

CONTROL DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL EN ESTADO LÍMITE DE DISEÑO CON PROGRAMA CEINCI2

Dr. Ing. Roberto Aguiar Falconí

*Centro de Investigaciones Científicas
Escuela Politécnica del Ejército
Quito -Ecuador
email:raguiar@espe.edu.ec*

RESUMEN

Se presenta cómo el programa CEINCI2, desarrollado en el Centro de Investigaciones Científicas de la Escuela Politécnica del Ejército, en Ecuador, sirve para el control del probable comportamiento que tendría una estructura en el estado límite de diseño. Es importante que una vez que se ha diseñado o reforzado una estructura de hormigón armado que fue afectada por sismo, se analice cual va a ser su comportamiento en el estado límite de diseño y cual va a ser su mecanismo de colapso.

El programa CEINCI2, reporta la secuencia de daño que sufre una estructura por efecto de cargas laterales aplicadas en forma monotónica incremental, con la técnica del pushover. Indica además cuál es la reserva de ductilidad de los elementos, la sobrerresistencia de los mismos en cada incremento de carga y la sobrerresistencia de la estructura, entre otras cosas.

Se analiza para el estado límite de diseño, el comportamiento probable que tendría un pórtico de un hospital ubicado en la ciudad del Tena en Ecuador, que ha sido reforzado mediante la incorporación de un muro de corte. Se indica la secuencia de formación de las articulaciones plásticas, la reserva de ductilidad de los elementos y en forma gráfica se indica las zonas más seguras y más débiles del pórtico analizado calculado en función de la sobrerresistencia de los elementos.

ABSTRACT

The use of the CEINCI2 -a software developed by the Research Center of the Army Polytechnic in Ecuador- is presented, to control the probable behavior of a structure in the limit state of design. It is important that once a reinforced concrete structure is designed and reinforced due to seismic damage, the behavior in the limit state of design and the collapse mechanism must be analyzed.

The software CEINCI2 reports the sequence of damage that affects a structure under lateral loads applied in a monothonical and incremental way, using the pushover technique. The software also shows the ductility reserve in the elements, the overstrength of the elements under each increment of load and the overstrength of the whole structure.

In a practical case, the limit state of design is analyzed, and the probable behavior expected in a hospital frame located in the city of Tena in Ecuador is presented. The hospital has been reinforced after seismic damage, including shear walls. The sequence of formation of plastic hinges is shown, and the ductility reserve of the elements and the safest and weakest zones in the frame are shown graphically, based on the overstrength of the elements.

DISEÑO O REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

En forma general se puede indicar que tres son las etapas para el diseño o reforzamiento estructural de una edificación de hormigón armado, a saber:

- i) Análisis Estructural.- En esta etapa se determinan los estados de carga permanente D, transitoria L y sísmica S. Para el último estado de carga se necesita definir el sismo de diseño expresado mediante un espectro de diseño inelástico^{1,4}. Esto conlleva la determinación de una ductilidad del sistema μ y de una

sobrerresistencia R_S , variables en base a las cuales se determina la ductilidad global de la estructura D

$$D = R_S \mu \quad (1)$$

En base a la ductilidad global se pasa del espectro elástico al inelástico utilizando las reglas de igual energía o igual desplazamientos. Chopra y Newmark⁵ en base al análisis del comportamiento estructural de edificaciones sometidas a sismos de duración moderada recomiendan una forma de pasar del espectro elástico al inelástico.

Lo importante es reconocer que el proyectista estructural se ha impuesto una ductilidad del sistema μ y una sobrerresistencia de la edificación R_S , cantidades que deben ser verificadas en la tercera etapa. Normalmente estas cantidades se imponen siguiendo los lineamientos de alguna normativa^{6,8}.

Esta etapa finaliza con la determinación de las acciones en cada uno de los elementos para los estados de carga D , L y S .

ii) Determinación de Secciones y Armaduras.- Con los resultados obtenidos en la primera etapa se procede a realizar las combinaciones de carga^{6,9} y se procede a la determinación de las secciones definitivas y de la armadura longitudinal y transversal de cada uno de los elementos. Este diseño se lo realiza por resistencia y capacidad^{6,10}.

En función de la ductilidad del sistema μ , algunos códigos como el de Venezuela¹¹ presentan varios niveles de diseño, los mismos que deberán ser acogidos por el proyectista estructural para que la edificación tenga la ductilidad seleccionada. La normativa NSR-98⁶ presenta algo similar en base a la disipación de energía que se espera de la estructura.

Esta etapa contempla el control de las conexiones viga-columna. Importantes avances se han dado en este campo, basta mencionar los trabajos de Zerbe y Durrani¹² en ellos se analiza la conexión incluyendo el efecto de pórtico, el efecto de las vigas transversales y el efecto de la losa. Incluye también el control de columna fuerte viga débil, con una gran interrogante, cual es la carga axial que gravita en las columnas.

iii) Control de Comportamiento Inelástico.- Una vez que se tiene definida las secciones transversales de los elementos, con su correspondiente armadura longitudinal y transversal se procede a la verificación del comportamiento inelástico que tendría la estructura, cuando esté sometida al sismo de diseño expresado mediante su espectro inelástico.

La ordenada del espectro inelástico para un período igual a cero tiene por valor αA_0 siendo α , el coeficiente de importancia de la estructura^{4,6,11}, y A_0 la aceleración máxima del suelo en roca calculada para una vida útil de la estructura y con una determinada probabilidad de excedencia, el valor de A_0 , se obtiene de mapas de zonificación sísmica. Los códigos de Venezuela y Colombia^{6,11} han seguido los lineamientos propuestos por el ATC-3-05 de 1978¹³ para el cálculo de A_0 , lo hacen para una vida útil de la estructura de 50 años y para una probabilidad de excedencia del 10%, para el caso de edificios.

El estado límite de diseño se define cuando la estructura va a estar sometida a un sismo cuya aceleración máxima en roca tiene el valor de A_0 . Para este caso la estructura no va a colapsar, siempre y cuando se hayan seguido todas las recomendaciones estipuladas en los códigos de diseño sísmico^{6,11} pero va a ingresar al rango no lineal es decir va a sufrir daño.

En el estado límite de diseño la estructura se puede reparar, en la medida que se sobrepase de este punto la reparación cada vez sería más complicada toda vez que la estructura va camino al colapso. En el presente artículo se presenta algunos de los controles que se deben realizar en el estado límite de diseño.

TECNICA DEL PUSHOVER

La técnica del pushover^{14,17}, consiste en aplicar a la estructura una serie de cargas monotónicas, en forma incremental hasta llevarle al colapso; las cargas laterales actúan a nivel de piso. Se puede

considerar una variación de carga constante, triangular con un valor máximo en el tope del edificio o una distribución de carga en función de las formas modales como lo recomienda Fajfar¹⁸.

La rigidez a flexión EI de sus componentes estructurales, se determina del diagrama momento curvatura de acuerdo al nivel de esfuerzos a que está sujeta la sección. Lo que cambia es la rigidez a flexión de los elementos de acuerdo al grado de daño que sufren y se realiza un análisis estático no lineal.

La respuesta que interesa es la relación entre el cortante basal V_0 y el desplazamiento máximo en el tope del edificio D_t

CRITERIOS DE COLAPSO

Existen varios criterios para definir el punto de fallo o punto de colapso de una estructura. Para Roufaiel y Meyer¹⁹ el colapso de la estructura se alcanza cuando $D_t = 0.06*H$, siendo H la altura total del edificio. Para Stephens y Yao²⁰ el colapso se da cuando $D_t = 0.10*H$. En fin, existen varios criterios de colapso en función de la altura del edificio.

Por otra parte, si las articulaciones plásticas se forman todas en cabeza y pie de columna de un mismo piso se tiene lo que se denomina: mecanismo de traslación de columna con el colapso inevitable²¹.

