

Respuesta sísmica de pórticos de acero con diagonales concéntricas tipo V invertida diseñados conforme a las normas venezolanas

Juan Carlos Vielma Pérez*, Eurimar Mendoza

Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado (UCLA), Barquisimeto, Venezuela.

Resumen.-

Las normas de diseño venezolanas permiten la utilización de las tipologías diagonalizadas en la definición de los pórticos resistentes a sismos. Sin embargo la revisión de las normas no ofrece mayores luces en cuanto a los procedimientos de predimensionado, análisis y detallado de estas tipologías estructurales. En este trabajo se presenta el estudio de la respuesta sísmica de edificios aporticados de acero con diagonales concéntricas tipo V invertida, aplicando el análisis pseudo-estático y dinámico. Se ha seleccionado un grupo de edificios de baja y mediana altura diseñados para zona de alta amenaza sísmica, a los que se les ha calculado la reserva de resistencia y la ductilidad global. Las acciones sísmicas se introducen mediante acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro de diseño elástico, con tres niveles de intensidad correspondientes a tres Estados Límite específicos. Los resultados demuestran que la respuesta sísmica de los edificios satisface los requerimientos planteados dentro de los Estados Límite estudiados.

Palabras clave: Pórticos de acero con diagonales en V invertida, reserva de resistencia, ductilidad de desplazamiento, deriva de entrepiso, índice de daño.

Seismic response of steel chevron-braced frames designed according to Venezuelan code

Abstract.-

In modern seismic design codes, it is admitted explicitly that structures have inelastic behavior, the process of nonlinear analysis of buildings is computationally expansive, for this reason, seismic design codes allow an equivalent analysis: elastic analysis. In elastic analysis, design seismic forces are obtained from elastic spectra scaled by means reduction factors, generally known like 'R factors'. The application of this procedure has been widely accepted, because structures calculated with resultant seismic design forces have demonstrated a good performance during the occurrence of strong earthquakes, especially during the two past decades. Elsewhere, the determination of the response reduction factors depends of expert's advice, statistic analysis or in engineering opinion. In this work, the existing relationship between the ductility based factor R_μ , and the response reduction factor R are studied, and the determination of this reduction factor by using nonlinear models for the hysteretic behavior of the usually code-design structures, permits to propose a new procedure to assess adequate factors based on structure and soil characteristics.

Keywords: Chevron-braced frames, overstrength, displacement ductility, interstorey drift, damage index.

Recibido: enero 2011

Aceptado: abril 2011

1. INTRODUCCIÓN

Los actuales avances en los proyectos sismorresistentes han permitido adaptar herramientas que han dado la posibilidad de caracterizar y estudiar de forma más detallada el comportamiento de

* Autor para correspondencia

Correo-e: jcvielma@ucla.edu.ve (Juan Carlos Vielma Pérez)

diversas edificaciones ante eventos sísmicos. Mediante el uso de programas computarizados se ha ido incrementando la rapidez y precisión al estudio de dichas edificaciones, logrando satisfacer los requisitos normativos tanto por resistencia como por desplazamientos máximos.

Se cuenta con análisis basados en la información de la estructura, tanto ubicación como su configuración, de esta forma y mediante la incorporación de espectros de diseño basados en factores de reducción puede someterse a la estructura a dicho análisis asumiendo que la misma posee un comportamiento lineal, este análisis corresponde a la etapa elástica, el cual permitirá definir la estructuración geométrica de los elementos de la edificación. Para el caso en estudio se cuenta con edificios de acero diagonalizados mediante arriostramientos del tipo V invertida, ofreciendo una importante opción para proyectar estructuras de este tipo debido a sus especiales ventajas.

Se debe mencionar que el objetivo fundamental de la ingeniería sísmica es el de proyectar y diseñar estructuras que sean capaces de resistir grandes eventos sísmicos durante su vida útil, para lo cual es estrictamente necesario el conocimiento a detalle de la respuesta no lineal (constitutiva y geométrica) de las mismas. Es por ello la importancia que contempla el estudio de estas edificaciones de su comportamiento no lineal, pues el análisis elástico no aporta la información necesaria para cumplir con este objetivo. De esta forma se podrá conocer el desempeño sísmico que presentan dichas estructuras al ser sometidas a grandes fuerzas laterales generadas por eventos sísmicos, así como también la incorporación de registros de acelerogramas compatibles con los espectros de respuesta estipulados según la norma sismorresistente, basados en eventos sísmicos ocurridos anteriormente permitirá conocer los desplazamientos que la edificación pueda alcanzar e incluso el instante en que la misma pueda colapsar, beneficiando la posterior proyección de la estructura en estudio.

