

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO SOLICITADOS A CARGAS LATERALES CRECIENTES

Luis Díaz, Mario Moscoso, Jaime Campbell y Mario Durán

Departamento de Ingeniería en Obras Civiles Universidad de La Serena

Benavente 980, La Serena, Chile

Correo electrónico: ldiaz@userena.cl

Roberto Aguiar

Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción

Universidad de Fuerzas Armadas ESPE

Av. Gral. Rumiñahui s/n, Valle de los Chillos.

Correo Electrónico: rraguiar@espe.edu.ec

RESUMEN

En este trabajo se muestra la respuesta estructural experimental de tres (3) pórticos de hormigón armado de un piso, construidos a escala natural, solicitados a cargas laterales crecientes aplicadas en su parte superior hasta llevarlos a colapso. Lo anterior tiene como propósito conocer el comportamiento estructural de los pórticos, estudiando las curvas de capacidad experimental de cada uno de éstos. Los resultados así obtenidos, se contrastan con los valores que resultan de la aplicación de modelos teóricos del método Pushover, lo que permite conocer la bondad de tales procedimientos. Los ensayos se realizaron en un marco de reacción de acero, en el cual se instalaron las estructuras a ensayar para la aplicación de la carga mediante un actuador dinámico de doble acción. Estas experiencias se desarrollaron controlando las deformaciones laterales y los elementos fueron instrumentalizados para medir en forma electrónica parámetros, tales como: deformaciones y la carga aplicada en cada escalón de deformación. Junto con lo anterior, se obtuvieron las relaciones momento-curvatura experimentales en secciones de interés, que se comparan con resultados teóricos.

Palabras Clave: Capacidad, Pushover, ductilidad, carga lateral, hormigón armado, momento-curvatura.

SUMMARY

This contribution shows the structural response of three (3) single reinforced concrete frames built at natural scale and tested under lateral increasing load on top until collapse. The goal of this experiment is to understand the structural behavior of reinforced concrete frames analyzing its experimental capacity curves. The results obtained from the tests are compared with those obtained from the application of theoretical models of the Pushover Method in order to understand the quality of these methods. The tests were carried out in a steel reaction frame where the reinforced concrete frames were installed to apply the load using a double action dynamic actuator. The tests were carried out

considering lateral displacements control and different electronic devices were used to monitor deformations and loads in each load step. The moment-curvature relationships for some interesting sections of the frames were obtained and compared with theoretical results.

Keywords: Capacity, Pushover, ductility, lateral load, reinforced concrete, moment-curvature.

1 INTRODUCCIÓN

La caracterización del daño, obtenido mediante técnicas analíticas o como el resultado de las observaciones o datos empíricos de una estructura después de un sismo, han integrado experiencias y han ayudado a la calibración de métodos y diseños de curvas, entre estas la de capacidad. Aguiar (2006).

Las curvas de capacidad se utilizan para estimar la respuesta de una estructura frente a un nivel dado de demanda sísmica o aceleración espectral. Son gráficas de la resistencia a la carga lateral de la estructura versus el desplazamiento que experimenta y mediante las cuales es posible identificar la capacidad a la fluencia y última de una estructura. Aguiar (2003).

Existen varias formas de hallar estas curvas, una de ellas es el análisis de Pushover, el cual consiste en aplicar cargas laterales crecientes a la estructura en forma paulatina, obteniéndose para cada uno de estos incrementos su correspondiente desplazamiento lateral, considerando el comportamiento no lineal de la estructura. En ellas se pueden identificar las fuerzas o desplazamientos en que se inicia la fluencia, e incluso el colapso de la estructura. Dado este análisis, es posible estimar la respuesta o el daño probable en estructuras existentes o revisar el diseño de edificios nuevos que estarán sometidos a sismos fuertes. Aguiar (2002); Mora (2015); Aguiar *et al.* (2015).

2 SOFTWARES PARA OBTENCIÓN DE LAS CURVAS DE CAPACIDAD

Para el desarrollo de este trabajo en su parte teórica se ha hecho uso de dos software de análisis no lineal, programas denominados: **CEINCI3** (Centro de Investigación Científica) y SAP2000 (Structural Analysis Program). El primero fue desarrollado por Aguiar (2002), herramienta computacional que entre sus aplicaciones permite la obtención de las curvas de capacidad, haciendo uso de diferentes modelos de plasticidad.

