

# COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SISMORRESISTENTE DE EDIFICACIONES EN ACERO A36 DISEÑADAS POR EL MÉTODO DDBD Y EL MÉTODO FBD BAJO EL SISTEMA SMF

## COMPARISON OF THE SEISMIC-RESISTANT BEHAVIOR OF A36 STEEL BUILDINGS DESIGNED BY THE DDBD METHOD AND THE FBD METHOD UNDER SMF SYSTEM

David Alejandro, Orellana Smith<sup>1</sup>; Gino Giuseppe, Pannillo Majano<sup>2</sup>

Recibido 29/11/2024; Aprobado: 13/04/2025

DOI: <https://doi.org/10.51372/gacetatecnica262.5>

### RESUMEN

Se comparó el comportamiento sismorresistente de una edificación en acero estructural diseñada por el Método de las Fuerzas (MDF) contra otra por el Método de los Desplazamientos (MDD), bajo el sistema de marcos especiales resistentes a momento en cada microzona de la ordenanza de Microzonificación Sísmica (MSZ) de Barquisimeto-Cabudare. Se estableció un arquetipo regular en planta y alzado, de 4 niveles de 3 metros c/u, y 3 vanos de 3 metros c/u para cada dirección de análisis. Las vigas y las correas fueron perfiles IPE, y las columnas HEB, con grado de acero A36 y conexiones viga-columnas de tipo BFP. Los resultados demostraron que en MZS #1 las dimensiones fueron establecidas por las exigencias mínimas de la conexión precalificada BFP para ambos métodos, con un comportamiento sismorresistente idéntico. Para MSZ #2 y #5 se tuvo coincidencia del periodo fundamental de las estructuras con el periodo característico del suelo, exigiendo secciones más robustas para evitar la resonancia y en consecuencia obteniendo un comportamiento sismorresistente idéntico para ambos métodos. En MZS #3, #4 y #6 ambos métodos ofrecieron un comportamiento cercano a la cedencia, pero con menos cantidad de acero y derivas de entrepiso aplicando el MDD. La MSZ #7 se comportó similar al anterior con la diferencia que la cantidad de acero fue mayor para el MDD. Para MSZ #8 y #9 el MDD obtuvo un comportamiento cercano a la cedencia, mientras que en el MDF el comportamiento fue post-cedente con incursión insignificante al rango inelástico con daños de naturaleza reparables.

**Palabras clave:** *diseño por desplazamientos; pushover convencional; marcos especiales a momento; método de las fuerzas; método de los desplazamientos; microzonificación sísmica; conexión BFP*

### ABSTRACT

The seismic performance of a structural steel building designed using the Force Method (FDM) was compared with that of another using the Displacement Method (DDM) under the system of special moment-resistant frames in each microzone of the Barquisimeto-Cabudare Seismic Microzoning (SMM) ordinance. A regular archetype was established in plan and elevation, with four levels of 3 meters each, and three spans of 3 meters each for each analysis direction. The beams and purlins were IPE profiles, and the HEB columns were made of A36 steel grade with BFP beam-column connections. The results demonstrated that in SMM #1, the dimensions were established by the minimum requirements of the prequalified BFP connection for both methods, with identical seismic performance. For MSZ #2 and #5, the fundamental period of the structures coincided with the characteristic period of the soil, requiring more robust sections to avoid resonance and consequently obtaining identical earthquake-resistant behavior for both methods. In MZS #3, #4 and #6, both methods showed behavior close to yielding, but with less steel and story drifts when applying the MDD. MSZ #7 behaved similarly to the previous one, with the difference that the amount of steel was greater for the MDD. For MSZ #8 and #9, the MDD obtained behavior close to yielding, while in the MDF, the behavior was post-yielding with insignificant incursion into the inelastic range and repairable damage.

**Keywords:** *displacement design; conventional pushover; special moment frames; force method; displacement method; seismic micro zonation; BFP connection*

<sup>1</sup>David Alejandro, Orellana Smith. Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado. Venezuela. Ingeniero Civil. Correo: [dorellanasmith@hotmail.com](mailto:dorellanasmith@hotmail.com). ORCID: <https://orcid.org/0009-0003-6230-2493>

<sup>2</sup>Gino Giuseppe, Pannillo Majano. Docente investigador de la Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado. Decanato de ingeniería civil. Venezuela. Doctorando en Ciencias de la Ingeniería, mención: Productividad en la Universidad Nacional Experimental Politécnica Antonio José de Sucre Venezuela. Correo: [gino.pannillo@ucla.edu.ve](mailto:gino.pannillo@ucla.edu.ve) ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-0464-7170>

## 1. INTRODUCCIÓN

Los cambios y las actualizaciones son factores constantes en el desarrollo científico, en el área del comportamiento estructural ante eventos sísmicos es común observar que el diseño sismo-resistente de estructuras se ha orientado en el método basado en fuerzas, relacionando la excitación sísmica mediante sistemas de fuerzas estáticas proporcionales a las cargas gravitatorias estimando los desplazamientos al final del proceso de diseño, pero se ha logrado demostrar que estos métodos poseen cierta deficiencia como la relación entre el esfuerzo y la rigidez, la dificultad de predecir el periodo estructural, la capacidad de ductilidad. Por lo que, se ha comprobado que la respuesta estructural ante acciones sísmicas está directamente relacionada con los desplazamientos, siendo estos los que proveen una expresión más realista de respuesta de las estructuras que las fuerzas.

Los efectos y daños pueden ser controlados más eficientemente a través de la imposición de los desplazamientos límites en lugar de fuerzas límites. El procedimiento de diseño por desplazamientos se ha desarrollado en estos últimos 10 años aproximadamente con el objetivo de suplir las deficiencias del diseño basado en fuerzas que aparece en la mayoría de Normativas Sísmicas.

La presente investigación toma en consideración esta situación para diseñar edificaciones de acero estructural, con sistema resistente de Marcos Especiales a Momento (SMF) a los cuales se aplicó la metodología de diseño basado en Desplazamientos Directos (DDBD) desarrollado por Priestley y sus et al. [1], donde proponen el diseño de estructuras imponiendo desplazamientos dependientes de una serie de procesos, a diferencia del método tradicional que se basa en la asignación de fuerzas sobre la estructura, para simular las fuerzas inerciales producto de los desplazamientos.

El trabajo de investigación busca conocer el comportamiento sísmico de las estructuras de acero, emplazadas en lugares específicos de la ciudad de Barquisimeto y Cabudare, con el

objeto de comparar dicho comportamiento frente a los dos métodos de diseño de edificaciones que se mencionaron anteriormente. Esto ofrecerá información a los interesados en la especialidad de edificaciones sismorresistentes, sobre el comportamiento de las estructuras en el sistema SMF bajo el procedimiento de diseño de los desplazamientos directo, con las características propias de la región.

## 2. DESARROLLO

### 2.1. Metodología del Diseño Basado en las Fuerzas (FBD)

El proceso (FBD) comúnmente utiliza un espectro de diseño elástico reducido para obtener el cortante base sísmico. La secuencia de operaciones se resume en la Figura 1 y los pasos se describen con más detalle a continuación:

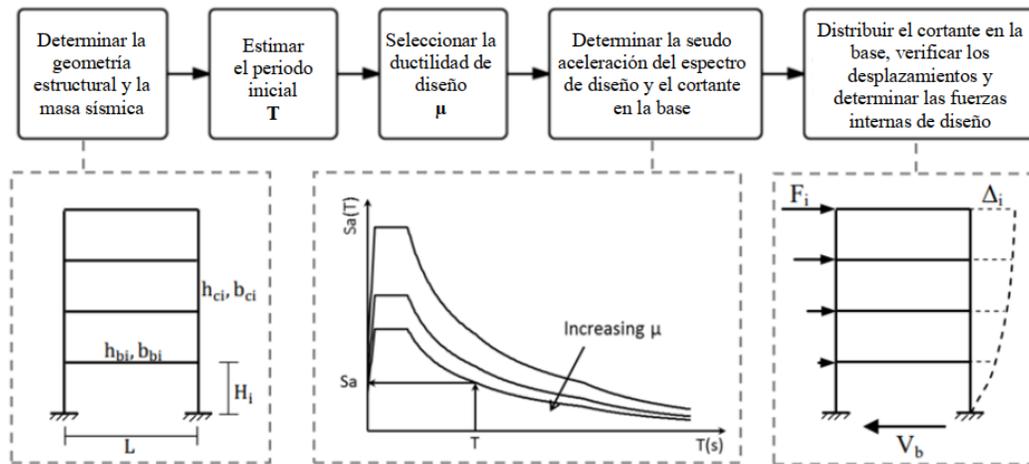
1. Se estima la geometría de la estructura y el tamaño de los elementos, que inicialmente pueden basarse en consideraciones arquitectónicas y de carga no sísmica. El peso y la masa sísmica de la estructura deben determinarse con base en la geometría preliminar de la estructura.
2. El cortante base elástico, o simplemente la aceleración espectral de la estructura elástica, se reduce por un factor que se determina en función de la ductilidad asignada a la estructura. El factor de ductilidad,  $\mu$ , (o factor de reducción,  $R$ , o factor de comportamiento,  $q$ ) está especificado por el código de diseño o material apropiado. Tradicionalmente, el diseño basado en fuerzas sigue la aproximación de la regla de igual desplazamiento para estructuras con periodos de mediano y largo alcance, y la aproximación de la regla de igual energía para estructuras con periodos cortos.
3. El período elástico de la estructura, se estima en base a su geometría inicialmente determinada. Muchos métodos están disponibles para estimar el período y están disponibles en la mayoría de los códigos de diseño.
4. Al ingresar a la gráfica de aceleración

espectral reducida en el período elástico estimado, se puede encontrar una aceleración de diseño,  $S_d(T)$ , para la respuesta inelástica supuesta. Después se determina el cortante base elástico.

