

# DISEÑO POR CAPACIDAD EN EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO ARMADO PARA SER INCORPORADA A LA NORMA PERUANA E-060 COMO ALTERNATIVA DE DISEÑO

**Burgos Namuche, Maribel, Ing. Civil**

Alumna de Postgrado de Facultad de Ingeniería Civil – Especialidad Estructuras de la UNI, [maribur74@hotmail.com](mailto:maribur74@hotmail.com)

**Piqué del Pozo, Javier, Ing. Civil, Ph.D**

Profesor principal de la Facultad de Ingeniería Civil y Postgrado de la UNI, [jpique@uni.edu.pe](mailto:jpique@uni.edu.pe)

## RESUMEN

El objetivo de este trabajo es demostrar que con el “diseño por capacidad”, metodología de Nueva Zelanda, se puede conseguir una estructura dúctil o extremadamente tolerante a los desplazamientos impuestos por el sismo; evitando el colapso, a pesar de haber excedido su resistencia, garantizando de esta manera que la estructura llegue a formar el mecanismo de colapso escogido durante la etapa de diseño (vigas débiles y columnas fuertes). El “diseño por capacidad” ha sido adaptado a los requerimientos mínimos de la norma E-060 y de la norma del ACI-2005. Esta metodología se aplica a una edificación aporticada de cuatro pisos, la misma que se diseña según nuestra norma E-060, con el fin de hacer un análisis comparativo. Para ambos casos, se evalúa las máximas demandas en el rango no-lineal a través del análisis no lineal estático o “Pushover” y el análisis no lineal dinámico IDA. Finalmente, se llega a demostrar los objetivos del presente trabajo a través de los análisis no lineales tiempo historia usados para el análisis IDA, el cual es un análisis más preciso, real pero también más complejo.

## ABSTRACT

The objective of this work is to demonstrate that with "capacity design", methodology of New Zealand, you can get a ductile or extremely tolerant structure to the displacements imposed by the earthquake; avoiding the collapse, in spite of having exceeded their resistance, guaranteeing in this way that the structure ends up forming the chosen mechanism of collapse during the design stage (weak beams and strong columns). The “capacity design” has been adapted to the minimum requirements of the Peruvian Code E-060 and the ACI-2005 Code. This methodology is applied to a building of four floors and frame system, the same one that is designed according to our code E-060, with the purpose of making a comparative analysis. For both cases it is evaluated the maxims demands in the no-linear range through the static non linear analysis or "Pushover" and the dynamic non linear analysis IDA. Finally, it is demonstrated the objectives of the present work through the analyses non linear time history used for the analysis IDA, which is a precise and real analysis but also a more complex analysis.

## 1. INTRODUCCION

Las normas sismorresistentes, en especial nuestra norma actual E-030, con el propósito de evitar el colapso de las edificaciones ante un sismo severo, establecen condiciones mínimas para la demanda o distorsión de entrepiso que rigen el diseño. Sin embargo, estos valores parecen ser valores razonables de referencia que más tiene que ver con el comportamiento observado de edificaciones ante sismos severos pasados, que con las demandas reales, puesto que los sismos recientes muestran demandas de resistencia mucho mayores que las mínimas especificadas por las normas.

Esta crudeza en la estimación de la demanda, ha obligado a muchos investigadores a pensar en una estrategia de diseño, que dentro de ciertos límites, se independice de la demanda, y centre la atención en la capacidad que tienen las estructuras de disipar la energía sísmica mediante fuertes incursiones en el rango inelástico o deformaciones plásticas. Esto significa crear estructuras que tengan una capacidad de deformación inelástica muy superior a la máxima demanda esperada, la cual es altamente incierta.

Además, se debe tener en cuenta, que en la práctica profesional aceptada, se pretende estimar el comportamiento de una estructura que va incursionar en el rango inelástico, mediante métodos de análisis elásticos; lo cual, es imposible o

inexacto. Esto significa que el análisis elástico, aunque necesario, tiene una relativa importancia, debiéndose poner más énfasis en el diseño y detallado de las estructuras.