El sub-programa Capacidad de **CEINCI3**, utiliza un sistema equivalente de un grado de libertad, a partir del cual se encuentra la respuesta no lineal en función del desplazamiento lateral. Para ello utiliza una ecuación constitutiva tri-lineal para el acero y para el hormigón la ecuación de Kent y Park (1971). Ofrece seis (6) opciones de modelos de plasticidad aplicables. Además de lo anterior, entrega las relaciones momento-curvatura de las secciones transversales de los elementos.

3 DISEÑO DE LOS PÓRTICOS Y CURVAS DE CAPACIDAD TEÓRICA

3.1 Diseño de los Pórticos

El diseño de los pórticos se desarrolló mediante aproximaciones sucesivas utilizando el programa CEINCI, de tal forma que durante los ensayos, los desplazamientos horizontales en el colapso de la estructura no fueran mayores que la carrera máxima del actuador. Por otra parte, las dimensiones de los pórticos debieron ajustarse en su longitud, altura y sección transversal de las columnas al marco de reacción que se dispone. Las armaduras de los elementos se diseñaron de acuerdo a las disposiciones de ACI 318-99.

En la Figura 1, se muestran las dimensiones de un pórtico (todos iguales), con las secciones transversales de la viga y columnas. Cabe destacar, que existe para cada marco una viga de hormigón armado que permite el anclaje a la viga doble T del marco de reacción, que no se indica en las figura.

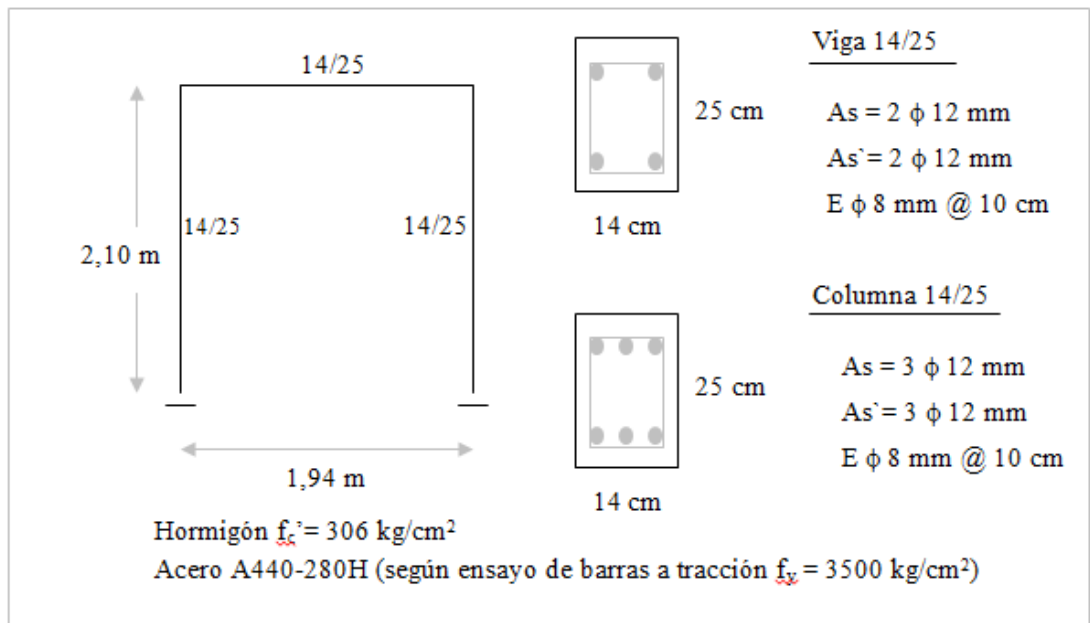


Figura 1 Dimensiones y armado de las secciones del pórtico.

3.2 Curvas de capacidad de los pórticos diseñados

La Figura 2 muestra las curvas de capacidad que entregan los programas utilizados. En ella se pueden observar que la proporcionada por **CEINCI3**, con el modelo de plasticidad concentrada en los extremos de los elementos en un solo punto, presenta al comienzo una menor rigidez que la obtenida haciendo uso del

Pushover del programa SAP2000. Las dos llegan casi simultáneamente a la meseta, SAP2000 alcanza el colapso con un mayor desplazamiento horizontal que **CEINCI3**.

De acuerdo a la información proporcionada por estas curvas, el colapso de los pórticos se produce por deformaciones laterales de alrededor de 8,5 [cm] y cargas ligeramente superiores a 4,0 [Ton]. Lo anterior, permitió programar los controles a respetar en los ensayos.

