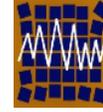




Universidad de Concepción
Departamento de Ingeniería Civil



Asociación Chilena de Sismología e
Ingeniería Antisísmica

Nº A14-02 ESTUDIO EXPERIMENTAL DE PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO SOLICITADOS A CARGAS LATERALES CRECIENTES

Díaz, L.¹, Moscoso, M.³, Aguiar, R.², Campbell, J.¹, Durán, M.¹

1.- Departamento de Ingeniería en Obras Civiles Universidad de La Serena
Benavente 980, La Serena, Chile

e-mail: ldiaz@userena.cl

2.- Centro de Investigaciones Científicas CEINCI
ESPE, Quito, Ecuador

e-mail: raguiar@espe.edu.ec

3.- Memorista Departamento de Ingeniería en Obras Civiles Universidad de La Serena

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

1. GENERALIDADES

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.

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.

Existen varias formas de determinar 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.

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 softwares de análisis no lineal, programas denominados: CEINCI3, Aguiar (2002), (Centro de Investigación Científica) y SAP2000. El primero, desarrollado por el Dr. Ing. Roberto Aguiar, es una herramienta computacional que, entre otras 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. 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 CEINCI3, 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 para ser instalados en el marco de reacción que se dispone. Las armaduras de los elementos se diseñaron de acuerdo a las disposiciones de ACI 318-99.

En la Fig. 3.1, se muestran las dimensiones a ejes 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 figuras.

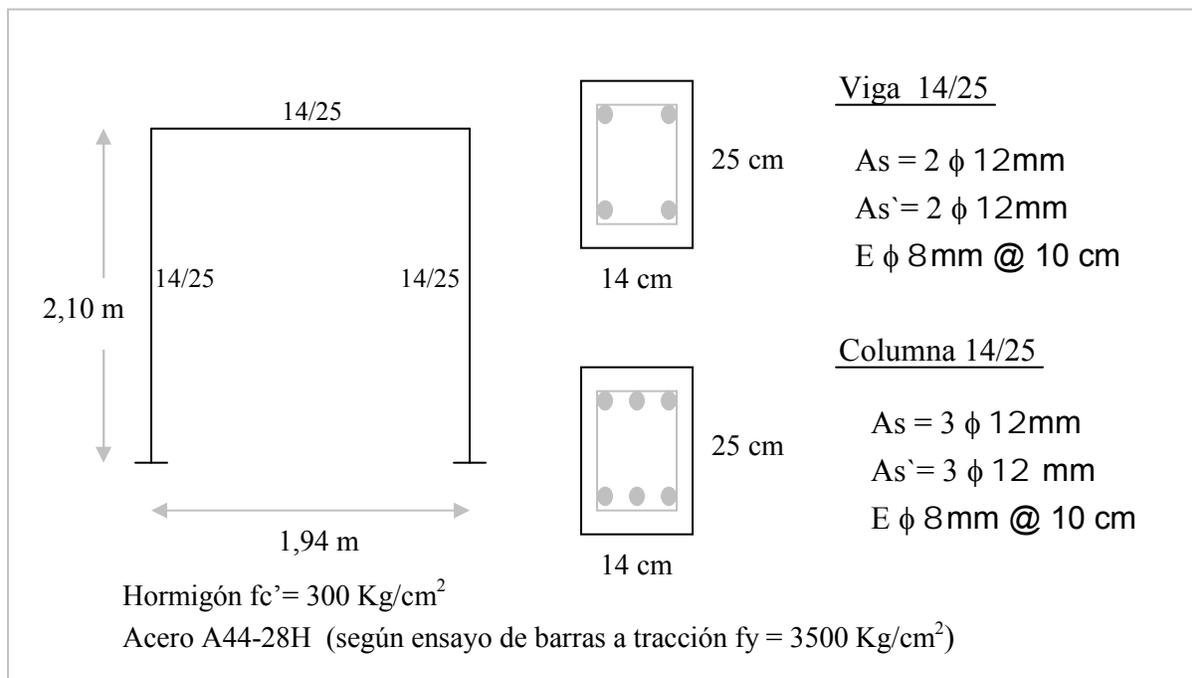


Fig. 3.1. Dimensiones y Armado de las Secciones del Pórtico

3.2. Curvas de Capacidad de los Pórticos Diseñados

La Fig. 3.2 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 mayor 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.