5. Siguiendo la aproximación de igual desplazamiento, el desplazamiento de fluencia de la estructura coincidirá con la respuesta inelástica y por lo tanto se puede calcular a través de la relación entre la aceleración espectral ( $S_d(T)$ ) y el

desplazamiento espectral,  $S_d(T)$  o  $\Delta$ . La demanda máxima de desplazamiento,  $\Delta_m$ , se puede determinar en función de la ductilidad.

6. Luego, el cortante base se distribuye por todo el edificio y se determinan las fuerzas internas de diseño. En esta etapa, el diseño se considera completo y, por lo general, no se realiza una verificación del período inicial asumido y, por lo tanto, la demanda de ductilidad real.



**Figura 1.** Práctica común del proceso de FBD. Fuente: [2]

## 2.2. Metodología del Diseño Basado en Desplazamientos Directos (DDBD)

El diseño basado en Desplazamientos Directos (DDBD) se ha desarrollado como un método simple para diseñar estructuras con un límite de desplazamiento establecido. El procedimiento consiste en caracterizar la estructura por una rigidez efectiva al desplazamiento de diseño y un nivel de amortiguamiento elástico equivalente.

A diferencia de los procedimientos basados en fuerzas, los métodos de Diseño Basado en Desplazamiento (DBD) se centran en el control de los desplazamientos laterales de la estructura. Dado que el daño es más fácil de correlacionar con los desplazamientos que con las fuerzas, estos métodos apuntan a diseñar una estructura que respete un desplazamiento máximo predefinido. De todas las metodologías DBD disponibles, el procedimiento de diseño basado en desplazamiento directo (DDBD) de Priestley

et al., [1] es probablemente el que está ganando más aceptación por parte de la comunidad científica. Los pasos principales del DDBD se ilustran en la Figura 2.

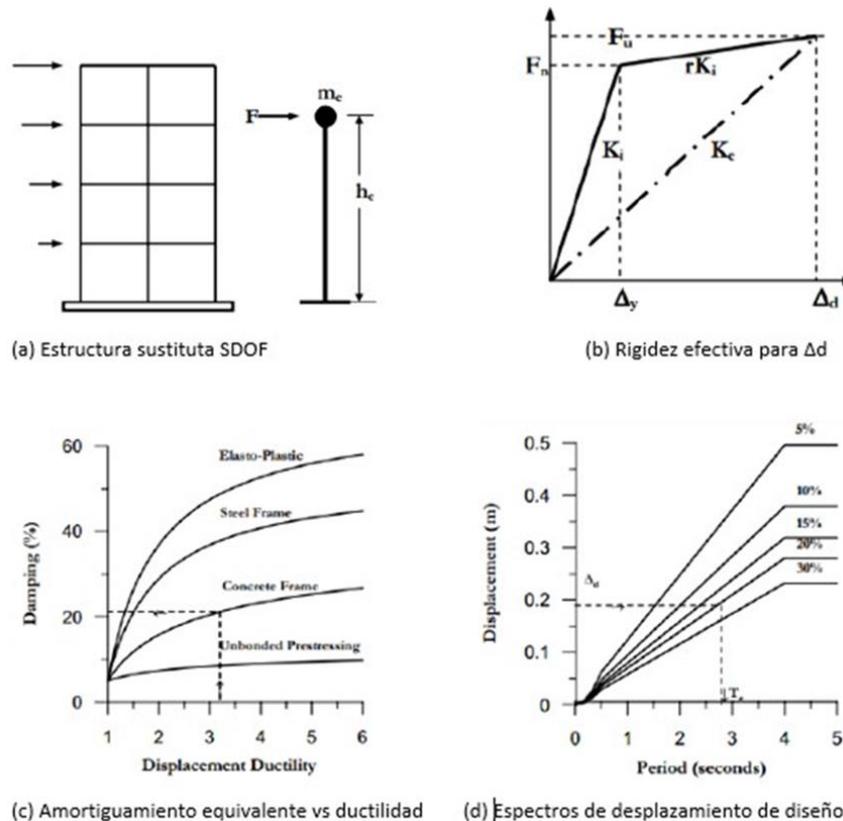
Al asumir un desplazamiento objetivo, basado en criterios de desempeño predefinidos, y una forma de desplazamiento lateral, el DDBD reemplaza el sistema de Múltiples Grados de Libertad (MDOF), de sus siglas en inglés, por un sistema equivalente de un solo grado de libertad (SDOF) en la Figura 2 (a), para los cuales es posible definir la masa efectiva ( $m_e$ ), la altura efectiva ( $h_e$ ) y el desplazamiento último objetivo ( $\Delta_d$ ).

El siguiente paso del método consiste en obtener el amortiguamiento viscoso equivalente del sistema (SDOF). El amortiguamiento viscoso efectivo se define como función de la demanda de ductilidad de desplazamiento ( $\mu = \Delta_d / \Delta_y$ ), obtenida usando relaciones empíricas para el desplazamiento de fluencia y el sistema estructural visto en la

Figura 2 (c). Luego se usa el amortiguamiento viscoso equivalente para reducir el espectro de desplazamiento elástico.

Finalmente, al ingresar al espectro con el desplazamiento objetivo, se puede encontrar el período efectivo de la estructura sustituta ( $T_e$ ) y, por lo tanto, la rigidez secante o efectiva

observada en la Figura 2 (b). El cortante base ( $V_b$ ) se distribuye entonces sobre la altura de la estructura como un conjunto de fuerzas laterales proporcionales a la forma de desplazamiento lateral, supuesta ya las masas del piso. Las resistencias requeridas de los miembros finalmente se obtienen utilizando un enfoque de equilibrio.



**Figura 2.** *Proceso del Método DDBD. Fuente: [1]*

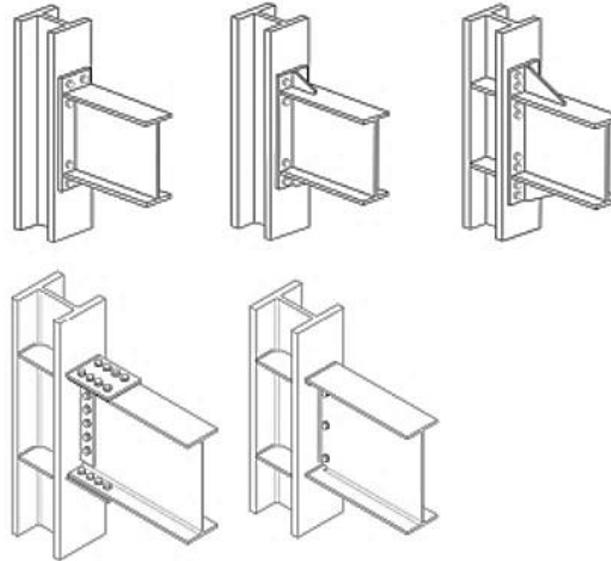
### 2.3. Sistema de marcos especiales resistentes a momento (SMF)

Los marcos especial resistente a momento en acero estructural son estructuras que poseen vigas, columnas y conexiones viga-columna que están dimensionadas y detalladas para resistir las acciones de flexión, axiales y cortantes que resultan en las oscilaciones del edificio debido al ciclo de desplazamiento inelástico durante un movimiento sísmico. Este dimensionado especial tiene como objetivo permitir que la estructura resista terremotos mientras experimenta un comportamiento inelástico de forma segura

[2].

### 2.4. Conexiones precalificadas de acero

Son conexiones que permiten deformaciones inelásticas en las vigas (ver Figura 3), mediante la formación de rótulas plásticas, en una zona distante de la cara de la columna. Para lograr tal comportamiento, es necesario controlar las rigideces y resistencia tanto de las vigas como de las columnas y de la unión misma, de manera de garantizar que la falla ocurra en las zonas preestablecidas de la viga. Algunas de esas uniones se obtienen reforzando la viga en la zona cercana a la columna mediante placas de cubierta.