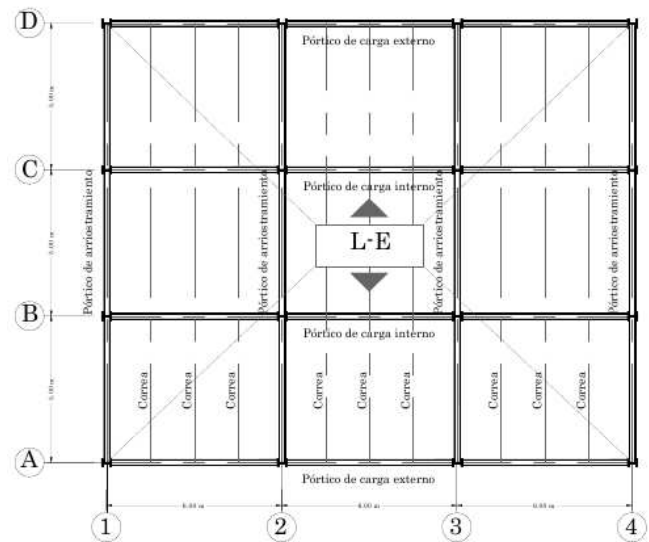


Figura 1: Planta tipo de los edificios estudiados

2. DISEÑO DE LOS CASOS DE ESTUDIO

Seguidamente se muestra el procedimiento de diseño de los edificios objeto de este estudio. El diseño comprende desde el análisis elástico, el análisis dinámico tridimensional, el análisis sísmico, el dimensionado de elementos y el detallado de uniones. Para este estudio se han considerado cuatro edificios aporticados regulares en planta y en elevación, con tres vanos en la dirección de carga (eje X) y tres vanos en la dirección de los pórticos de arriostramiento (eje Y). El primer nivel tiene un altura de 4,5 m y el resto de los niveles tienen alturas de 3,00 m. Los vanos de los pórticos de carga tienen 6,00 m, mientras que los vanos de la dirección de arriostramiento tiene 5,00 m. Se contempla unas losas de entepiso y techo formadas mediante sofito metálico apoyado en vigas de acero separadas cada 1,5 m. Se consideró que el uso de la edificación es de tipo residencial. Los edificios cuentan con 3, 6, 9 y 12 niveles, no contienen en su parte interna ninguna abertura para escaleras o ascensores puesto que se supone que estos se encontrarían en un modulo aparte del considerado en el estudio, con la finalidad de mantener la regularidad en planta. En la Figura 1 se pueden apreciar los detalles geométricos de los edificios.

Para el modelado de las estructuras propuestas se ha considerado un perfil determinado para cada

Tabla 1: Combinaciones de las direcciones sísmicas aplicadas

Nº	Combinación	Naturaleza
1	100 % X+30 %Y+30 %Z	Sísmica
2	100 % X-30 %Y+30 %Z	Sísmica
3	100 % X-30 %Y-30 %Z	Sísmica
4	100 % X+30 %Y-30 %Z	Sísmica
5	30 % X+100 %Y+30 %Z	Sísmica
6	30 % X-100 %Y+30 %Z	Sísmica
7	30 % X-100 %Y-30 %Z	Sísmica
8	30 % X+100 %Y-30 %Z	Sísmica
9	30 % X+30 %Y+100 %Z	Sísmica
10	30 % X-30 %Y+100 %Z	Sísmica
11	30 % X-30 %Y-100 %Z	Sísmica
12	30 % X+30 %Y-100 %Z	Sísmica

elemento que conforma el edificio. Por otra parte, se han tomado en cuenta las cargas generadas por los elementos estructurales presentes y a su vez las cargas actuantes estipuladas por los códigos normativos [1], [2] y [3]. En el análisis elástico se han considerado las combinaciones de carga normativas para las cargas gravitacionales, mientras que para las cargas sísmicas se han considerado las combinaciones mostradas en la Tabla 1.

Es de hacer notar que las normas venezolanas exigen únicamente las combinaciones de las cargas sísmicas en las direcciones ortogonales de la proyección de planta, y en este estudio se ha considerado también la contribución de la dirección vertical del sismo. Los valores de estas combinaciones se han ponderado y combinado a su vez con los valores procedentes de las cargas de gravedad, tanto para la fase de diseño de las secciones de vigas, columnas y de arriostramientos laterales, así como también para la verificación de las derivas de plantas, prescrita en la Norma Covenin 1756 [1].

En función a estos parámetros se obtienen las reacciones generadas en los elementos de los edificios, las cuales han sido distribuidas adecuadamente. A partir de aquí se procede a aplicar el análisis modal el cual permitirá determinar las variables para los modos de vibración, y

posteriormente el análisis espectral con el fin de obtener las cargas sísmicas incorporando en este análisis el espectro inelástico de diseño basado en las normas venezolanas.

El cálculo del espectro de diseño, está determinado de acuerdo con las características de las edificaciones estudiadas, y del emplazamiento de las mismas, el cual corresponde a una zona de alta amenaza sísmica. La amenaza normativa se expresa mediante el espectro de diseño elástico, reducido luego mediante un factor de reducción de respuesta, que depende de la tipología estructural y el material que constituye la estructura, determinando de esta manera el espectro inelástico de diseño. Definido el espectro inelástico de diseño, se procede realizar el análisis elástico, aplicando el análisis modal 3 grados de libertad por cada nivel, lo cual permite establecer el número de modos por cada edificio, siendo útil este criterio para agilizar el análisis de edificios regulares en planta y elevación, como es el caso presente. A continuación se incorpora el espectro calculado previamente, quedando adicionadas así las fuerzas laterales de diseño, generadas por acciones sísmicas sobre las estructuras.

Para el diseño de los elementos que conforman los edificios estudiados, se contempló una cuidadosa clasificación de los mismos, considerando una reducción del perfil cada 3 niveles, a fin de proyectar las dimensiones adecuadas para soportar la totalidad de las fuerzas aplicadas, considerando para tal fin la resistencia de las componentes de la estructura, siguiendo las recomendaciones generales de la norma Covenin 1618 [3]. Las conexiones de los arriostramientos se llevaron a cabo mediante las recomendaciones del AISC [4].

Adicionalmente a las prescripciones normativas, se consideró el diseño de elementos por desplazamientos, mediante lo que se procura garantizar que bajo las fuerzas laterales los edificios no superen el valor permisible correspondiente a las derivas de entrepiso, para lo cual se dispuso de los desplazamientos inelásticos originados por dichas fuerzas. Cabe indicar que para el control de derivas de entrepiso, los desplazamientos laterales inelásticos se calcularon aplicando factores de amplificación recientemente publicados por Vielma