En definitiva existen varios criterios para definir el punto de fallo de una estructura, el programa CEINCI2²², considera que el colapso se alcanza cuando el desplazamiento en el tope, es el 5 % de la altura total del edificio, para el caso de estructuras sin muros de corte y del 2 % para cuando se tiene muros de corte.

RELACION MOMENTO CURVATURA

El comportamiento no lineal del material, en elementos de hormigón armado, se lo define por intermedio de las relaciones momento curvatura^{23,25}. En la práctica es frecuente utilizar un modelo trilineal para definir esta relación. En la figura 1, se indica un modelo compuesto por cuatro rectas pero el último segmento que va desde ϕ_u a ϕ_f no se considera en el presente trabajo, éste segmento se emplea en algunos modelos para evaluar índices de daño sísmico. El punto f corresponde al punto de fallo de la sección.

Es importante tener en cuenta el doble signo el diagrama; esto se debe a la forma como está trabajando el elemento en el sentido de que si es cóncava o convexo. En la figura 1 se observa, en la parte superior, que la armadura inferior está trabajando a tracción A_s y la superior a compresión A_s' en éste caso la elástica de deformación es cóncava.

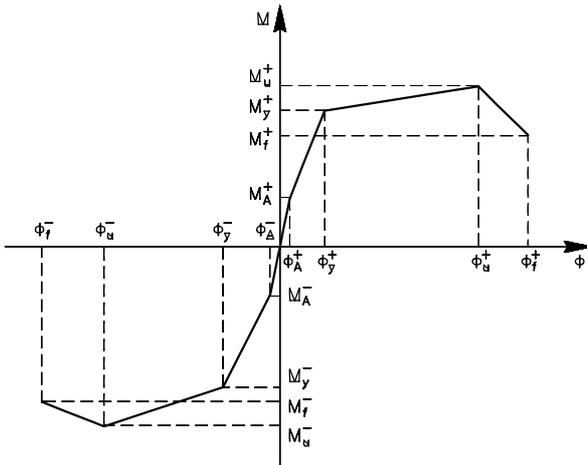


Figura 1. Modelo numérico adoptado del diagrama momento curvatura.

Para el modelo numérico de cálculo adoptado se tienen tres rigideces a flexión para cada una de las ramas del modelo, que son:

$$(EI)_1 = \frac{M_a}{\phi_a} = \frac{Ebh^3}{12} \quad (2)$$

$$(EI)_1 = \frac{M_y - M_a}{\phi_y - \phi_a} \quad (3)$$

$$(EI)_1 = \frac{M_u - M_y}{\phi_u - \phi_y} \quad (4)$$

No se ha colocado el signo \pm para darle el carácter general. Los subíndices (a, y, u) corresponden a los puntos de agrietamiento del hormigón, fluencia del acero y deformación máxima útil a compresión del hormigón. Para la primera rama que corresponde al rango elástico la rigidez $(EI)_1$ es igual al momento de agrietamiento M_a dividido por la curvatura de agrietamiento ϕ_a pero también es igual al módulo de elasticidad del material E multiplicado por la inercia a flexión $bh^3/12$.

Cuando se inicia el proceso de carga, la sección del elemento analizado, tiene una rigidez a flexión $(EI)_1$ y se mantiene con esta rigidez hasta cuando el momento actuante supera el valor de M_a en que disminuye la rigidez a flexión al valor de $(EI)_2$ con este valor permanece hasta que el momento actuante sea mayor que M_y en que la rigidez disminuye notablemente al valor de $(EI)_3$.

Finalmente, cuando el momento actuante supera el valor de M_u se considera que la rigidez a flexión es la décima parte que la rigidez $(EI)_3$ es decir, "estrictamente" se ha formado una rótula plástica.

En el presente trabajo se denomina rótula plástica o articulación plástica cuando el momento actuante, es mayor que el momento de fluencia M_y . En consecuencia, la sección todavía es capaz de resistir un mayor momento.

MODELAJE DE LOS ELEMENTOS

Sea $(EI)_a$, $(EI)_o$, $(EI)_b$, la rigidez a flexión de un elemento de sección constante o variable en el nudo

inicial, centro de luz y nudo final. Cuando éste se encuentra trabajando en el rango elástico el modelo numérico de cálculo es el número (1) de la figura 2, para el caso de un elemento de sección constante.

Ante acciones sísmicas, son los extremos del elemento los que están sujetos a mayores esfuerzos. En consecuencia, es muy probable que esas secciones ingresen al rango inelástico o no lineal. Su rigidez a flexión va a disminuir. Existen varios modelos numéricos de cálculo que se han planteado al respecto, los mismos que se se indican en la figura 2.

El modelo (2) de la figura 2 es empleado en el programa IDARC: Inelastic Damage analysis of Reinforced Concrete, Version 1.0 desarrollado por Park et al^{26,27}. Este modelo considera que la variación de rigidez es lineal en el elemento. Los términos de la matriz de flexibilidad son deducidos para cuando existe punto de inflexión y para cuando no lo hay.

En el modelo (3) de la figura 2 la variación de rigidez a flexión no se considera lineal y es utilizada en el programa IDARC Version 3.0²⁸. Los elementos de la matriz de flexibilidad del elemento se obtienen por integración numérica. En los dos modelos indicados no se considera la longitud de las rótulas plásticas.

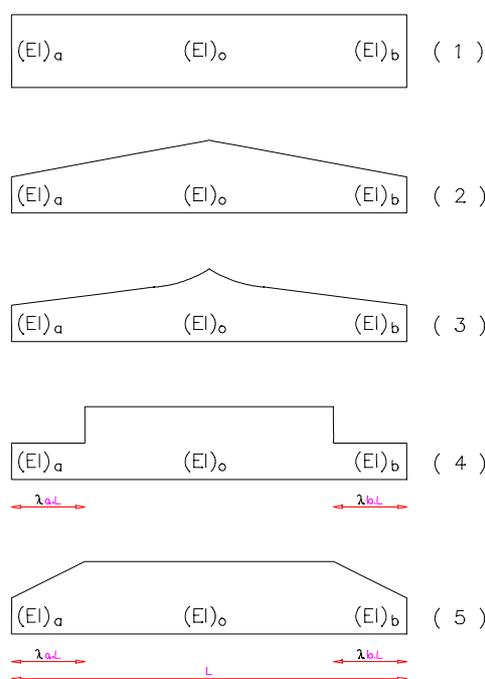


Figura 2. Modelos numéricos empleados para el análisis lineal y no lineal de elementos sometidos ante acciones sísmicas, en el programa CEINCI2.

El modelo (4) es utilizado en el programa SARCF : Seismic Analysis of Reinforced Concrete Frames, implementado por Chung et al²⁹. En éste modelo se calcula la longitud de la rótula plástica λ_aL y λ_bL en función de los momentos actuantes y considerando que ante acciones sísmicas el diagrama de momentos es triangular.

El modelo (5) de la figura 2 considera la longitud de las rótulas plásticas y permite que el centro de luz también pueda ingresar al rango no lineal. Este modelo es utilizado en el programa IDARC Version 4.0 y fue desarrollado por Valles et al³⁰. Los términos de la matriz de rigidez del elemento fueron deducidos por Lobo¹⁷ e incluyen el efecto del corte.

RESERVA DE DUCTILIDAD POR CURVATURA

Se define la reserva de ductilidad por curvatura $\mu_{\phi res}$, a la diferencia entre la capacidad de ductilidad que tiene una sección $\mu_{\phi c}$ menos la demanda de ductilidad de la acción sísmica o acción dinámica $\mu_{\phi d}$.

$$\mu_{\phi res} = \mu_{\phi c} - \mu_{\phi d} \quad (5)$$

Es importante que el proyectista estructural, conozca la reserva de ductilidad por curvatura, que tiene cada uno de los elementos que van a ingresar al rango no lineal en el estado límite de diseño. El conocer las secciones que van a dañarse es muy importante pero se necesita complementar esta información sabiendo la reserva de ductilidad que tienen.

