

MÉTODO SIMPLIFICADO PARA OBTENER MOMENTOS ÚLTIMOS EN COLUMNAS DE PÓRTICOS DÚCTILES DE HORMIGÓN ARMADO

Llopiz, Carlos R.; Vega, Eduardo; Fernández, Federico; Espina, Uciel; Muñoz, Brian
CIES, Consultora de Ingeniería Estructural.
ciescrlllopiz@itcsa.net

RESUMEN

Para justificar un diseño con factores de reducción importantes aplicables a los espectros elásticos, se debe asegurar que los mecanismos de disipación de energía serán movilizados con una jerarquía adecuada. Para obtener pórticos dúctiles, las rótulas plásticas se deben desarrollar en las vigas y evitar los mecanismos conocidos como de "piso débil", por falla de todas las columnas en un mismo nivel.

Evaluar demandas para el diseño, siendo que las acciones son concurrentes 3D para un pórtico bi-direccional, involucra esfuerzos computacionales complejos.

Es reconocido que los análisis dinámicos no lineales temporales, para "una excitación sísmica determinada", proveen la información más confiable con relación al comportamiento estructural. Sin embargo, estos son herramientas de análisis en vez de diseño. Una gran limitación es la selección del registro de terremoto input.

El reglamento INPRES-CIRSOC 103, parte II, Abril 2021, adopta el método de diseño por capacidad inspirado en la escuela de Nueva Zelanda. Una parte importante del método es la determinación de momentos, axiales y cortes en las columnas que deben permanecer en rango elástico.

Este trabajo presenta una simplificación para la determinación de los momentos en las columnas elásticas evaluando el esfuerzo de corte global de la estructura a partir del mecanismo de colapso seleccionado.

ABSTRACT

To justify design using reduction factors applied to elastic spectrum, dissipation energy mechanism must have a desirable hierarchy. For ductile frames, plastic hinges must be located in beams and soft story column failure mechanisms be avoided. Evaluation of design actions considering concurrency for two way frames during inelastic dynamic response is complex.

Non linear time history analyses of frames, to a given ground excitation, are very useful, but limited to the input and are analysis tools rather than design techniques.

This paper presents a simplified approach for determining the ultimate moments for columns which could be implemented in the IC-103-II, following the philosophy of the capacity design envisioned by the New Zealand school, where it was conceived.

Organiza:

1. INTRODUCCIÓN

Para lograr un diseño sismorresistente confiable, a la luz de las incertidumbres del terremoto que ocurrirá, se necesitan estructuras que tengan un comportamiento plástico adecuado. Una de las herramientas más utilizadas y confiables es el diseño por capacidad, el cual se describe en la siguiente sección.

Tal vez el aspecto más importante dentro del procedimiento es el diseño de las columnas que deben permanecer prácticamente en rango elástico. Esto es debido a que, excepto en la base de las columnas y cabeza del último nivel, no se permite que incurrieren en rango plástico. En consecuencia, se les debe suministrar resistencia a combinación de axial con compresión, considerablemente por encima de las demandas que se corresponden con las resistencias nominales de las vigas.

Como se describe a continuación, la expresión para obtener las demandas de momentos en las columnas es:

$$M_u = R_m (\phi_o \omega M_E - 0.3 h_b V_u)$$

Con los significados de cada factor que se indican luego, pero siendo el objetivo principal de este trabajo simplificar el procedimiento para obtener los factores de sobrerresistencia de las vigas ϕ_o , en los nudos del pórtico.

En lugar de hacer la determinación del factor ϕ_o en cada nudo, para ser utilizado en cada una de las columnas elásticas, la propuesta es determinar un factor de sobrerresistencia global para toda la estructura el que se aplicará con el mismo valor para todas las columnas.

2. PROCEDIMIENTO DEL DISEÑO POR CAPACIDAD.

El procedimiento consiste, para el caso de pórticos de hormigón armado, tal cual se describe en detalle en Ref. [1] y adoptado como tal en Ref. [2], consiste en:

1. Obtener los diagramas de momentos flectores de todos los elementos del pórtico debido a las cargas especificadas por códigos para “acción sísmica solamente”. Estos son designados como M_E , y están referidos a los ejes de los miembros (es decir en los nudos del modelo del pórtico).
2. Obtener los momentos en las vigas debido a acción sísmica más cargas verticales, y llevar a cabo la redistribución de momentos de acuerdo con lo permitido por la reglamentación, Ref. [2].
3. Diseñar todas las secciones críticas de las vigas, suministrando la resistencia “ideal”. Ésta, afectada por el factor de reducción de capacidad ϕ ($\phi = 0.9$ para flexión) da como resultado la resistencia de diseño o confiable, M_d , la cual debe ser mayor que las demandas M_u .