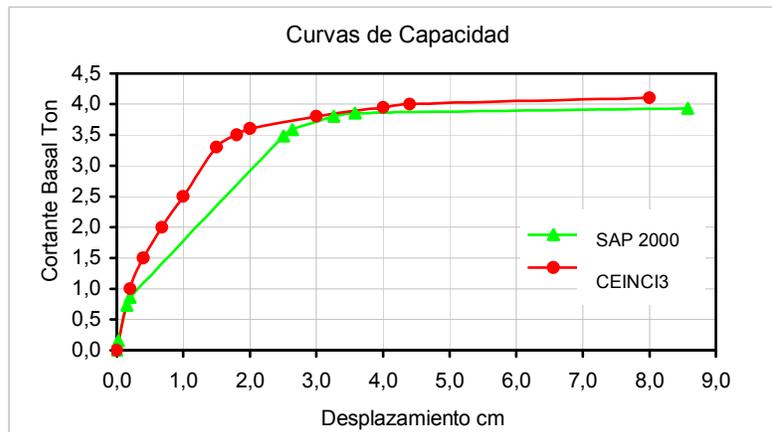


Fig.3.2. Curvas de Capacidad Teóricas de los Pórticos según Programas CEINCI3 y SAP 2000

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, 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 nuestro 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 transducer), que permiten medir el desplazamiento horizontal y la carga aplicada, ver Fig. 4.1.



Fig. 4.1. Pórtico Instalado en Marco de Reacción

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 Fig. 4.2.

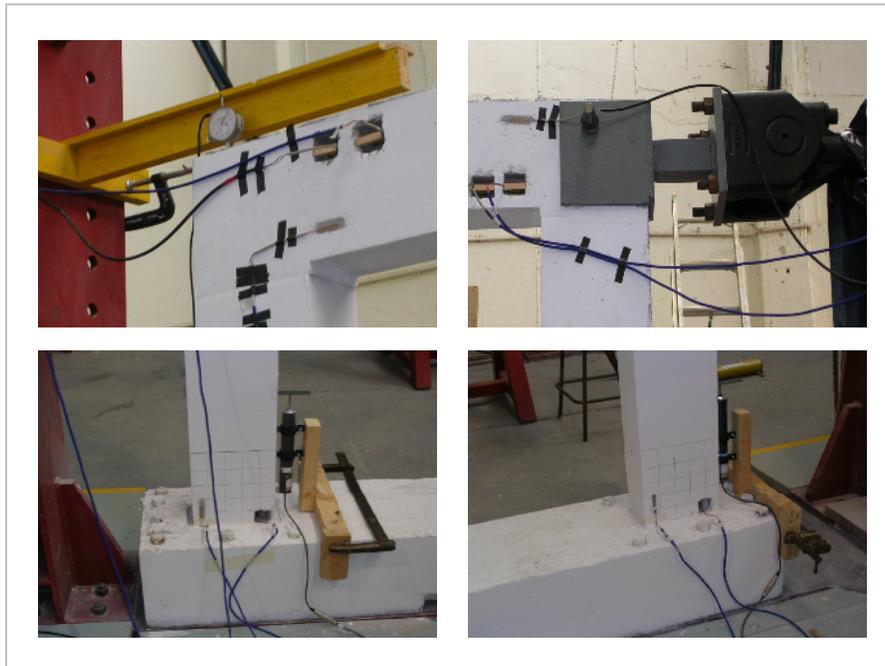


Fig. 4.2. Esquema de Ubicación de SG y TD en los Extremos de los Elementos

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 Y CONTRASTACIÓN CON VALORES TEÓRICOS

Con la información entregada por el actuador se confeccionaron los diagramas experimentales carga-desplazamiento para los pórticos ensayados y se contrastan con resultados de los modelos teóricos.