Se puede dar el caso de tener una estructura con algunas secciones que ingresan al rango no lineal en el estado límite de diseño, y esto aparentemente puede ser motivo de alarma pero esas secciones tienen una reserva de ductilidad adecuada de tal forma que garanticen un buen comportamiento sísmico. El caso contrario puede presentarse en una edificación que tenga pocas rótulas pero con una reserva de ductilidad muy baja o nula, es decir colapso. Por todo ello, es fundamental conocer cual es la capacidad y la demanda de cada uno de los elementos durante una acción dinámica.

La reserva de ductilidad por curvatura se la debe relacionar con la capacidad inicial por curvatura que tenía los elementos antes de ser sometidos a una acción sísmica. Solo en este contexto se podrá saber en que porcentaje se disminuyó la capacidad de ductilidad de la sección en el estado límite de diseño o en el colapso. Cuando una sección colapsa la reserva de ductilidad por curvatura es nula. *No se presenta el colapso cuando todos los elementos que concurren a un nudo han ingresado al rango no lineal. Todo depende de la reserva de ductilidad por curvatura que estos tengan.*

SOBRERRESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS

Se define la sobrerresistencia de una sección R_e , como la relación que existe entre la capacidad de momento M_u , con relación al momento actuante M por una acción sísmica o carga dinámica.

$$R_e = M_u/M \quad (6)$$

Las relaciones momento curvatura reportan la capacidad que tiene una sección determinada de un elemento estructural, pero estos diagramas son función de la carga axial actuante, para el caso de columnas y muros de corte, razón por la cual se construyen estas relaciones en cada incrementode carga. Valores altos de R_e significa que el elemento es muy seguro y viceversa.

En el control del comportamiento sísmico de una edificación varios son los parámetros que se deben tener en cuenta para garantizar un buen comportamiento sísmico. Entre ellos se tienen: i) La ductilidad local por curvatura, ii) La reserva de ductilidad por curvatura, iii) La sobrerresistencia de los elementos, iv) La sobrerresistencia de la estructura, v) La reserva de energía sísmica, vi) El índice de daño a nivel local del elemento, a nivel de piso y a nivel global^{31,32}, vii) La secuencia de formación de rótulas, viii) La ductilidad global de la estructura. Todos estos parámetros conducen a tener un conocimiento profundo del comportamiento sísmico que se espera en una edificación, el conocimiento de uno de ellos no garantiza nada.

SOBRERRESISTENCIA DE LA ESTRUCTURA

La curva de capacidad resistente de una estructura que relaciona el cortante basal V_0 , con el desplazamiento lateral máximo en el tope del edificio D_t , permite encontrar la sobrerresistencia de una estructura, para ello es necesario primero definir el punto de fluencia de la estructura, el mismo que está asociado a un cortante V_y . Existen algunos criterios para definir cuando una estructura ingresa al rango no lineal, los mismos que se indican en forma gráfica en las figuras 3 y 4.

El criterio más elemental, consiste en definir el valor de V_y asociado al cortante en que se produce la

primera rótula plástica, como lo ilustra la figura 3.a. El desplazamiento asociado a V_y se denomina D_{ty} . El ATC-3¹³ utiliza éste criterio para determinar el desplazamiento de fluencia.

En el segundo criterio se determina primero D_{ty} como la intersección de las rectas de rigideces como lo ilustra la figura 3.b, una vez que se determina D_{ty} queda definido el cortante V_y . Una variante al segundo criterio consiste en la forma como se traza la tangente a la curva como lo señala la figura 4.c).

Los criterios a) y b) son utilizados en la normativa de Nueva Zelanda³³ para la determinación del desplazamiento en el punto de fluencia. De la aplicación de los dos criterios se obtiene el que reporta mayor valor de D_{ty} .

El cuarto criterio es más elaborado y consiste en igualar las áreas externa e interna de la curva de capacidad resistente como lo indica la figura 4.d. Este criterio es más utilizado en estudios experimentales. Se define la sobre-resistencia de una estructura R_S como la relación entre el cortante basal último V_u , que es capaz de resistir la edificación con relación al cortante a nivel de fluencia V_y .

$$R_S = V_u/V_y \quad (7)$$

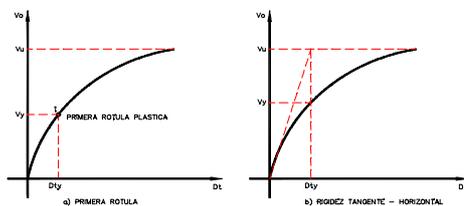


Figura 3. Criterios a) y b) para determinar el punto de fluencia de una estructura

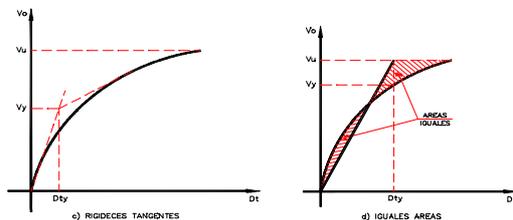


Figura 4. Criterios c) y d) para determinar el punto de fluencia de una estructura

Estrictamente, existen dos valores de V_u , uno a nivel de estado límite de diseño y otro a nivel de colapso, o fallo de la estructura. Por esta razón se especifica con respecto a que nivel se determina la sobre-resistencia de la estructura que fue presentada por Blume³⁴ en 1977.

Housner y Jennings³⁵ en 1982 presentan los resultados obtenidos de sobre-resistencia al analizar 14 edificaciones de hormigón armado en las que se pone de manifiesto que la capacidad real de cortante basal, que tienen las edificaciones son dos o tres veces más que el cortante basal diseño. En consecuencia pueden soportar sismos con aceleración mayor a la del nivel límite de diseño pero ya no será factible la reparación y posterior reforzamiento estructural. Bertero³⁶ a ésta sobre-resistencia que tienen las estructuras la denomina *...la bendición...* porque realmente es un factor de seguridad adicional. Osteraas y Krawinkler³⁷ en 1989 explican el buen comportamiento que tuvieron los edificios de período corto de ciudad de México, durante el sismo de 1985, debido a la sobre-resistencia que éstos tenían. En la práctica se analiza las estructuras en el rango elástico, es decir bajo la curva definida por V_y pero al continuar deformándose la edificación cuando ingresa al rango no lineal ésta puede soportar mayores fuerzas, razón por la cual se habla de la sobre-resistencia R_S .

REFORZAMIENTO DE HOSPITAL DEL TENA EN ECUADOR

Como caso práctico de lo expuesto, se presentan los resultados obtenidos con el programa CEINCI2²², para el estado límite de diseño en el reforzamiento del Hospital José María Velasco Ibarra, de la ciudad del Tena en Ecuador, el mismo que fue afectado por el sismo de Macas del 2 de Octubre de 1995, que tuvo una magnitud $M_S = 6.9$ cuyo epicentro se encontraba a 192 Km. aproximadamente.

Geometría del Hospital

En la figura 5 se indica la geometría en planta, únicamente de los bloques estructurales del Hospital del Tena, que sufrieron algún tipo de daño, por efecto del sismo del 2 de octubre de 1995. Se observa que los bloques uno y dos son simétricos en forma de L, el bloque tres tiene una forma de T y el bloque cuatro es rectangular.

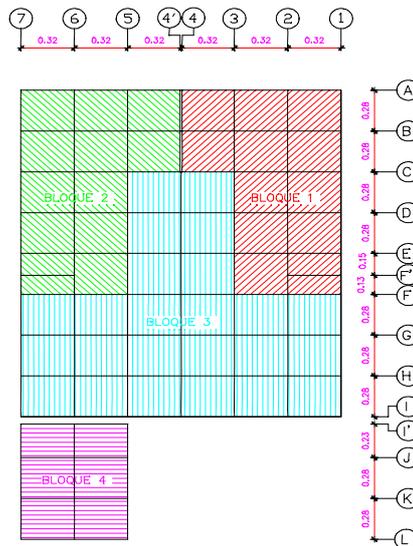


Figura 5. Configuración en planta del hospital José María Velasco Ibarra del Tena. }

Es conocido que los edificios en formas de L y T son muy vulnerables a las acciones sísmicas, la porción del ala a menudo sufren gran daño ante la acción de un sismo severo. Por otra parte, la estructura es irregular en elevación como se observa en la figura 6, la forma en T del bloque 3 se mantiene en los cuatro primeros pisos y en el quinto se convierte en forma rectangular.