Teniendo en cuenta lo antes expuesto, el presente trabajo tiene por objetivo dar a conocer en nuestro entorno la metodología “**diseño por capacidad**”, como una propuesta para introducir la a la norma peruana de concreto armado E-060 como alternativa de diseño para los sistemas de pórticos. Este procedimiento de diseño, actualmente, está siendo adoptado por muchas normas sismorresistentes alrededor del mundo, debido al buen desempeño de edificaciones diseñadas con esta metodología. La implementación de esta metodología en nuestro medio se propone después de haber realizado un previo estudio para su adaptación a los requerimientos mínimos de la norma peruana E-060 y de la norma del ACI.

## 2. FILOSOFIA DEL DISEÑO POR CAPACIDAD

La filosofía del “diseño por capacidad” [6] es:

- Se definen claramente las zonas de formación potencial de rótulas plásticas (mecanismo de colapso), las que se diseñan para que tengan una resistencia nominal mayor a la resistencia requerida que proviene de las combinaciones de cargas especificadas más adelante. Estas zonas se detallan cuidadosamente con el fin de asegurar que las

demandas de ductilidad en estas regiones sean las esperadas. Esto se logra, principalmente, con menores espaciamientos de la armadura transversal.

- b. Se evita, en los elementos que tienen rótulas plásticas, las formas indeseables de deformación inelástica tales como los originados por corte o fallas de anclaje e inestabilidad, asegurando que la resistencia de estas formas exceda la capacidad de las rótulas plásticas a causa de la sobrerresistencia flexional.
- c. Las zonas potencialmente frágiles, o elementos que no puedan estar aptos para disipar energía, se protegen asegurando que su resistencia sea mayor que las demandas que se originan por la sobrerresistencia flexional de las rótulas plásticas. Por lo tanto, estas zonas se diseñan para que permanezcan elásticas independientemente de la intensidad del sismo.

### 3. ANALOGIA DE LA CADENA DUCTIL

El comportamiento de un sistema estructural puede representarse mediante una cadena. Toda cadena se rompe por el eslabón más débil. Pero si ese eslabón más débil es diseñado expresamente para que antes de romperse se comporte como si fuera dúctil, entonces toda la cadena se comportará como dúctil.

Las diferentes solicitaciones sobre los elementos de una estructura se representan por los eslabones de la cadena. La cadena está constituida por eslabones frágiles y por un eslabón dúctil. Se conoce que la falla a la fuerza cortante es frágil, mientras que la resistencia a la flexión puede ser dúctil, si se diseña respetando ciertas condiciones (cuantía limitada, confinamiento, etc). Por tanto, es deseable que la resistencia al corte sea mayor que la resistencia a la flexión. En la cadena, los eslabones frágiles representan la resistencia al corte en los distintos elementos de la estructura, mientras que el eslabón dúctil representa la resistencia a la flexión.

La fuerza que se aplica a todos los eslabones de la cadena es la misma, por consiguiente si se provee a los eslabones frágiles con una resistencia mayor que la máxima o resistencia real, se consigue una cadena dúctil que resiste la fuerza aplicada.

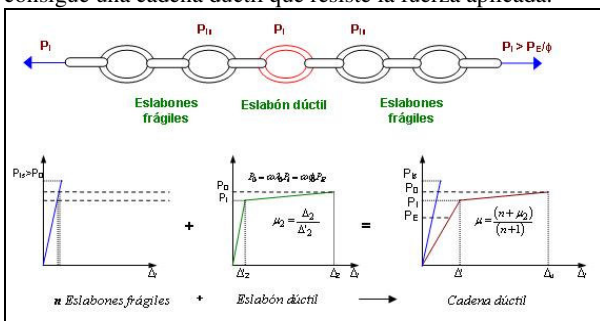


Fig. 1. Ilustración de la analogía de la cadena dúctil

De esta manera, la cadena es diseñada para resistir la fuerza de tracción,  $P_u = P_E$  inducida por el sismo. Por tanto, la resistencia ideal del eslabón débil necesita ser  $P_i \geq P_E/\phi$ . Habiendo escogido un apropiado eslabón dúctil, su sobrerresistencia puede ser prontamente calculada,  $P_0 \geq \lambda_0 P_i = \phi P_E$ , la cual vendrá ser la fuerza de diseño,  $P_{us}$ . Para prevenir una falla frágil, la resistencia ideal de los eslabones fuertes  $P_{is}$  debe ser al menos igual a la sobrerresistencia del eslabón débil,  $\phi P_E$ . En ciertos componentes del sistema estructural, la transmisión de carga puede también estar afectada por efectos dinámicos, entonces, se introduce un factor adicional,  $\omega > 1.0$ .