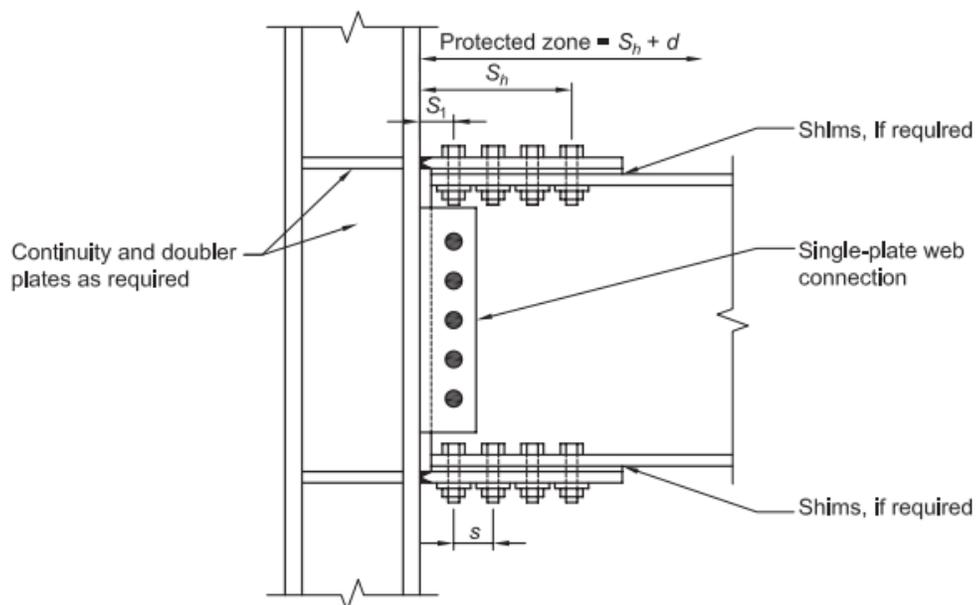


**Figura 3.** Conexiones Precalificadas. Fuente [3]

### 2.5. Conexiones con Plancha Aternada al Ala (BFP)

La conexión de tipo BFP (ver Figura 4) consiste en utilizar una plancha, que se soldada al ala de la columna, para aternar a ella el ala de la viga. Las planchas de las alas de la viga son soldadas a la columna con soldadura de

penetración completa, luego la placa es aternada al ala de la viga. El alma de la viga es conectada al ala de la columna con una plancha de corte. Este tipo de conexión es válida para usarse en SMF.

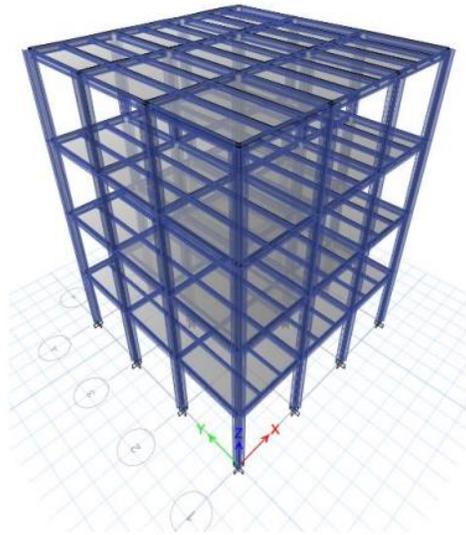


**Figura 4.** Conexión BFP. Fuente: [3]

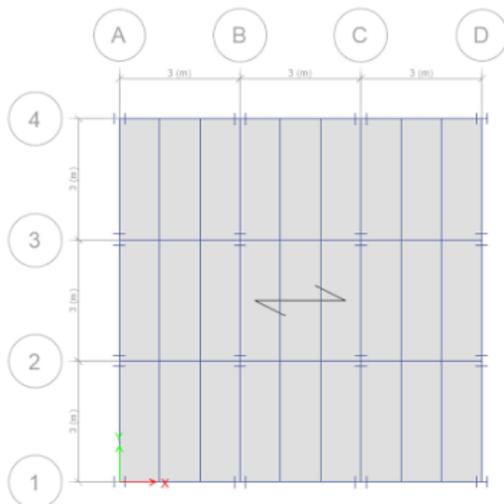
### 3. METODOLOGÍA

#### 3.1. Descripción del Arquetipo

Se estableció la geometría de un modelo de edificación regular para identificar rápidamente las variables fundamentales de la comparación de este estudio. La geometría del modelo consta de 4 niveles partiendo de una geometría rectangular en planta de 3 vanos en dirección X, equiespaciados cada 3 m, por 3 vanos en la dirección Y, equiespaciados cada 3 m (ver Figura 5 y 6).



**Figura 5.** Modelo tridimensional. Fuente: los autores



**Figura 5.** Modelo tridimensional. Fuente: los autores

En elevación los pórticos tienen 4 niveles. Las

alturas de los niveles serán de 3 m cada una. El sistema de losas consiste en un sofito metálico o los aceros de 12 cm de altura. El uso de los edificios será residencial, con cubierta visitable. Los elementos estructurales a utilizar serán perfiles tipos IPE para vigas y nervios, y perfiles HEB para columnas.

La orientación de las columnas se rotó 90° en los ejes 2 y 3 en cada modelo, debido a que colocarlas en una misma orientación hace más rígida la estructura en un solo sentido, lo que afecta en el cumplimiento de desplazamientos límites en el otro sentido.

#### 3.2. Propiedad de los Materiales

Se empleó acero estructural de grado A36 para todos los elementos principales de soporte como las columnas, viga y nervios los cuales presenta las siguientes propiedades mecánicas:

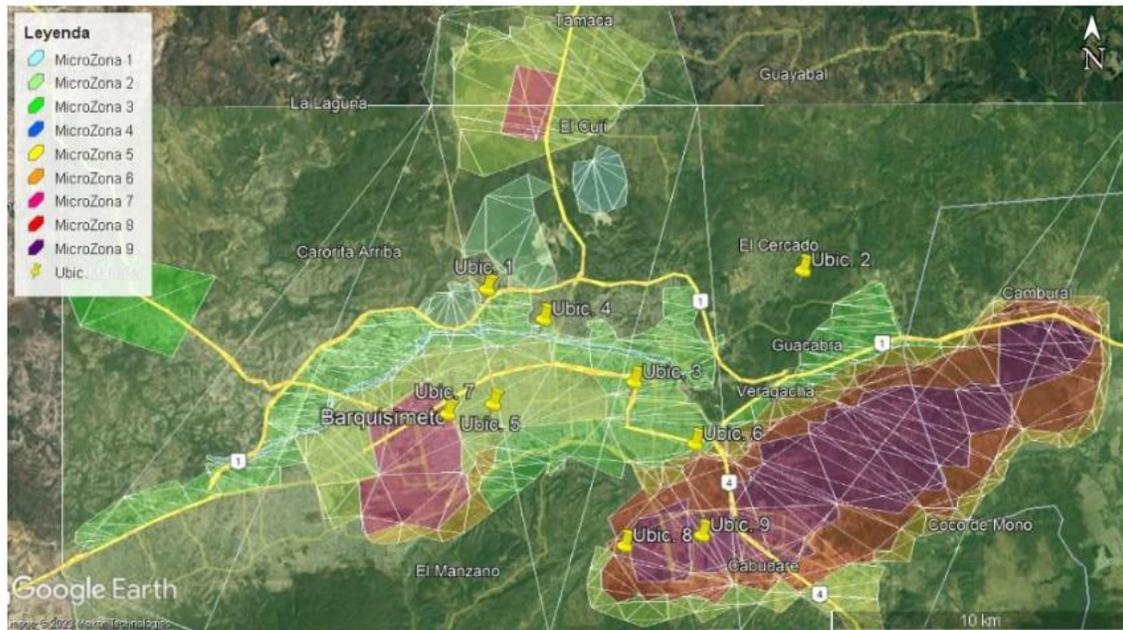
Límite de fluencia  $F_y = 2530 \text{ kgf/cm}^2$   
Límite de fluencia último  $F_u = 4080 \text{ kgf/cm}^2$   
Módulo de Elasticidad  $E = 2,1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$   
Peso por unidad de volumen  $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$   
Coeficiente de Poisson  $\nu = 0.3$   
Coeficiente de dilatación  
térmica lineal  $\alpha = 11,8 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

#### 3.3. Ubicación de Arquetipo

A continuación, se ofrece la Tabla 1 y Figura 7 donde se expresan los parámetros sísmicos representativos de cada ubicación asignada a los arquetipos, obtenidos de las exigencias de la Norma Venezolana COVENIN 1756-2019 [4] y la Ordenanza de Microzonificación Sísmica de la Región [5].