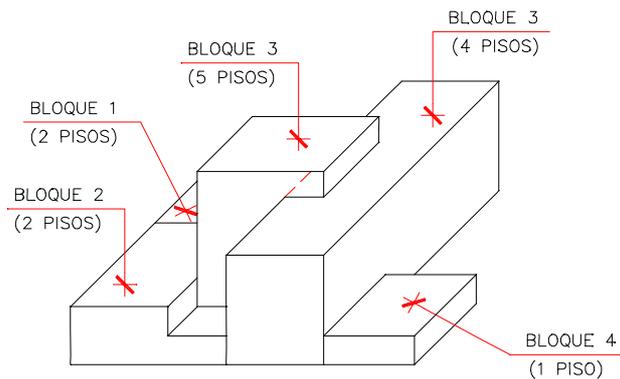


Figura 6. Configuración en elevación del hospital José María Velasco Ibarra del Tena.

Se tiene una estructura irregular en planta y elevación, con vigas que tienen mayores dimensiones que las columnas lo que demuestra que la estructura no fue diseñada para que tenga un comportamiento sísmico resistente, adecuado. La armadura transversal de las columnas no cumple con los requisitos de cuantía mínima ni de espaciamiento. Todo esto hace que la estructura sea muy vulnerable ante la acción sísmica. En estas condiciones se realizó un estudio para reforzar la estructura.

Crterios para el reforzamiento estructural

Se descartó el criterio de reforzar la estructura mediante la técnica del encamisado de las columnas, porque simplemente se debían reforzar una gran cantidad de columnas especialmente de los dos primeros pisos. Este criterio demandaba demasiado costo, toda vez que implicaba la rotura de toda la mampostería adyacente a la columna a reforzar, la rotura de los acabados de piso, etc, etc. Además de esto se tenía que movilizar los equipos del hospital durante su reforzamiento con el correspondiente costo que esto implica a más de que se debía paralizar la atención hospitalaria.

Por todo ello, se decidió reforzar el edificio mediante la incorporación de cuatro muros de corte situados estratégicamente en el hospital de tal forma que sean estos los que soporten en un 75 % la acción sísmica, quedando tan solo el 25% de las fuerzas sísmicas a ser soportado por la estructura original. De esta forma el reforzamiento se realiza en zonas puntuales del hospital con lo que no se suspende la atención hospitalaria durante el reforzamiento.

Geometría del pórtico I, sin reforzamiento.

Para no alargar la exposición se presenta únicamente los resultados del análisis del pórtico I, que es uno de los pórticos en los cuales se incluye un muro de corte para el reforzamiento estructural.

En la figura 7, se presenta la estructura original del pórtico I. Se indican los elementos tipos del pórtico y en la tablas 1 y 2, se describen la armadura de las columnas y vigas de los elementos tipo del pórtico I. Todas las columnas tienen una sección transversal de 40cm/40cm y las vigas son de 40cm/70cm.

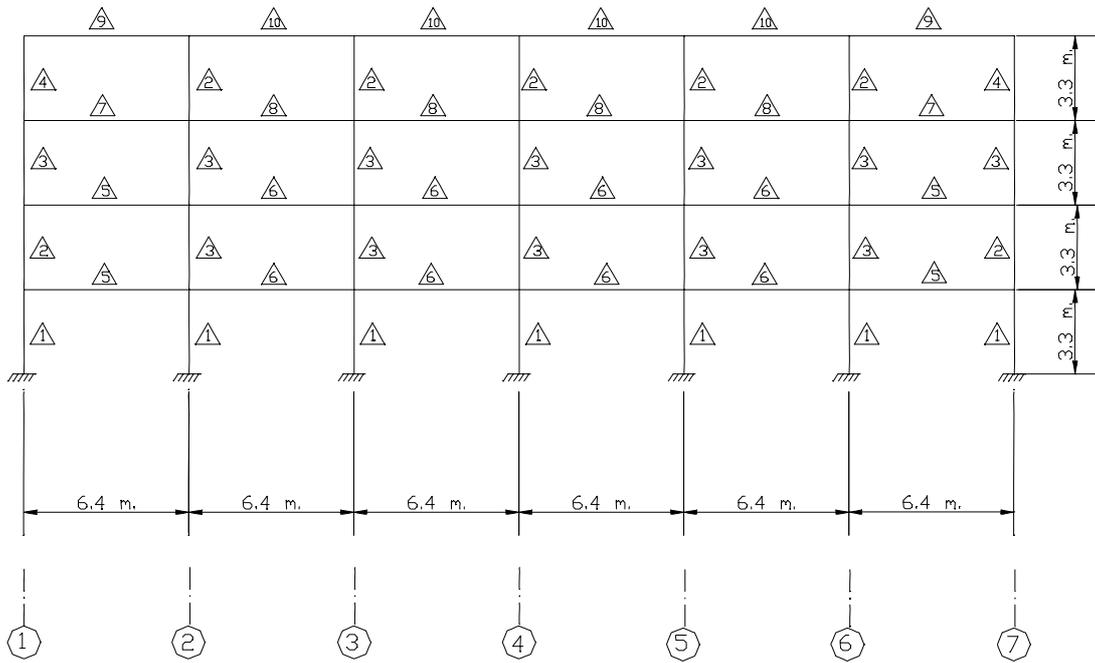


Figura 7. Numeración de elementos tipo del pórtico I, del hospital José María Velasco Ibarra del Tena, sin reforzamiento.

Tabla 1. Columnas tipo del pórtico I. del Hospital José María Velasco Ibarra del Tena. Sección 40cm/40cm

Elemento Tipo	Armadura Longitudinal	Refuerzo Longitudinal
1	8 ϕ 3/4	-
2	8 ϕ 3/4	6 ϕ 1
3	8 ϕ 3/4	4 ϕ 1
3	8 ϕ 3/4	8 ϕ 1

Tabla 2 Vigas tipo del pórtico I. del Hospital José María Velasco Ibarra del Tena.

Sección 40cm/70cm

Elemento Tipo	Armadura Superior	Armadura Inferior
5		
Nudo Inicial	4 ϕ 3/4	2 ϕ 3/4 + 2 ϕ 1/2
Centro de Luz	4 ϕ 3/4	2 ϕ 3/4 + 2 ϕ 1/2
Nudo Final	5 ϕ 3/4	2 ϕ 3/4 + 2 ϕ 1/2
6		
Nudo Inicial	5 ϕ 3/4	4 ϕ 5/8
Centro de Luz	4 ϕ 3/4	4 ϕ 5/8
Nudo Final	5 ϕ 3/4	4 ϕ 5/8
7		
Nudo Inicial	3 ϕ 3/4	2 ϕ 3/4 + 1 ϕ 1/2
Centro de Luz	3 ϕ 3/4	2 ϕ 3/4 + 1 ϕ 1/2
Nudo Final	4 ϕ 3/4	2 ϕ 3/4 + 1 ϕ 1/2
8		
Nudo Inicial	4 ϕ 3/4	3 ϕ 5/8
Centro de Luz	4 ϕ 3/4	3 ϕ 5/8
Nudo Final	4 ϕ 3/4	3 ϕ 5/8
9		
Nudo Inicial	4 ϕ 5/8	4 ϕ 5/8
Centro de Luz	4 ϕ 5/8	4 ϕ 5/8
Nudo Final	4 ϕ 3/4	4 ϕ 5/8
10		
Nudo Inicial	4 ϕ 3/4	3 ϕ 5/8 + 1 ϕ 1/2
Centro de Luz	4 ϕ 3/4	3 ϕ 5/8 + 1 ϕ 1/2
Nudo Final	4 ϕ 3/4	3 ϕ 5/8 + 1 ϕ 1/2
11		
Nudo Inicial	4 ϕ 3/4	4 ϕ 5/8
Centro de Luz	4 ϕ 3/4	4 ϕ 5/8
Nudo Final	4 ϕ 3/4	4 ϕ 5/8

Geometría del pórtico I, con reforzamiento

En la mitad del pórtico I, se coloca un muro de corte de 3.0 m de longitud y 0.20 m de ancho. Es decir, a partir de la columna existente se construirá un muro de corte de 1.50 m. de longitud a cada lado y de 0.20 m. de ancho. En los extremos del muro, en una longitud de 0.50 m. la armadura longitudinal tendrá una cuantía del 1% y en la parte central esta cuantía es del 0.25%. Se mantiene las dimensiones y armaduras de los demás elementos del pórtico. En la figura 8, se presenta la numeración de los elementos del pórtico I.