### 4. CONSIDERACIONES PREVIAS

Las consideraciones necesarias que se deben tener en cuenta antes del diseño son variantes de la metodología original propuesto en Nueva Zelanda con el fin de poder adaptar el “diseño por capacidad” a nuestras normativas:

#### 4.1. ANALISIS SISMICO CONSIDERANDO LA RIGIDEZ EFECTIVA DE LOS ELEMENTOS

Una edificación al ingresar al rango inelástico produce que la rigidez efectiva decrezca y la capacidad para disipar energía aumente. Teniendo en cuenta que la filosofía del “diseño por capacidad” considera esto, es necesario realizar un análisis sísmico elástico considerando la rigidez efectiva de los elementos. Por simplicidad y por falta de información específica de la norma sismorresistente, se propone usar los factores de reducción propuestos por Paulay y Priestley (1992) [6].

#### 4.2. COMBINACION DE CARGAS

Las combinaciones de carga que se han considerado para diseñar las vigas, las cuales se diseñan por resistencia con cargas factoradas, son las establecidas por la norma ACI 2005:

$$1.2CM + 1.6 CV \quad (\text{ec. 1})$$

$$1.2 CM + CV + \text{Sismo} \quad (\text{ec. 2})$$

$$0.9 CM + \text{Sismo} \quad (\text{ec. 3})$$

#### 4.3. FACTORES DE REDUCCION DE RESISTENCIA

El factor de reducción por flexión para las vigas, las cuales se diseñan por resistencia, es el normalmente usado,  $\phi = 0.9$ . Sin embargo, cuando el momento se basa en las máximas solicitaciones posibles inducidas cuando las rótulas plásticas desarrollan su sobrerresistencia flexional, como es el caso de las columnas (excepto en la base y/o en el nivel del techo), el factor de reducción por flexión es igual a:  $\phi = 1$ ;  $M_u = M_i$ .

Para la resistencia al corte valen los mismos argumentos antes mencionados. Es decir; tanto para las vigas como para las columnas, la resistencia al corte se basa en la sobrerresistencia flexional de las rótulas plásticas de las vigas. Por lo tanto, se adopta un valor de  $\phi = 1$ ; es decir,  $V_u = V_i$ .

#### 4.4. REDISTRIBUCION DE MOMENTOS

Dentro de la filosofía del “diseño por capacidad” se permite la redistribución de los momentos flectores elásticos bajo cargas de gravedad y sismo. De esta forma, se proporciona ductilidad a los extremos de las vigas. Se ha adoptado lo que establece la norma del ACI en su artículo 8.4 con respecto a la redistribución de momentos de vigas continuas:

- El factor de redistribución permitida está en función de la deformación de tracción,  $\epsilon_t$ , y es igual a  $FR = 1000\epsilon_t \%$
- La máxima redistribución es de 20%

Asimismo, el ACI 318S-05 establece que la redistribución de momentos puede tomar lugar cuando  $\epsilon_t$  es igual o mayor a 0.0075. Con el FR se redistribuyen los momentos para cada combinación de carga.

#### 4.5. FACTOR DE SOBRRRESISTENCIA DE LOS MATERIALES

El factor de sobrerresistencia,  $\lambda_0$ , toma en consideración las fuentes de incremento de resistencia del acero y del concreto.

##### Valores de $\lambda_0$ para el acero

El factor de sobrerresistencia  $\lambda_0$  es igual a:

$$\lambda_o = \lambda_1 + \lambda_2 \quad (\text{ec. 4})$$

donde:  $\lambda_1$ , es la relación entre la resistencia real a la fluencia y la resistencia de fluencia especificada;  $\lambda_2$ , es la razón entre la resistencia real de tracción y la resistencia real de fluencia.

El factor de sobrerresistencia del acero se puede tomar igual a  $\lambda_o = 1.40$ , como se indica en la referencia [6].