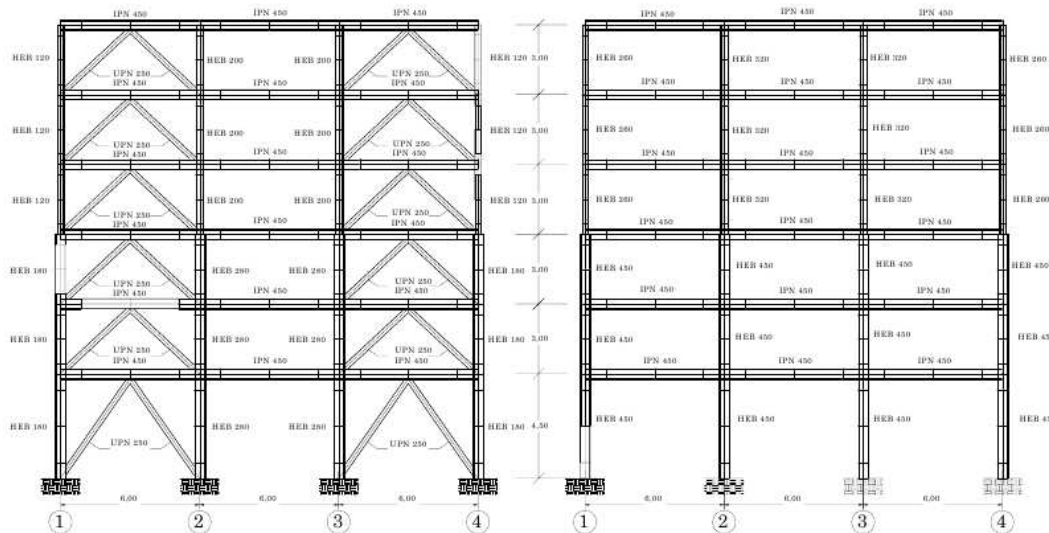


Figura 2: Vista en alzado de los pórticos externo e interno de carga del edificio de seis niveles

et al. [5] y [6]. De esta forma queda determinada la configuración estructural y geométrica de los edificios propuestos, satisfaciendo adecuadamente los criterios de resistencia y desplazamientos establecidos en los códigos normativos. En la Figura 2 se muestra la configuración final de los pórticos de carga correspondiente al edificio de 6 niveles.

3. EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA

La respuesta sísmica de los casos estudiados se he llevado a cabo aplicando el análisis no lineal aplicando modelos de plasticidad distribuida [7]. Los análisis contemplan la aplicación de cargas sísmicas mediante procedimientos pseudo-estáticos (método de empuje incremental) y dinámicos utilizando acelerogramas sintéticos.

3.1. Análisis no lineal

En la actualidad ha venido cobrando importancia la posibilidad de estudiar la respuesta de las estructuras cuando estas incursionan en la respuesta no lineal. A medida que los procesadores han permitido un análisis más veloz, se han podido desarrollar aplicaciones que permiten incorporar la no linealidad tanto geométrica como constitutiva de las estructuras. Entre los modelos de no linealidad, los modelos que consideran esta de

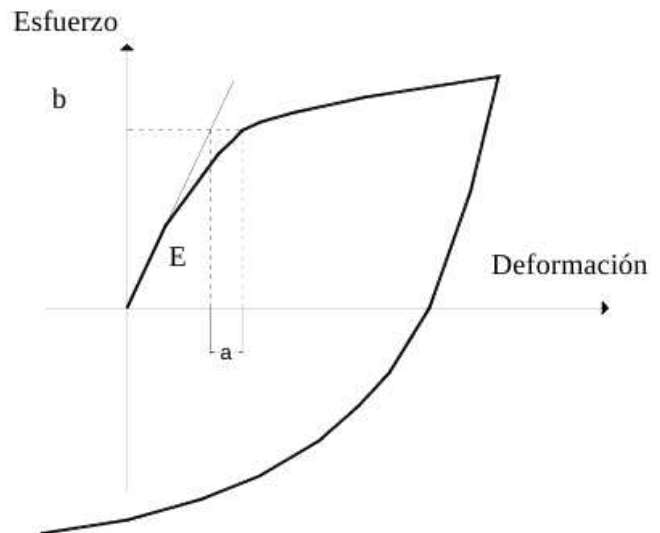


Figura 3: Modelo histerético de Ramberg–Osgood

forma distribuida a lo largo de los elementos han ido sustituyendo progresivamente los modelos de no linealidad concentrada, basados principalmente en la definición de nodos con comportamiento especial conocidos como rótulas plásticas. En este trabajo se ha elegido el modelo de Ramberg–Osgood [8] que permite reproducir de manera adecuada la respuesta no lineal de las estructuras constituidas mediante elementos de acero estructural. En la Figura 3 se muestra este modelo con los parámetros aplicados en su definición.

3.2. Análisis pseudo-estático

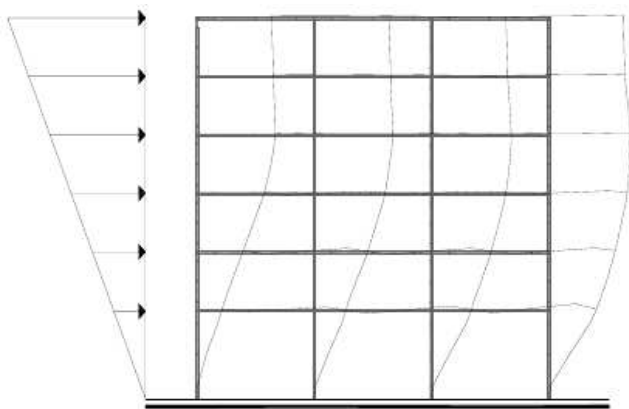


Figura 4: Aplicación de cargas equivalentes en el análisis con empuje incremental

El análisis no lineal depende del tipo de cargas aplicadas. Si las cargas son incrementadas progresivamente pero son independientes del tiempo, el análisis es de tipo Empuje Incremental, comúnmente conocido como análisis Pushover y que en lo sucesivo se denominará Análisis Incremental Clásico. En la Figura 4 se muestra un pórtico típico con las cargas equivalentes del empuje incremental aplicadas, bajo un patrón creciente con la altura y que se escalan progresivamente hasta que logra capturarse el colapso de la estructura.