**Tabla 1. Parámetros sísmicos de la ubicación de los arquetipos. Fuente: los autores**

Ubicación	#1	#2	#3	#4	#5	#6	#7	#8	#9
Sismo tipo	Diseño	Diseño	Diseño	Diseño	Diseño	Diseño	Diseño	Diseño	Diseño
Grupo	B2	B2	B2	B2	B2	B2	B2	B2	B2
$\alpha$	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Nivel diseño	ND3	ND3	ND3	ND3	ND3	ND3	ND3	ND3	ND3
Tipo estructura	I-a	I-a	I-a	I-a	I-a	I-a	I-a	I-a	I-a
Latitud	10°6'7,94"N	10°6'28,46"N	10°4'27,57"N	10°5'35,59"N	10°4'3,89"N	10°3'20,68"N	10°3'53,15"N	10°0'1'30,69"N	10°0'1'42,00"N
Longitud	69°20'10,63"O	69°14'23,59"O	69°17'28,90"O	69°19'8,34"O	69°20'3,83"O	69°16'22,17"O	69°20'53,76"O	69°17'39,42"O	69°16'14,34"O
Microzona	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Ao	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28
$\phi$	1	1,5	1,4	1,1	1,2	1,2	1,2	1,15	1,1
$\beta$	2,35	2,1	2,45	2,8	2,1	2,35	2,1	1,8	1,8
Ta	0,02	0,03	0,03	0,04	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
To	0,1	0,1	0,18	0,3	0,09	0,18	0,09	0,1	0,1
T*	0,38	0,55	0,7	0,75	0,55	0,7	0,6	0,7	0,75
T <sup>d</sup>	2,8	2,6	2	2	2	1,9	1,5	1,5	1,8
M	0	-0,05	0,08	0,12	-0,12	-0,05	-0,1	-0,2	-0,25
p	1	1,4	1,3	1	1,1	1,1	0,65	0,55	0,75

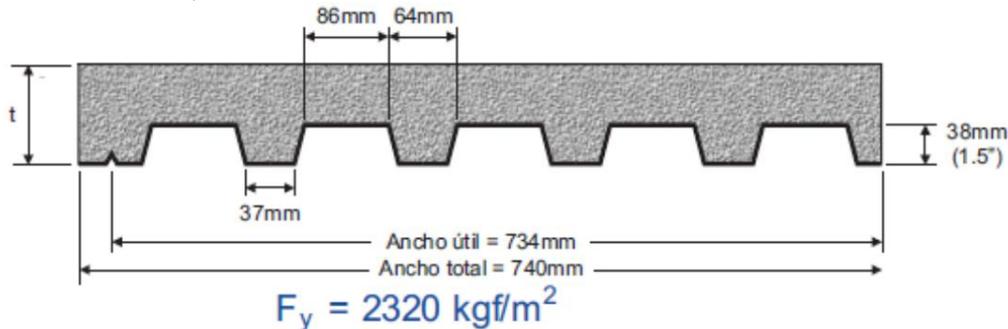


**Figura 7. Ubicación de los arquetipos en las microzonas. Fuente: los autores**

### 3.4. Cargas Actuantes

Para el cálculo de las cargas sobre las losas de entrepiso y techo se utilizó un sistema de encofrado metálico colaborante también llamado sofito metálico, a base de láminas de

acero galvanizado corrugadas y tope de concreto. Se seleccionó un sistema de encofrado colaborante tipo Sigaldeck altura de 1.5" (38 mm) y calibre N° 22 del Catálogo de Productos de Maploca [6] (ver Figura 8).



**Figura 8. Peso y propiedades del sofito metálico. Fuente: [6]**

Las demás cargas consideradas como carga permanente (CP) son, el peso de del concreto sobre la lámina de acero la cual se obtiene de la ficha técnica ofrecida por Maploca, se hizo uso de un mortero de nivelación para dar pendiente y escurrir el agua producto de las precipitaciones con su respectiva impermeabilización en el techo, luego el peso de las instalaciones sanitarias y eléctricas, y finalmente para la losa de entrepiso se consideró aplicar el criterio de la Norma COVENIN 2002-88 [7] en su articulado 4.4 donde se usa una carga de 150 kgf/m<sup>2</sup> para tabiquería que no tenga precisada su ubicación sobre la losa (ver Tablas 2 y 3).

**Tabla 2.** Carga permanente para losa de techo accesible. Fuente: los autores

Techo-Carga permanente (COVENIN 2002-88)	
Elemento	Carga (kgf/m <sup>2</sup> )
Conc, e= 12 cm sobre sofito	227,00
Mortero de nivelación de 5 cm	100,00
Instalaciones	10,00
Lamina Cal. 22	7,74
Impermeabilización	5,00
Σ	394,74

**Tabla 3.** Carga permanente para losa de entrepiso. Fuente: los autores

Techo-Carga permanente (COVENIN 2002-88)	
Elemento	Carga (kgf/m <sup>2</sup> )
Conc, e= 12 cm sobre sofito	227,00
Mortero de nivelación de 5 cm	150,00
Instalaciones	80,00
Lamina Cal. 22	20,00
Impermeabilización	7,74
Σ	484,74

Para estimar las cargas variables sobre las losas de entrepiso y techo se optó por aplicar el criterio de la Norma COVENIN 2002-88 [7], la cual estipula que, para viviendas multifamiliares y ambientes de habitaciones, el valor es de 175 kgf/m<sup>2</sup> como mínimo y la carga variable de techo se consideró como azotea visitable por lo tanto su carga es de 100 kgf/m<sup>2</sup> (ver Tabla 4)

**Tabla 4.** Carga variable. Fuente: los autores

Carga variable (COVENIN 2002-88)		
Zona	Uso	Carga (kgf/m <sup>2</sup> )
Losa de entrepiso	Residencial	175,00
Techo	Visitable	100,00

### 3.5. Análisis Estático Inelástico (Pushover)

El análisis inelástico se aplicó para conocer el comportamiento en el rango inelástico que incursionaron las estructuras, para identificar zonas críticas, mecanismos de falla y para determinar las demandas locales y globales de ductilidad. Los efectos inelásticos se incorporaron explícitamente en el modelo estructural y la acción sísmica se define por el espectro de respuesta elástica por cada microzona. El modelado, análisis y verificación de la aplicación de este método de análisis se realizaron siguiendo las exigencias establecidas en la Norma Venezolana COVENIN 1756-2019 [4] en todo lo descrito en el artículo 9.6. Las actividades realizadas para el método de análisis se pueden resumir en los siguientes tópicos:

- Se aplicó estáticamente las cargas laterales obtenidas del Análisis Dinámico Elástico, de manera crecientes en los centros de masas para empujar la estructura progresivamente hasta alcanzar el desplazamiento objetivo.
- El desplazamiento objetivo se definió de acuerdo a los parámetros de la deriva global en el techo en función de la altura de la estructura para edificaciones en concreto armado, según la publicación del ATC para el laboratorio de ingeniería del NIST [8].
- Se obtuvo la curva bilineal de capacidad para determinar el desplazamiento y la fuerza cedente junto al desplazamiento y fuerza última de cada estructura.
- La demanda sísmica se obtuvo del espectro de respuesta elástica definido en el articulado 7.2 asociado al tipo de sismo de la Norma Venezolana COVENIN 1756-2019 [4].
- Se transformaron las curvas de demanda sísmica y capacidad de la estructura, en el formato de pseudo aceleraciones-seudo desplazamientos para obtener el punto de desempeño que resulta de la intersección de ambas curvas.
- Se verificó que la demanda de

deformación plástica en los elementos estructurales estuviera por debajo de los valores admisibles de acuerdo al nivel de desempeño deseado.