#### Valor de $\lambda_o$ para el concreto

La sobrerresistencia debido al concreto confinado es igual a:

$$\lambda_{oc} = 2.35 \left( \frac{P_i}{f'_c A_g} - 0.1 \right)^2 \quad (\text{ec. 5})$$

## 5. DISEÑO POR CAPACIDAD

A continuación se resume el “diseño por capacidad” de los elementos de una edificación aportada:

### 5.1. DISEÑO POR FLEXION DE LAS VIGAS

Se diseña por resistencia a la flexión las secciones críticas o las potenciales rótulas plásticas de las vigas, teniendo en cuenta el acero mínimo y máximo. El acero positivo debe ser igual a:  $A's \geq 0.5A_s$

### 5.2. SOBRERRESISTENCIA DE LAS ROTULAS PLASTICAS

Con el momento ideal o nominal de la viga se calcula la sobrerresistencia de la viga,  $M_o$  en el eje de la columna:

$$M_o = \lambda_o M_i \quad (\text{ec. 6})$$

$\lambda_o$  considera sólo la sobrerresistencia del acero.

### 5.3. FACTOR DE SOBRERRESISTENCIA

El factor de sobrerresistencia,  $\phi_o$ , se determina en la línea central de cada columna para cada sentido del sismo:

$$\phi_o = M_o / M_E \quad (\text{ec. 7})$$

Se calcula como la relación entre momento sobrerresistente en el eje,  $M_o$  y el momento de sismo en el nudo,  $M_E$ . El valor de  $\phi_o$  en el centro de una columna interior es igual a:

$$\phi_o = \sum M_o / \sum M_E \quad (\text{ec. 8})$$

### 5.4. CORTANTE DE DISEÑO DE LA VIGA

Se determina las cortantes de diseño desde las consideraciones de la carga de gravedad y desarrollo simultáneo de dos rótulas plásticas debido a las cargas laterales:

$$V_A = V_{gA} + \frac{M_{0A} + M'_{0B}}{l_{AB}} = V_{gA} + \bar{V}_{E0} \quad (\text{ec. 9})$$

Para calcular el espaciamiento del refuerzo transversal por corte, no se considera la contribución del concreto,  $V_c = 0$ .

### 5.5. FACTORES DE AMPLIFICACION DINAMICA DE LAS COLUMNAS, $\omega$

- Para pórticos en una dirección y para los niveles encima de  $0.3H$ :  $\omega = 0.6T_1 + 0.85$   $1.3 < \omega < 1.8$  (ec.10)

- Para pórticos en dos direcciones y para los niveles encima de  $0.3H$ :  $\omega = 0.5T_1 + 1.1$   $1.5 < \omega < 1.9$  (ec. 11)

donde:  $T_1$ : periodo fundamental de la estructura. Además se debe observar algunas excepciones en [6].

### 5.6. FUERZAS AXIALES DE DISEÑO DE COLUMNAS

Las fuerzas axiales de diseño en las columnas en cada piso es:

$$P_u = P_g + P_{E0} \quad (\text{ec. 12})$$

donde:  $P_g$ , es la fuerza axial debido a las cargas de gravedad y se obtiene considerando las combinaciones de carga que toman en cuenta el sismo;  $P_{E0}$ , es la fuerza axial debido al sismo y proviene de la suma de las fuerzas de corte debido al sismo de las vigas adyacentes de todos los pisos encima del nivel considerado, las cuales, se calculan con los momentos sobrerresistentes de la viga en el eje de la columna en el sentido apropiado del sismo. De esta forma, las fuerzas axiales inducidas por el sismo se obtienen con la siguiente expresión:

$$P_{E0} = R_v \sum V_{E0} \quad (\text{ec.13})$$

$R_v$ , es factor de reducción de carga axial [6].

### 5.7. CORTANTE DE DISEÑO DE LAS COLUMNAS

La fuerza de corte de diseño de columna  $V_u$  en un piso superior típico es igual a:

- Pórtico en una dirección  $V_u = 1.3\phi_o V_E$  (ec. 14)

- Pórtico en dos direcciones  $V_u = 1.6\phi_o V_E$  (ec.15)

Para columnas del primer piso, la cortante de diseño es igual:

$$V_u = \frac{\phi_o^* M_E^* + 1.6\phi_o M_{E,arriba}}{l_n + 0.5h_b} \quad (\text{ec.16})$$

$$\phi_o^* = M_o^* / M_E^* = \frac{\lambda_o}{\phi_c} \quad (\text{ec.17})$$

### 5.8. CALCULO DEL MOMENTO DE DISEÑO DE LAS COLUMNAS

Los momentos de diseño para las columnas en el lado superior o inferior de la viga, se obtiene con la siguiente expresión:

$$M_{u,r} = R_m (\phi_o \omega M_E - 0.3h_b V_u) \quad (\text{ec.18})$$

$R_m$ , factor de reducción. Existen criterios que se deben considerar para  $R_m$  (Ver referencia [6]).