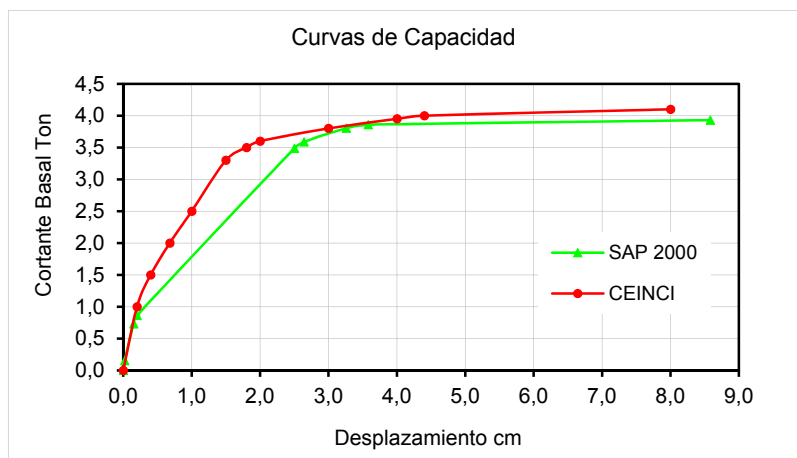


Figura 2 Curvas de capacidad teóricas de los pórticos según programas **CEINCI3** y SAP 2000.

4 ENSAYOS DE LOS PÓRTICOS

4.1 Descripción del Equipamiento Utilizado

Para efectuar los ensayos el Departamento de Ingeniería en Obras Civiles de la Universidad de La Serena (Chile), dispone de equipamiento ad-hoc, el cual consta de un marco de reacción y actuador dinámico.

El marco de reacción es una estructura reticulada de acero calidad A36, proyectada en el Departamento. La mayoría de los elementos están constituidos por perfiles IN, HN y C. Su longitud es de 7,75 [m] y su altura es de 4,80 [m]. Posee una viga doble T de gran rigidez (1,2 [m] de altura de alma), que apoya directamente sobre la losa de fundación y sobre la cual están dispuestos los reticulados verticales y los muros a ensayar. En esta estructura se instala el actuador dinámico, que puede ubicarse en forma horizontal a diferentes alturas. Este tiene una capacidad de carga de 25 [Ton], una carrera de 12,5 [cm] hacia cada lado y cuenta con una celda de carga y un transductor de desplazamiento interno (LVDT: linear variable differential transformer), que permiten medir el desplazamiento horizontal y la carga aplicada, ver Figura 3.



Figura 3 Pórtico instalado en marco de reacción de laboratorio de la U. de La Serena (Chile).

4.2 Instrumentación de los Pórticos

En cuanto a la instrumentación, esta se materializó a través de la colocación de strain gauges (SG), ubicados en el acero y el hormigón en secciones sometidas a mayores momentos flectores, zonas por lo demás que presentarían en teoría las fallas por fluencia del acero. Se ubicaron seis (6) SG en el acero traccionado y 4 SG en el hormigón comprimido. Adicionalmente se instalaron tres (3) transductores de desplazamiento (TD), dos en posición vertical en las columnas, a una distancia de 40 [cm] de la viga de fundación y el tercero en el extremo opuesto a la cabeza del actuador. Ver Figura 4.

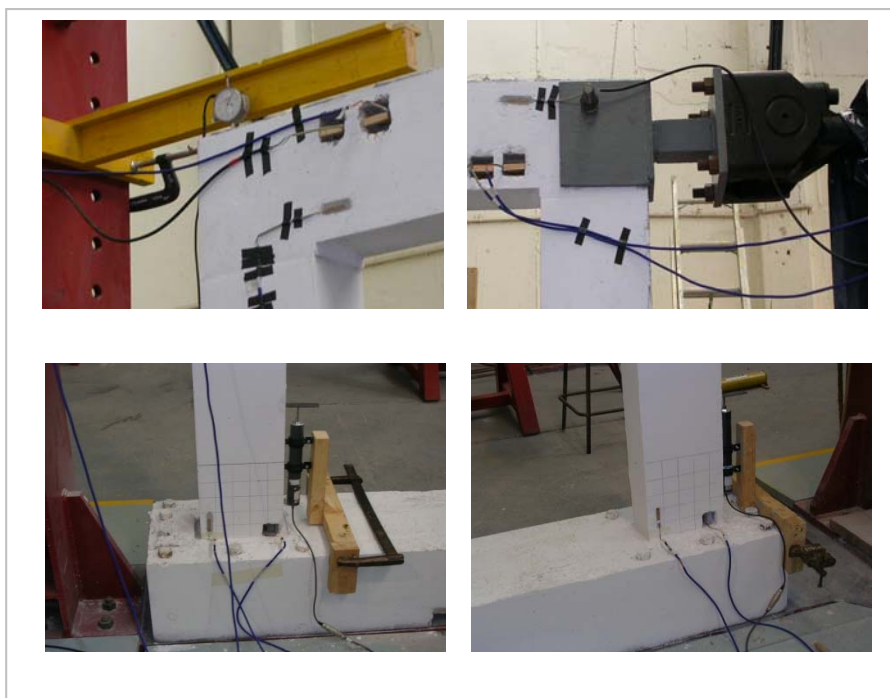


Figura 4 Esquema de ubicación de SG y TD en los extremos de los elementos.

