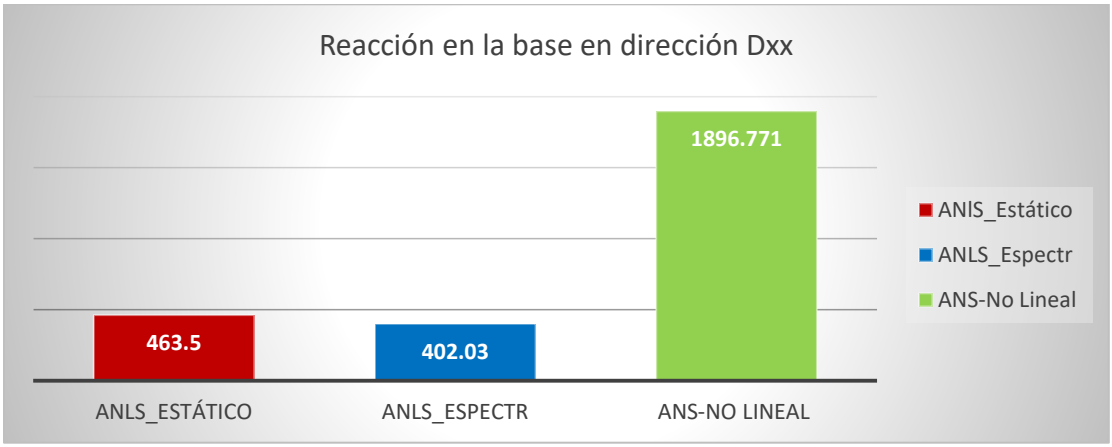
Los datos muestran un valor porcentual de diferencia de un 11% en la dirección Dyy

Usando el análisis no lineal la estructura genera desplazamientos menores a los obtenidos en el análisis lineal, cabe señalar que dicho desplazamiento en este tipo de estructura se genera menor en ambas direcciones, esto indica que la estructura colapsa antes de los que estipula el método lineal. Es importante recalcar que las fuerzas de reacción generadas por el análisis no lineal son mayores que las fuerza en la base con el método espectral en el rango elástico como se observa en las siguientes gráficas. Lo mismo ocurre con las fuerzas internas que los elementos experimentan tal como lo demostramos en las gráficas 13.9 y 13.10.

VI. Datos comparativos de las fuerzas de reacción por cada método

Tabla 11.4 Fuerzas de reacción de la estructura en cada método de análisis.

Análisis Estático			Análisis Espectral Dinámico			RNC07	Análisis No lineal		
Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	Load Case/Combo	SÍSMO_X Max Tonf	SÍSMO_Y Max Tonf	V_DInam >= 0.8V_Est	Load Case/Combo	Sismo-Managua-Dx Tonf	Sismo-Managua-Dy tonf
FX	396.4		SÍSMO_X Max	341.7511		OK	Sismo-Managua-Dx	1896.771	
FY		396.4	SÍSMO_Y Max		318.6756	OK	Sismo-Managua_Dy		2551.198

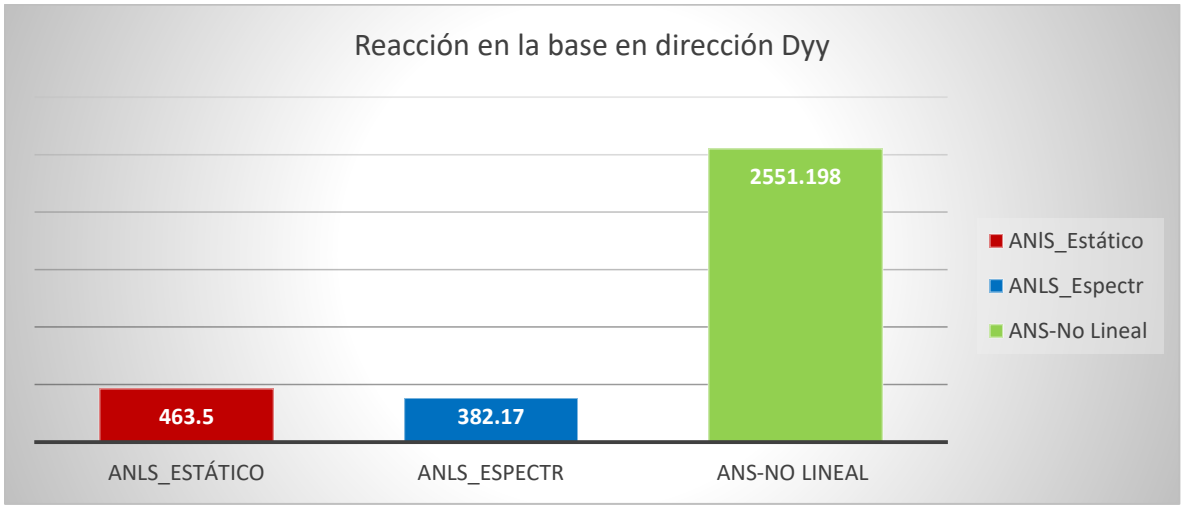


Grafica 11.29 Fuerzas de reacción de la estructura en la dirección Dxx de cada métodos de análisis.

En la gráfica 13.13 puede observarse al realizar el análisis comparativo que las fuerzas de reacción en el rango lineal son inferiores a las calculadas usando análisis no lineal, es evidente que la estructura reacciona con una mayor fuerza ante un evento sísmico intenso, sin embargo esto hace que la estructura llegue a un estado

de degradación progresiva de sus elementos, incursionando a la estructura en un estado de colapso, inmediatamente anterior al estimado por el análisis lineal.

Gráfico de fuerzas de reacción en la Dirección (y)-Dyy para cada Análisis



Grafica 11.30 Fuerzas de reacción de la estructura en la dirección Dyy de cada métodos de análisis.

Es evidente la diferencia que el método no lineal nos proporciona, el análisis estático tanto en el eje Dxx y Dyy asume que las fuerzas de reacción son iguales en dicho eje y el método espectral nos conlleva a que un 80% superior al estático es aplicable. Sin embargo el análisis no lineal hace una marcada diferencia (el eje Dyy siendo este el eje débil) conlleva a que la estructura requiera mayor fuerzas de reacción debido a su configuración geométrica, este punto es inapreciable en un análisis lineal. Sin embargo la diferencia entre ambos rangos de análisis es completamente diferente, al igual que en el eje Dxx la estructura sufre una degradación total de sus rotulas antes de lo proyectado por el método elástico.

VII. Datos comparativos de fuerzas internas en elementos de la estructura

Tabla 11.5 Fuerzas internas en columnas y Vigas del nivel 1, del eje A de la estructura, por cada método

TABLE: Column Forces

Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M3
				m	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
Story1	C1	1	ANL-SISMO-MANG-1972 Max	0.125	181.84	59.4091	86.9782	0.5901	147.447
Story1	C2	5	ANL-SISMO-MANG-1972 Max	0.125	115.098	59.3163	111.4325	0.5901	148.0592
Story1	C3	9	ANL-SISMO-MANG-1972 Max	0.125	113.767	59.144	111.4324	0.5901	148.6091

Story1	C4	13	ANL-SISMO-MANG-1972 Max	0.125	222.213	58.957	86.9791	0.5901	149.1475

TABLE: Column Forces

Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M3
				m	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
Story1	C1	1	SISMOX Max	0.125	37.4345	12.8313	1.4281	0.2993	35.1466
Story1	C2	5	SISMOX Max	0.125	38.3923	12.4375	1.8752	0.2993	34.0609
Story1	C3	9	SISMOX Max	0.125	38.3634	12.38	1.8756	0.2993	33.9609
Story1	C4	13	SISMOX Max	0.125	37.4897	12.6975	1.4286	0.2993	34.9077

TABLE: Column Forces

Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M3
				m	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
Story1	C1	1	FX	0.125	61.8187	20.606	-0.2307	0.023	55.9709
Story1	C2	5	FX	0.125	62.6761	20.4863	-0.2576	0.023	55.7912
Story1	C3	9	FX	0.125	62.6373	20.4017	-0.2606	0.023	55.6391
Story1	C4	13	FX	0.125	61.8415	20.3711	-0.2339	0.023	55.5294

TABLE: Beam Forces

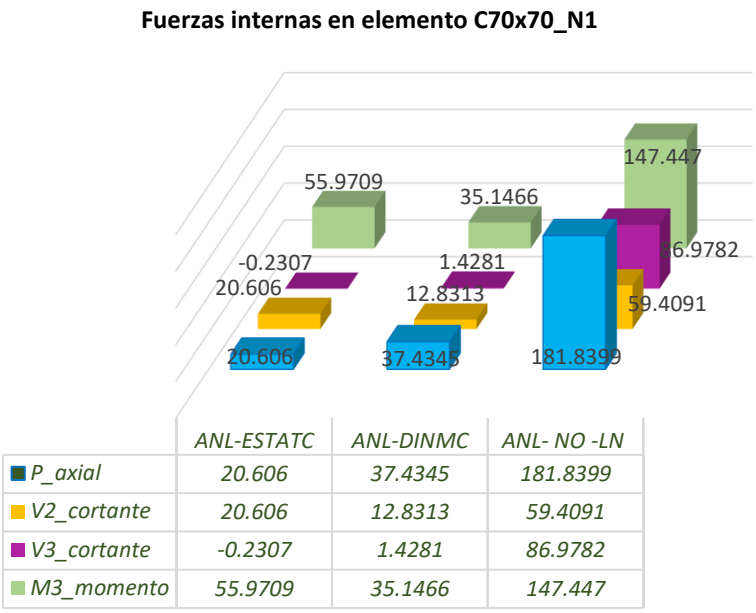
Story	Beam	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3
				m	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	B1	181	ANL-SISMO-MANG-1972 Max	0.35	0.001	47.7125	0.000009131	0.0936	0.000002132	80.6226
Story1	B2	185	ANL-SISMO-MANG-1972 Max	0.35	0.001	45.3867	0.00000915	0.0895	0.000002136	74.888
Story1	B3	189	ANL-SISMO-MANG-1972 Max	0.35	0.001	47.7149	0.000009168	0.0836	0.00000214	76.8329
Story1	B4	196	ANL-SISMO-MANG-1972 Max	0.35	0.0006	47.4783	0.00000457	0.1044	0.000001068	80.1496

TABLE: Beam Forces

Story	Beam	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3
				m	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	B1	181	SISMOY Max	0.35	0.0001	10.057	0	0.091	0	16.9758
Story1	B2	185	SISMOY Max	0.35	0.0001	9.648	0	0.0921	0	15.9192
Story1	B3	189	SISMOY Max	0.35	0.0001	10.0567	0	0.091	0	16.2119
Story1	B4	196	SISMOY Max	0.35	0.0000346	9.7726	0	0.0829	0	16.4843