## 6. COMPARACION DE DISEÑOS

En las siguientes tablas se muestra el refuerzo de algunas vigas y columnas típicas de la edificación en estudio:

Tabla 1. Refuerzo longitudinal de columnas

Columna	Piso	Diseño por Capacidad		Diseño por Resistencia	
		Cuántia	As (cm <sup>2</sup> )	Cuántia	As (cm <sup>2</sup> )
CA1-CA2-CA3	4	21 $\phi$ 3/4"	59.85	21 $\phi$ 3/4"	59.85
	3	21 $\phi$ 3/4"	59.85	21 $\phi$ 3/4"	59.85
	2	21 $\phi$ 3/4"	59.85	21 $\phi$ 3/4"	59.85
	1	21 $\phi$ 3/4"	59.85	21 $\phi$ 3/4"	59.85
CB1-CB2-CB3	4	2 $\phi$ 1" + 12 $\phi$ 3/4"	44.33	2 $\phi$ 1" + 12 $\phi$ 3/4"	44.33
	3	14 $\phi$ 1" + 4 $\phi$ 3/4"	82.34	2 $\phi$ 1" + 12 $\phi$ 3/4"	44.33
	2	14 $\phi$ 1" + 4 $\phi$ 3/4"	82.34	2 $\phi$ 1" + 12 $\phi$ 3/4"	44.33
	1	2 $\phi$ 1" + 12 $\phi$ 3/4"	44.33	2 $\phi$ 1" + 12 $\phi$ 3/4"	44.33

Tabla 2. Refuerzo longitudinal de vigas

Viga	Tramo	Cara	Diseño por Capacidad		Diseño por Resistencia	
			Cuántia	As (cm <sup>2</sup> )	Cuántia	As (cm <sup>2</sup> )
VA1	1	CD-	2 $\phi$ 3/4" + 2 $\phi$ 5/8"	9.66	2 $\phi$ 3/4" + 3 $\phi$ 5/8"	11.64
		CD+	2 $\phi$ 3/4" + 2 $\phi$ 5/8"	9.66	2 $\phi$ 3/4" + 2 $\phi$ 5/8"	9.66
		CL+	2 $\phi$ 3/4" + 2 $\phi$ 5/8"	9.66	2 $\phi$ 3/4" + 2 $\phi$ 5/8"	9.66
		CI-	2 $\phi$ 3/4" + 2 $\phi$ 5/8"	9.66	2 $\phi$ 3/4" + 2 $\phi$ 5/8"	9.66
		CI+	2 $\phi$ 3/4" + 2 $\phi$ 5/8"	9.66	2 $\phi$ 3/4" + 2 $\phi$ 5/8"	9.66
		CD-	3 $\phi$ 3/4" + 3 $\phi$ 5/8"	14.49	5 $\phi$ 3/4" + 2 $\phi$ 5/8"	18.21
	2	CD+	2 $\phi$ 3/4" + 2 $\phi$ 5/8"	9.66	2 $\phi$ 3/4" + 2 $\phi$ 5/8"	9.66
		CL+	2 $\phi$ 3/4" + 2 $\phi$ 5/8"	9.66	2 $\phi$ 3/4" + 2 $\phi$ 5/8"	9.66
		CI-	3 $\phi$ 3/4" + 4 $\phi$ 5/8"	16.47	5 $\phi$ 3/4" + 2 $\phi$ 5/8"	18.21
		CI+	2 $\phi$ 3/4" + 2 $\phi$ 5/8"	9.66	2 $\phi$ 3/4" + 2 $\phi$ 5/8"	9.66

### 7. COMPARACION DE COSTOS

Con el “diseño por capacidad” existe una tendencia de incrementar el costo de la estructura, la variación dependerá

de la edificación. En la tabla 3 se hace una comparación del costo de las vigas y columnas de la edificación en estudio. La edificación diseñada por resistencia ha considerado la rigidez efectiva de los elementos, lo cual no es la práctica profesional.