Finalmente, si las fuerzas son dependientes del tiempo, el análisis es dinámico. Cabe indicar que este tipo de análisis representa de una manera más fiel la respuesta de las estructuras frente a la acción de los terremotos. Puede realizarse aplicando acelerogramas registrados durante algún evento sísmico de magnitud significativa o mediante acelerogramas sintéticos que guarden relación con la amenaza propia del sitio de emplazamiento de las estructuras.

En esta investigación se han llevado a cabo el análisis con empuje incremental (Pushover Analysis), a fin de conocer de manera más acertada el comportamiento de los elementos de cada edificio estudiado, y a su vez los posibles puntos de mayor debilidad presentes en los pórticos sometidos a cargas sísmicas.

Para realizar el análisis con empuje incremental clásico, cada pórtico es sometido a un conjunto

de fuerzas laterales que se incrementarán de forma triangular a lo largo de cada nivel, de ésta forma se simula el posible comportamiento que se desenvuelve en el primer modo de vibración de los edificios analizados. El patrón de fuerzas laterales en los nodos correspondientes a cada pórtico se estimó considerando la altura del edificio, y van aumentando proporcionalmente hasta el último nivel.

3.3. Análisis dinámico

Este método de evaluación del desempeño sísmico de una estructura, permite determinar el instante en que la misma sobrepasa el límite elástico, para entrar a la plastificación, y posteriormente alcanzar el colapso. Mediante este tipo de análisis se somete a la edificación a registros sísmicos con diversa intensidad, duración y contenido frecuencial, y de esta forma obtener los desplazamientos máximos que ella pueda alcanzar. Las intensidades aplicadas tienen asociados unos períodos de retorno y una probabilidad de excedencia en 50 años que se asocia con tres Estados Límite, que son utilizados para evaluar la respuesta dinámica, véase la Tabla 2.

Con la finalidad de definir un conjunto de sismos representativos de diferentes períodos de retorno que tienen asociados diferentes estados límite, se ha generado una serie de acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro elástico de diseño de la norma Covenin 1756 prescrito para el proyecto de las edificaciones objeto de este estudio, aplicando el programa PACED [9].

Es importante señalar los Estados Límite que se verifican en este trabajo, que se fundamentan en los definidos por Di Sarno y Elnashai [10] y aplicados en estudios recientes de Kappos y Stefanidou [11] y Vielma *et al.* [12] y [13]. El primero es el Estado Límite de Servicio, que se verifica para los acelerogramas correspondientes a terremotos “frecuentes” (período de retorno de 95 años) que tienen asociada una probabilidad de excedencia de 50 % en 50 años. El Estado Límite de Daños Reparables, que indica la frontera entre la estructura con daños y la estructura con daños extensivos, cuyo terremoto característico es uno definido como “raro” (período de retorno

Tabla 2: Estados Límite y niveles de amenaza asociados

Sismo	Estado Límite	Período de retorno (años)	Probabilidad de excedencia en 50 años
Frecuente	Servicio	95	50 %
Raro	Reparable	475	0 %
Muy raro	Prevención de colapso	2500	2 %

de 475 años) con probabilidad de excedencia de 10 % en 50 años. Finalmente, el Estado Límite de Prevención de Colapso se estudia mediante acelerogramas de terremotos considerados como “muy raros” (período de retorno de 2475 años) y con probabilidad de excedencia de 2 % en 50 años.

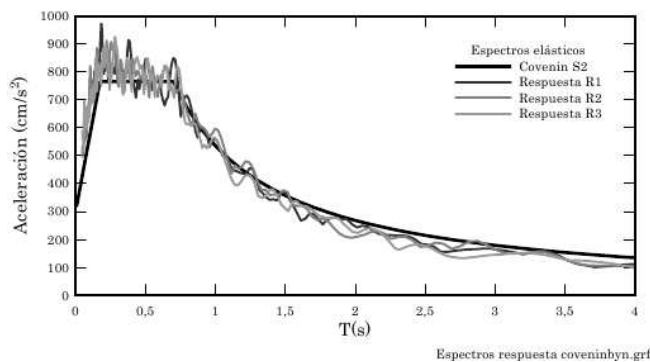


Figura 5: Espectro elástico de diseño y espectros de respuesta de los acelerogramas sintéticos

En la Tabla 3 se muestra un resumen de las características principales de los acelerogramas sintéticos aplicados en el análisis dinámico de los edificios. En la Figura 5 aparecen graficados los espectros de respuesta conjuntamente con el espectro de diseño elástico correspondiente al suelo S2, para un nivel de amenaza caracterizado por 0,3g. Nótese el buen ajuste de los espectros de respuesta con el espectro de diseño elástico.

4. RESULTADOS

Seguidamente se muestra un resumen de los resultados de los análisis realizados sobre los edificios objeto de este estudio. Es de hacer notar que a pesar de que los edificios disponen de diferente elevación, la respuesta pseudo-estática y dinámica mostrada por todos los edificios es

bastante semejante, por lo que se muestran los resultados obtenidos del edificio de seis niveles.

En primer término se tienen los resultados del análisis pseudo-estático. De este se han obtenido una serie de curvas en las que se grafican la deriva global y el cortante normalizado. La primera es definida como

$$\text{Deriva Global} = \frac{\Delta}{H} \times 100, \quad (1)$$

siendo Δ el desplazamiento horizontal del nivel de techo y H la altura total del edificio. El cortante normalizado se calcula mediante

$$\text{Cortante Normalizado} = \frac{V}{W}, \quad (2)$$

donde V el cortante basal y W el peso sísmico del pórtico.