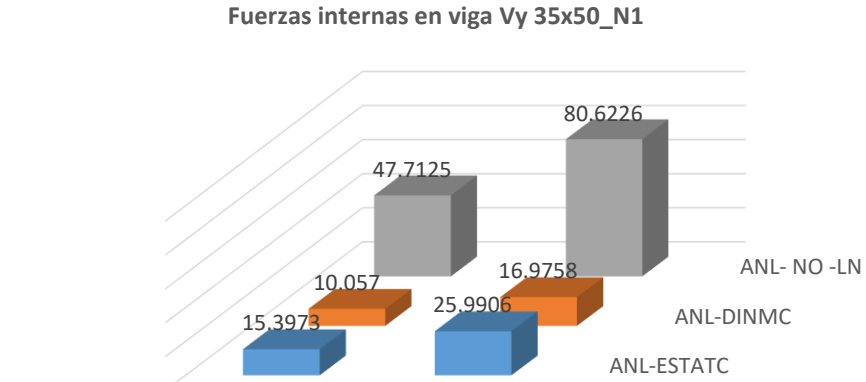
TABLE: Beam Forces

Story	Beam	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3
				m	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	B1	181	FY	0.35	0	15.3973	0	-0.0032	0	25.9906
Story1	B2	185	FY	0.35	0	14.7712	0	-0.003	0	24.3724
Story1	B3	189	FY	0.35	0	15.3968	0	-0.0031	0	24.8198
Story1	B4	196	FY	0.35	0	15.5732	0	-0.0031	0	26.2705



	ANL-ESTATC	ANL-DINMC	ANL- NO -LN
P_axial	20.606	37.4345	181.8399
V2_cortante	20.606	12.8313	59.4091
V3_cortante	-0.2307	1.4281	86.9782
M3_momento	55.9709	35.1466	147.447

Gráfica 11.31 Representación gráfica de las fuerzas internas en elemento Viga



	V2_cortante	M3_momento
ANL-ESTATC	15.3973	25.9906
ANL-DINMC	10.057	16.9758
ANL- NO -LN	47.7125	80.6226

En el gráficos se representa en términos comparativos las fuerzas internas del elemento columna C70x70 y el elemento Viga V35x50 generadas por cada método de análisis , se observa que utilizando análisis no lineal el elemento es sometido a fuerzas que superan más del 70% de las fuerzas resultantes en el rango lineal.

Es importante recalcar que los procedimientos lineales están basados en fuerzas, y presentan una gran facilidad metodológica para abordar problemas dinámicos, sin embargo, se han diseñado para producir una estimación conservadora del desempeño sísmico de una estructura debido a que:

Utilizan factores de reducción de resistencia sísmica constantes para cada tipología estructural, lo que implica que la demanda de ductilidad y la sobre resistencia son iguales para todos los edificios dentro de una misma categoría.

Suponen que la rigidez de un sistema es independiente de su resistencia, de manera que; al igual que el período, esta propiedad estructural puede estimarse antes de que se conozca el refuerzo de las secciones de hormigón armado.

Asumen que los valores de reducción por ductilidad y sobreresistencia no cambian ni con el período, ni con el tipo de suelo.

Los métodos No-lineales por su parte, reproducen de manera más real la respuesta de una estructura, ya que analizan las propiedades inelásticas del sistema una vez que se supera el rango lineal; sin embargo, requieren de mayor esfuerzo de cálculo.

Con respecto a la torsión accidental es inesperada y puede ocurrir por una variedad de razones que incluyen: distribución asimétrica de movimientos laterales del suelo a lo largo de la planta del edificio, rigidez asimétrica contribuciones del sistema de gravedad, la distribución desigual de la carga viva o los cambios en la centro de rigidez debido al comportamiento no lineal.

Por lo tanto debido a los resultados obtenidos en dicho análisis podemos concluir

XII. CONCLUSIONES

En el presente estudio se ha demostrado la utilidad del método estático, del Análisis espectral dinámico y del análisis no lineal,

Se ha evaluado la estructura (EDF-TORC) según reglamento (RNC07) como una estructura Geométricamente Regular , se calcularon, ejecutaron y analizaron los resultados obtenidos de los diferentes análisis aplicados a la estructura, utilizando procedimientos de cálculos manuales apoyados de programas de cálculo como Excel y Matlab y verificados dichos resultados por el programa de cálculo estructural ETABS, Las respuestas generadas a través de las rutinas de Matlab difieren respecto de las halladas con Etabs en un rango aproximado de 1% a 7%, lo que para fines prácticos se considera un error relativo aceptable.

Usando análisis Dinámico se logró determinar que la estructura presenta un comportamiento Torsional en su segundo modo de vibración, tomando la mayor cantidad de masa participativa con valor mayor del 70% entorno al eje Dzz en términos Rotacionales, concentrando la mayor cantidad de rigidez sobre el eje Dxx,

En el análisis lineal, se utilizaron magnitudes de fuerzas correspondientes al sismo de diseño, reducidas por factores de ductilidad y sobre-resistencia según indica la normativa Nicaragüense,

En adición al análisis lineal, la estructura fue sometida a un análisis dinámico no lineal. Se observó que las magnitudes de las fuerzas internas, fuerzas de reacción en el análisis dinámico no lineal fueron siempre superiores a las obtenidas a partir del análisis lineal. Mientras que los desplazamientos en el rango no lineal usando Time History son inferiores a los obtenidos en el rango lineal.

De lo anterior se puede concluir que: 1) La irregularidad en planta no ocurre únicamente en base a la geometría de la estructura, también es debido a al comportamiento dinámico que presente la estructura, se conoce que una estructura presenta un comportamiento adecuado, cuando sus dos primeros modos de

vibración los realiza en términos traslacionales y presenta torsión dominante cuando en uno de estos dos primeros modo domina un comportamiento torsional.

2) Dado los resultados se puede decir que cuando las estructura presentan este comportamiento suelen ser más vulnerables antes un evento sísmico, dado que la estructura al ser sometida a un análisis Tiempo Historia en el Rango no lineal esta no incursiona más allá del desplazamiento lineal máximo en condiciones de colapso, incursionando al rango inelástico antes de los desplazamientos lineales limite calculado, dicho de otra forma la estructura colapsa antes de los desplazamientos limite calculado.

3) Los resultados obtenidos en este análisis nos permiten comprobar la hipótesis planteada en dicho estudio El desempeño sísmico en estructuras regulares geométricamente, al presentar torsión dominante y basado en fuerzas reducidas presenta diferencias en su evaluación sísmica en el rango no lineal, Es decir, para estructuras clasificadas con Torsión dominante, se observa diferencias en los resultados obtenidos a partir del análisis lineal con fuerzas reducidas.

XIII. RECOMENDACIONES

En el análisis de la estructura se demostró que estructuras regulares geométricamente pueden presentar comportamientos dinámicos torsionales envés de traslacionales en uno de sus dos primeros modos de vibración,
Es recomendable realizar un estudio para proponer un coeficiente de irregularidad que considere las características dinámicas de la estructura a través de los porcentajes de participación modal de la masa en sus dos primeros modos de vibración.

Para la norma nicaragüense es importante la aplicación de un factor de corrección al cortante basal por efecto de torsión, además de incorporar una penalización que permita diferenciar las estructuras que no requieran penalidad, que requieran penalidad severa y aquellas cuya torsión tendría que ser corregidas o rediseñadas.

Es de mucha importancia para la norma nicaragüense incluir dentro del reglamento, un procedimiento de análisis estructural aplicando análisis no lineal esto permite llevar a cabo una metodología de análisis más rigurosa y realista a estructuras que presentan torcionalidad.

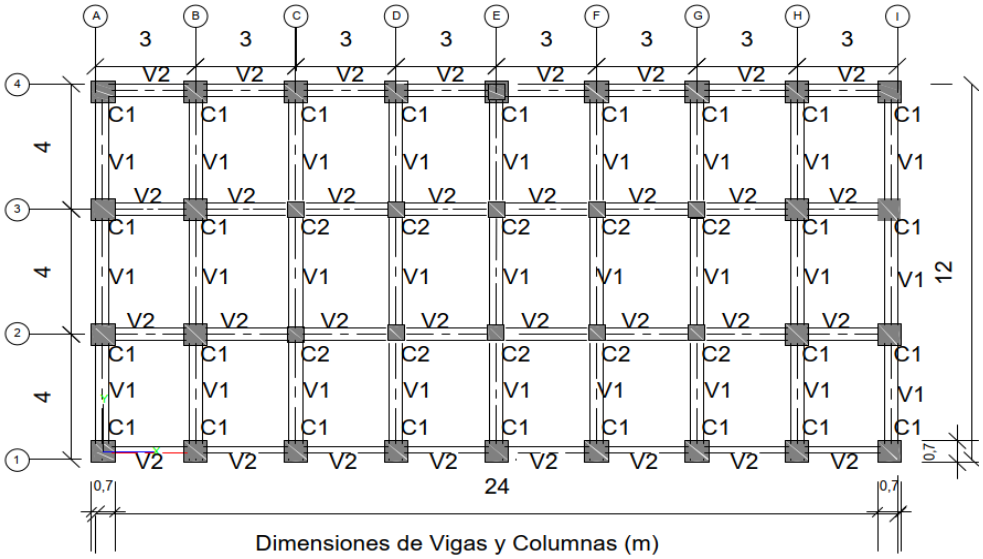
XII. BIBLIOGRAFÍA

- Ankaj Agarwal and Manish Shrikhande.(2006) Earthquake Resistant Design of Structures. Prentice-Hall, of India Private Limited, New Delhi.
- Aguiar, R. (2014). Análisis Matricial de Estructuras con CEINCI-LAB (Cuarta
- ed.). (D. d. Construcción, Ed.) Quito, Ecuador.
- Castillo, R.; Carr, A.J.; Restrepo, J.L., 2001, “The rotation of asymmetric plan structures”. Procedings of Conference of the New Zealand Society for Earthquake Engineering.
- Clough R.and Penzien J.(1993). Dinamics of structures. Edit. McGraw Hill Inc.New York
- De la Llera J.C. y Chopra A.K., (1994b), “Evaluation of code accidental-torsion provisions from building records”, Journal of Structural Engineering ASCE, Vol. 120, 597-616
- Hernández, Sampieri, Roberto, Carlos Fernández y Pilar Baptista. (2003) Metodología de la investigación (3 a edición) México: Mc Graw- hill
- Rosenblueth E., (1979), “Seismic design requirements in a 1976 Mexican Code”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 7, 49-61
- García, Luis E (1998). Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico. Editorial Universidad de los Andes. Bogotá, Colombia

ANEXOS

PLANTA DEL EDIFICIO

Vista en planta Nivel I

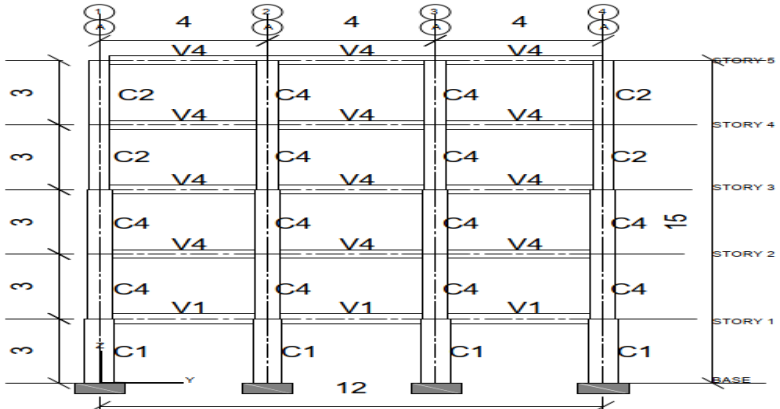


Dimensiones de Vigas y Columnas (m)