5.1. Pórtico N° 1

Los resultados del ensayo de carga del pórtico N° 1 se presentan en la Fig. 5.1. 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.

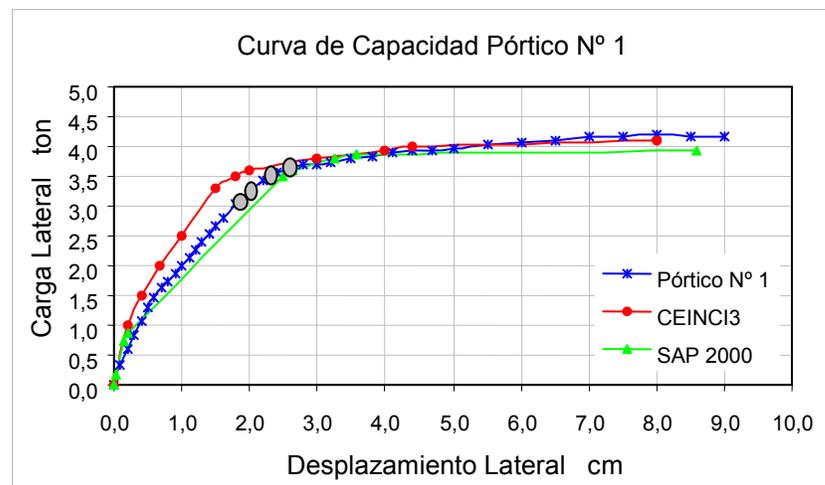


Fig. 5.1. Curvas de Capacidad Resultante del Pórtico N° 1

5.2. Pórtico N° 2

En comparación con los resultados de los modelos contrastados, ver Fig. 5.2, 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 3,18 [Ton] y desplazamiento aproximado 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.

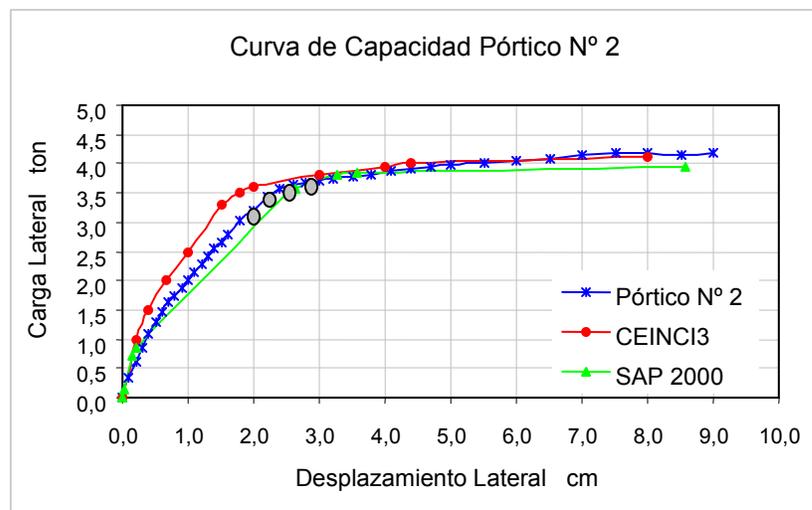


Fig. 5.2. Curva de Capacidad Resultante del Pórtico N° 2

5.3. Pórtico N° 3

Finalmente se muestran los resultados del ensayo del pórtico N° 3, Fig. 5.3. 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 1,40 [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.