### 3.6. Método de Diseño Sísmico por Desplazamiento

Para aplicar la metodología de los desplazamientos de Priestley, se recopilaron los datos de:

Altura, del entrepiso	$H_i$ (m)
Masa del entrepiso	$m_i$ (Kg)
Esfuerzo de Acero $F_y$	(Kgf/cm <sup>2</sup> )
Módulo de elasticidad del Acero	(Kgf/cm)
Es	
Longitud de la viga $L_b$	(m)
Profundidad de la viga $h_b$	(m)

Con estos valores se realizó el proceso de cálculo descrito a continuación empleando las siguientes expresiones:

- Para edificaciones con 4 o menos pisos la relación de la altura de entrepiso (i) fue de:

$$n \leq 4 \lambda_i = H_i/H_n \quad (01)$$

- Para edificaciones con más de 4 pisos la relación de la altura de entrepiso (i) fue de:

$$n > 4 \lambda_i = 4/3(H_i/H_n) * (1 - H_i/(4 * H_n)) \quad (02)$$

Nota: Se realizaron cambios en la nomenclatura propuesta por Priestley para mantener la simbología propuesta por la norma COVENIN 1756-2019 [4], y evitar confusiones. Seguidamente, se determinó la deriva crítica de la forma del 1er modo de vibración, para la metodología de Priestley et al. [1], esta deriva crítica es representada por la deriva máxima permitida para las vigas del entrepiso más bajo, siendo esta el desplazamiento máximo permitido para el 1er piso:

$$n \Delta I = \text{Máxima relación de deriva lateral total } (0.018) \times H_I \quad (03)$$

En el siguiente paso, se determinaron los desplazamientos para cada entrepiso mediante:

$$\Delta i = \lambda_i * (\Delta I / \lambda I) \quad (04)$$

Estos desplazamientos para cada entrepiso

permiten calcular el desplazamiento de diseño de la estructura sustituta:

$$\Delta d = \Sigma(m_i * \Delta i^2) / \Sigma(m_i * \Delta i) \quad (05)$$

De forma análoga se obtiene la altura equivalente de la estructura sustituta:

$$H_e = \Sigma(m_i * \Delta i * H_i) / \Sigma(m_i * \Delta i) \quad (06)$$

Con los datos del esfuerzo de plastificación del acero, se calcula el esfuerzo de plastificación de diseño, según:

$$F_{ye} = 1.5 * F_y \quad (07)$$

Y con este último, la deformación de plastificación:

$$\epsilon_y = F_{ye} / E_s \quad (08)$$

A continuación, se calcula la rotación de plastificación de las vigas del primer nivel:

$$\theta_y = 0,65 * \epsilon_y * (L_b1 / h_b1) \quad (09)$$

Con estos valores se obtiene el desplazamiento de plastificación del sistema equivalente:

$$\Delta y = \theta_y * H_e \quad (10)$$

Se determina luego la demanda de ductilidad de desplazamiento del sistema:

$$\mu = \Delta d / \Delta y \quad (11)$$

Y con este valor se obtiene el amortiguamiento viscoso equivalente del sistema:

$$\xi_{eq} = 0,05 + 0,577 * (\mu - 1) / (\mu * \pi) \quad (12)$$

Siendo esta expresión la correspondiente a estructuras en acero estructural. Luego se calcula la masa equivalente del sistema:

$$m_e = \Sigma(m_i * \Delta i) / \Delta d \quad (13)$$

El siguiente paso consiste en el cálculo del factor de reducción por amortiguamiento:

$$R\xi = (0,07 / (0,02 + \xi_{eq})) \alpha \quad (14)$$

Para el caso de estructuras de concreto armado se asume un valor de  $\alpha = 0,5$ . Con el valor calculado de  $R\xi$  se construye el espectro inelástico de desplazamientos a partir del elástico. Los espectros para un amortiguamiento diferente del 5 % han sido determinados usando el Reglamento Sísmico

Europeo (EC8) [9] el cual establece:

$$\Delta(T,\xi) = \Delta(T,5) * R\xi \quad (15)$$

En el siguiente paso, se calcula la rigidez de la estructura sustituta:

$$Ke = (4 * \pi^2 * me) / Te^2 \quad (16)$$

Y con esta se obtiene la fuerza cortante basal para lograr el desplazamiento de diseño deseado:

$$F = Vb = Ke * \Delta d \quad (17)$$

Y con este valor se distribuyen las fuerzas para cada entrepiso, según:

$$Fi = Vb * (mi * \Delta i) / \Sigma(mi * \Delta i) \quad (18)$$

### 3.7. Curva de Capacidad

Mediante el uso del programa *ETABS v20* [10], se graficaron las curvas de capacidad de cada estructura para observar la relación entre el cortante en la base y el desplazamiento del techo. Esta grafica identificó el máximo valor del cortante basal antes que la estructura llegara a su desplazamiento objetivo, sin embargo. Cabe destacar que un valor elevado de esta capacidad no es garante de un adecuado comportamiento estructural, es la formación de las rotulas plásticas durante la aplicación de la carga lateral el determinante de un adecuado comportamiento estructural.

### 3.8. Modelo Bilineal de la Curva de Capacidad

Se aproximo la curva de capacidad de las estructuras en un modelo representado por 2 tramos rectos para ubicar el punto de cedencia y el punto de desplazamiento objetivo, el primer tramo muestra la simplificación de la capacidad elástica de la estructura y el segundo tramo la capacidad inelástica hasta alcanzar el desplazamiento objetivo. La creación de la curva bilineal se realizó bajo el procedimiento del ASCE 41-13 [11].

### 3.9. Punto de Desempeño

Mediante la aplicación del método ofrecido en el *FEMA 440* [12] se generó el espectro de capacidad el cual consistió en transformar las curvas de capacidad al formato Seudoaceleración (*sa*) y Seudodesplazamiento (*sd*), y superponerlo

con el espectro de demanda en el mismo formato. La ubicación del punto de desempeño se dio en la intersección de ambos espectros, este punto indico cuan dúctil fueron las estructuras, además de conocer si la capacidad inelástica de las estructuras fue suficiente para la máxima demanda a la cual fueron sometida.

### 3.10. Reserva de Resistencia

Es el cociente entre el cortante basal de desempeño y el cortante basal de cedencia. El cortante basal de cedencia es el correspondiente al primer cambio de pendiente en la curva de capacidad de la estructura el cual indica la aparición de la primera rotula plástica para cada dirección de estudio. Por otro lado, se tiene que el cortante basal de desempeño es el que coincide con la intersección de la demanda y la capacidad de la estructura. Este factor permite establecer la capacidad que tiene la estructura de desarrollar su resistencia al sobrepasar el rango elástico hasta llegar al punto de desempeño.

La reserva de resistencia de las estructuras estudiadas se obtuvo mediante la siguiente expresión:

$$\Omega = Vp / Vy \quad (19)$$

Dónde:

*Vp* cortante basal de desempeño.

*Vy* cortante basal de cedencia.

### 3.11. Ductilidad de la Estructura

La ductilidad demandada y la ductilidad disponible se obtuvieron gracias a la determinación anterior del punto cedente (desplazamiento de cedencia) y el punto de desempeño (desplazamiento de desempeño), aplicando para ello la ecuación siguiente:

$$\mu = \Delta p / \Delta y \quad (20)$$

Dónde:

*\Delta p* desplazamiento de desempeño.

*\Delta y* desplazamiento de cedencia.

*Factor de Reducción de Respuesta Sísmica.* El factor de reducción de respuesta (*R*) disminuye las aceleraciones del espectro elástico con el objetivo de que las estructuras incursionen en el rango inelástico, se obtuvo del producto de la reserva de resistencia y la ductilidad.

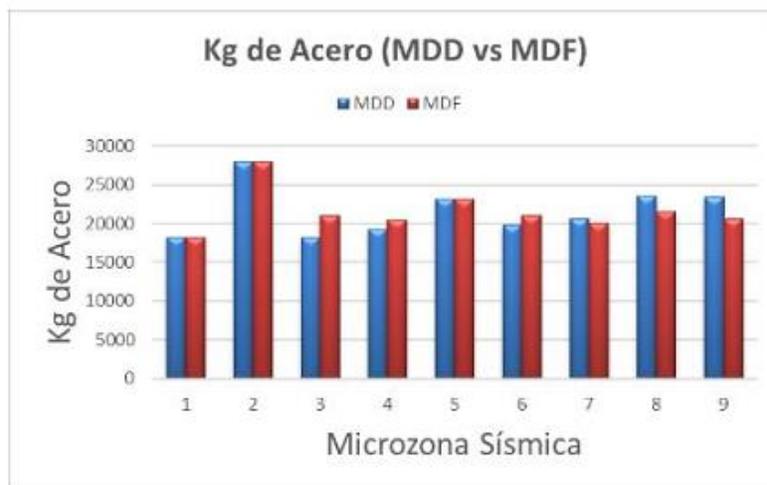
$$R = \Omega * \mu \quad (21)$$

#### 4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En este apartado, se describe y analiza los resultados obtenidos de la comparación entre ambos métodos de diseño, empezando desde los requerimientos normativos hasta los valores de ductilidad ( $\mu$ ), sobrerresistencia ( $\Omega$ ) y factor de reducción de respuesta ( $R$ ) que son los indicadores del comportamiento sismorresistente de una edificación analizada bajo el método del Pushover convencional.

#### 4.1. Cantidad de Material

Resumidamente se presenta la Figura 9 la cantidad de material en formato de kilogramos de acero para la totalidad de los perfiles de acero pertenecientes a cada arquetipo para cada microzona sísmica y cada uno de los métodos de diseño, que fue obtenido de los resultados ofrecidos por el software *ETABS v20* [10].