C1	0.70x0.70
C2	0.50x0.50
V1	0.35x0.50
V2	0.30x0.50

Esc. 1:50

Vista en elevación eje A

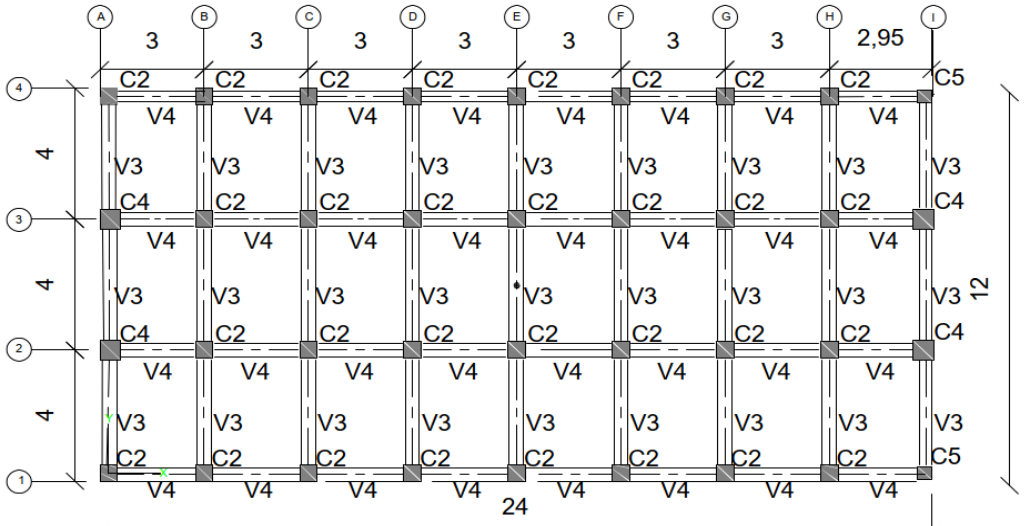


Dimensiones de Vigas y Columnas (m)

C1	0.70x0.70
C2	0.50x0.50
C4	0.60x0.60
V1	0.35x0.50
V4	0.35x0.40

Esc. 1:50

Vista en planta superior Nivel V

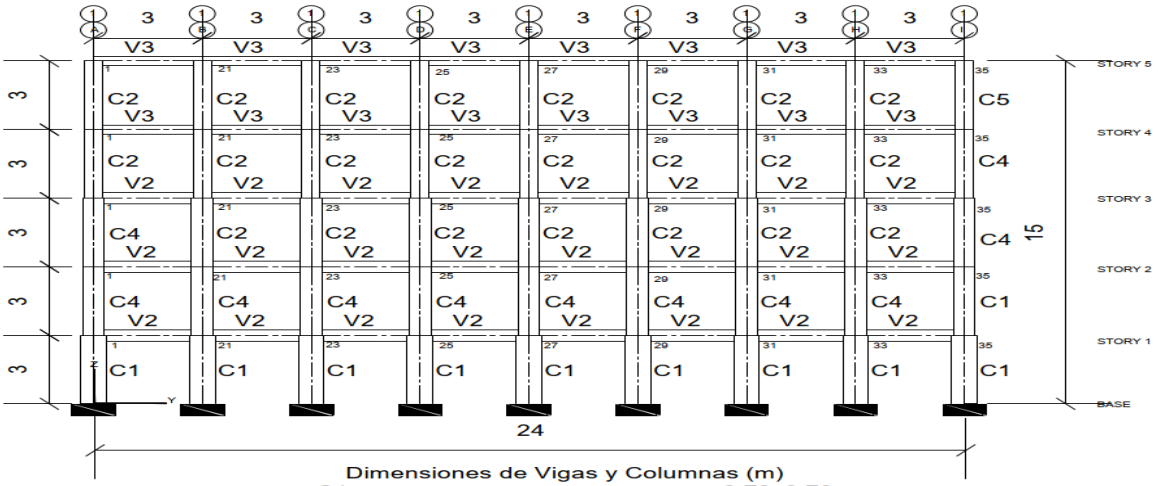


Dimensiones de Vigas y Columnas (m)

C2	0.50x0.50
C4	0.60x0.60
C5	0.40x0.40
V3	0.30x0.40
V4	0.35x0.40

Esc. 1:50

Vista en elevación eje 1



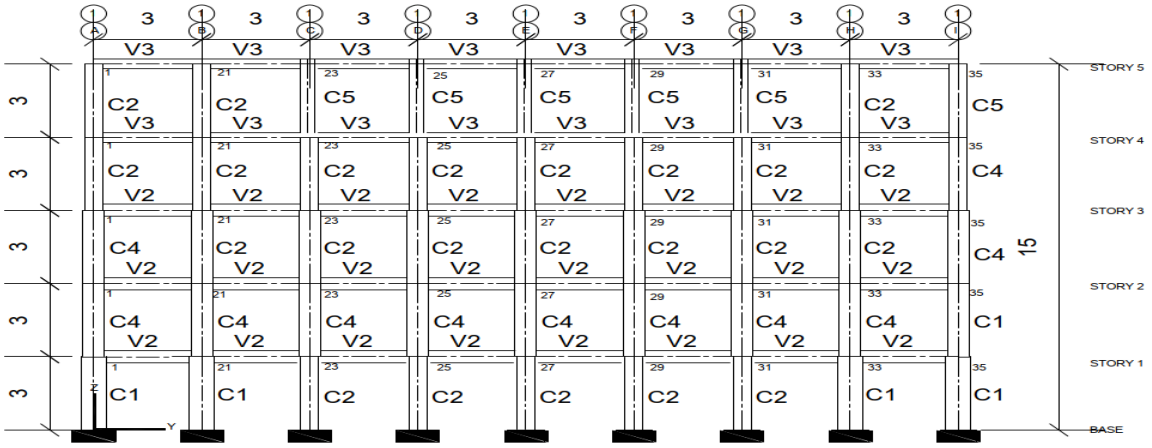
Dimensiones de Vigas y Columnas (m)

C1	0.70x0.70
C2	0.50x0.50
C4	0.60x0.60
C5	0.40X0.40
V2	0.30x0.50
V3	0.30x0.40

Esc. 1:50

Grafico 8.2 vistas en plantas y secciones del edificio

Vista en elevación eje 2

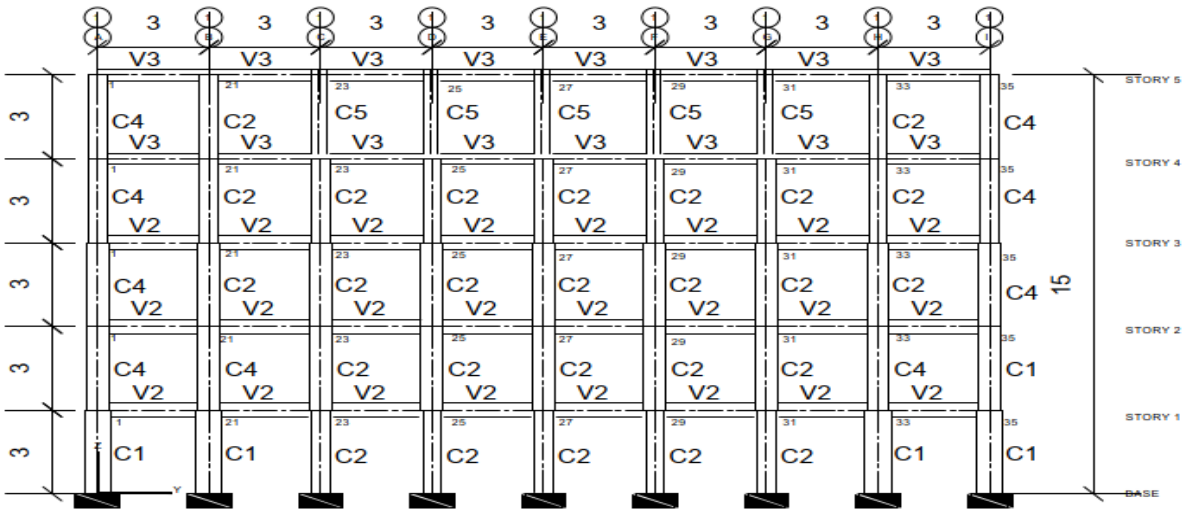


Dimensiones de Vigas y Columnas (m)

C1	0.70x0.70
C2	0.50x0.50
C4	0.60x0.60
C5	0.40X0.40
V2	0.30x0.50
V3	0.30x0.40

Esc. 1:50

Vista en elevación eje 3

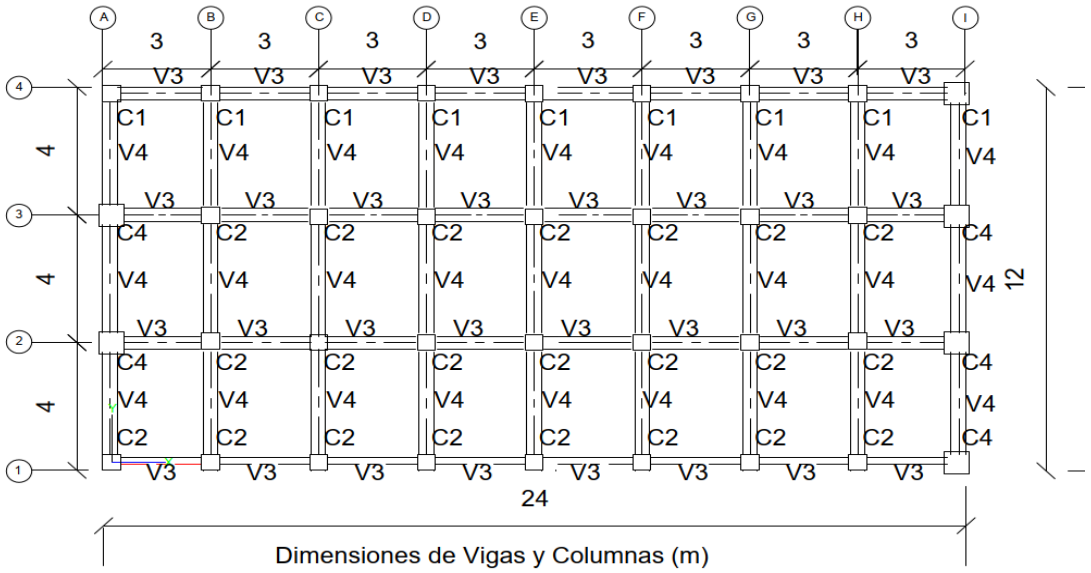


Dimensiones de Vigas y Columnas (m)