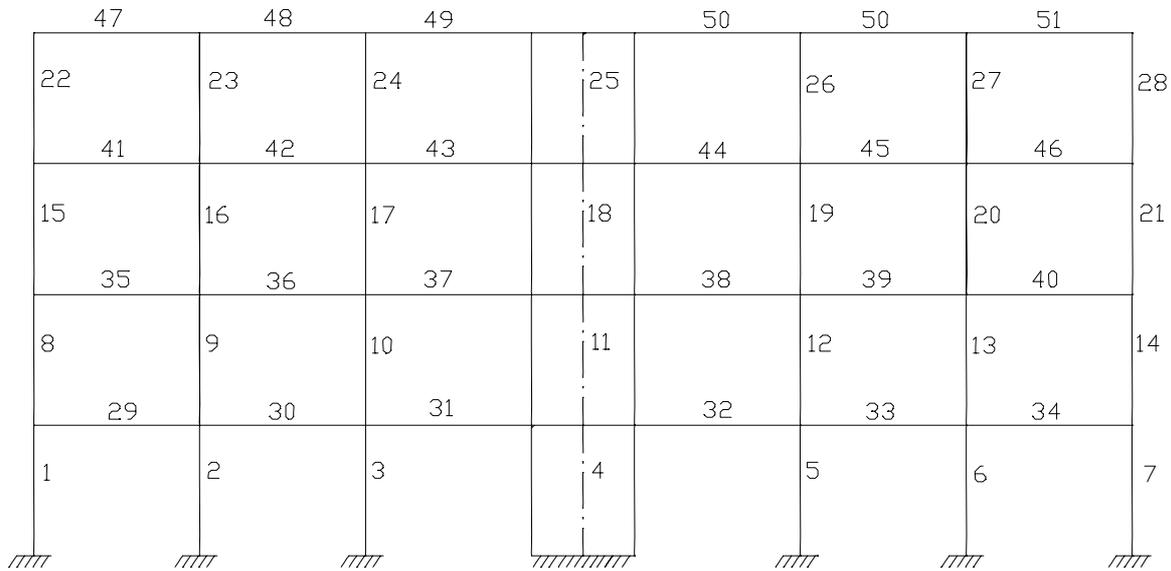


Figura 8. Numeración de elementos del pórtico I, del hospital José María Velasco Ibarra del Tena, con el reforzamiento de un muro de corte.

Análisis no lineal

La peligrosidad sísmica para la ciudad del Tena, se considera igual a 0.20 g, siendo g la aceleración de la gravedad. Por tratarse de un hospital se considera un coeficiente de importancia $\alpha = 1.25$. Por lo tanto, la aceleración máxima en roca para una vida útil de la estructura de 50 años y con una probabilidad de excedencia del 10 %, es de 0.25 g.

Se realizó un análisis dinámico espacial espectral, en el que se consideró que todos los bloques estructurales trabajan en conjunto, toda vez que en el reforzamiento se persigue este objetivo, de que los bloques estructurales trabajen acopladamente. Del análisis espectral realizado se obtuvo que el desplazamiento lateral máximo inelástico en el pórtico I, es de alrededor de los 3.0 cm.

Por otra parte, se aplicó la técnica del pushover con el programa CEINCI2 y se determina el estado límite de diseño, cuando el desplazamiento lateral inelástico está por los 3.0 cm. Se trabajó con el modelo de plasticidad extendida 2 indicado en la figura 2.

Resultados para estado límite de diseño

En base al primer modo de vibración se obtuvieron la variación de las fuerzas a ser aplicadas a nivel de piso, para la técnica del pushover. En la figura 9, se indica el grado de daño que se espera en la estructura y la magnitud de las fuerzas laterales para el estado límite de diseño. Se destaca que las fuerzas estáticas equivalentes se han aplicado de izquierda a derecha. El cortante basal V_0 para el estado límite de diseño es de 109.47 T. y el desplazamiento lateral inelástico máximo en el tope del edificio es de 2.67 cm, cantidad muy similar a la que se esperaba del análisis espectral (3.0 cm).

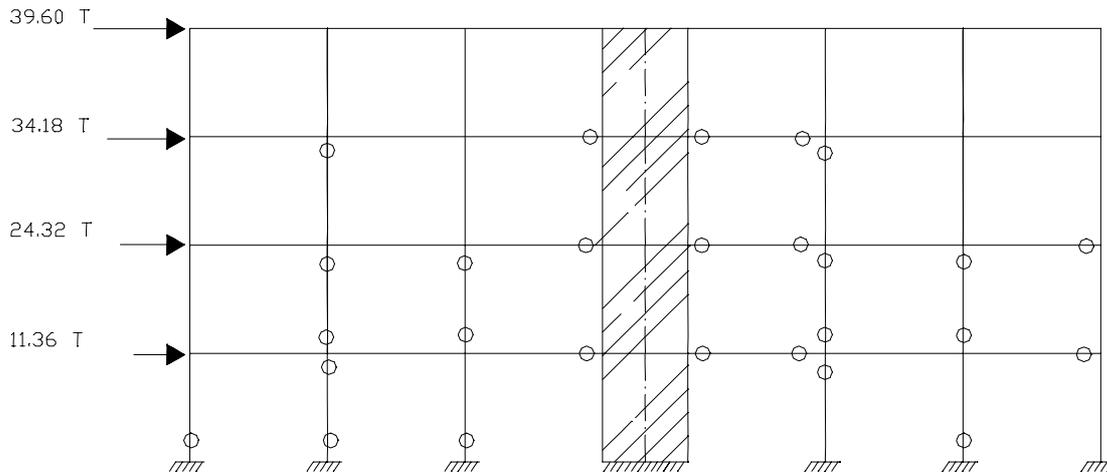


Figura 9. Daño esperado en los elementos del pórtico I y fuerzas estáticas para el estado límite de diseño, fuerzas actúan de izquierda a derecha. Reforzamiento del Hospital del Tena.

En la figura 9 se indica además la secuencia de formación de las primeras 10 articulaciones plásticas. Se aprecia que las vigas que llegan al muro de corte sufren daño y también se aprecia que no se espera daño en el muro de corte.

Se observa además que algunas columnas sufren daño. Se destaca que se está reforzando una edificación existente que fue diseñada en la década de los años 70 de acuerdo al nivel sismorresistente de la época. No se pueden emitir comentarios sobre el comportamiento sísmico que tendrá la estructura cuando esté sometida a un sismo de 0.25 g, únicamente al observar la figura 9. Es importante conocer mayor información.

Reserva de ductilidad por curvatura

En la figura 10 se presenta la reserva de ductilidad por curvatura, para las secciones donde se producen las primeras 10 articulaciones plásticas. Esta reserva de ductilidad se comparó con la capacidad de ductilidad inicial y se observó que existe una disminución del orden del 25%. Cantidad que se considera adecuada.