4.3 Descripción del Programa de Carga

Pese al hecho de estar estimado el desplazamiento final, el pistón del actuador podría ser exigido más de los 12,5 [cm] que posee como recorrido. Por lo anterior, se optó por realizar los ensayos controlando los desplazamientos, programando de esta manera un desplazamiento y resultando un paso de carga, configurándose así la curva de capacidad de igual manera.

Se trabajó con el archivo de carga: "PHA", cuya rampa de subida fue de 0 a 125 [mm] en 0,02 mm/seg, y la de bajada de 125 [mm] a 0 en 0,02 mm/seg.

5 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

Con la información entregada por el actuador se confeccionaron los diagramas experimentales carga-desplazamiento para los pórticos ensayados.

5.1 Pórtico N° 1

Los resultados del ensayo de carga del pórtico N° 1 se presentan en la Figura 5. La gráfica muestra que desde el inicio del ensayo hasta la fluencia de la primera armadura traccionada, una rigidez intermedia comparada con los resultados obtenidos por aplicación de los programas **CEINCI3** y SAP2000. Mediante círculos sobre la curva, se indica la secuencia de rotulación.

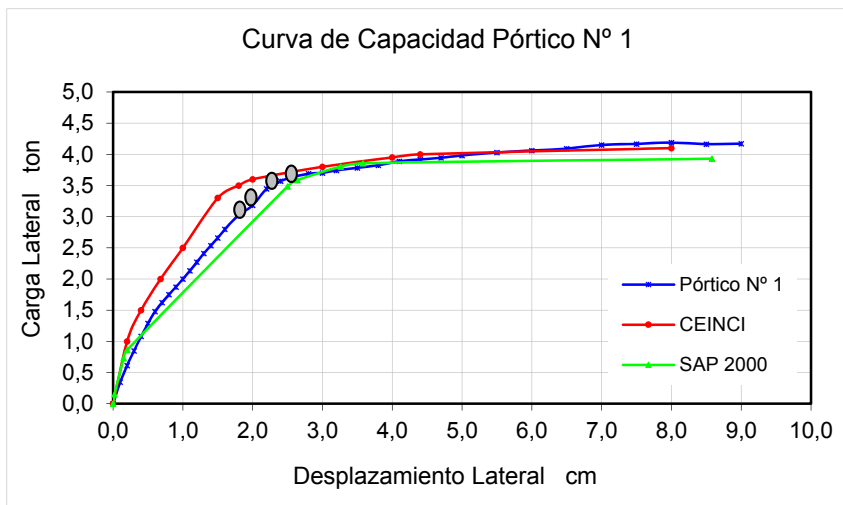


Figura 5 Curva de capacidad resultante del ensayo del pórtico N° 1.

5.2 Pórtico N° 2

En comparación con los resultados de los modelos contrastados, ver Figura 6, la estructura presenta una rigidez intermedia en su rango elástico y entre este sector y la primera fluencia de la armadura. Los sectores señalados se extienden hasta aproximadamente una carga de 3,184 [ton] y desplazamiento de 2,00 [cm], pasado este punto se evidencia el inicio de la fluencia del acero.

Por lo tanto, teniendo en cuenta la curva experimental, más los datos entregados por strain-gauges: SG-2, SG-1, SG-7 y SG-9, se verifica así el inicio de la plastificación de las armaduras traccionadas en el nudo N° 4, correspondiente a un extremo de la viga. Este punto singular se ha marcado con un punto sobre la curva de capacidad y se ha secuenciado la rotulación.