C1	0.70x0.70
C2	0.50x0.50
C4	0.60x0.60
C5	0.40X0.40
V2	0.30x0.50
V3	0.30x0.40

Esc. 1:50

Vista en planta Nivel IV

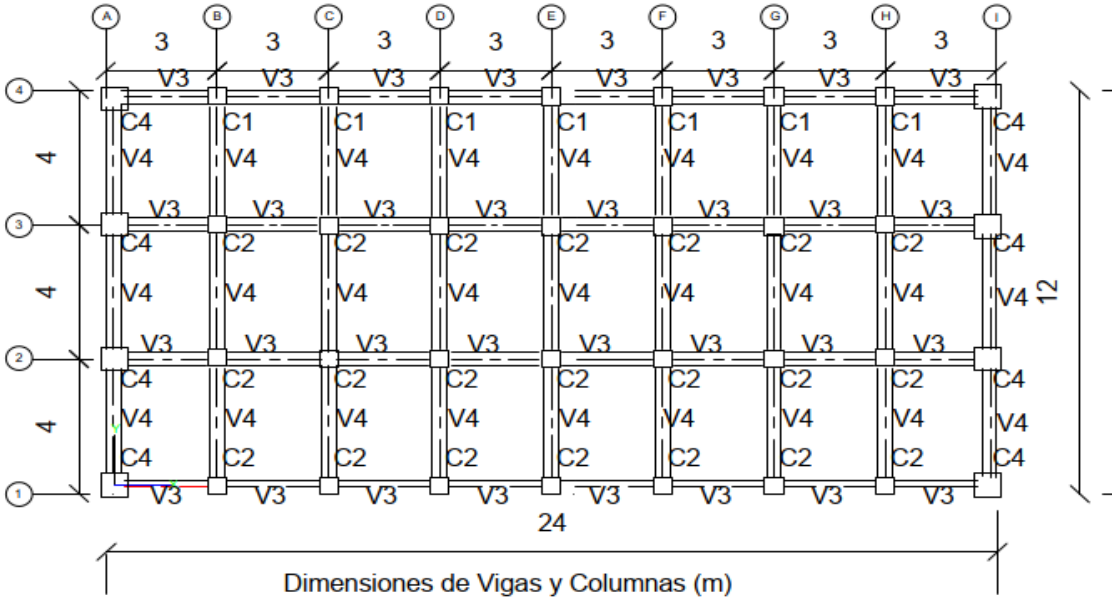


Dimensiones de Vigas y Columnas (m)

C4	0.60x0.60
C2	0.50x0.50
V3	0.30x0.50
V4	0.35x0.40

Esc. 1:50

Vista en planta Nivel III



Dimensiones de Vigas y Columnas (m)

C4	0.60x0.60
C2	0.50x0.50
V3	0.30x0.50
V4	0.35x0.40

Esc. 1:50

NIVEL IV

	Secc tranv	*Área strv (m²)*	
V0.35x0.4	***0.07***	***C50x50***	***0.25***
V0.30x0.4	***0.06***	***C60X60***	***0.36***
		C40x540	***0.16***

Dirección Dyy

W - Vigas

eje A	área secc trav(m2)	longitud(m)	W CR (Ton)	Cant elemt x eje	W total	∑
1--2	0.07	3.45	2.4	1	0.5796	
2--3	0.07	3.4	2.4	1	0.5712	
3--4	0.07	3.45	2.4	1	0.5796	1.7304
Eje B						
1--2	0.06	3.5	2.4	1	0.504	
2--3	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
3--4	0.06	3.5	2.4	1	0.504	1.596
Eje C						
1--2	0.06	3.5	2.4	1	0.504	
2--3	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
3--4	0.06	3.5	2.4	1	0.504	1.596
Eje D						
1--2	0.06	3.5	2.4	1	0.504	
2--3	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
3--4	0.06	3.5	2.4	1	0.504	1.596
Eje E						
1--2	0.06	3.5	2.4	1	0.504	
2--3	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
3--4	0.06	3.5	2.4	1	0.504	1.596
Eje F						
1--2	0.06	3.5	2.4	1	0.504	
2--3	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
3--4	0.06	3.5	2.4	1	0.504	1.596
Eje G						
1--2	0.06	3.5	2.4	1	0.504	
2--3	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
3--4	0.06	3.5	2.4	1	0.504	1.596
Eje H						
1--2	0.06	3.5	2.4	1	0.504	
2--3	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
3--4	0.06	3.5	2.4	1	0.504	1.596
Eje I						
1--2	0.07	3.45	2.4	1	0.5796	
2--3	0.07	3.4	2.4	1	0.5712	
3--4	0.07	3.45	2.4	1	0.5796	1.7304

Dirección Dxx

eje 1	área secc trav(m2)	longitud(m)	W CR (Ton)	Cant elemt x eje	W total (Ton)
A--I	0.06	2.5	2.4	8	2.928
Eje 2			2.4		
A--I	0.12	2.497	2.4	8	5.8489728
eje 3					
A--I	0.12	2.497	2.4	8	5.8489728
Eje 4					
A--I	0.12	2.5	2.4	8	5.856

35.1147456

Dirección DYY

Eje A	área secc trav(m2)	longitud(m)	W CR (Ton)	Cant elemt x eje	W total
Eje A1-A4	0.25	2.8	2.4	2	3.36
	0.36	2.8	2.4	2	4.8384
Eje B		2.8			
Eje-B1-B4	0.25	2.8	2.4	4	6.72
Eje C		2.8			
Eje -c1-c4	0.25	2.8	2.4	4	6.72
Eje D		2.8			
Eje -D1-D4	0.25	2.8	2.4	4	6.72
Eje E		2.8			
Eje -E1-E4	0.25	2.8	2.4	4	6.72
Eje F		2.8			
Eje -F1-F4	0.25	2.8	2.4	4	6.72
Eje G		2.8			
Eje -G1-G4	0.25	2.8	2.4	4	6.72
Eje H		2.8			
Eje -H1-H4	0.25	2.8	2.4	4	6.72
Eje I		2.8			
Eje -I1-I4	0.36	2.8	2.4	4	9.6768
		2.8			
W columnas					
eje -1 (A-I)	0.25	2.8	2.4	8	13.44
eje -1 (A-I)	0.36	2.8	2.4	1	2.4192
eje -2 (A-I)	0.36	2.8	2.4	2	4.8384
eje -2 (A-I)	0.25	2.8	2.4	7	11.76
eje-3 (A-I)	0.36	2.8	2.4	2	4.8384
eje-3 (A-I)	0.25	2.8	2.4	7	11.76
eje-4 (A-I)	0.25	2.8	2.4	8	13.44
eje -4 (A-I)	0.25	2.8	2.4	1	1.68
W losa					
area	Espesor		total		
251	0.2	2.4	120.48		
	W carga viva inc				
276	0.04		11.04		
W total N4					285

Centro de masa en la azotea Dxx				Centro de masa en la azotea Dyy			
	Cmx				Cmy		
A-I	yi	Wxi	XiWi	1--4	xi	Wyi	XiWi
Eje 1	0	18.7872	0	Eje A	0	9.9288	0
Eje 2	4	22.4473728	89.7894912	Eje B	3	8.316	24.948
Eje 3	8	22.4473728	179.5789824	Eje C	6	8.316	49.896
Eje 4	12	20.976	251.712	Eje D	9	8.316	74.844
Xi	6	131.52	789.12	Eje E	12	8.316	99.792
	∑ =	***216.1779***	***1310.200474***	Eje F	15	8.316	124.74
				Eje G	18	8.316	149.688
				Eje H	21	8.316	174.636
				Eje I	24	11.2728	270.5472
				Yi	12	120.48	1445.76
					∑ =	***199.8936***	***2414.8512***
CMx =		***6.061***		***CMy =***		***12.081***	

Nivel III

		Secc tranv	area de secc trav (m^2)		
	V0.35x0.4	0.07	C50x50	0.25	
Vigas	V0.30x0.5	0.09	C60X60	0.36	
Dirección Dyy			C40x540	0.16	

W - Vigas

eje A	área secc trav(m2)	longitud(m)	W CR (Ton)	# elementos x eje	W total	∑
1--2	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
2--3	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
3--4	0.07	3.5	2.4	1	0.588	1.764
Eje B						
1--2	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
2--3	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
3--4	0.07	3.5	2.4	1	0.588	1.764
Eje C						
1--2	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
2--3	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
3--4	0.07	3.5	2.4	1	0.588	1.764
Eje D						
1--2	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
2--3	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
3--4	0.07	3.5	2.4	1	0.588	1.764
Eje E						
1--2	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
2--3	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
3--4	0.07	3.5	2.4	1	0.588	1.764
Eje F						
1--2	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
2--3	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
3--4	0.07	3.5	2.4	1	0.588	1.764
Eje G						
1--2	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
2--3	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
3--4	0.07	3.5	2.4	1	0.588	1.764
Eje H						
1--2	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
2--3	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
3--4	0.07	3.5	2.4	1	0.588	1.764
Eje I						
1--2	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
2--3	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
3--4	0.07	3.5	2.4	1	0.588	1.764

Dirección Dxx

eje 1	área secc trav(m2)	longitud(m)	W CR (Ton)	Cant elemt x eje	W total (Ton)
A--I	0.09	2.5	2.4	8	4.32
Eje 2					
A--I	0.09	2.5	2.4	8	4.32
eje 3					
A--I	0.09	2.5	2.4	8	4.32
Eje 4					
A--I	0.09	2.5	2.4	8	4.32

33.156

W columnas		Dirección DYY			
Eje A					
Eje A1-A4	área secc trav(m2)	longitud(m)	W CR (Ton)	# elementos x eje	W total
	0.36	2.8	2.4	4	9.6768
Eje B					
Eje-B1-B4	0.25	2.8	2.4	4	6.72
Eje C					
Eje -c1-c4	0.25	2.8	2.4	4	6.72
Eje D					
Eje -D1-D4	0.25	2.8	2.4	4	6.72
Eje E					
Eje -E1-E4	0.25	2.8	2.4	4	6.72
Eje F					
Eje -F1-F4	0.25	2.8	2.4	4	6.72
Eje G					
Eje -G1-G4	0.25	2.8	2.4	4	6.72
Eje H					
Eje -H1-H4	0.25	2.8	2.4	4	6.72
Eje I					
Eje -I1-I4					
	0.36	2.8	2.4	4	9.6768
W columnas					
eje -1 (A-I)	0.25	2.8	2.4	7	11.76
eje -1 (A-I)	0.36	2.8	2.4	2	4.8384
eje -2 (A-I)	0.36	2.8	2.4	2	4.8384
eje -2 (A-I)	0.25	2.8	2.4	7	11.76
eje-3 (A-I)	0.36	2.8	2.4	2	4.8384
eje-3 (A-I)	0.25	2.8	2.4	7	11.76
eje-4 (A-I)	0.25	2.8	2.4	7	11.76
eje -4 (A-I)	0.25	2.8	2.4	2	3.36

W losa			
area	Espesor	P.comcret	total
276	0.2	2.4	134.688
	W carga viva inc		
276	0.04		11.04