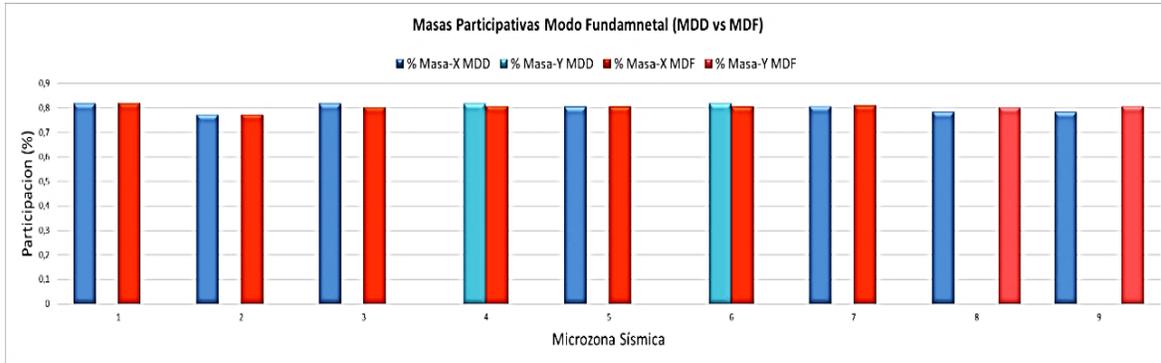
**Figura 9.** Kg de Acero (MDD vs MDF). Fuente: los autores

La Figura muestra de manera general que el diseño por el Método de las Fuerzas (MDF) presenta mayor cantidad de kilogramos de acero para las microzonas 3, 4 y 6, y el diseño por el Método de los Desplazamientos (MDD) presenta mayor cantidad en las microzonas 7, 8 y 9. Para la microzona 1 el diseño fue exigido por las dimensiones construibles mínimas para el sistema SMF con conexión BFP para ambos métodos por lo que las dimensiones finales fueron idénticas. Mientras que las microzonas sísmicas 2 y 5 exigió un dimensionado idéntico en ambos métodos para alejar el periodo fundamental de la estructura respecto

al periodo característico del suelo.

#### 4.2. Verificación de las Masas Participativas

El dimensionado final de los arquetipos fue analizado por los requerimientos de la Norma Venezolana [4] para construcciones sismorresistentes, la exigencia de las masas participativas se presenta en la Figura 10 donde se muestra el periodo fundamental de cada arquetipo por cada microzona sísmica con el valor correspondiente a la cantidad de masa participativa para la dirección dominante o más vulnerable.



**Figura 10.** Masas Participativas (MDD vs MDF). Fuente: los autores

Como se observa las masas participativas de todas las edificaciones presento valores alrededor del 80% de participación para el periodo fundamental de la estructura, tanto en el MDD como el MDF. La Figura expone que los arquetipos en las microzonas 4 y 6 la dirección dominante para el MDD difiere de la dirección dominante para el MDF y de manera similar para las microzonas 8 y 9.

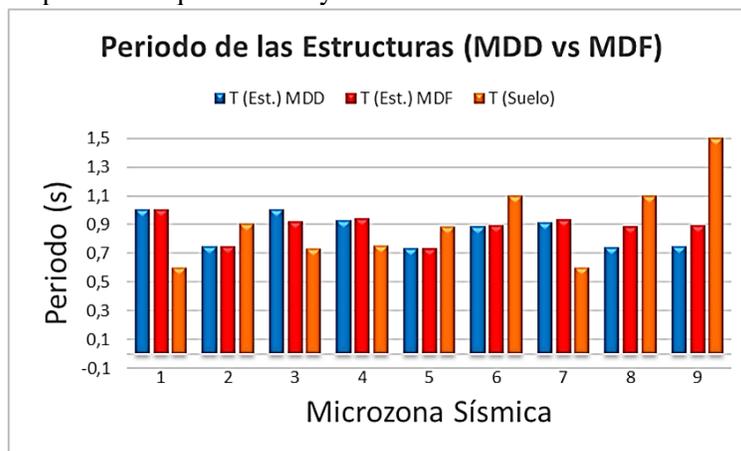
### 4.3. Control de Períodos

La Norma Venezolana [4] exige un control de los periodos para evitar el efecto de resonancia en las estructuras al coincidir el periodo fundamental de la misma con el periodo del suelo, para ello la Norma indica que el periodo de la estructura debe estar 20% por encima o por debajo del periodo del suelo, es decir menor a 0,8 o mayor a 1,2, veces el valor del periodo del suelo. Para la obtención del periodo del suelo se hizo uso de los mapas de isoperiodos presente en el estudio de microzonificación para Barquisimeto y

Cabudare, y se presta en la siguiente grafica la comparación entre los arquetipos modelados en este trabajo.

La Figura 11 expone los periodos del suelo para cada microzona junto a los periodos fundamentales de cada estructura modelada para cada método de diseño. En la misma se puede observar que para las microzonas 1, 2 y 5 los periodos para ambos métodos fueron idénticos, para 4, 6 y 7 fueron similares, y para la microzonas restantes 3, 8 y 9 se obtuvo periodos con diferencias significativas.

Específicamente para las microzonas con mayor diferencia, se puede notar que en la número 3 donde los periodos fundamentales de las estructuras fueron mayores al periodo del suelo, el MDD ofreció un valor mayor de periodo respecto al MDF, mientras que para las microzonas 8 y 9 donde los periodos fundamentales de las estructuras fueron menores al periodo del suelo, la situación se torna contraria.



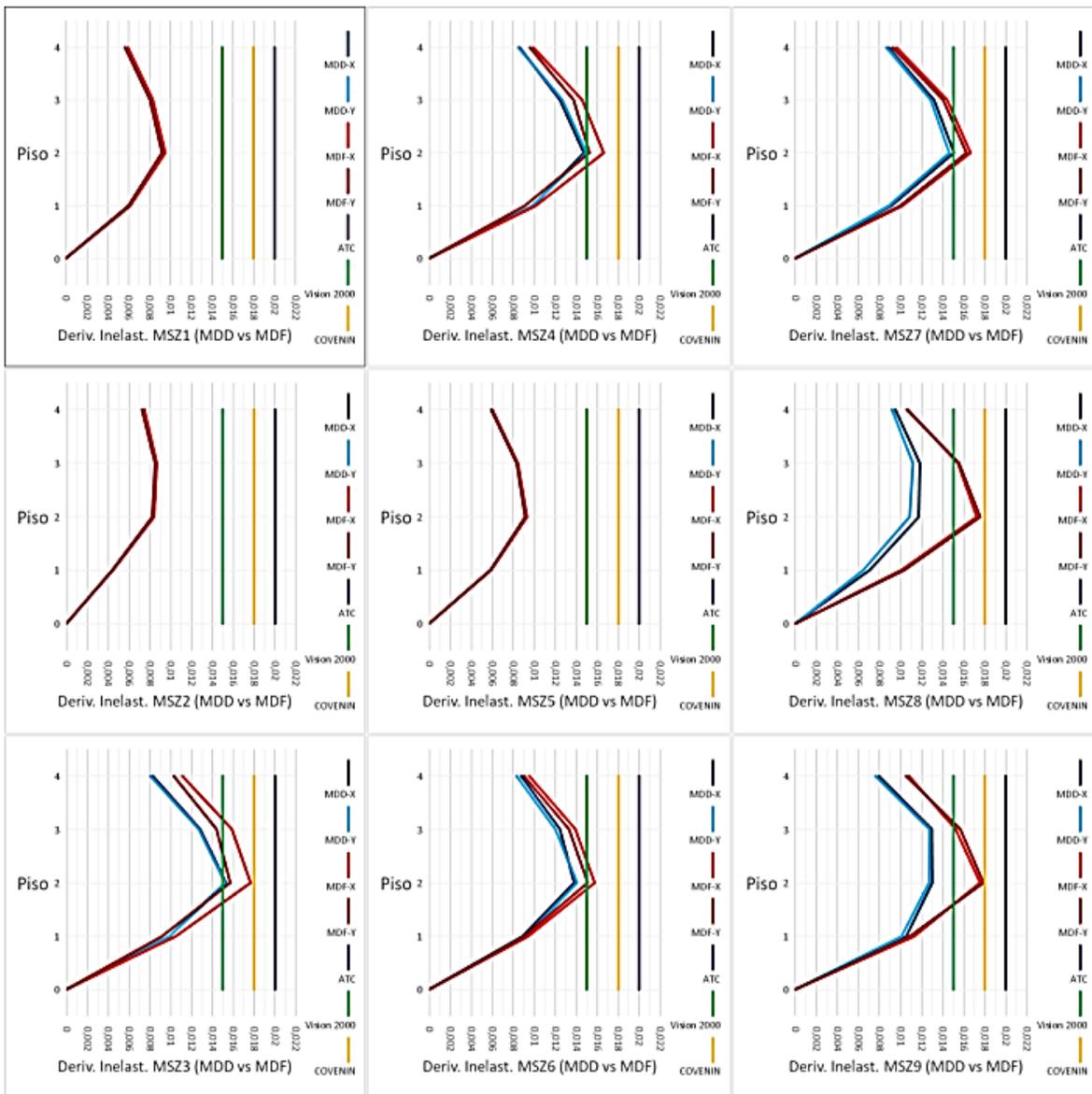
**Figura 11.** Periodo de las Estructuras (MDD vs MDF). Fuente: los autores

#### 4.4. Relación de Derivas Inelásticas de Entrepisos

La Figura 12 muestra las derivas inelásticas de entrecapado por cada microzona comparando los métodos de diseño, junto a los límites máximos establecidos por la Norma COVENIN [4], el ATC-40 [13], y el Reporte de Visión 2000 [14]. Los valores de los cuales resultaron las gráficas, se encuentran comprendidos en el apartado de los anexos en las páginas 146 y 186 para los métodos MDF y MDD respectivamente. Se observa que para las microzonas 1, 2 y 5 no existe diferencia entre derivas para la dirección en X ni para la

dirección en Y en ambos métodos de diseño. Para el resto de las microzonas, si se encuentran diferencias siendo las 8 y 9 las de mayores valores diferenciados. También se puede apreciar que las derivas máximas se alcanzaron en el 2do piso de todas las edificaciones.