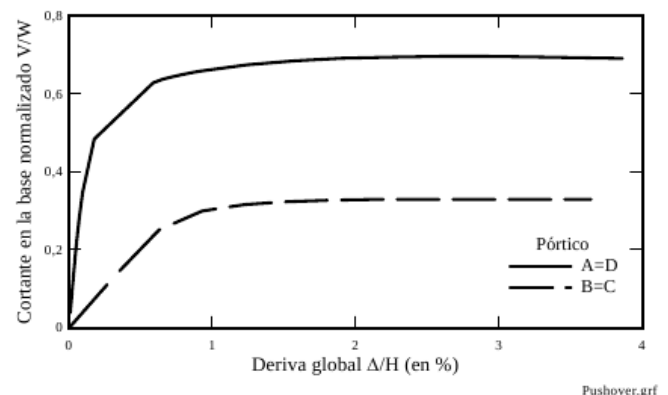


Figura 6: Curvas de capacidad normalizadas de los pórticos de carga del edificio de 6 niveles

En la Figura 6 se muestran las curvas de capacidad de los pórticos de carga del edificio de 6 niveles. Puede observarse que el pórtico exterior (A=D) muestra una mayor rigidez inicial y un mayor cortante en la base que el pórtico interior (B=C). Esto se debe a la mayor resistencia lateral de los pórticos exteriores, proporcionada por la

Tabla 3: Características de los acelerogramas sintéticos

Acele- rog.	Probabilidad de excedencia (%)	Periodo de retorno (años)	Duración (s)	Aceleración máxima (g)	Velocidad máxima (cm/s)	Desplazamiento máximo (cm)
R_1.1	50 %	95	60	0,1506	16,231	4,508
R_1.2	10 %	475	60	0,3766	40,577	11,27
R_1.3	2 %	2475	60	0,7532	81,154	22,54
R_2.1	50 %	95	80	0,1554	17,541	5,754
R_2.2	10 %	475	80	0,3885	43,852	12,871
R_2.3	2 %	2475	80	0,7769	87,703	28,771
R_3.1	50 %	95	100	0,1707	17,035	3,734
R_3.2	10 %	475	100	0,4269	42,588	14,386
R_3.3	2 %	2475	100	0,8537	85,176	18,68

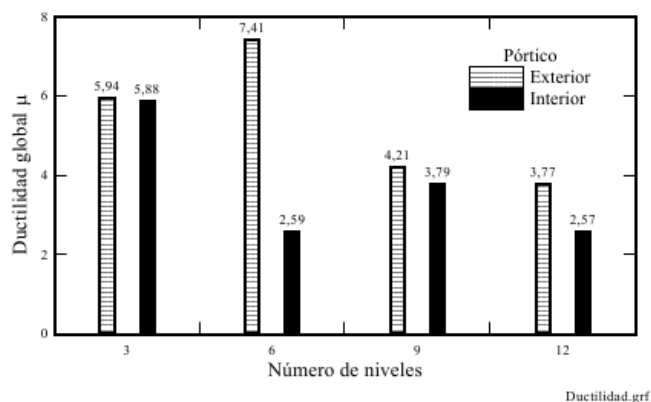


Figura 7: Valores calculados de la ductilidad global

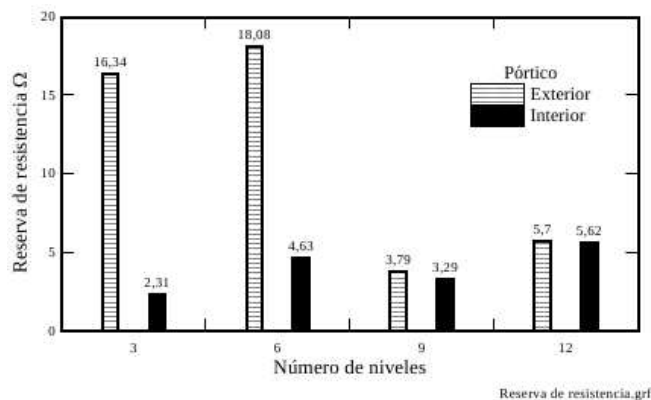


Figura 8: Valores calculados de la reserva de resistencia

presencia de las diagonales concéntricas. Además, se debe indicar que el pórtico exterior muestra una mayor ductilidad que el pórtico interior. Este comportamiento se mantiene para los pórticos de carga de todos los edificios estudiados, como puede observarse en la Figura 7.

En las Figuras 7 y 8 se resumen los valores calculados de la reserva de resistencia y ductilidad de los pórticos de los edificios estudiados. Obsérvese que los valores de reserva de resistencia de los pórticos externos y los pórticos de arriostramiento son mayores que los correspondientes a los pórticos internos. Esto se debe al hecho de que durante la fase de proyecto las cargas de gravedad aplicadas a los pórticos internos son mucho mayores que las del resto de los pórticos, por este motivo su resistencia se debe utilizar en mayor medida a las fuerzas verticales,

y el resto a las cargas laterales Vielma *et al.* [14] y [15].

Tabla 4: Reserva de resistencia y ductilidad global de los edificios estudiados

Edificio	Pórtico	Reserva de resistencia	Ductilidad global
3 niveles	exterior	16,34	5,94
	interior	2,31	5,88
6 niveles	exterior	18,08	7,41
	interior	4,63	2,59
9 niveles	exterior	3,76	4,21
	interior	3,29	3,79
12 niveles	exterior	5,70	3,77
	interior	5,62	2,57

En la Tabla 4 se resumen los valores de la reserva de resistencia y de la ductilidad global,

calculados para cada pórtico de los edificios de 3, 6, 9 y 12 niveles.