W total azotea	299

	Centro de masa en la azotea Dxx			**Centro de masa en la azotea Dyy**			
	Ycm			Xcm			
A-I	yi	Wxi	XiWi	1--4	xi	Wyi	XiWi
Eje 1	0	20.9184	0	Eje A	0	11.4408	0
Eje 2	4	20.9184	83.6736	Eje B	3	8.484	25.452
Eje 3	8	20.9184	167.3472	Eje C	6	8.484	50.904
Eje 4	12	19.44	233.28	Eje D	9	8.484	76.356
yi(losa)	6	134.688	808.128	Eje E	12	8.484	101.808
	∑ =	***216.8832***	***1292.4288***	Eje F	15	8.484	127.26
				Eje G	18	8.484	152.712
				Eje H	21	8.484	178.164
				Eje I	24	11.4408	274.5792
				xi(losa)	12	134.688	1616.256
					∑ =	***216.9576***	***2603.4912***
Xcm =		***5.9591***		***Ycm=***		***12.000***	

NIVEL II

	Secc tranv	area de secc trav (m^2)			
V0.35x0.4	0.07	C50x50	0.25		
V0.30x0.5	0.09	C60X60	0.36	C40x540	0.16

Dirección Dyy

W - Vigas

eje A	área secc trav(m2)	longitud(m)	W CR (Ton)	Cant elemt x eje	W total	∑
1--2	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
2--3	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
3--4	0.07	3.5	2.4	1	0.588	1.764
Eje B						
1--2	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
2--3	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
3--4	0.07	3.5	2.4	1	0.588	1.764
Eje C						
1--2	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
2--3	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
3--4	0.07	3.5	2.4	1	0.588	1.764
Eje D						
1--2	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
2--3	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
3--4	0.07	3.5	2.4	1	0.588	1.764
Eje E						
1--2	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
2--3	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
3--4	0.07	3.5	2.4	1	0.588	1.764
Eje F						
1--2	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
2--3	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
3--4	0.07	3.5	2.4	1	0.588	1.764
Eje G						
1--2	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
2--3	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
3--4	0.07	3.5	2.4	1	0.588	1.764
Eje H						
1--2	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
2--3	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
3--4	0.07	3.5	2.4	1	0.588	1.764
Eje I						
1--2	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
2--3	0.07	3.5	2.4	1	0.588	
3--4	0.07	3.5	2.4	1	0.588	1.764

Dirección Dxx

eje 1	área secc trav(m2)	longitud(m)	W CR (Ton)	Cant elemt x eje	W total (Ton)	
A--I	0.09	2.5	2.4	8	4.392	
Eje 2			2.4			
A--I	0.09	2.5	2.4	8	4.392	
eje 3						
A--I	0.09	2.5	2.4	8	4.392	
Eje 4						
A--I	0.09	2.5	2.4	8	4.392	
					33.444	

Dirección DYY

Eje A	área secc trav(m2)	longitud(m)	W CR (Ton)	Cant elemt x eje	W total
Eje A1-A4	0.36	2.8	2.4	4	9.6768
Eje B					
Eje-B1-B4	0.36	2.8	2.4	4	9.6768
Eje C					
Eje -c1-c4	0.36	2.8	2.4	2	4.8384
C2-C3	0.25		2.4	2	0
Eje D		2.8			
Eje -D1-D4	0.36		2.4	2	0
D2-D3	0.25	2.8	2.4	2	3.36
Eje E					
Eje -E1-E4	0.36	2.8	2.4	2	4.8384
E2-E3	0.25		2.4	2	0
Eje F		2.8			
Eje -F1-F4	0.36		2.4	2	0
F2-F3	0.25	2.8	2.4	2	3.36
Eje G					
Eje -G1-G4	0.36		2.4	2	0
G2-G3	0.25	2.8	2.4	2	3.36
Eje H					
Eje -H1-H4	0.36	2.8	2.4	4	9.6768
Eje I					
Eje -I1-I4	0.36	2.8	2.4	4	9.6768
W columnas					
eje -1 (A-I)	0.25	2.8	2.4	0	0
eje -1 (A-I)	0.36	2.8	2.4	9	21.7728
eje -2 (A-I)	0.36	2.8	2.4	4	9.6768
eje -2 (A-I)	0.25	2.8	2.4	5	8.4
eje-3 (A-I)	0.36	2.8	2.4	4	9.6768
eje-3 (A-I)	0.25	2.8	2.4	5	8.4
eje-4 (A-I)	0.36	2.8	2.4	9	21.7728
eje -4 (A-I)	0.25	2.8	2.4	0	0
W losa					
area	Espesor	P.comcret	total		
276	0.2	2.4	134.688		
	W carga viva inc				
276	0.04		11.04		
W total N2					306

Centro de masa en la azotea Dxx				Centro de masa en la azotea Dyy			
	Cmx				Cmy		
A-I	yi	Wxi	XiWi	1--4	xi	Wyi	XiWi
Eje 1	0	26.1648	0	Eje A	0	11.4408	0
Eje 2	4	22.4688	89.8752	Eje B	3	11.4408	34.3224
Eje 3	8	22.4688	179.7504	Eje C	6	6.6024	39.6144
Eje 4	12	26.1648	313.9776	Eje D	9	5.124	46.116
Xi	6	145.728	874.368	Eje E	12	6.6024	79.2288
	∑ =	***242.9952***	***1457.9712***	Eje F	15	5.124	76.86
				Eje G	18	1.764	31.752
				Eje H	21	11.4408	240.2568
				Eje I	24	11.4408	274.5792
				Yi	12	134.688	1616.256
					∑ =	***205.668***	***2438.9856***
CMy =		***6.000***		***CMx =***		***11.859***	

SCRIPT EN MATLAB PARA DETERMINAR EL ESPECTRO DE DISEÑO DE MASAYA

```
format short
format compact
clc
acelera=[];
er=[];
S = 1.5;
a0 = 0.3;
d= 2.7*a0
Sd0= S*a0;
Sd = S*(2.7*a0);
T=[0:0.01:2.0];
Ta = 0.1;
Tb = 0.6;
Tc = 6;
j=1;
Q = 2
hon = 2
for i= 0 :0.01: 2.0

    if T(j)< Ta
        acelera(j)= S*(a0+(d-a0)*(T(j)/Ta));

    elseif T(j)>= Ta &&   T(j) <= Tb
        acelera(j)= Sd;

    elseif T(j) >= Tb && T(j)<= Tc
        acelera(j)= Sd*(Tb/T(j));

    elseif T(j) > Tc
        acelera(j)= Sd*(Tb/Tc)*(Tc/T(j))^2;

    end

    j = j+1;

end
size T
size acelera

plot (T,acelera/(Q*hon));
hold
 title('ESPECTRO DE DISEÑO ELASTICO Y ESPECT REDUCIDO');
plot(T,acelera); grid on

T
acelera
```

SCRIPT EN MATLAB PARA DETERMINAR LA MATRIZ KL

```
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%
% [KL]=MATRIXKL(nombre)
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%
% CG     Matriz de coordenadas generalizadas
% VC     Vector de colocación
% E      Modulo de elasticidad del material
% SS     Matriz de rigidez de la estructura
% b:     base de la sección transversal.
% h:     altura de la sección transversal.
% long: longitud del elemento.
% nombre Archivo de datos que contiene la base, la altura y la longitud
%        de cada uno de los elementos.
%
load S1.txt
     S = S1
nod=input('\n Número de nudos:');
np=input(' Numero de pisos:');
nr=input(' Numero de nudos restringidos:');
E=input(' Modulo de elasticidad:');
% Coordenadas Generalizadas
CG=zeros(nod,2);ngl=0;k=nr;
for i=1:np
    ngl=ngl+1;
    for j=1:nr
        k=k+1; CG(k,1)=ngl;
    end
end
for i=1:nod-nr
    ngl=ngl+1;
    k=nr+i; CG(k,2)=ngl;
end
ncol=np*nr; mbr=ncol+(nr-1)*np;nvig=mbr-ncol;
ici=0;icf=nr;
for i=1:ncol
    ici=ici+1; icf=icf+1;ini(i)=ici;fin(i)=icf;
end
ii=ncol;
for j=1:np
    ici=j*nr;
    for i=1:nr-1
        ii=ii+1;ici=ici+1;ini(ii)=ici;fin(ii)=ici+1;
    end
end
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%
% VECTOR DE COLOCACIÓN VC
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%
for i=1:mbr
   for k=1:2
      VC(i,k)= CG(ini(i),k);
      VC(i,k+2) = CG(fin(i),k);
   end
```

```
end
%-----------------------------------------------------------------------
--
% SECCIONES DE LA ESTRUCTURA
%-----------------------------------------------------------------------
--
for i=1:mbr
    B(i)=S(i,1);
    H(i)=S(i,2);
    L(i)=S(i,3);
end

fprintf ('\n Calcula con: Inercias gruesas, codigo=0. Con inercias
agrietadas, codigo=1');
icod=input('\n Ingrese codigo de inercias :');
%
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%
% CALCULO DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%
SS=zeros(ngl,ngl);
for i=1:mbr
    b=B(i);h=H(i);long=L(i);iner=b*h^3/12;ei=E*iner;
    if i<=ncol
        if icod==1
            iner=0.8*iner;ei=E*iner;
        end
        k(1,1)=12*ei/long^3;k(1,2)=-6*ei/long^2;k(1,3)=-
k(1,1);k(1,4)=k(1,2);
        k(2,1)=k(1,2);k(2,2)=4*ei/long;k(2,3)=-k(1,2);k(2,4)=2*ei/long;
        k(3,1)=k(1,3);k(3,2)=k(2,3);k(3,3)=k(1,1);k(3,4)=6*ei/long^2;
        k(4,1)=k(1,4);k(4,2)=k(2,4);k(4,3)=k(3,4);k(4,4)=k(2,2);
         else
        if icod==1
            iner=0.5*iner;ei=E*iner;
        end

k=zeros(4,4);k(2,2)=4*ei/long;k(2,4)=2*ei/long;k(4,2)=k(2,4);k(4,4)=k(2,2
);
    end
    for j=1:4
            jj=VC(i,j);
            if jj==0
                 continue
            end
            for m=1:4
                 mm=VC(i,m);
                 if mm==0
                      continue
                 end
                 SS(jj,mm)=SS(jj,mm)+k(j,m);
            end
    end
end
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%
```

```
% MATRIZ DE RIGIDEZ LATERAL
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%
na=np;nb=ngl-np;
Kaa=SS(1:na,1:na);
Kab=SS(1:na,na+1:ngl);
Kba=Kab';
Kbb=SS(na+1:ngl,na+1:ngl)
KL= Kaa-Kab*inv(Kbb)*Kba;
fprintf ('\n Matriz de rigidez lateral :');
%save c:\KL
%---fin---
```