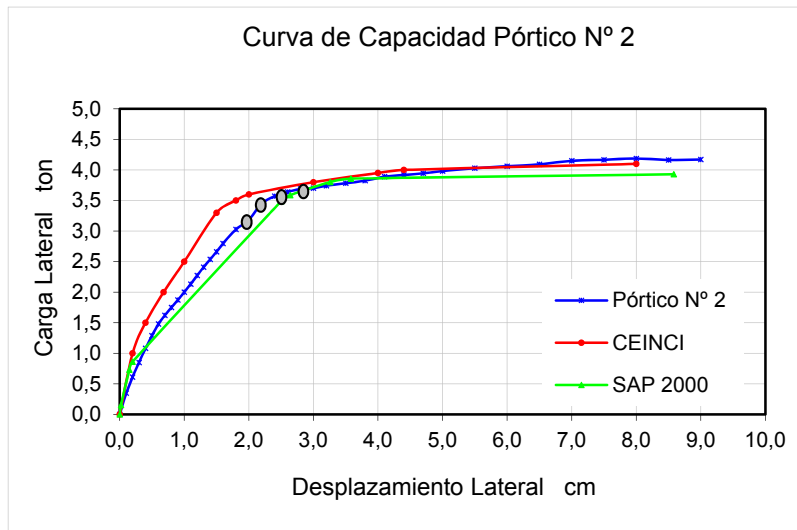


Figura 6 Curva de capacidad resultante del ensayo del pórtico N° 2.

5.3 Pórtico N° 3

Finalmente se muestran los resultados del ensayo del pórtico N° 3, Figura 7. Los valores del programa **CEINCI3**, se ajustan mejor a los resultados experimentales. En la figura, se puede apreciar que con una carga aproximada de 2,90 [ton] y un desplazamiento cercano a 1,4 [cm], se produce la primera fluencia de la armadura traccionada en el nudo N° 4 del extremo de la viga del pórtico. Desde este punto en adelante, se evidencia la pérdida de rigidez y un mayor agrietamiento en los extremos de los elementos. En círculos sobre la curva se señala la secuencia de rotulación.

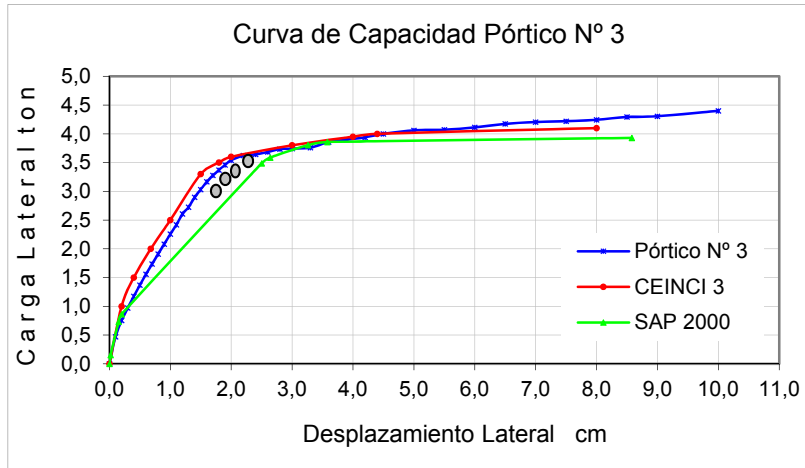


Figura 7 Curva de capacidad resultante del ensayo del pórtico N° 3.

5.4 Agrietamiento y Formación de Rótulas del Pórtico N° 3

En la Figura 8, se muestra el esquema de agrietamiento del pórtico N° 3 después de su colapso. Los tres elementos ensayados presentaron similar daño. La secuencia de formación de rótulas en los pórticos N° 1 y 2, fue la siguiente: N4, N1, N3 y N2. En el pórtico N° 3, rotularon ambos extremos de la viga antes que las columnas, en la secuencia: N4, N3, N1 y N2.

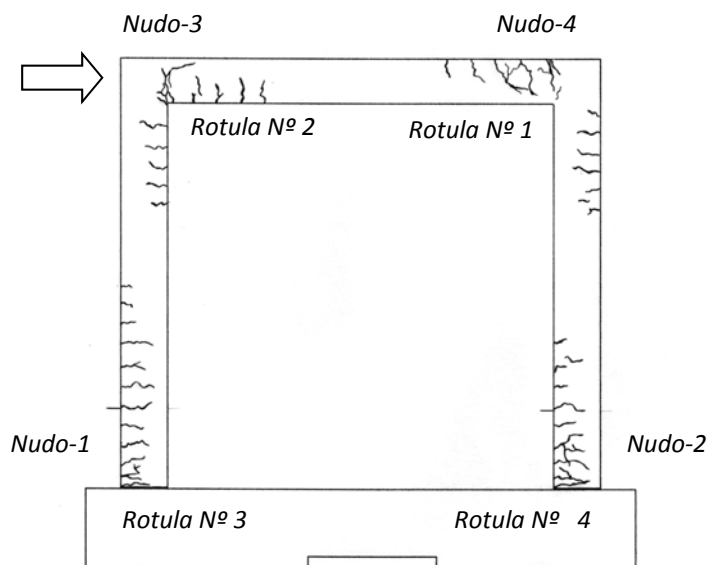


Figura 8 Esquema de agrietamiento del pórtico N° 3 luego del colapso.