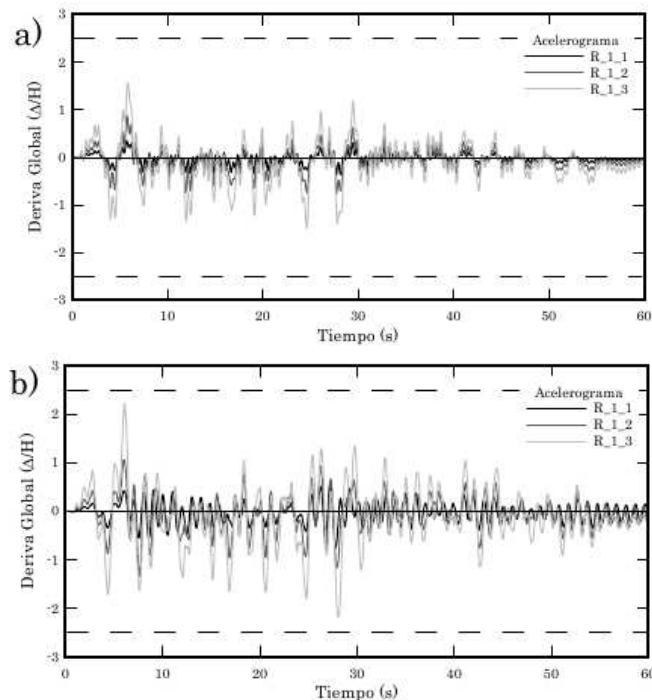


Figura 9: Derivas globales del a) pórtico externo y b) pórtico interno del edificio de 6 niveles

Una vez realizado el análisis dinámico, es importante graficar los resultados mostrando en primer término la evolución de la deriva global respecto del tiempo. Es importante mencionar que la deriva global aplicada a los casos de estudio, permite verificar si alguno de los pórticos ha alcanzado el colapso. En la Figura 9 se muestran los resultados de la deriva global de los pórticos exterior e interior del edificio de 6 niveles, calculadas con el acelerograma R_1; puede apreciarse que las mayores derivas las alcanzan para los niveles de intensidad correspondientes al terremoto con una probabilidad de excedencia de 2 % en 50 años, como era de esperarse. Otra característica interesante de la respuesta es que el pórtico interior alcanza valores de deriva global que son mayores que los correspondientes al pórtico exterior, por poseer menor rigidez y tener cargas de gravedad mayores que se traducen en mayores masas. Sin embargo, queda claro que en ninguno de los casos se sobrepasa el valor límite de la deriva global (2,5 %) lo que demuestra que ninguno de los pórticos alcanza el colapso.

Este buen comportamiento lo alcanzan los pórticos exteriores e interiores del resto de los edificios estudiados.

Puede notarse que las derivas globales de ambos pórticos resultan satisfactorias para los límites preestablecidos de 2,5 %, propios de los edificios aporticados de mediana altura. El comportamiento de los pórticos de los otros edificios muestra un comportamiento similar, satisfaciendo los límites de la deriva global requeridos para garantizar que no se alcanza el estado de colapso inminente. Este es el primer paso en la verificación de la seguridad sísmica de los edificios, el siguiente es más exigente y se realiza mediante la verificación de las derivas de entrepiso.

En la Figura 10 se muestran las derivas de entrepiso del pórtico exterior del edificio de 6 niveles. Puede notarse que se han graficado los límites asociados con la intensidad de los terremotos considerados en el estudio. Queda claro que ninguno de los estados límite son superados y que los valores de las derivas del pórtico exterior distan bastante de los umbrales, lo que muestra la seguridad de estos frente a cargas dinámicas. Similar comportamiento es obtenido al aplicar los otros dos terremotos con sus tres intensidades; de igual forma, todos los pórticos exteriores de los otros edificios tienen un comportamiento satisfactorio.

En la Figura 11 se muestran los resultados de los análisis dinámicos aplicados al pórtico interno (no arriostrado) del edificio de seis niveles. Puede notarse en la Figura 11a que los valores límite son sobrepasados, sin embargo en las Figuras 11b y 11c se nota que los valores de las derivas de entrepiso no sobrepasan los umbrales. Esto se puede interpretar de la siguiente manera: para un terremoto con una probabilidad de excedencia de 50 % en 50 años (terremoto frecuente) existe una alta probabilidad de que los componentes secundarios relacionados con los pórticos internos, sufran daños leves. Estos daños sin embargo, no implican grandes inversiones en tiempo y dinero para reparar los elementos secundarios. Si se comparan los resultados obtenidos en los pórticos arriostrados con los no arriostrados, se verifica que estos últimos tienen una respuesta

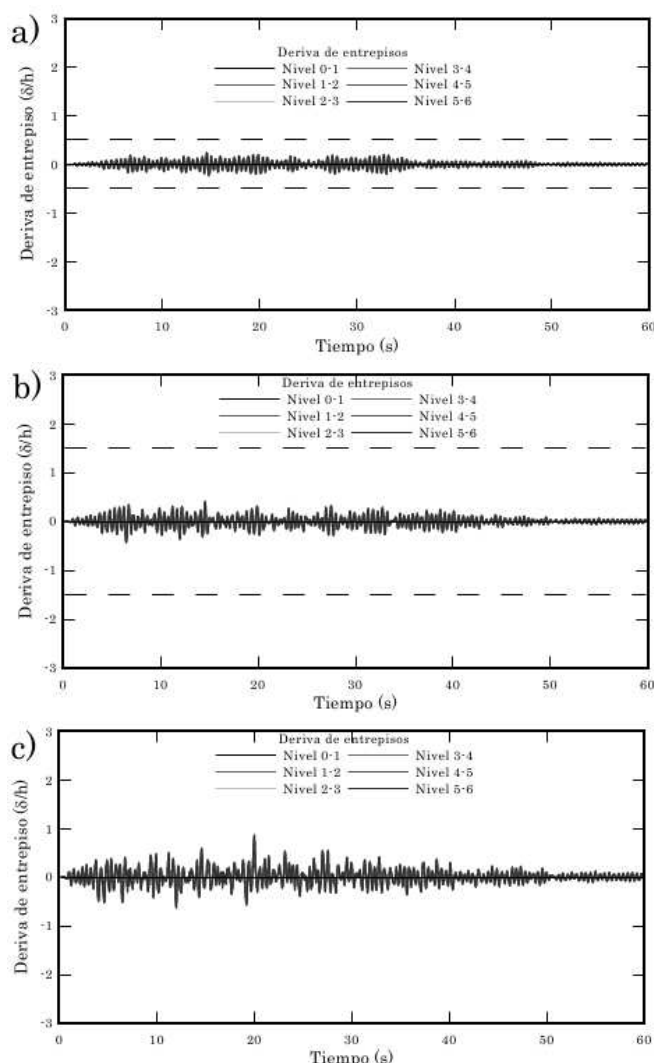


Figura 10: Derivas de entrepisos del pórtico arriostrado del edificio de 6 niveles, sometido al a) acelerograma R_1.1, b) acelerograma R_1.2 y c) acelerograma R_1.3

más adecuada ya que ninguno de los pórticos arriostrados sobrepasó el umbral que marca el estado límite específico y sus valores se mantuvieron bastante alejados de dichos umbrales, mientras que los pórticos no arriostrados presentan derivas cuyos valores son más elevados, aunque solo se sobrepasó el estado límite de servicio, demostrando que los pórticos no arriostrados mantienen un nivel de seguridad satisfactorio frente a acciones sísmicas más severas.