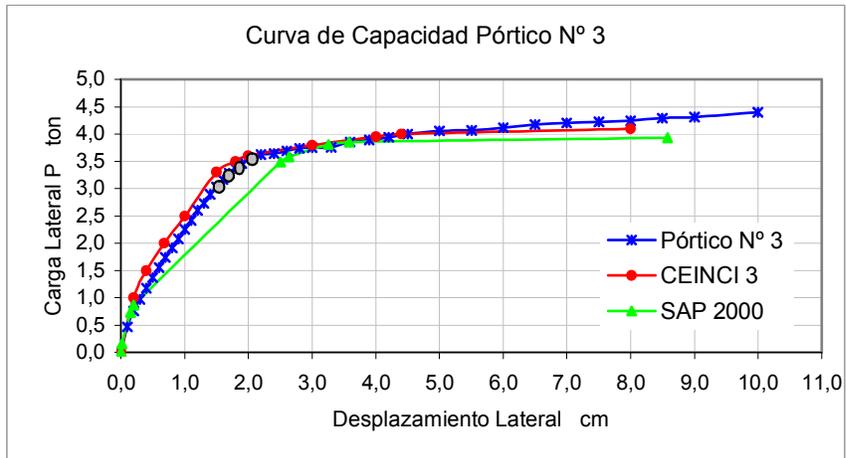


Fig.5.3. Curva de Capacidad Resultante del Pórtico N° 3

5.4. Agrietamiento y Formación de Rótulas del Pórtico N° 3

En la Fig. 5.4, 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.

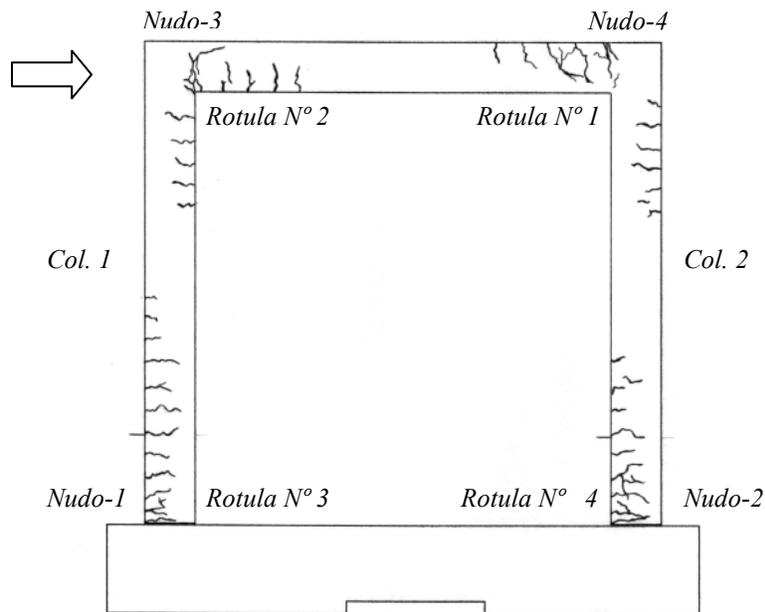


Fig. 5.4. Esquema de Agrietamiento del Pórtico N° 3 después del Colapso

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, Figs. 5.5, 5.6 y 5.7. 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 $N=1.75$ [Ton], para columnas (valor próximo a la mitad de la carga última) y $N=0$ [Ton] para la viga.