5.5 Comparación de Relaciones Momento-Curvatura Experimental y Teóricas

Con los valores de deformaciones que se obtienen mediante los strain-gauges, se elaboraron las relaciones momento-curvatura del pórtico. Estas se comparan con resultados de los programas **CEINCI3** y RMCA, este último desarrollado por el autor principal de este trabajo. Se puede apreciar en las figuras que los resultados teóricos presentan en comparación con los resultados experimentales una mayor rigidez hasta la fluencia de la armadura traccionada, Figuras 9, 10 y 11. Es importante hacer notar, que los valores de los puntos característicos de los diagramas para el análisis del Pushover según SAP2000, se obtuvieron del programa RMCA, para una carga axial de $N=1,750$ [ton], para columnas (valor próximo a la mitad de la carga última) y $N=0$ [ton] para la viga.

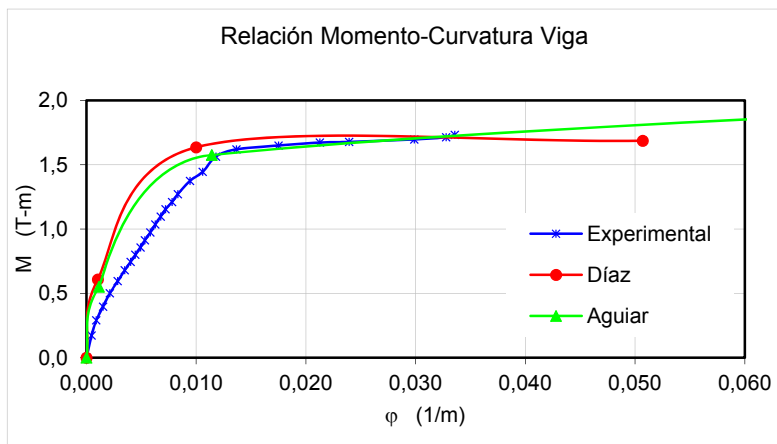


Figura 9 Gráfica M- ϕ de viga de pórtico N° 3 versus curvas teóricas.

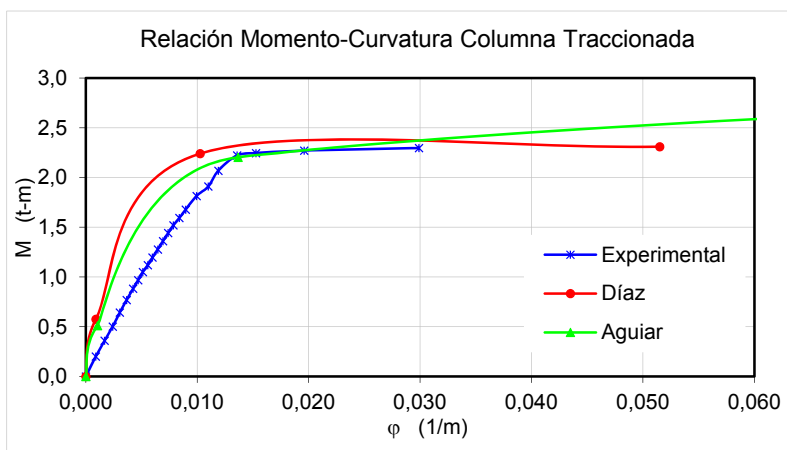


Figura 10 Gráfica M- ϕ columna N° 1 de pórtico N° 3 versus curvas teóricas.

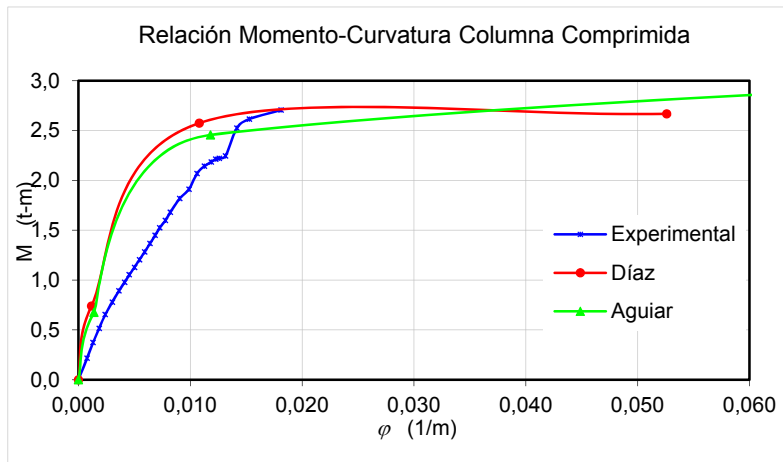


Figura 11 Gráfica M- ϕ columna N° 2 de pórtico N° 3 versus curvas teóricas.