De manera general ninguna de las edificaciones sobrepasó el valor normativo por COVENIN [4] de 0,018. Sin embargo, en las microzonas de mayor demanda sísmica y con un periodo del suelo muy elevado o muy reducido, el límite del reporte de Visión 2000 [14] fue excedido en todos los casos.



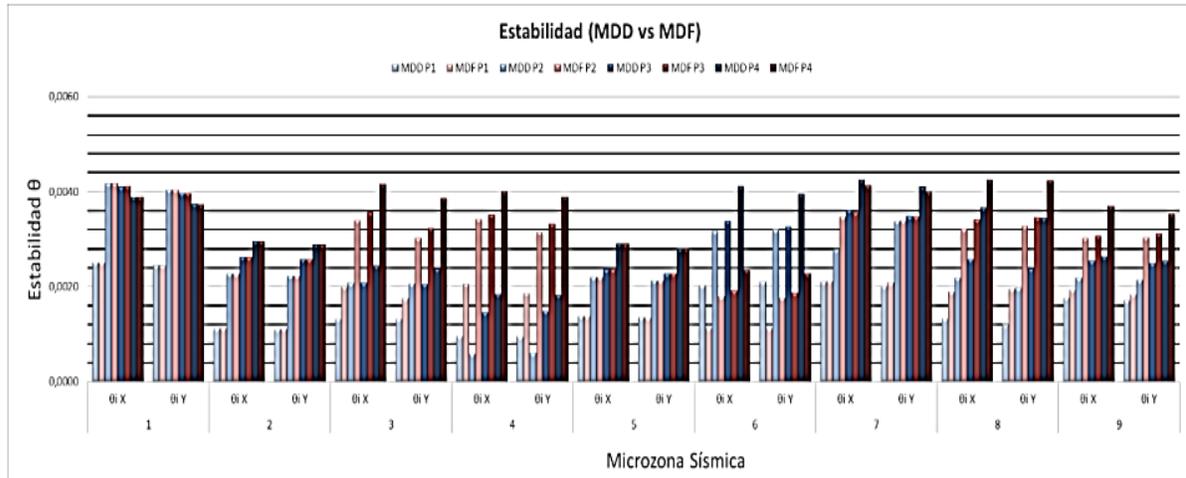
**Figura 12.** Relación de derivas inelásticas de entrecapado MZS (1-9) (MDD vs MDF). Fuente: los autores

#### 4.5. Estabilidad de Entrepisos

La Figura 13 muestra el valor del coeficiente de estabilidad calculado según la Norma COVENIN [4] para determinar si es necesario incorporar los efectos  $P-\Delta$  debido a las cargas gravitacionales actuando sobre la posición deformada de la estructura. Se puede notar que los valores obtenidos del cálculo para la estabilidad fueron menores a 0,10 por lo cual

la norma establece que para esta situación no es necesario hacer consideraciones adicionales respecto a la aplicación de los efectos  $P-\Delta$ .

También se puede observar que las edificaciones para las microzonas 3, 4, 8 y 9 presentaron coeficientes de estabilidad mayores para el MDF que para el MDD, mientras que para la microzona 5 fue contrario y 7 fueron similares.



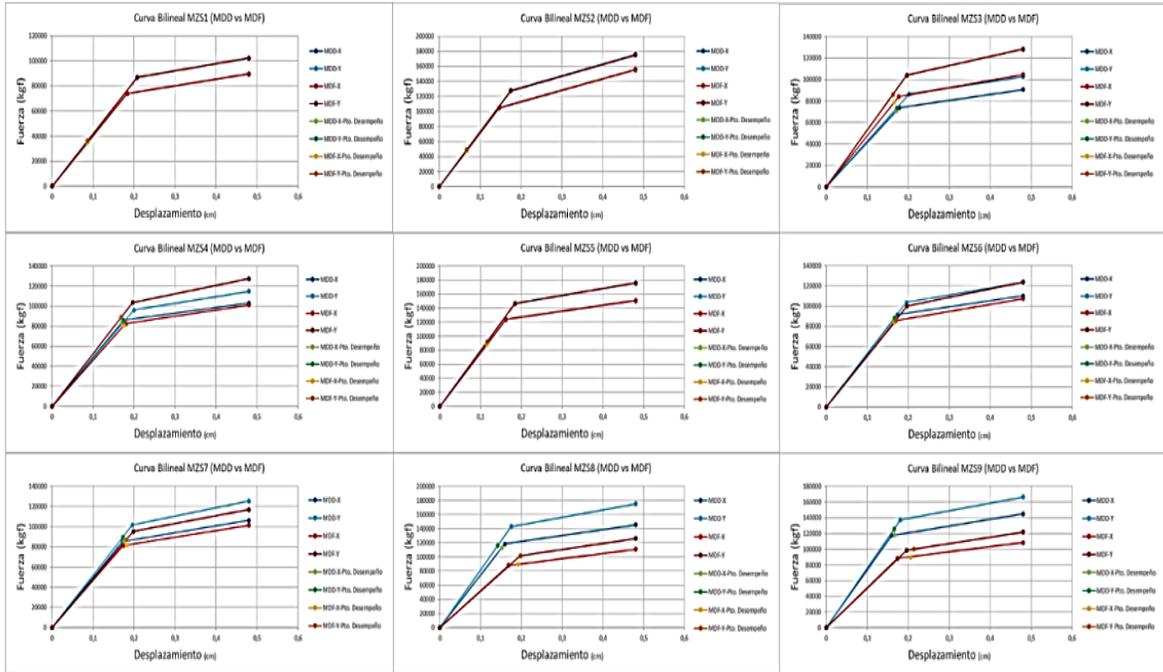
**Figura 13.** Estabilidad de entrespacio (MDD vs MDF). Fuente: los autores

#### 4.6. Curva Bilineal de Capacidad

La Figura 14 muestra las curvas bilineales ofrecida por el software ETABS v20 [10] mediante el procedimiento ASCE 41-13 [11], el cual utiliza el método de los coeficientes para obtener los valores de la curva. Los valores de los cuales resultaron las gráficas, se encuentran comprendidos en el apartado de los anexos en la página 177 para los métodos MDF y MDD. En las figuras se observa que el comportamiento de las edificaciones diseñadas por el MDD y el (MDF en la

microzona sísmica 1 fue idéntico. Así mismo ocurrió para las 2 y 5.

Las microzonas 8 y 9 muestran que el MDD) presento mayor capacidad para resistir la fuerza cortante que el MDF, mientras que para la 3 fue contrario, siendo el MDF el que ofreció mayor capacidad resistente frente a la fuerza de corte. El resto de las microzonas se presentó comportamientos diferentes, es decir, no hubo un método de diseño dominante respecto a la capacidad de resistir la fuerza cortante en la base.