Tabla 3. Costo directo de vigas y columnas (sin incluir IGV)

DISEÑO POR CAPACIDAD				
Descripción	Und	Cantidad	P. Unitario	P. Total
<b>1.0 VIGAS</b>				
1.1 Concreto 210 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	245.82	284.20	69,862.04
1.2 Encofrado y Desencofrado	m <sup>2</sup>	1147.16	44.05	50,532.40
1.3 Acero	Kg	20411.83	3.80	77,564.95
<b>2.0 COLUMNAS</b>				
2.1 Concreto 210 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	146.52	408.32	59,827.05
2.2 Encofrado y Desencofrado	m <sup>2</sup>	749.19	38.20	28,619.06
2.3 Acero	Kg	25380.23	3.58	90,861.21
<b>TOTAL = S/.</b>				<b>377,266.71</b>
DISEÑO POR RESISTENCIA				
Descripción	Und	Cantidad	P. Unitario	P. Total
<b>1.0 VIGAS</b>				
1.1 Concreto 210 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	245.82	284.20	69,862.04
1.2 Encofrado y Desencofrado	m <sup>2</sup>	1147.16	44.05	50,532.40
1.3 Acero	Kg	19804.94	3.80	75,258.78
<b>2.0 COLUMNAS</b>				
2.1 Concreto 210 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	146.52	408.32	59,827.05
2.2 Encofrado y Desencofrado	m <sup>2</sup>	749.19	38.20	28,619.06
2.3 Acero	Kg	22587.34	3.58	80,862.68
<b>TOTAL = S/.</b>				<b>364,962.01</b>
<b>Diferencia = S/.</b>		12,304.70	3%	
		\$ 3,906.25		

## 8. RESULTADOS DEL ANALISIS NO LINEAL

Con el fin de verificar los objetivos del “diseño por capacidad” se ha realizado el análisis no-lineal estático “Pushover” y el análisis no-lineal dinámico incremental IDA usando el programa no-lineal IDARC.

### 8.1. ANALISIS NO-LINEAL ESTÁTICO PUSHOVER

En la tabla 4 se muestran las demandas en el punto de desempeño de la edificación diseñada por capacidad, las cuales no difieren considerablemente con la edificación diseñada por resistencia.

Tabla 4. Demandas de la edificación diseñada por capacidad – Dirección Y-Y

Nivel de Sismo	S <sub>d</sub> (cm)	S <sub>a</sub> (g)	T(seg)	V (t)	Dr (cm)	Máxima distorsión entrepiso (%)
Sismo de Servicio	6.781	0.207	1.15	448.17	8.76	0.77
Sismo de Diseño	13.070	0.224	1.53	486.48	16.93	1.39

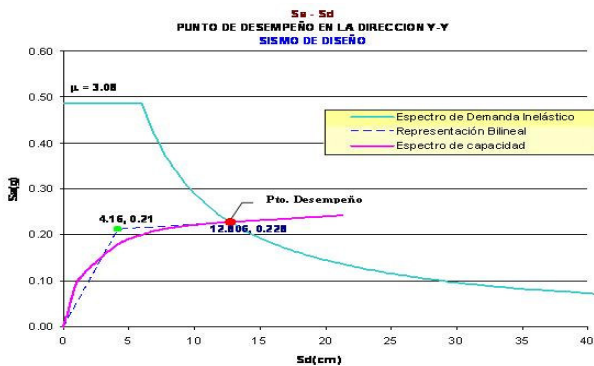


Fig. 2 Punto de desempeño en la dirección Y-Y  
Diseño por Capacidad – Sismo de Diseño

### 8.2. ANALISIS NO-LINEAL DINAMICO IDA

En la figura 3 se muestran las curvas IDA correspondientes a 12 registros sísmicos más importantes del Perú para la edificación diseñada por capacidad:

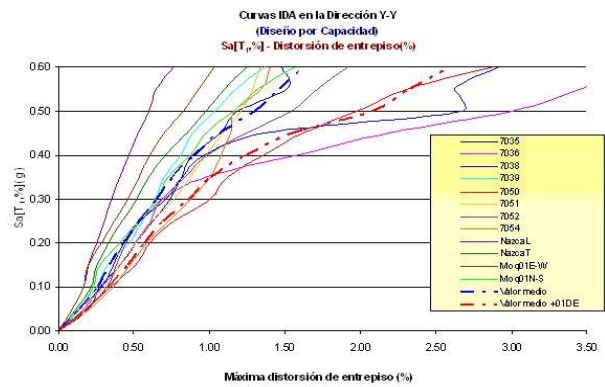


Fig. 3 Curvas IDA, curva mediana y percentil 84% en la dirección Y-Y - Diseño por Capacidad