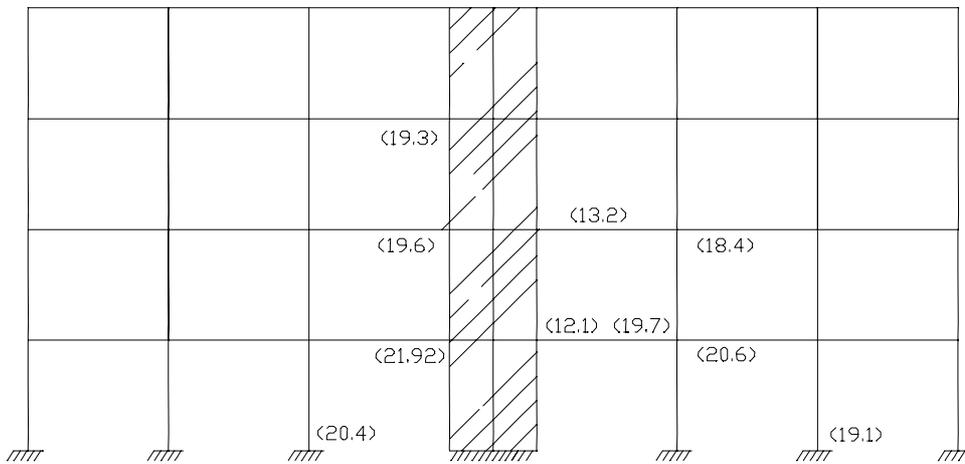


Figura 10. Reserva de ductilidad por curvatura para las secciones donde se producen las primeras 10 articulaciones plásticas. Fuerzas actuando de izquierda a derecha. Reforzamiento del Hospital del Tena.

En otras palabras, para el estado límite de diseño, el pórtico I, va a sufrir daño como lo indica la figura 9 pero la magnitud del daño es mínima. *La estructura tiene suficiente reserva de ductilidad por curvatura que le hace capaz de soportar sismos de mayor aceleración.*

Desplazamiento Lateral y Deriva de Piso

La tendencia de los códigos actuales⁶ es tener estructuras más rígidas que se desplacen menos lateralmente no solo para evitar problemas como el efecto $P-\Delta$ sino porque se ha visto que en estructuras flexibles el daño producido por terremotos en la mampostería y en los elementos no estructurales en general es muy grande, lo que implica un alto costo en la reparación de los mismos. Con este antecedente, en la figura 11, se indican los desplazamientos laterales y las derivas de piso esperadas para el estado límite de diseño.

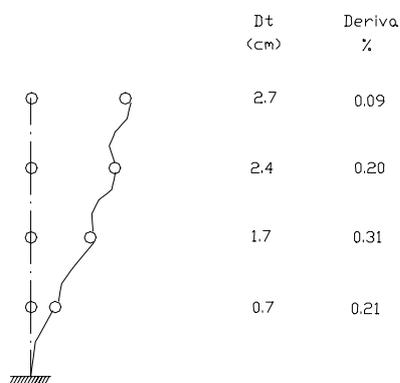


Figura 11. Desplazamiento lateral y derivas de piso en porcentaje para el estado límite de diseño del pórtico I, con muro de

corte. Reforzamiento del Hospital del Tena.

La deriva de piso máxima que se espera para el estado límite de diseño es de 0.31% y se espera en el segundo piso. En la figura 11 se aprecia que el comportamiento de los desplazamientos laterales de los dos primeros pisos es como muro y de los pisos superiores como pórtico.

Sobrerresistencia de la estructura

En la tabla 3, se indican los valores del corte basal V_0 , en Toneladas y del desplazamiento lateral en el tope del pórtico I, D_t en centímetros, para cuando se presenta la primera articulación plástica, en el estado límite de diseño y en el colapso.

Tabla 3. Valores de V_0 y D_t , para tres estados de carga del pórtico I. Hospital José María Velasco barra del Tena.

Estado	Cortante Basal V_0	Desplazamiento Lateral D_t
Primera Rotula	59.7 T	0.95 cm
Límite de Diseño	109.47 T	2.67 cm
Colapso	208.99 T	23.48 cm

Con los datos de la tabla 3, se obtiene que la sobrerresistencia de la estructura, aplicando el criterio a) indicado en la figura 3, es de 1.83 para el estado límite de diseño y de 3.50 para el estado de colapso. Cantidades consideradas adecuadas, especialmente la última. Por otra parte, considerando los desplazamientos laterales máximos en el estado límite de diseño y cuando se forma la primera rótula plástica, se tiene que la demanda de ductilidad, de desplazamiento, el pórtico I, es de 2.81.

Análisis con pushover en los dos sentidos

En el apartado anterior se presentó el comportamiento esperado de la estructura cuando las fuerzas actúan de izquierda a derecha. Ahora, es necesario encontrar su comportamiento cuando las fuerzas actúan en sentido contrario; cuando la estructura es completamente simétrica en geometría y armadura de hierros el comportamiento es simétrico también pero cuando existe alguna pequeña diferencia, como en el presente caso, el comportamiento esperado no lo es.

Rótulas para estado límite

En la figura 12, se indica la secuencia de formación de las primeras 10 rótulas plásticas, cuando las fuerzas laterales actúan de derecha a izquierda. Estrictamente esta figura no es completamente simétrica con respecto a la figura 9, cuando las fuerzas laterales actuaron con sentido contrario. En la figura 13, se indica la reserva de ductilidad por curvatura para las secciones donde se forman las 10 primeras rótulas plásticas para cuando las fuerzas actúan de derecha a izquierda.

Fuerzas actuando en dos sentidos.

En base a las figuras 9 y 12, se obtiene la figura 14, en la cual se representan las rótulas plásticas para cuando las fuerzas laterales actúan en los dos sentidos, que es el caso sísmico.

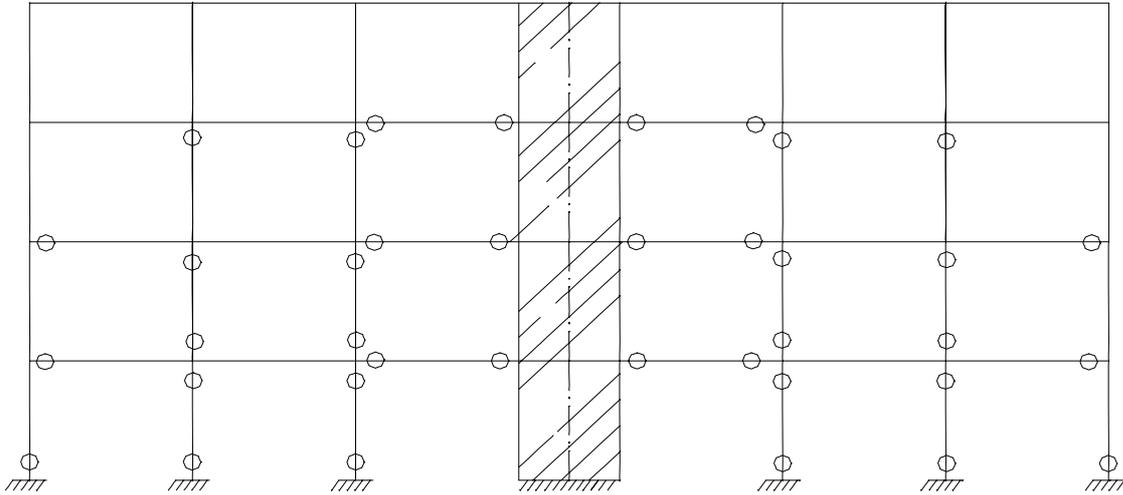


Figura 12. Daño esperado en los elementos del pórtico I y fuerzas estáticas para el estado límite de diseño, fuerzas actúan de derecha a izquierda. Reforzamiento del Hospital del Tena.