6 ANÁLISIS DE RESULTADOS

6.1 Análisis Comparativo de las Curvas de Capacidad

Para efectuar un análisis comparativo de las curvas de capacidad, entre los valores experimentales y los resultados de los programas utilizados, se muestran los resultados del ensayo del pórtico N° 3, Figura 12. En esta gráfica, se puede apreciar la buena correlación de los modelos teóricos con la experimentación.

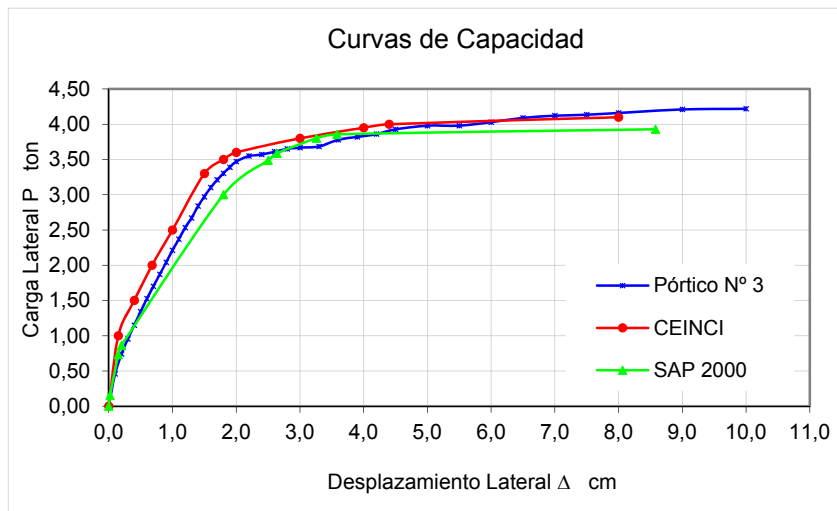


Figura 12 Curva de capacidad de pórtico N° 3 contrastada con curvas estimadas por modelos de software.

6.2 Curvas comparativas de la degradación de la rigidez k de los pórticos

Partiendo de la base que la rigidez de una estructura está dada por la relación $k = \text{carga} / \text{desplazamiento}$, resulta interesante observar la Figura 13, en la que se visualiza como los pórticos van degradando su rigidez, conforme se aplican los respectivos pasos de carga. De esta manera se evidencia como éstos, debido a su gran capacidad de deformación, resisten largamente en su rango plástico.

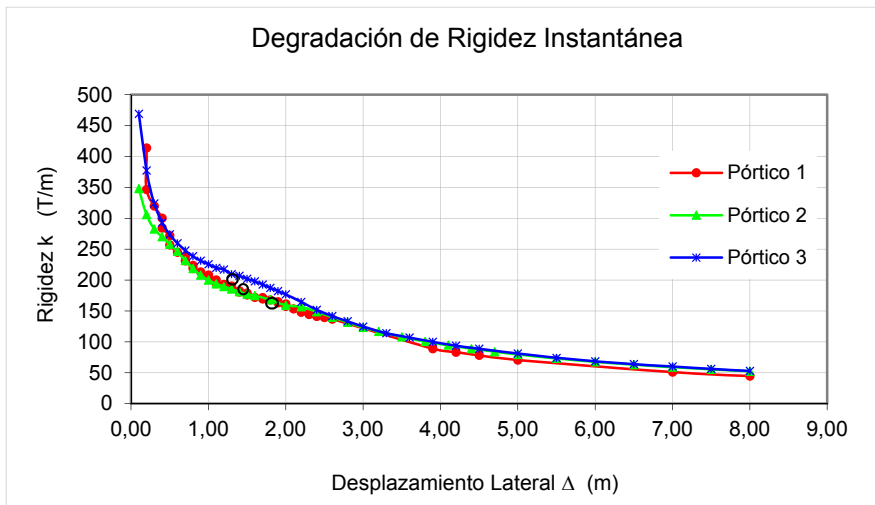


Figura 13 Gráficas de las rigideces de los 3 pórticos en estudio.

6.3 Ductilidad y Drift de los Pórticos

La ductilidad de los pórticos se define como la capacidad de esta estructura de soportar grandes deformaciones inelásticas antes de alcanzar su falla, o también como la capacidad que tiene cada estructura para absorber grandes cantidades de energía antes de que alcance la rotura.