Para evaluar las demandas globales se ha tomado la curva mediana, dada la aceleración espectral correspondiente a un nivel de peligro sísmico determinado,  $S_a = 0.47$  en el periodo fundamental  $T_1$ . El 50% de los registros sísmicos producen iguales o menores a las demandas globales indicadas en la tabla 5 para la edificación diseñada por capacidad, las cuales no difieren considerablemente con las obtenidas de la edificación diseñada por resistencia.

Tabla 5. Demandas de la edificación diseñada por capacidad – Dirección Y-Y

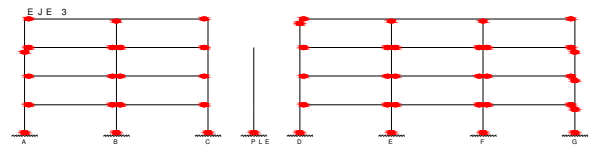
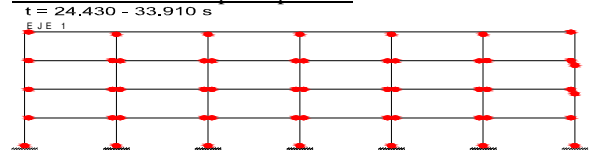
Nivel sísmico	S <sub>a</sub> (g)	V (t)	Dr (cm)	Distorsión de entrepiso (%)
Sismo de Servicio	0.13	328	3.23	0.31
Sismo de Diseño	0.47	611	12.84	1.16

### 8.3. MECANISMOS DE COLAPSO

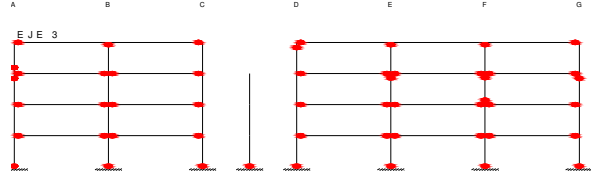
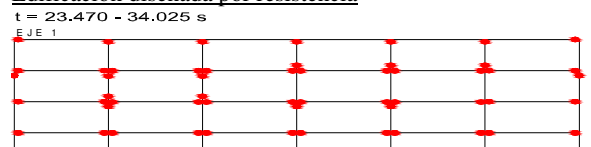
A continuación se muestra los mecanismos de colapso de la edificación correspondientes al registro sísmico 7035 (17-oct-66 Lima), cuya curva IDA se aproximan a la curva mediana en el nivel de peligro sísmico de diseño ( $S_a = 0.47g$ ).

#### SISMO 7035 (17 -Oct-66 - Lima)

##### Edificación diseñada por capacidad



##### Edificación diseñada por resistencia



## 9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De acuerdo a los resultados obtenidos de los análisis no-lineal se puede llegar a las siguientes conclusiones:

1. A través de los análisis no-lineal tiempo historia para los registros sísmicos que presentan demandas globales menores o iguales al promedio, en el nivel de peligro sísmico de diseño, se ha podido demostrar que la edificación diseñada por capacidad llega a formar el mecanismo de colapso escogido durante el diseño “viga débil-columna fuerte” en un 99%, lo cual no se logra con la edificación diseñada por resistencia.
2. En el edificio estudiado, se ha demostrado que los análisis no-lineal tiempo historia proveen información más confiable con respecto al comportamiento estructural de una edificación, como se refiere en [6]. Esto se fundamenta al observar que con el análisis no-lineal estático o “pushover” se obtienen mecanismos de colapso exactamente iguales para la edificación diseñada por capacidad y para la edificación diseñada por resistencia.
3. Con los mecanismos de colapso de este ejemplo, se ha podido demostrar que con el “diseño por capacidad” se puede conseguir una estructura dúctil, capaz de disipar energía sísmica, tolerante a los desplazamientos impuestos por el sismo, a pesar de haber excedido las demandas impuestas por la norma. De esta manera, el “diseño por capacidad” garantiza que las rótulas plásticas se formen en las vigas y no en las columnas. Esta garantía no proporciona el diseño por resistencia; en donde, las demandas de la edificación también exceden las demandas de la norma, pero el mecanismo de colapso no es el deseado, pues se observa muchas rótulas en las columnas, algunas en ambos extremos, incluso sin haber rotulado todas las vigas que deberían rotular.
4. Las demandas globales en el nivel de peligro sísmico de diseño obtenidas del análisis no-lineal dinámico incremental IDA son menores a las obtenidas del análisis no-lineal estático o “pushover”. El desplazamiento en el techo es 24% menor, y la máxima distorsión de entrepiso es 15% menor. Teniendo en cuenta que el análisis no-lineal IDA es considerado como el método principal de análisis inelástico, y que el análisis no-lineal estático tiene muchas limitaciones fundamentales, se puede indicar que las demandas globales del análisis no-lineal dinámico IDA son mucho más confiables.
5. Se recomienda elegir adecuadamente el factor de sobrerresistencia del acero, si se toma el valor mínimo de 1.25 se logra diseñar columnas con menos refuerzo; sin embargo, si en la realidad la sobrerresistencia del acero es mayor se puede correr el riesgo que la resistencia de flexión de las columnas no llegue a superar la sobrerresistencia de las rótulas plásticas de las vigas. Sin embargo, si se toma un mayor factor como 1.40, probablemente las columnas tendrán mayor refuerzo longitudinal pero la seguridad que la resistencia de flexión de las columnas no llegue a superar la sobrerresistencia de las rótulas plásticas es mayor.
6. Para asegurar que el “diseño por capacidad” garantice al 100% obtener el mecanismo de colapso escogido durante el diseño, se recomienda hacer estudios para edificaciones de otras características (n° pisos, configuración); y si se sigue observando rótula plástica en algunas de las columnas exteriores, plantear la alternativa de aumentar el

factor de amplificación dinámica para estas columnas, lo cual ya se ha planteado en [8].

7. Finalmente, el análisis comparativo de los costos de la edificación diseñada por ambas metodologías indica que existe la tendencia que el costo de las estructuras diseñadas por capacidad sea mayor; en este edificio es del orden del 3%. Este incremento no es considerable con respecto a la edificación diseñada por resistencia, y puede llegar a compensarse este incremento con la seguridad del buen desempeño de la edificación. Además, se debe tener en cuenta que la edificación diseñada por resistencia ha tomado en cuenta también la rigidez efectiva de los elementos, lo cual significa menos refuerzo, y no es lo habitual en la práctica profesional. Es decir, si se compara con lo que es habitual, el incremento sería mucho menor.
8. Asimismo, desde el punto de vista de vulnerabilidad, el porcentaje de costo de reparación de la edificación es menor para la edificación diseñada por capacidad que la edificación diseñada por resistencia, debido a que presenta menores daños, sobre todo en las columnas.

## 10. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Applied Technology Council ATC 40 (Nov 1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. California Seismic Safety Commission.
- [2] Bozorgnia, Y. & Bertero, V. (2004). Earthquake Engineering from Engineering Seismology to Performance-Based Engineering. International Code Council. P. P 9-21/9-26.
- [3] Code New Zealand Standard Part 1. The Design of Concrete Structures, 1995.
- [4] Norma Peruana de Concreto Armado E-060.
- [5] Park, R. & Paulay, T. (1980). Estructuras de Concreto Reforzado, Facultad de Ingeniería Civil Universidad de Canterbury Christchurch, Nueva Zelanda.
- [6] Paulay, T & Priestley, M. J. N. (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, USA, 1992. P.P 158-240
- [7] Piqué del Pozo, J. (2004). Diseño por capacidad: Estrategia Neozelandesa de Diseño Sismorresistente, Revista “El Ingeniero Civil”.
- [8] Priestley, M. J. N. (2003). Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited. The Mallet Milne Lecture. P.P. 9-31.
- [9] Reinhorn, A. & Valles, R. E. (2002). IDARC-2D Version 6.1: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete of Building Structures. User’s Guide. Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, California.
- [10] Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario (ACI 318S-05), 2005. American Concrete Institute.
- [11] Shunsuke Otani (2004). Earthquake Resistant Design of Reinforced Concrete Buildings Past and Future, Journal of Advanced Concrete Technology Vol 2, N° 1, Japan Concrete Institute.