SCRIPT EN MATLAB PARA DETERMINAR LA MATRIZ DE MASA Y MATRIZ DE AMORTIGUAMIENTO

```
% MATRIZ DE MASA
%-------------------------------------------------------------------------
 disty=abs(r(1))+abs(r(nx))
 distx=abs(r(nx+1))+abs(r(ntot));
for i=1:NP; masaD(i)=pesoD(i)/9.8;
    masaL(i)=pesoL(i)/9.8 ;
    mas(i)=masaD(i)+masaL(i);
    masa=zeros(NP,NP);
    for i=1:NP;
        mas(i)=Masa(i,1);
        masa(i,i)= mas(i);

    end
    mj=zeros(NP,NP);
    for i=1:NP,
        mj(i,i)= mas(i)*(distx^2+disty^2)/12;
    end
MASA=[masa    cero    cero;cero    masa    cero;cero     cero    mj]
PESO=0;
for i=1:NP; PESO=PESO+pesoD(i);
end;
end
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%
% MATRIZ DE AMORTIGUAMIENTO
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
 NP=5;
 seda = 0.05;

for i=1:3*NP
   zeda(i)=seda
 C=zeros(3*NP,3*NP)
end
Zeda = zeda'
 [V,D]=eig(KE,MASA);
 Wn=sqrt(D);
 W=diag(Wn);
 % ORDENANDO LAS FRECUENCIA Y MODOS DE VIBRACIÓN
 [W II] = sort(W);
 for i=1:3*NP
     fi(:,i)=V(:,II(i));
 end
```

```
 % CALCULOS DE LAS FRECUENCIAS
 T = 2*3.141592/W(1);
 ff = fi(:,i);
     mi=ff'*MASA*ff
     aux=2*zeda(i)*W(i)/mi;
%-------------------------------------------------------------------------
%     MATRIZ DE AMAOTIGUAMIENTO
%-------------------------------------------------------------------------
     C=C+aux.*MASA*ff*ff'*MASA
End
```

SCRIPT EN MATLAB PARA EL CÁLCULO ESPECTRAL DINÁMICO

```
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
M3D = anlisModal3d
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
% NP Número de piso en la estructura
% iejes # de ejes de columnas en direccion de analisis sismico.
% alt  Vector que contine las alturas a cada piso medido desde la base.
% pesoD Vector que contiene la carga muerta D de cada piso.
% pesoL Vector que contiene el porcentaje de carga viva L de cada piso.
% KL    Matriz que contiene las matrices de rigidez lateral de todos los
%       porticos, con inercias agrietadas. Primero los de sentido X.
% KL   Matriz que contiene las matrices de rigidez lateral de todos los
%       porticos con inercias gruesas. Primero los de sentido X.
% r     Vector que contiene la distancia del portico al centro de masa,
de
%       cada uno de los porticos, con signo, positivo antihorario.
% PESO Peso total Reactivo.                   V    Cortante Basal

load KL.txt
load r.txt


NP=length(alt); for i=1:NP-1; j=NP-i+1; alt(j)=alt(j)-alt(j-1);end;
ntot=input ('\n Número total de pórticos de la estructura :');
fprintf ('\n Códigos para análisis sísmico: Sentido X=1  Sentido Y=2');
isismo=input ('\n Ingrese código de sentido de análisis sísmico :');
if isismo==1;nx=iejes; ny=ntot-nx;else;ny=iejes; nx=ntot-ny;end;
%%-----------------------------------------------------------------------
---
% SUBMATRICES DE RIGIDEZ : KEE
%%-----------------------------------------------------------------------
---
Kxx=zeros(NP,NP);
Kyy=zeros(NP,NP);
Kteta=zeros(NP,NP);
cero=zeros(NP,NP);
Kxt=zeros(NP,NP);
Kyt=zeros(NP,NP);
for k=1:NP;identidad(k,k)=1;
end;
for i=1:ntot
    for k=1:NP
        rtet(k,k)=r(i)
    end
```

```
    rteta=rtet*rtet;
    ji=NP*(i-1)+1
    jf=NP*(i-1)+NP
    if i<=nx
        Kxx=Kxx+KL(ji:jf,1:NP);
        Kxt=Kxt+KL(ji:jf,1:NP)*rtet
        Kteta=Kteta+KL(ji:jf,1:NP)*rteta ;
        A(ji:ji+NP-1,:)=[identidad    cero    rtet] ;
    else
        Kyy=Kyy+KL(ji:jf,1:NP);Kyt=Kyt+KL(ji:jf,1:NP)*rtet;
        Kteta=Kteta+KL(ji:jf,1:NP)*rteta;
        A(ji:ji+NP-1,:)=[cero    identidad    rtet] ;
    end
end
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
% MATRIZ DE RIGIDEZ ESPACIAL CON 3 GRADOS DE LIBERTAD POR PLANTA
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
KE=[Kxx     cero     Kxt;cero     Kyy      Kyt;Kxt     Kyt     Kteta]
%-------------------------------------------------------------------------
--
% MATRIZ DE MASA
%-------------------------------------------------------------------------
--
 disty=abs(r(1))+abs(r(nx))
 distx=abs(r(nx+1))+abs(r(ntot));
for i=1:NP; masaD(i)=pesoD(i)/9.8;
    masaL(i)=pesoL(i)/9.8 ;
    mas(i)=masaD(i)+masaL(i);
    masa=zeros(NP,NP);
    for i=1:NP;
        mas(i)=Masa(i,1);
        masa(i,i)= mas(i);

    end
    mj=zeros(NP,NP);
    for i=1:NP,
        mj(i,i)= mas(i)*(distx^2+disty^2)/12;
    end
MASA=[masa    cero    cero;cero    masa    cero;cero     cero    mj]
PESO=0;
for i=1:NP; PESO=PESO+pesoD(i);
end;
end

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
% CALCULO DEL PERIODO DE VIBARCIÓN DE LA ESTRUCTURA
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
[V,D]=eig(KE,MASA);

W=sqrt(diag(D));
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%
% Se ordenan las frecuencias y los modos de vibración de menor a mayor
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%
```

```
[Wn,II]=sort(W);
for i=1:3*NP;
%-------------------------------------------------------------------------
 % MODOS DE VIBRACIÓN
    fi(:,i)=V(:,II(i))

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
 % PERIODO DE VIBRACIÓN
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
    T(i)=2*pi/Wn(i)
end;
%-------------------------------------------------------------------------
--
%Factores de participación modal(gama)
%-------------------------------------------------------------------------
--
for i=1:NP;
    bb(i)=1;
    cer(i)=0;
end;
bb=bb';
cer=cer';
if isismo==1
    B=[bb; cer; cer];
else
    B=[cer; bb; cer];
end
NUM=fi'*MASA*B;
DEN=diag(fi'*MASA*fi);
for i=1:3*NP;
   gama(i)=abs(NUM(i)/DEN(i))

end
% ACELERACIONES ESPECTRALE MODALES
% Se deben ingresar las aceleraciones sa en (m/s2), para cada uno de los
% periodos calculados
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
% vector de aceleraciones espectrales
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
load Ad.txt

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
% FUERZAS MODALES EN EL CENTRO DE MASA (P)
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
--
masafi=MASA*fi;
gamaAd = (gama.*Ad)'
for i=1:3*NP;
    for j=1:3*NP;
    P(j,i) = gamaAd(i)*masafi(j,i);
    end
end
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%
% CÁLCULO DE LOS CORTANTES MODALES EN CM
```

```
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%
V = zeros(3*NP,3*NP);
for i=1:3*NP;
    for j=1:NP;
        k= NP+1-j;
        if k==NP;

          V(k,i)=V(k,i)+P(k,i);
          V(k+NP,i)=V(k+NP,i)+P(k+NP,i);
        else
         V(k,i)= V(k+1,i)+P(k,i);
         V(k+NP)=V(k+NP+1,i)+P(k+NP,i);
        end
    end
end
CORTANTESDX=V(1:5,2)
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
% COMBINACIÓN DE LOS CORTANTES MODALES SEGUN EL CRITERIO SRSS
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
for i=1:3*NP
    RRR(i)=0;
    RR(i)=0;
    for j= 1:3*NP;
        RRR(i) = RRR(i)+abs(V(i,j));
         RR(i) = RR(i)+V(i,j)*V(i,j);

    end
    Corte(i) = sqrt(RR(i));
end
      Corte = Corte' ;

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%
 % CALCULO DE LAS FUERZAS LATERALES EN CM PROVENIENTES DE LOS CORTANTES
 % SEGÚN CRITERIO SRSS

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%
 for i = 1:NP
     j= NP+1-i;
     if j== NP
         F(j) =Corte(j);
         F(j+NP)=Corte(j+NP);
         F(j+2*NP)=0;
     else
         F(j)= Corte(j)-Corte(j+1);
         F(j+NP)= Corte(j+NP)-Corte(j+NP+1);
         F(j+2*NP)=0;
     end
 end
 F= F';
 %fprintf('\n Fuerzas laterales en centro de masa');
 F
 % CÁLCULO DE LOS DESPLAZAMIENTOS LATERALES ELÁSTICO EN EL CM en (mm)
 d = (KE\F)*1000;
desplazamientosDX = d(1:5,1)
```

```
  %fprintf('\n desplazamientos laterales en centro de masa');
 % d;
  Wn
  T


end
```