Para este caso, se define como factor de ductilidad μ a la razón entre el desplazamiento máximo obtenido de cada ensayo y el desplazamiento en el instante de fluencia de la armadura traccionada en primera sección rotulada, valor que se obtiene de las mediciones electrónicas de los strain-gauges.

$$\mu = \frac{\Delta_{MAX}}{\Delta_{Y1}} \quad (1)$$

Por otra parte, se define como drift (o factor de deriva) al cuociente entre el desplazamiento máximo obtenido de cada ensayo y la altura del pórtico.

$$\%Drift = \frac{\Delta_{MAX}}{H} \cdot 100 \quad (2)$$

En la Tabla 5.1, se muestran los valores de Ductilidad “ μ ” y Drift, para los pórticos, en función del máximo desplazamiento al cual se sometieron éstos. Es necesario hacer presente, que los ensayos se detuvieron a los 8,0 y 9,0 cm de desplazamiento lateral, dadas las restricciones de la carrera máxima del pistón del actuador. Por lo tanto, los valores de ductilidad se determinaron con estos valores de desplazamientos máximos. Por otra parte, en los cálculos se tomó $H = 2,10$ [m].

Tabla 5.1 Deformación Máxima para los Pórticos N° 1, 2 y 3.

Ensayo	Pistón	Δ_{Y1} cm	$\Delta_{MÁX}$ cm	“ μ ”	Drift (%)	Modo de Falla
Pórtico N° 1	Extendido	1,680	8,000	4,762	3,809	Flexión
Pórtico N°	Extendido	2,000	9,000	4,500	4,286	Flexión
Pórtico N° 3	Extendido	1,400	9,000	6,429	4,286	Flexión

7 CONCLUSIONES

Es importante hacer notar que las experiencias de laboratorio desarrolladas, no exentas de dificultades, gracias al actuador de doble acción permiten la elaboración inmediata de las curvas de capacidad, información fundamental que proporciona antecedentes sobre la rigidez de la estructura, según vayan aumentando las cargas aplicadas. Su obtención, permite posteriormente contrastar resultados de modelaciones teóricas con los valores experimentales.

Los resultados presentados permiten afirmar que tanto el programa **CEINCI3**, con su sub-programa Capacidad y el programa SAP2000, predicen con una muy buena aproximación la curva de capacidad obtenida de la experimentación de los pórticos estudiados.

Los programas cuyos resultados se contrastan con los valores de los ensayos, predicen perfectamente el orden de fluencia de las armaduras, desde la aparición de la primera rótula hasta el colapso.

Es necesario recalcar que para tener un buen comportamiento estructural de pórticos de hormigón armado, se debe tener especial cuidado en el diseño de las uniones columna-viga.

REFERENCIAS

1. ACI 318-99 (1999), Código de Diseño de Hormigón Armado, Cámara Chilena de la Construcción, Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón, Santiago, Chile.
2. Aguiar R., Mora D., Morales E., (2015), "Peligrosidad sísmica de Quito y el método del espectro de capacidad con **CEINCI-LAB**", *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, **20 (1)**, 1-39.
3. Aguiar R., (2003), *Análisis sísmico por desempeño*, Centro de Investigaciones Científicas. Universidad de las Fuerzas Armadas, ESPE, Editorial ESPE, 340 p.
4. Aguiar, R. (2002), *Sistema de Computación CEINCI3 para Evaluar Daño Sísmico en los Países Bolivarianos*, Centro de Investigaciones Científicas, Editorial ESPE, 302 p., Quito, Ecuador.
5. Aguiar R., (2002), "Un Nuevo modelo de plasticidad para el análisis estático no lineal", *Mecánica Computacional*, **Vol. XXI**, 2094-2115, Santa Fe-Paraná, Argentina.
6. Aguiar R., (2006) *Evaluación rápida de la deriva máxima de piso para calcular la vulnerabilidad sísmica de estructuras*, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, **IS-57**, 132 p.
7. Mora D., Aguiar R., (2015), "Modelación de diagrama momento-curvatura y momento-rotación en secciones de acero estructural", *Revista Ciencia*, **17 (1)**, 99-124.
8. Kent D., Park R., (1971), "Flexural members with confined concrete", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **97 ST7**, 1969-1990.
9. R. Park, R., Paulay, T. (1999), *Reinforced Concrete Structures*, John & Sons, Inc., México.
10. Park, Y., Ang, A. (1985), Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, *Journal structural Engineering* ASCE.