Otro de los aspectos de la seguridad sísmica abordados en este trabajo es el relacionado con la posibilidad de realizar una evaluación rápida de la respuesta no lineal de los pórticos. Esta evaluación

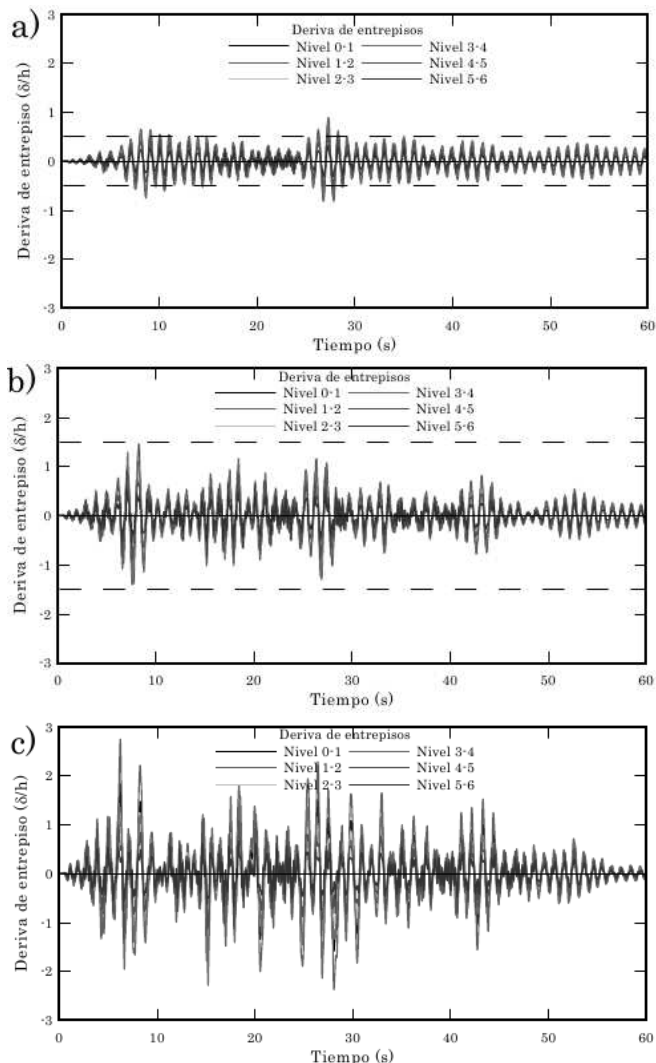


Figura 11: Derivas de entrepisos del pórtico no arriostrado del edificio de 6 niveles, sometido al a) acelerograma R_1.1, b) acelerograma R_1.2 y c) acelerograma R_1.3

se logra mediante la aplicación de un índice de daño formulado por Vielma *et al.* [16]. El índice de daño se calcula a partir de la ecuación (3)

$$ID = \frac{\left(1 - \frac{K_p}{K_0}\right)\mu}{(\mu - 1)} \quad (3)$$

donde K_p es la rigidez en un punto cualquiera de la respuesta no lineal con empuje incremental, K_0 es la rigidez inicial y μ es la ductilidad en el punto de desplazamiento último.

De la Figura 12 se desprende un resultado interesante: los pórticos arriostrados muestran un comportamiento dúctil, que viene dado por la forma de la curva, que muestra una pendiente

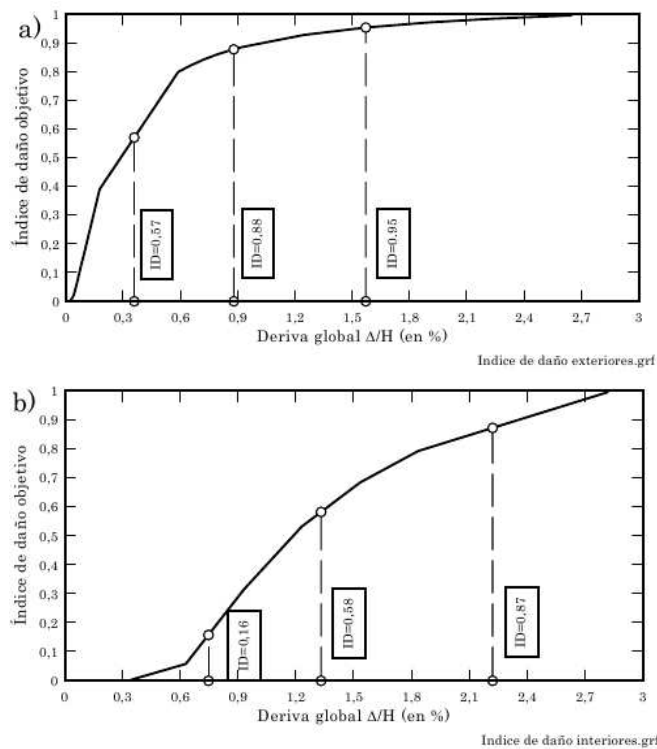


Figura 12: Evolución respecto de la deriva global del índice de daño objetivo calculado para a) pódico externo y b) pódico interno del edificio de 6 niveles