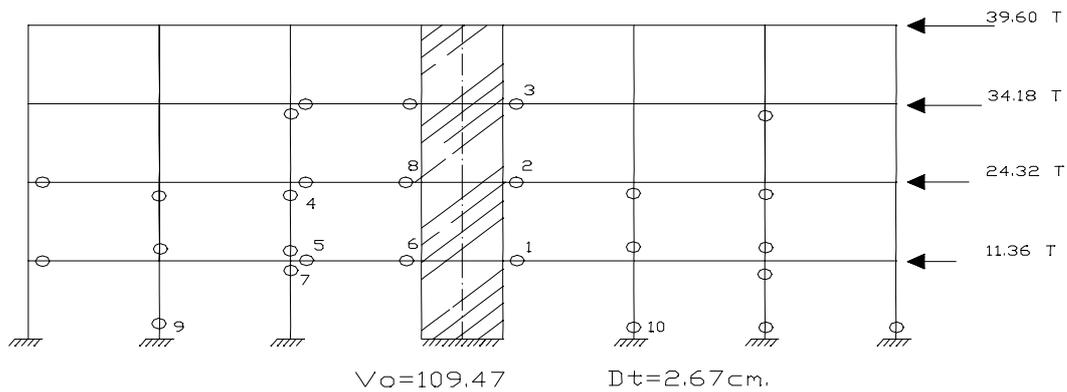


Figura 13. Reserva de ductilidad por curvatura para las secciones donde se producen las primeras 10 articulaciones plásticas. Fuerzas actuando de izquierda a derecha. Reforzamiento del Hospital del Tena.

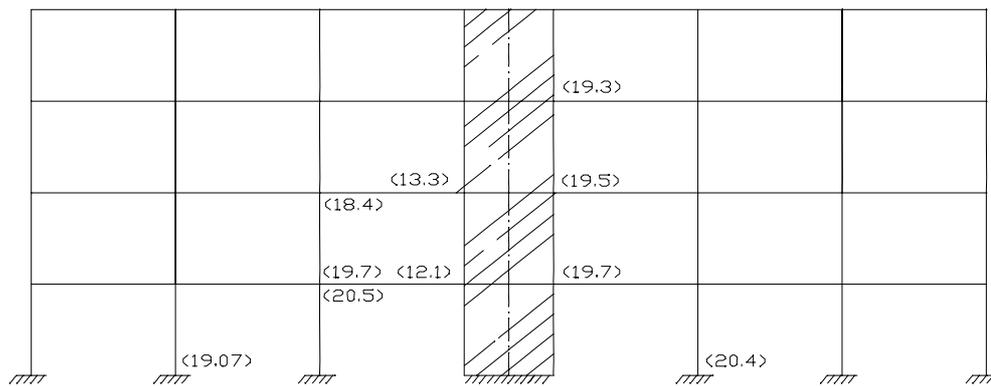


Figura 14. Secciones afectadas para estado límite, para fuerzas actuando en dos sentidos. Reforzamiento del Hospital del Tena.

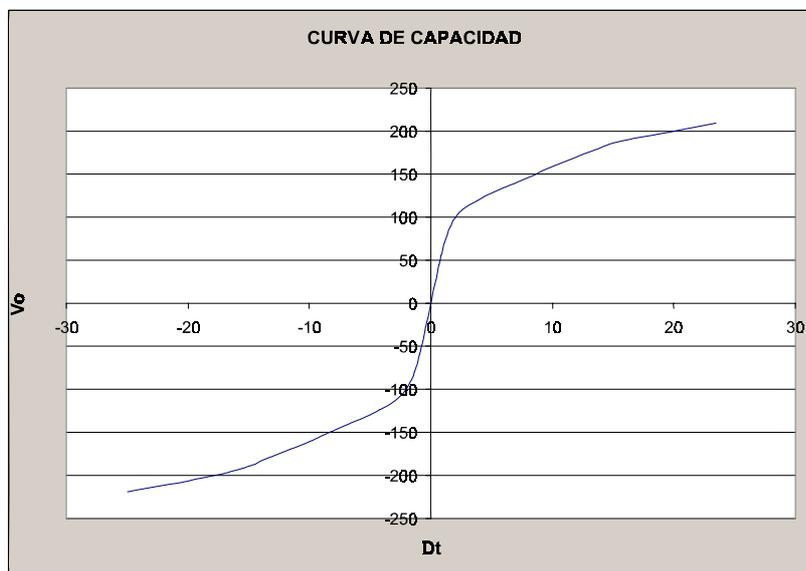


Figura 15. Curva de capacidad resistente del pórtico I, fuerzas actuando en dos sentidos. Reforzamiento del Hospital del Tena.

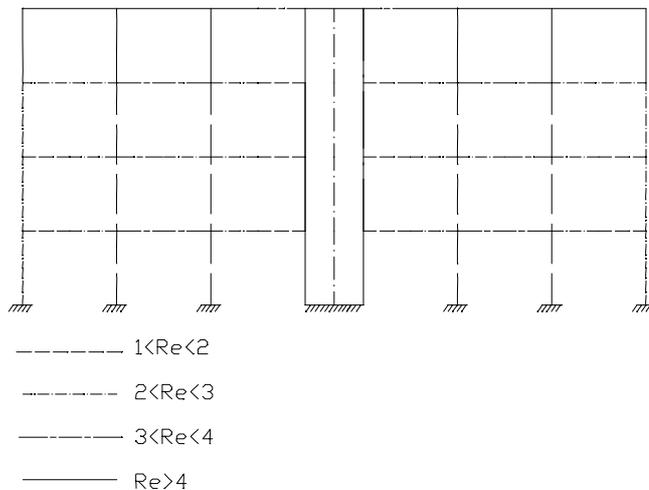


Figura 16. Sobrerresistencias en los elementos del pórtico I, a nivel de estado límite de diseño.

Por otra parte, en la figura 15 se indica la curva de capacidad resistente del pórtico I, el primer cuadrante corresponde al caso en que las fuerzas actúan de izquierda a derecha y el tercer cuadrante el caso contrario. La curva de capacidad se considera hasta el colapso del pórtico.

Finalmente, en la figura 16 se presenta las zonas más seguras y más vulnerables del pórtico I, las mismas que se obtienen en función de la sobrerresistencia de los elementos. El piso cuarto es el que presenta los valores más altos de sobrerresistencia R_e .

El muro de corte presenta sobrerresistencia muy altas, lo cual es una garantía del buen comportamiento sísmico que se espera. En el primer piso los valores de R_e son de 10.08 para el nudo inicial y de 46.03 para el nudo final. Estos valores son a nivel de estado límite de diseño. En los pisos superiores las sobrerresistencias aumentan en el muro de corte.

Los vanos adyacentes al muro de corte, son los más vulnerables, sin embargo sus elementos tienen valores de sobrerresistencia que se encuentran entre uno y dos, a nivel de estado límite de diseño.

CONCLUSIONES

Como caso práctico de aplicación del programa CEINCI2, para verificar el comportamiento inelástico esperado en el estado límite de diseño, se ha considerado el reforzamiento de un hospital ubicado en la ciudad del Tena en Ecuador, que fue dañado durante el sismo del 2 de octubre de 1995. Por otra parte, se presenta en forma general las etapas que conlleva el diseño o reforzamiento de una estructura afectada por sismo. Las principales conclusiones del estudio realizado, son:

- ✓ La mayor parte de los proyectistas estructurales dan demasiada importancia a la primera etapa denominada en este artículo "Análisis Estructural" y descuidan casi por completo la tercera etapa denominada "Control de Comportamiento Inelástico". Se da demasiada importancia a los resultados que se obtienen en el análisis estructural, con el empleo de programas modernos que se piensa que resuelven todo y no es así. A criterio del autor de este artículo la etapa más importante de las tres indicadas es la tercera toda vez que se conoce con mayor profundidad el probable comportamiento sísmico que tendrá la estructura durante su vida útil.
- ✓ Para emitir un criterio sobre el probable comportamiento sísmico de una estructura, no es suficiente analizar los sitios donde se va a dañar la edificación ya que el grado de daño puede ser

bajo. Es importante conocer los sitios donde la estructura va a ingresar al rango inelástico, los valores de sobrerresistencia de los elementos y de la estructura. Además saber la reserva de ductilidad por curvatura que estas secciones tienen a nivel de estado límite de diseño. Con toda esta información se puede emitir una opinión sobre el comportamiento esperado en el rango no lineal de una edificación.