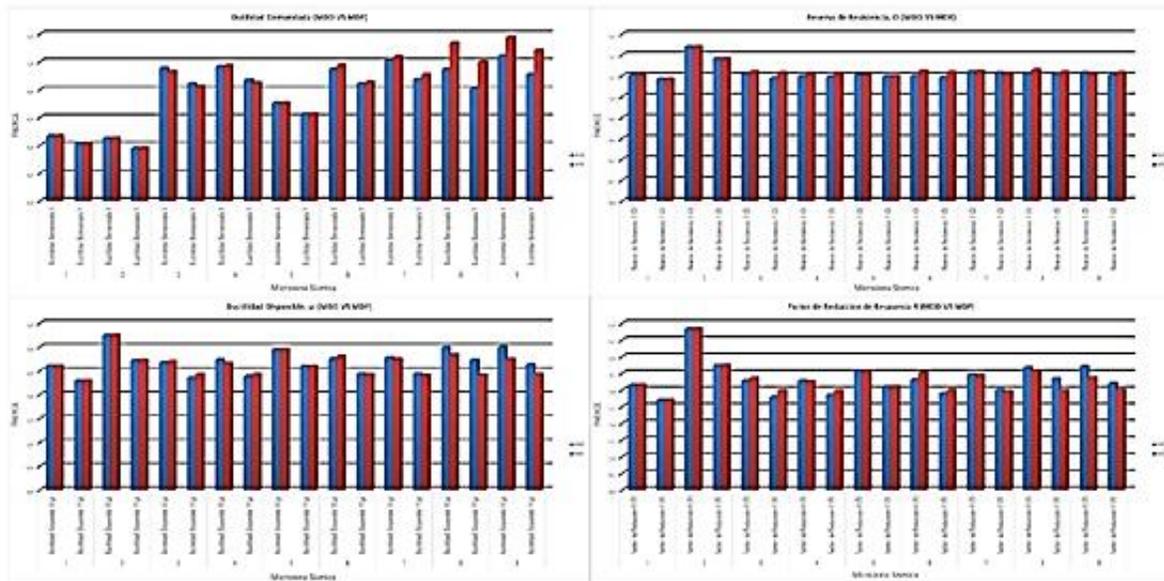


**Figura 14.** Punto Curva Bilineal MZS (1-9) (MDD vs MDF). Fuente: los autores

#### 4.7. Curva Bilineal de Capacidad

La Figura 15 expone los índices de la ductilidad demandada por el punto de desempeño, la ductilidad disponible después del punto de desempeño, la reserva de resistencia una vez alcanzada la cedencia del sistema estructural y el factor de reducción de respuesta resultante de los dos índices

anteriores. La figura demuestra que la ductilidad demandada en las microzonas 3, 4 y 6 se obtuvieron valores cercanos a 1 con poca diferencia entre ambos métodos de diseño, lo que indica que la exigencia sísmica demandó un comportamiento cercano a la cedencia del sistema con la aparición de algunas rotulas plásticas.



**Figura 15.** Ductilidad Demandada y Disponible, Reserva de Resistencia y Factor de Reducción de Respuesta (MDD vs MDF). Fuente: los autores

Para la microzona 7 se tuvo valores sobre la unidad, lo que significa un comportamiento en el punto cedente del sistema estructural con varias rotulas plásticas, pero sin daños significativos por deformación. Las 8 y 9 incurrieron en un comportamiento postcedente con desplazamientos controlados para daños reparables bajo el MDF mientras que el MDD no supero la cedencia de manera significativa permaneciendo en un rango cercano a la cedencia del sistema. En las microzonas 1, 2 y 5 la demanda de ductilidad fue mucho menor a 1, indicando que la edificación presento un comportamiento en el rango elástico para ambos métodos de diseño.

De manera general se aprecia que la ductilidad disponible hasta el punto de control de desplazamiento ofreció valores de 2,3 a 3 unidades para todas las microzonas en ambos métodos de diseño. Lo que significa que todos los diseños presentan una ductilidad importante para disipar el exceso de la demanda sísmica en forma de desplazamiento. Se observa que la reserva de resistencia tiene valores mayores a 1 pero con poca diferencia de este, expresando que los diseños tienen poca capacidad extra, por endurecimiento del acero, de resistir una magnitud mayor a la cedencia del sistema para ambos métodos de diseño en todas la microzonas.

Finalmente, el factor de reducción de respuesta presentó valores por encima de las 3 unidades que, comparado al factor de 6 unidades ofrecido por la norma COVENIN 1756-2019 [4], indica que los diseño absorben una importante cantidad de fuerza sísmica dentro de la capacidad elástica del sistema para ambos métodos de diseño. Mientras que la microzona 2 tiene la particularidad que presenta un elevado índice de factor de reducción de respuesta debido a las dimensiones de las columnas exigidas por el periodo característico del suelo.

## **5. CONCLUSIONES**

El método de diseño basado en desplazamientos definido en la bibliografía de Priestley et al. [1], ofreció valores de comportamiento sismo resistentes semejantes a los obtenidos del diseño basado en las

fuerzas para cada microzona sísmica de la ordenanza de Barquisimeto-Cabudare, los cuales fueron diseñados bajo los requerimientos para sistemas de pórticos de acero especiales resistentes a momento con conexiones precalificada de tipo Bolted Flange Plate (BFP).

El método de diseño basado en desplazamiento se caracteriza por ofrecer un diseño controlando la deriva máxima que se desea alcanzar para la edificación, lo cual ofreció dimensiones de vigas que lograron cumplir con las derivas máximas exigidas por la norma. A diferencia del método de diseño basado en las fuerzas donde las dimensiones de vigas fueron más reducidas y las derivas fueron controladas por las dimensiones de las columnas.

Las dimensiones en la microzona 1 fueron idénticas para ambos métodos debido a que el diseño fue controlado por las dimensiones construibles mínimas para la conexión (BFP) como consecuencia de la baja demanda sísmica que presenta esta microzona sísmica. Proporcionando como resultado que el comportamiento sismo resistente se diera en el rango elástico de la curva de capacidad obtenida para estas edificaciones. El diseño para las edificaciones de las microzonas 2 y 5 obtuvieron dimensiones idénticas para ambos métodos debido a la exigencia del control de periodos para evitar la resonancia. Lo que trajo como consecuencia dimensiones mayores a las exigidas por la demanda sísmica y un comportamiento sismorresistente en el rango elástico de la curva de capacidad.

Las microzonas 3, 4 y 6 ofrecieron una demanda sísmica significativa y un periodo característico del suelo lo suficientemente alejado del periodo fundamental de las estructuras para ofrecer diseños cuyo comportamiento sismo resistente estuvieron cercanos a la cedencia del sistema para cada edificación, con la característica particular que los pórticos en dirección en Y ofrecieron mayor resistencia a la exigencia sísmica.

Para las microzonas restantes 7, 8 y 9, la incursión al rango inelástico fue insignificante teniendo un comportamiento satisfactorio ante

los daños estructurales que pueda presentar el sistema para el sismo de diseño manteniéndolos de naturaleza reparables.

## 6. FINANCIAMIENTO

La investigación que ha dado origen a este artículo no ha recibido el aporte financiero de ninguna fuente.

## 7. CONFLICTOS DE INTERÉS

Los autores declaran no tener ningún conflicto de interés.

## 8. CONTRIBUCIÓN DE LOS AUTORES

Conceptualización, M.A.O; levantamiento de información y análisis, D.A.O.S y G.G.P.M; redacción y edición D.A.O.S y G.G.P.M.

## 9. REFERENCIAS

- [1] M. J. N. Priestley, G. M. Calvi, y M. J. Kowalsky, *Displacement based seismic design of structures*, 1.<sup>a</sup> ed. Pavia, Italy: IUSS Press, 2007
- [2] P. Helene, F. Pereira, P. Castro, [2]B. Sporn y S. Pampanin, Eds., *A “retrofit” solution for Force-Based design: eliminating the need for iteration and initial period estimation*. NZSEE Conference, Wellington, NZ, 2013
- [3] ANSI/AISC 358-16, “*Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications*”, American Institute of Steel Construction, Chicago, 2020
- [4] Fodonorca, “*Norma Venezolana COVENIN 1756-2019. CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES*”, Fodonorca, Caracas, 2019
- [5] FUNVISIS, “*Ordenanza de construcciones sismorresistentes del Municipio Iribarren*”, FUNVISIS, Barquisimeto, Venezuela, 2015
- [6] MAPLOCA, “*SIGALDECK – MAPLOCA*”, MAPLOCA. Disponible en: <https://maploca.com/productos/sigaldeck> Venezuela, 2024
- [7] Fondonorma, “*Norma Venezolana COVENIN 2002:1988. Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones*”, Fondonorma, Caracas, Venezuela, 2001.
- [8] NIST, “*Seismic Design of Steel Special Moment Frames: A guide for Practicing engineers*”, *GCR 16-917 41*, 2016.
- [9] MTMS, “*Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes*”, Ministerio de Transporte y Movilidad Sostenible, Disponible en: [https://cdn.mitma.gob.es/portal-web-drupal/carreteras/normativa/AN\\_UNE-EN%201998-1.pdf](https://cdn.mitma.gob.es/portal-web-drupal/carreteras/normativa/AN_UNE-EN%201998-1.pdf), España, 1998
- [10] CSI, “*ETABS v20*”, Disponible en: <https://www.csiespana.com/software/5/etabs>, España, 2020
- [11] ASCE 41-13, “*Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, Standard ASCE/SEI 41-13*”, American Society of Civil Engineers. Reston, VA, Estados Unidos, 2013
- [12] FEMA 440, “*Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*”, Federal Emergency Management Agency, Washington DC, USA, 2005
- [13] ATC-40, “*Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*”, Applied Technology Council, Redwood City, USA, 1996
- [14] SEAOC, “*Conceptual framework for performance based seismic engineering of buildings*”, Vision 2000 Committee and California Office of Emergency Services, Sacramento, USA, 1995