suave a medida que se aproxima al colapso ($ID = 1$) mientras que el pódico no arriostrado tiene una pendiente más pronunciada, lo que anticipa un colapso más brusco, se trata por tanto de un colapso menos dúctil. Otro aspecto resaltante es el relacionado con los valores del índice de daño que se alcanza para unas derivas globales relacionadas con los estados Límite aplicados en esta investigación: estos valores son muy diferentes para los pórticos arriostrados y no arriostrados; la diferencia se debe al comportamiento más dúctil de los pórticos arriostrados, que permite alcanzar índices de daño más altos para los terremotos más severos, sin llegar a alcanzar el colapso, mientras que los pórticos no arriostrados tienen índices más bajos dada su condición de menor ductilidad frente al colapso. Sin embargo, se aprecia en ambos casos que el comportamiento global es satisfactorio.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El diseño sismorresistente de edificios aporticados con diagonales concéntricas tipo V invertida se encuentra prescrito dentro de las normas venezolanas, sin embargo no es posible encontrar en estas un conjunto de guías claras que permitan controlar de forma adecuada el diseño, dimensionado y detallado de este tipo de estructuras.

Todos los componentes de los edificios se diseñan para un comportamiento global representado por un valor único de factor de reducción de respuesta, sin embargo los resultados muestran que la respuesta de los componentes es muy diversa.

Los resultados del análisis no lineal con empuje incremental de los edificios estudiados, proporciona valores de ductilidad global y reserva de resistencia que varían dependiendo de la presencia de los arriostramientos laterales en los pórticos. En todos los casos estudiados los valores de ductilidad y reserva de resistencia satisfacen los requerimientos de diseño sismorresistente esperados para este tipo de estructuras.

Se ha estudiado la respuesta dinámica de los edificios aplicando un procedimiento con base en la definición de tres Estados Límite definidos mediante las derivas de entrepiso, con acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro de diseño elástico de la norma venezolana. Los resultados muestran un mejor comportamiento de los pórticos con arriostramientos laterales en comparación con los pórticos sin arriostramientos, sin embargo se demuestra la capacidad que tienen los edificios de disipar energía de forma estable, sin llegar a rebasar los umbrales de los Estados Límite más severos.

De los resultados se puede concluir que los edificios aporticados con arriostramientos laterales tipo V invertida, proyectados conforme a las normas venezolanas, tienen una respuesta sismorresistente satisfactoria, siempre y cuando se complementen las prescripciones normativas con procedimientos complementarios que permitan asegurar aquellos aspectos no contemplados en las normas, tales como el diseño de las conexiones y la verificación de derivas aplicando factores de

amplificación de desplazamientos más realistas.

El cálculo del índice de daño a partir de los resultados del análisis no lineal, evidencia que los pórticos arriostrados mantienen un comportamiento más dúctil que los no arriostrados. Esta característica debería ser tomada en consideración a la hora de aplicar el dimensionado y detallado de secciones y juntas respectivamente.

Se recomienda aplicar el procedimiento de análisis no lineal en el estudio de edificios con esta misma tipología, pero con mayor número de niveles. Igualmente se recomienda aplicar la metodología en el estudio de la respuesta sísmica de otras tipologías de pórticos arriostrados contempladas en las normas venezolanas.

Referencias

- [1] COVENIN 1756 – 2001. *Norma de edificaciones sismorresistentes. Parte 1: Articulado*. Caracas, 2001.
- [2] COVENIN 2002 – 88. *Norma de criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones*. Caracas, 1988.
- [3] COVENIN 1618 – 1998. *Norma de estructuras de acero para edificaciones. Método de los estados límites. 1era revisión*. Caracas, 1998.
- [4] AISC. *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Constructors. Chicago, 2005.
- [5] Vielma, J. C., Barbat, A. y Oller, S. (2011). Dimensionado sísmico de estructuras porticadas de hormigón armado con base en la respuesta no lineal. *4to Congreso español de ingeniería sísmica*. Granada, España.
- [6] Vielma, J. C., Barbat, A. H. y Oller, S. (2011). *Proyecto sismorresistente de estructuras porticadas*. Monografía CIMNE IS, Monografías de ingeniería sísmica. Barcelona, España.
- [7] Fardis, N. M. (2009) *Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings*. Springer. Heilderberg.
- [8] Zeus-NL (2011) *Users Manual*. Mid America Earthquake Center. Illinois.
- [9] PACED (2009) Programa de generación de acelerogramas compatibles con espectros elásticos de diseño. UCLA. Barquisimeto.
- [10] Elnashai, y Di Sarno. *Fundamentals of earthquake engineering*. John Wiley and Sons. Chichester, 2008.
- [11] Kappos, A. y Stefanidou, S. (2010) A deformation-based design method for 3D R/C irregular buildings using inelastic dynamic analysis. *Bulletin of Earthquake Engineering*. In press.
- [12] Vielma, J. C., Barbat, A. H. y Oller, S. (2009). *Non-linear structural analysis. Application to evaluating the seismic safety*. Camilleri, M. (Ed) in Structural Analysis, Nova Science Publishers. New York. The United States of America.
- [13] Vielma, J. C., Barbat, A. H. y Oller, S. (2011). Seismic safety of RC framed buildings designed according modern codes. *Journal of Civil Engineering and Architecture*. In press. David Publishing Company. Chicago, United States of America.
- [14] Vielma, J. C., Barbat, A. H. y Oller, S. (2010). *Seismic response of the RC framed buildings designed according to Eurocodes. Chapter in Computational methods in Earthquake Engineering*. Springer. Heidelberg. Germany.
- [15] Vielma, J. C., Barbat, A. H. y Oller, S. (2010). Seismic safety of limited ductility buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*. Vol. 8, 135-155, Springer, Netherlands.
- [16] Vielma, J. C., Barbat, A. y Oller, S. (2008). An objective seismic damage index for the evaluation of the performance of RC buildings. *14 World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, China.