SCRIPT EN MATLAB DE ESPACIO DE ESTADO, PARA DETERMINAR LA RESPUESTA EN EL TIEMPO.

```
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%
% RUTINA PARA EL CÁLCULO DE LA RESPUESTA EN EL TIEMPO USANDO
% ESPACIO DE ESTADO
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%
function [V]=espacioestado(EST)
NP=input ('\n Número PISOS? :');
seda=input ('\n Ingrese la fracción de amortiguamiento modal SEDA :');
ntot=input ('\n Número total de pórticos de la estructura :');
fprintf ('\n Código de análisis sísmico: Sentido X=1  Sentido Y=2');
isismo=input ('\n Ingrese código de sentido de análisis sísmico :');
iejes=input ('\n Ingrese el # de ejes de columnas en el sentido de
análisis sísmico :');
ti=input ('\n Ingrese el tiempo inicial del acelerograma   ti=');
tf=input ('\n Ingrese el tiempo final del acelerograma   tf=');
dt=input('Ingresar intervalo de tiempo en el que se quiere iterar  dt=');
%Lectura de las matrices KL (Rigidez lateral de los pórticos)
load KL.txt
KLG=KL;
%Lectura de las matrices r
load r.txt
RT=r;
% Lectura de los archivos correspondientes al acelerograma del eje X
load x.txt
x=x'; % Tiempos
load sgx.txt
sgx=sgx'; % Aceleraciones
% Lectura de los archivos correspondientes al acelerograma del eje Y
load sgy.txt
sgy=sgy'; % Aceleraciones
% Identificación del archivo correspondiente al sentido del sismo.
if isismo==1;
    sg=sgx;
else
    sg=sgy;
end;
% Intervalo de tiempo en el que se quiere iterar:
t = ti:dt:tf ;
Sgiter=interp1(x,sg,t,'linear');
nt = fix((tf-ti)/dt) ;
% Unirlos en una sola variable (matriz x;Sgiter):
sismo1 = [Sgiter'];
save sismo1.dat sismo1 -ascii
% Llamar al archivo del sismo1:
```

```
load sismo1.dat
% Identificación de los ejes en X y ejes Y
rs=zeros(3*NP,3);
if isismo==1;
    nx=iejes;
    ny=ntot-nx;
    var=2;
    for j=1:NP;
        rs(j,1)=1;
    end;
else
    ny=iejes;
    nx=ntot-ny;
    var=1;
    for j=1:NP;
        rs(j+NP,2)=1;
    end;
end;
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%
% CÁLCULO DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ EN EL ESPACIO CON 3GDL POR PISO
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%
% Submatrices de rigidez: KEE
Kxx=zeros(NP,NP);
Kyy=zeros(NP,NP);
Kteta=zeros(NP,NP);
cero=zeros(NP,NP);
Kxt=zeros(NP,NP);
Kyt=zeros(NP,NP);
for k=1:NP;
    identidad(k,k)=1;
end;
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%
%MATRIX KE
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%
te=input('\n Tipo de estructura ( CM Colineal en todas las plantas =1 ;
CM no colineal=2 \n ');
if te==1
    for i=1:ntot
        for k=1:NP
            rtet(k,k)=r(i);
        end
        rteta=rtet*rtet;
        ji=NP*(i-1)+1;
        jf=NP*(i-1)+NP;
        if i<=nx
            Kxx=Kxx+KLG(ji:jf,1:NP);
            Kxt=Kxt+KLG(ji:jf,1:NP)*rtet;
            Kteta=Kteta+KLG(ji:jf,1:NP)*rteta;
            A(ji:ji+NP-1,:)=[identidad cero rtet];
        else
            Kyy=Kyy+KLG(ji:jf,1:NP);
            Kyt=Kyt+KLG(ji:jf,1:NP)*rtet;
            Kteta=Kteta+KLG(ji:jf,1:NP)*rteta;
```

```
            A(ji:ji+NP-1,:)=[cero identidad rtet];
        end
    end
    KS=[Kxx cero Kxt;cero Kyy Kyt;Kxt Kyt Kteta];
elseif te==2;
    rtet=zeros(NP,NP);
    nol=1;
     for i=1:ntot;
        rtet=RT(nol:i*NP,:);
        nol=nol+NP;
        rteta=rtet*rtet;
        ji=NP*(i-1)+1;
        jf=NP*(i-1)+NP;
        if i<=nx
            Kxx=Kxx+KLG(ji:jf,1:NP);
            Kxt=Kxt+KLG(ji:jf,1:NP)*rtet;
            Kteta=Kteta+KLG(ji:jf,1:NP)*rteta;
            A(ji:ji+NP-1,:)=[identidad cero rtet];
            for k=1:NP;
                if rtet(k,k)==0;
                    A(k+lump,:)=0;
                else
                end
            end;
            lump=lump+NP;
        else
            Kyy=Kyy+KLG(ji:jf,1:NP);
            Kyt=Kyt+KLG(ji:jf,1:NP)*rtet;
            Kteta=Kteta+KLG(ji:jf,1:NP)*rteta;
            A(ji:ji+NP-1,:)=[cero identidad rtet];
            for k=1:NP;
                if rtet(k,k)==0;
                    A(k+lump,:)=0;
                else
                end
            end;
                lump=lump+NP;
        end
    end
    KS=zeros(3*NP,3*NP);
    for i=1:ntot;
        rtet=RT(nol:i*NP,:);
        ji=NP*(i-1)+1;
        jf=NP*(i-1)+NP;
        genvarname('AUP',  num2str(i));
        eval(['AUP' num2str(i) ' =A(ji:ji+NP-1,:) ']);
        genvarname('KLG',  num2str(i));
        eval(['KLG' num2str(i) ' =KLG(ji:jf,1:NP) ']);
        genvarname('KE',  num2str(i));
        wwr= eval(['AUP' num2str(i)]);
        FIT=@transpose;
        Y=feval(FIT, wwr);
        eval(['KE' num2str(i) '= Y'  '*KLG' num2str(i) '*AUP'
num2str(i)]);
        KS=KS+eval(['KE' num2str(i)]);
    end
end
```

```
% Matriz de rigidez espacial con 3 grados de libertad por planta
fprintf ('\n Matriz de rigidez con base empotrada')
KS
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%
% FORMACIÓN DE LA MATRIZ DE MASA
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%
% Lectura de las masas rotacionales y traslacionales de piso
load MMASA.txt
MS =MMASA;
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%
% CÁLCULO DE LA MATRIZ DE AMORTIGUAMIENTO, TIPO WILSON Y PENZIEN (1982)
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%
for i=1:3*NP;
     zeda(i)=seda;
end;zeda=zeda';
CS=zeros(3*NP,3*NP);
[V,D]=eig(KS,MS);
W=sqrt(diag(D));
% Se ordenan las frecuencias y los modos de vibración de menor a mayor
[Wn,II]=sort(W);
for i=1:3*NP;
    fi(:,i)=V(:,II(i));
end;
% Cálculo de los períodos correspondientes a las frecuencias
ngl=length(KS);
for gh=1:ngl
    T(gh)=2*3.141592/Wn(gh);
end
T=T';
for i=1:3*NP
   ff=fi(:,i);
   mi=ff'*MS*ff;
   aux=2*zeda(i)*Wn(i)/mi;
   CS=CS+aux.*MS*ff*ff'*MS;
end
fprintf('\n Matriz de amortiguamiento con base empotrada')
CS
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%
%  CÁLCULO DE LA RESPUESTA EN EL TIEMPO CON EL MÉTODO ESPACIO-ESTADO
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%
if isismo==1
     rs=rs(:,1);
else
    rs=rs(:,2);
end
% APLICACIÓN DEL  PROCEDIMIENTO ESPACIO-ESTADO
%*--------------------------------------------*
J=rs;
Qo=MS*rs*(-1);
ngl=length(KS);
n = length(MS);
```

```
% Matriz F
CERO=zeros(ngl,ngl);
IDENT=eye(ngl,ngl);
MIK=(-1)*inv(MS)*KS;
MIC=(-1)*inv(MS)*CS;
F=[CERO    IDENT; MIK      MIC];
% Exponencial de la matriz F multiplicado por dt
A1=expm(dt*F);
% Matrices P1 y P2
IDEN=eye(2*ngl,2*ngl);
P1=inv(F)*(A1-IDEN);
P2=inv(F)*((1/dt)*P1-A1);
% Vector r de cargas sísmicas
for i=1:ngl;
    NULO(i)=0;
end
MIQ=inv(MS)*Qo;
% Respuesta en el tiempo
n1=length(sismo1);
for i=1:2*ngl;
    for j=1:n1;
       Xk(i,j)=0;
    end
end
for i=1:n1-1
    MCARGA(:,i)=MIQ*sismo1(i);
    MCARGA2(:,i)=MIQ*sismo1(i+1);
    rk(:,i)=[NULO'; MCARGA(:,i)];
    rk2(:,i)=[NULO'; MCARGA2(:,i)];
    factor1(:,i)=P1*rk2(:,i);
    factor2(:,i)=P2*(rk2(:,i)-rk(:,i));
    Xk2(:,i)=A1*Xk(:,i)+factor1(:,i)+factor2(:,i);
    Xk(:,i+1)=Xk2(:,i);
end
% Aceleración:
% EN CONDICIONES INICIALES
Vk(:,1)=F*Xk(:,1)+rk(:,1);
for i=1:n1-1
    Vk(:,i+1)=F*Xk(:,i+1)+rk2(:,i);
end
%*----------*
% RESULTADOS
%*----------*
sdof = length(KS);
% Desplazamiento:
for i=1:sdof;
    for j=1:n1;
        depl(i,j)=Xk(i,j);
    end
end
% Velocidad:
qq=sdof+1;
for i=1:sdof;
    for j=1:n1;
        vel(i,j)=Xk(qq,j);
    end
    qq=qq+1;
```

```
end
% Aceleración:
aa=sdof+1;
for i=1:sdof;
    for j=1:n1;
        accl(i,j)=Vk(aa,j);
    end
    aa=aa+1;
end
% Aceleración:
disp('Aceleración en m/s^2 de todos los grados de libertad');
disp('          ');
for i=1:n
    l{i}=[' a ',num2str(i)];
end
Z = ['t(s)',l];
disp(Z);
disp([t' accl']);
% Velocidad:
disp('Velocidad en m/s de todos los grados de libertad');
disp('          ');
for i=1:n
    l{i}=[' v ',num2str(i)];
end
Z = ['t(s)',l];
disp(Z);
disp([t' vel']);
% Desplazamiento:
disp('Desplazamiento en m de todos los grados de libertad');
disp('          ');
for i=1:n
    l{i}=[' d ',num2str(i)];
end
Z = ['t(s)',l];
disp(Z);
disp([t' depl']);
%%-----------------------------------------------------------------
% DETERMINACIÓN DE LA CASILLA DONDE SE DA EL CAMBIO DE SIGNO:
%-----------------------------------------------------------------
% Desplazamiento:
for f=1:sdof
    hdepl(:,f)=0;
    for j=1:nt
        if depl(f,j)>0 & depl(f,j+1)<0 | depl(f,j)<0 & depl(f,j+1)>0
            hdepl(:,f)=hdepl(:,f)+1;
            gdepl(f,hdepl(:,f))=j;
            tmax1(f,hdepl(:,f))=t(gdepl(f,hdepl(:,f)));
            velmax(f,hdepl(:,f))=vel(f,gdepl(f,hdepl(:,f)));
        else
            j=j+1;
        end
    end
end
% Velocidad:
for f=1:sdof
         hvel(:,f)=0;
         for j=1:nt
```

```
            if vel(f,j)>0 & vel(f,j+1)<0 | vel(f,j)<0 & vel(f,j+1)>0
                hvel(:,f)=hvel(:,f)+1;
                gvel(f,hvel(:,f))=j;
                tmax2(f,hvel(:,f))=t(gvel(f,hvel(:,f)));
                acclmax(f,hvel(:,f))=accl(f,gvel(f,hvel(:,f)));
            else
                j=j+1;
            end
        end
end
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
% CALCULO VALORES MÁXIMOS ABSOLUTOS
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
% Velocidad:
if hdepl(:,f)==0
    disp('NO EXISTE MAXIMO DE VELOCIDAD');
else
    for f=1:sdof
        velmaxabs(f,:)=max(abs(velmax(f,:)));
    end
end
% Aceleración:
if hvel(:,f)==0
    disp('NO EXISTE MAXIMO DE ACELERACIÓN');
else
    for f=1:sdof
        acclmaxabs(f,:)=max(abs(acclmax(f,:)));
    end
end
% Desplazamiento:
for f=1:sdof
    deplmaxabs(f,:)=max(abs(depl(f,:)));
end
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
% TIEMPOS MAXIMOS ABSOLUTOS
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
% Transformación de la matriz aceleración máxima solo valores positivos.
if  hvel(:,f)==0
    disp('NO EXISTE MAXIMO DE ACELERACION');
else
    for f=1:sdof
        for u=1:hvel(:,f)
            if acclmax(f,u)<0
                acclposi(f,u)=-acclmax(f,u);
            else
                acclposi(f,u)=acclmax(f,u);
            end
        end
    end
end
% Transformación de la matriz velocidad máxima solo valores positivos.
if hdepl(:,f)==0
    disp('NO EXISTE MAXIMO DE VELOCIDAD');
else
    for f=1:sdof
        for uv=1:hdepl(:,f)
            if velmax(f,uv)<0
```

```
                velposi(f,uv)=-velmax(f,uv);
            else
                velposi(f,uv)=velmax(f,uv);
            end
        end
    end
end
% Transformación de los vectores de desplazamiento solo valores
positivos.
for f=1:sdof
    for jj=1:nt+1
        if depl(f,jj)<0
            deplposi(f,jj)=-depl(f,jj);
        else
            deplposi(f,jj)=depl(f,jj);
        end
    end
end
% Tiempo que nos da la aceleración máxima absoluta.
if  hvel(:,f)==0
    disp('NO EXISTE MAXIMO DE ACELERACION');
else
    for i=1:sdof
        if acclposi(i,:)==0
            columnaccl(i,:)=0;
            filaccl(i,:)=0;
        else

[filaccl(i,:),columnaccl(i,:)]=find(acclposi==max(max(acclposi(i,:))));
             tmax2abs(i,:)=tmax2(i,columnaccl(i,:));
        end
    end
end
% Tiempo que nos da la velocidad máxima absoluta.
if hdepl(:,f)==0
    disp('NO EXISTE MAXIMO DE VELOCIDAD');
else
    for ii=1:sdof
        if velposi(ii,:)==0
            columnadepl(ii,:)=0;
            filadepl(ii,:)=0;
        else

[filadepl(ii,:),columnadepl(ii,:)]=find(velposi==max(max(velposi(ii,:))))
;
            tmax1abs(ii,:)=tmax1(ii,columnadepl(ii,:));
        end
    end
end
% Tiempo que nos da el desplazamiento máximo absoluto.
for ii=1:sdof

[filadeplabs(ii,:),columnadeplabs(ii,:)]=find(deplposi==max(max(deplposi(
ii,:))));
    tmax0abs(ii,:)=t(columnadeplabs(ii,:));
end
% RESULTADOS MÁXIMOS FINALES
```

```
%----------------------------
% Aceleración máxima:
disp('     ');
disp('RESULTADOS MÁXIMOS FINALES');
disp('           ');
if  hvel(:,f)==0
    disp('No existe máximo de ACELERACION');
else
    if acclmaxabs(:,1)==0
        disp('No existen valores máximos');
    else
        disp('    Tiempo  Aceleración máxima');
        disp([tmax2abs   acclmaxabs]);
    end
end
% Velocidad máxima:
if hdepl(:,f)==0
    disp('No existe máximo de VELOCIDAD');
else
    if velmaxabs(:,1)==0
        disp('No existen valores máximos');
    else
        disp('    Tiempo  Velocidad máxima');
        disp([tmax1abs    velmaxabs]);
    end
end
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
% Desplazamiento máximo:
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
disp('     ');
disp('    Tiempo  Desplazamiento máximo (m)')
disp([tmax0abs     deplmaxabs])
% GRÁFICAS
%----------
% Gráfico de Aceleración vs Tiempo en todos los grados de libertad
figure(1)
for i=1:n
    grid on
    hold on;
    color1=[rand rand rand];
    plot(t,accl(i,:),'color',color1);
    title ('Gráfico de aceleración vs tiempo')
    xlabel('Tiempo (s)') ;ylabel('Aceleración (m/s^2)') ;
   a{i}=['Aceleración ', num2str(i)];
 set(legend(a),'Location','BestOutside')
 hold off;
 l{i}=['Aceleración ',num2str(i)];
end
%Gráfico de Velocidad vs Tiempo en todos los grados de libertad
figure(2)
for i=1:n
 grid on
 hold on;
 color1=[rand rand rand];
 plot(t,vel(i,:),'color',color1);
 title ('Gráfico de velocidad vs tiempo')
 xlabel('Tiempo (s)') ;ylabel('Velocidad (m/s)') ;
```

```
 a{i}=['Velocidad ',num2str(i)];
 set(legend(a),'Location','BestOutside')
 hold off;
end
%Gráfico de Desplazamiento vs Tiempo en todos los grados llibertad
figure(3)
for i=1:n
 grid on
 hold on;
 color1=[rand rand rand];
 plot(t,depl(i,:),'color',color1);
 title ('Gráfico de desplazamiento vs tiempo')
 xlabel('Tiempo (s)') ;
 ylabel('Desplazamiento (m)')
 a{i}=['Desplazamiento ',num2str(i)];
 set(legend(a),'Location','BestOutside')
 hold off;
end
```