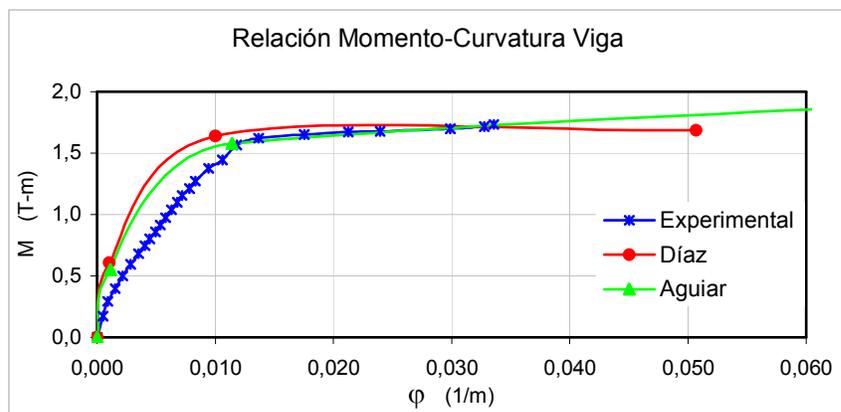


Fig. 5.5. Gráfica M- ϕ de Viga de Pórtico N° 3, versus Curvas Teóricas

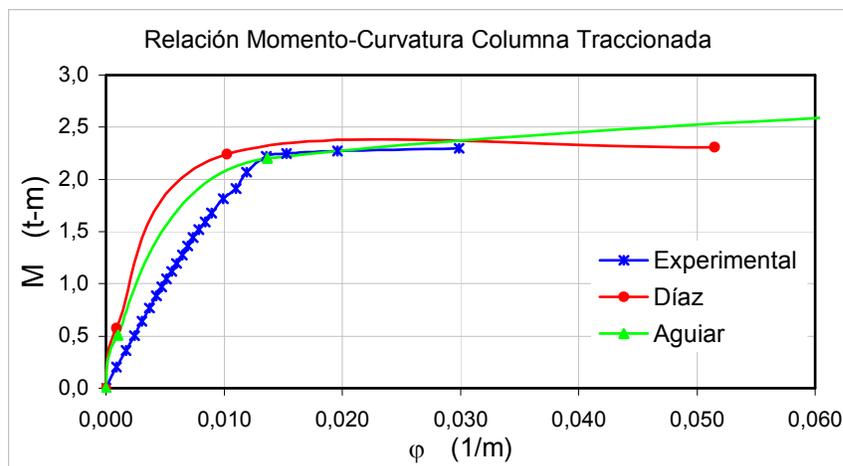


Fig. 5.6. Gráfica M- ϕ Columna N° 1 de Pórtico N° 3, versus Curvas Teóricas

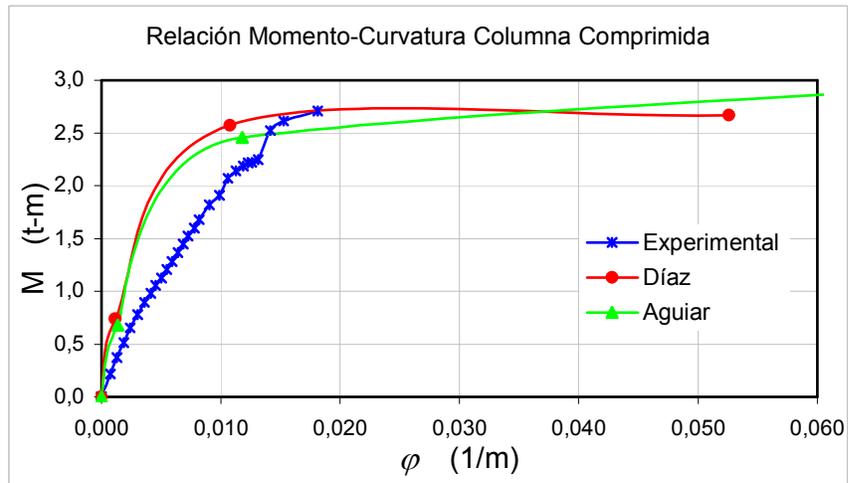


Fig. 5.7. Gráfica M- ϕ Columna N° 2 de Pórtico N° 3, versus Curvas Teóricas

6. ANÁLISIS DE RESULTADOS

6.1. Curvas de Degradación de Rigidez

Haciendo uso de la definición que la rigidez k esta dada por el cuociente *carga /desplazamiento*, resulta interesante observar las curvas de la Fig. 6.1. En ellas se aprecia la degradación de la rigidez de los pórticos conforme la carga va en aumento. De esta manera se evidencia como éstos, debido a su gran capacidad de deformación, resisten largamente en su rango plástico.