- ✓ El gran desarrollo informático que se tiene actualmente con softwares como el CEINCI2, obliga a que el proyectista estructural consuma la misma cantidad de tiempo que le demandaba antes, cuando no se disponía de ordenadores como los actuales, en el diseño de sus proyectos estructurales. Toda vez que ahora tiene que realizar una serie de controles tendientes a garantizar un buen diseño sismo resistente de la estructura. El CEINCI2 es un software muy útil para la verificación del comportamiento inelástico de una estructura.

REFERENCIAS

- [1.] Academia de Ciencias Físicas Matemáticas y Naturales, "Diseño Sismorresistente. Especificaciones y criterios empleados en Venezuela", Academia de Ciencias Físicas Matemáticas y Naturales, Vol XXXIII, 662 pp, Caracas, 1997.
- [2.] A. Sarria, "Ingeniería Sísmica", Ediciones Uniandes, Segunda edición, 569 pp, Bogotá, 1995.
- [3.] A. Barbat y J. Canet, "Estructuras sometidas a acciones sísmicas. Cálculo por ordenador", Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Segunda Edición, Barcelona, 1994.
- [4.] R. Aguiar, "Acciones para el diseño sísmico de estructuras", Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Monografías de Ingeniería Sísmica, IS-30, 122 pp, Barcelona, España, 1998.
- [5.] A. Chopra and N. Newmark, "Analysis", Chapter 2 of "Design of Earthquake Resistant Structures", by E. Rosenblueth, John Wiley & Sons, London, 1980.
- [6.] NSR-98, "Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente", Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Tomo 1, 1998.
- [7.] U.B.C. 318-91, "Uniform Building Code", Estados Unidos, 1991.
- [8.] EIPAC 97, "Propuesta de norma antisísmica para la provincia de Mendoza", Tercer Encuentro de Investigadores y Profesionales Argentinos de la Construcción, 60 pp, Mendoza, 1997.
- [9.] ACI 318-95 y ACI 318 R-95, "Reglamento para las construcciones del concreto estructural y comentarios", Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C., México, 1997.
- [10.] T. Paulay, "Seismic design of concrete structures the present needs of societies", Seminario Internacional de Diseño Sismorresistente de estructuras de Hormigón Armado. Universidad Nacional del Cuyo, 1-83, Mendoza, 1999.
- [11.] Norma Venezolana, "Edificaciones Antisísmicas", Fundación Venezolana de Ingeniería Sísmica, FUNVISIS, Caracas, 1982.
- [12.] H. Zerbe, A. Durrani, "Seismic Response of Connections in Two-Bay Reinforced Concrete Frame Subassemblies with a Floor Slab", Structural Journal of the American Concrete Institute, ACI, 87 (4), 406-415, 1990.
- [13.] Applied Technology Council, "Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings", Special Publication, N 510, U.S. National Bureau of Standards, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C. 1978.
- [14.] J. A. Blume, "Earthquake parameters for design of major project - Allowable stresses and earthquake performance", Proceedings of the 6 WCEE, New Delhi, Panel 4, 4.4-01 - 4.4-10, 1977.
- [15.] G. W. Housner and P.C. Jennings, "Earthquake design criteria", Earthquake Engineering Research Institute, University of California at Berkeley, California, 1982.
- [16.] V. Bertero, "Evaluation of response reduction factors recommended by ATC and SEAOC", Proceedings,

- 3rd U.S. NCEE, Vol III, 1663-1674, Charleston, South Carolina, 1986.
- [17.] J. Osteraas, H. Krawinkler, "The Mexico earthquake of september 19, 1985 - Behavior of steel buildings", *Earthquake Spectra*, 5 (1), 51-88, 1989.
- [18.] P. Fajfar y Gavsperisvic, "The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25 (1), 31-46, 1996.
- [19.] M. Roufaiel y C. Meyer, "Analytical modelling of hysteretic behaviour of R/C frames", *Journal of Structural Division, ASCE*, 113 (3), 429-444, 1987.
- [20.] J. E. Stephens y J. T. P. Yao, "Damage assessment using response measurements", *Journal of Structural Division, ASCE*, 113 (4), 787-801, 1987.
- [21.] L. M. Bozzo y A. H. Barbat, "Diseño sísmico de edificios de hormigón armado", *Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Monografía CIMNE, IS-15*, 185pp, Barcelona, 1995.
- [22.] R. Aguiar, "Capacidad resistente de estructuras sometidas a cargas laterales: Programa CEINCI2", *Cuarto Encuentro de Investigadores y Profesionales Argentinos de la construcción. Universidad Nacional del Cuyo*, 4-EIPAC-99, 84-90, Mendoza Argentina, 1999.
- [23.] Y. Park, A. Ang and Y. Wen, "Seismic damage analysis and damage limiting design of R. C. buildings", *Civil Engineering studies structural research series*, N.- 516, University of Illinois at Urbana - Champaign, Illinois, 1984.
- [24.] J. Marín, "Comportamiento del hormigón armado en flexocompresión", *Universidad Central de Venezuela, Folleto de Estructuras*, N.- 6, Cuarta impresión, Caracas, 1979.
- [25.] R. Park, T. Paulay, *Estructuras de Concreto Reforzado*, Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Canterbury. Nueva Zelandia. Editorial Limusa, México, 1979
- [26.] Y. Park, A. Reinhorn and S. Kunnath, "IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete frame shear-wall structures", *National Center for Earthquake Engineering Research, Technical Report NCEER-87-0008*, State University of New York at Buffalo, 1987.
- [27.] Y. Park, "Seismic damage analysis and damage limiting of R/C structures", *Ph. D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana*, 1984.
- [28.] S. K. Kunnath, A. M. Reinhorn and R. F. Lobo, "IDARC Version 3.0: A program for the Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structures", *National Center for Earthquake Engineering Research, Technical Report NCEER-92-0022*, State University of New York at Buffalo, 1992.
- [29.] Y. S. Chung, M. Shinozuka and C. Meyer, "SARCF User's Guide: Seismic Analysis of Reinforced Concrete Frames", *National Center for Earthquake Engineering Research, Technical Report NCEER-88-0044*, State University of New York at Buffalo, 1988.
- [30.] R. E. Valles, A. M. Reinhorn, S. K. Kunnath, C. Li and A. Madan, "IDARC2D Version 4.0: A Computer Program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings", *National Center for Earthquake Engineering Research, Technical Report NCEER-96-0010*, State University of New York at Buffalo, 1996.
- [31.] R. Aguiar, A. Barbat, "Índices de daño sísmico en edificios de hormigón armado", *Hormigón y Acero*, N.- 210, 73-92, 4to trimestre de 1998, Madrid, 1998.
- [32.] R. Aguiar, F. Varela, "El Sismo de Bahía", *Centro de Investigaciones Científicas. Publicación especial por el sismo de Bahía de Caráquez, del 4 de agosto de 1998*, 125 pp, Escuela Politécnica del Ejército, Valle de los Chillos, 1998.
- [33.] NZS 4203:1984, *Code of Practice for General Structural Design and Design Loadings for Building*, Standards Association of New Zealand}, 100pp, Wellington, 1984.
- [34.] J. A. Blume, "Earthquake parameters for design of major project - Allowable stresses and earthquake performance", *Proceedings of the 6 WCEE, New Delhi, Panel 4*, 4.4-01 - 4.4-10, 1977
- [35.] G. W. Housner and P.C. Jennings, "Earthquake design criteria", *Earthquake Engineering Research*

Institute, University of California at Berkeley, California, 1982.

[36.] V. Bertero, "Evaluation of response reduction factors recommended by ATC and SEAOC", Proceedings, 3rd U.S. NCEE, Vol III, 1663-1674, Charleston, South Carolina, 1986.

[37.] J. Osteraas, H. Krawinkler, "The Mexico earthquake of september 19, 1985 - Behavior of steel buildings", Earthquake Spectra, 5 (1), 51-88, 1989.