Parte de las aceleraciones del sismo de Managua Dyy
PEER NGA STRONG MOTION DATABASE RECORD
Managua Nicaragua-01, 12/23/1972, Managua ESSO, 90

ACCELERATION TIME SERIES IN UNITS OF G
NPTS= 9139, DT= .0050 SEC,

-3.92E-03 -4.01E-03 -4.10E-03 -4.18E-03 -4.25E-03
-4.32E-03 -4.38E-03 -4.45E-03 -4.52E-03 -4.62E-03
-4.74E-03 -4.92E-03 -5.15E-03 -5.46E-03 -5.83E-03
-6.24E-03 -6.66E-03 -7.09E-03 -7.50E-03 -7.90E-03
-8.30E-03 -8.69E-03 -9.06E-03 -9.35E-03 -9.47E-03
-9.33E-03 -8.81E-03 -7.83E-03 -6.46E-03 -4.90E-03
-3.41E-03 -2.23E-03 -1.46E-03 -9.90E-04 -8.71E-04
-1.24E-03 -2.10E-03 -3.29E-03 -4.60E-03 -5.96E-03
-7.26E-03 -8.26E-03 -8.83E-03 -9.10E-03 -9.38E-03
-9.76E-03 -1.03E-02 -1.11E-02 -1.22E-02 -1.34E-02
-1.46E-02 -1.58E-02 -1.69E-02 -1.79E-02 -1.85E-02
-1.89E-02 -1.89E-02 -1.82E-02 -1.67E-02 -1.44E-02
-1.15E-02 -8.36E-03 -4.86E-03 -1.37E-03 1.39E-03
3.18E-03 4.13E-03 4.06E-03 3.11E-03 1.69E-03
-7.13E-06 -1.94E-03 -4.00E-03 -6.14E-03 -8.07E-03
-9.52E-03 -1.13E-02 -1.35E-02 -1.60E-02 -1.88E-02
-2.20E-02 -2.53E-02 -2.82E-02 -3.08E-02 -3.31E-02
-3.45E-02 -3.50E-02 -3.49E-02 -3.40E-02 -3.25E-02
-3.07E-02 -2.87E-02 -2.69E-02 -2.51E-02 -2.23E-02
-1.76E-02 -1.12E-02 -4.12E-03 2.50E-03 7.88E-03
1.15E-02 1.30E-02 1.33E-02 1.31E-02 1.26E-02
1.18E-02 1.07E-02 9.37E-03 7.93E-03 6.07E-03
3.94E-03 1.77E-03 -5.75E-04 -3.34E-03 -6.28E-03
-9.44E-03 -1.29E-02 -1.72E-02 -2.29E-02 -2.96E-02

-3.77E-02 -4.65E-02 -5.48E-02 -6.22E-02 -6.78E-02
-6.90E-02 -6.53E-02 -5.75E-02 -4.66E-02 -3.41E-02
-2.11E-02 -9.22E-03 -2.62E-03 -1.12E-03 -1.42E-03
-2.49E-03 -3.96E-03 -5.62E-03 -7.15E-03 -8.18E-03
-8.38E-03 -7.63E-03 -5.83E-03 -3.34E-03 -8.33E-04
8.82E-04 7.82E-04 -2.06E-03 -8.00E-03 -1.70E-02
-2.82E-02 -4.02E-02 -5.21E-02 -6.21E-02 -6.75E-02
-6.77E-02 -6.43E-02 -5.74E-02 -4.79E-02 -3.47E-02
-1.72E-02 2.39E-03 2.12E-02 3.92E-02 5.14E-02
5.83E-02 6.40E-02 6.80E-02 6.89E-02 6.71E-02
6.24E-02 5.45E-02 4.36E-02 2.96E-02 1.32E-02
-4.58E-03 -2.23E-02 -4.00E-02 -5.75E-02 -7.21E-02
-8.53E-02 -9.67E-02 -1.03E-01 -1.02E-01 -9.76E-02
-8.92E-02 -7.75E-02 -6.42E-02 -5.09E-02 -4.05E-02
-3.68E-02 -3.79E-02 -4.00E-02 -3.99E-02 -3.63E-02
-2.85E-02 -1.56E-02 2.91E-03 2.60E-02 5.07E-02
7.10E-02 7.73E-02 6.80E-02 4.57E-02 1.51E-02
-1.81E-02 -4.99E-02 -7.80E-02 -1.02E-01 -1.23E-01
-1.39E-01 -1.44E-01 -1.41E-01 -1.29E-01 -1.11E-01
-8.44E-02 -5.15E-02 -1.43E-02 2.22E-02 4.92E-02
6.42E-02 7.62E-02 8.68E-02 9.42E-02 9.55E-02
8.76E-02 6.91E-02 4.26E-02 1.67E-02 4.14E-04
-5.43E-03 -4.54E-03 2.06E-03 8.64E-03 1.36E-02
1.60E-02 1.45E-02 8.57E-03 -9.44E-04 -1.07E-02
-1.70E-02 -1.62E-02 -9.34E-03 -2.75E-03 -9.04E-04
-7.25E-03 -2.35E-02 -4.78E-02 -7.23E-02 -8.56E-02
-8.37E-02 -6.48E-02 -2.65E-02 2.94E-02 9.30E-02
1.53E-01 2.00E-01 2.29E-01 2.48E-01 2.67E-01
2.83E-01 2.91E-01 2.89E-01 2.76E-01 2.52E-01
2.20E-01 1.82E-01 1.41E-01 9.99E-02 6.51E-02
4.73E-02 3.61E-02 2.44E-02 1.18E-02 6.10E-04
-8.29E-03 -1.81E-02 -2.89E-02 -4.02E-02 -5.10E-02
-6.10E-02 -7.13E-02 -8.09E-02 -8.85E-02 -9.65E-02
-1.09E-01 -1.28E-01 -1.52E-01 -1.85E-01 -2.25E-01
-2.73E-01 -3.25E-01 -3.75E-01 -4.25E-01 -4.70E-01
-5.06E-01 -5.30E-01 -5.42E-01 -5.48E-01 -5.47E-01
-5.40E-01 -5.26E-01 -5.03E-01 -4.74E-01 -4.44E-01
-4.13E-01 -3.82E-01 -3.55E-01 -3.22E-01 -2.84E-01
-2.44E-01 -2.00E-01 -1.50E-01 -9.82E-02 -5.35E-02
-1.94E-02 6.18E-03 2.61E-02 4.03E-02 5.02E-02
5.35E-02 4.89E-02 3.73E-02 2.14E-02 7.46E-03
1.78E-03 2.75E-03 7.71E-03 1.65E-02 2.92E-02
4.51E-02 6.53E-02 9.21E-02 1.28E-01 1.73E-01
2.26E-01 2.76E-01 3.28E-01 3.83E-01 4.39E-01
5.06E-01 5.79E-01 6.51E-01 7.13E-01 7.65E-01
8.11E-01 8.52E-01 8.82E-01 8.98E-01 8.94E-01
8.67E-01 8.16E-01 7.44E-01 6.58E-01 5.62E-01