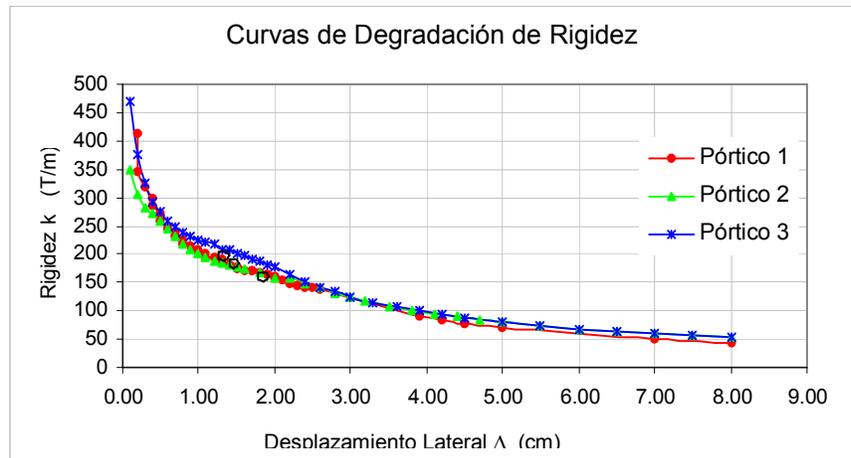


Fig.6.1. Rigidez de los Pórticos Ensayados

6.2. 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.

$$\mu = \frac{\Delta_{MAX}}{\Delta_{Y1}} \quad (6.1)$$

Por otra parte, se define como drift (o factor de deriva) al cociente entre el desplazamiento máximo obtenido de cada ensayo y la altura de aplicación de la carga, eje del actuador.

$$\%Drift = \frac{\Delta_{MAX}}{H} \cdot 100 \quad (6.2)$$

En la Tabla 6.1, se muestran los valores de Ductilidad “ μ ” y Drift de 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; 9,0 y 10,0 [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 $H = 2,10$ [m].

Tabla 6.1. Deformación Máxima, Ductilidad y Drift de los Pórticos N° 1, 2 y 3

Ensayo	Pistón	Δ_{Y1} cm	$\Delta_{MÁX}$ cm	“ μ ”	Drift (%)
Pórtico N° 1	Extendido	1,7	8,0	4,7	3,8
Pórtico N° 2	Extendido	2,0	9,0	4,5	4,3
Pórtico N° 3	Extendido	1,4	10,0	7,1	4,3

6. 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.

-El programa CEINCI3 predice perfectamente el orden de fluencia de las armaduras presentado en los ensayos para los pórticos N° 1 y 2, desde la aparición de la primera rótula hasta el colapso. En el pórtico N° 3, el orden de fluencia de las armaduras se produjo según el programa SAP2000.

-Debido a la carrera máxima del actuador, los valores de ductilidad y drift se obtuvieron para deformaciones laterales entre 8 y 10 [cm].

-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

Aguiar, R. (2002). Sistema de Computación CEINCI3 para Evaluar Daño Sísmico, Editorial ESPE, Ecuador.

R. Park, R. & Paulay, T. (1999). Reinforced Concrete Structures, John & Sons, Inc., México.

Park, Y. & Ang, A. (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, Journal Structural Engineering ASCE, USA.

Aguiar, R. & Fernando, A. (1996). Tópicos de análisis no lineal en marcos planos, Editorial ESPE, Ecuador.

ACI 318-99, (1999). Código de Diseño de Hormigón Armado, Cámara Chilena de la Construcción, Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón, Santiago, Chile.