Organiza:

$$M_d = 0.9 \times M_n \geq M_{b,u}$$

Esta etapa del proceso implica también el “detalle” de las armaduras de flexión de las vigas.

4. Determinar la sobrerresistencia a flexión de cada rótula plástica potencial en las vigas, según han sido detalladas, en cada tramo, y en ambas direcciones si pertenecen a pórticos bidireccionales.

Estos momentos de sobre resistencia se deben trasladar a los ejes de columnas. Subsiguientemente, determinar las fuerzas de corte en las vigas V_{Eo} , es decir debidas al desarrollo de la sobre resistencia de flexión en las mismas.

Para obtener los momentos M_{oE} a eje de columna se deben tener en cuenta los esfuerzos de corte debido al desarrollo de sobrerresistencia durante el sismo y agregar con su signo correspondiente el corte debido a las cargas verticales.

5. Determinar los factores de sobrerresistencia de las vigas ϕ_o , en los nudos del pórtico.

El factor de sobre resistencia ϕ_o se aplicará para magnificar el momento de diseño de las columnas a los efectos de evitar la rotulación en el extremo de estas. Los factores ϕ_o no son aplicables donde se espera que ocurra rótulas plásticas en columnas, como por ejemplo en la base de las columnas (nivel 0) y en su extremo superior si así se decide.

La Ref. [1], sección 4.6.3 (b) aclara que en el nivel 0 o nivel de fundación, donde normalmente se supone extremo de la columna empotrada, la formación de rótulas plásticas es parte del mecanismo de pórtico seleccionado. En consecuencia, en este nivel, el momento de diseño de las columnas es aquel que resulta de la combinación de cargas más desfavorables. Debido a que la demanda de momentos no depende de la resistencia de miembros adyacentes, el factor ϕ_o no es aplicable. El detalle de la zona crítica de la columna para desarrollar la ductilidad es esencial. Note sin embargo, que para eliminar la posibilidad de ocurrencia de rótula plástica en cabeza de columna del primer piso de las columnas, éstas en ese nivel (nivel 1) deben ser diseñadas con un momento amplificado por el factor ϕ_o correspondiente.

Los momentos en las columnas en el último nivel son generalmente controlados por las cargas gravitatorias. Además, rótulas plásticas en las columnas a ese nivel son aceptables pues las demandas de ductilidad que resultan de un mecanismo de piso en el último nivel no son excesivas. Por lo tanto, a nivel de techo, los procedimientos de *diseño por resistencia* a flexión son apropiados. El diseñador puede optar por permitir la formación de las rótulas plásticas sea en las vigas o en las columnas. La localización de una articulación plástica en el extremo inferior de las columnas del

Organiza:

último piso es también aceptable. Sin embargo, en este caso, la armadura transversal en ese extremo debe suministrar una adecuada resistencia al corte por sobrerresistencia a flexión y adecuada ductilidad a rotación, por lo que los empalmes por solape se deben ubicar en el tercio medio del piso.

De todas maneras, se deja aclarado que la Ref. [3], secciones A.4.2.1 y A.9 paso 5 adopta tanto para el nivel de piso (fundaciones) y el nivel de techo $\phi_o = 1.20$.

6. Obtener el factor de amplificación dinámica ω a partir del período fundamental de vibración T_1 de la estructura. Se debe distinguir entre pórticos unidireccionales y bidireccionales, y además observar las siguientes reglas:

- a) En la base de las columnas (nivel 0) y a nivel de techo $\omega = 1.0$ u $\omega = 1.1$ para pórticos uni y bidimensionales respectivamente.
- b) Para el nivel inmediatamente debajo del último e inmediatamente encima de las bases (nivel 1), los valores de ω deben corresponder a los mínimos, es decir $\omega = 1.3$ y $\omega = 1.5$ para pórticos en una dirección y dos direcciones respectivamente.
- c) Para los niveles comprendidos entre $0.3 H$ y el antepenúltimo nivel, es:

$$\omega = 0.60 T_1 + 0.85 \quad \text{con restricción de} \quad 1.3 \leq \omega \leq 1.8$$
para pórticos en una dirección, y:

$$\omega = 0.50 T_1 + 1.10 \quad \text{con restricción de} \quad 1.5 \leq \omega \leq 1.9$$

para pórticos con vigas en dos direcciones, siendo H altura total del pórtico medida desde el nivel donde se considera que las columnas están efectivamente impedidas o restringidas a la rotación.

- d) Para los niveles comprendidos dentro de la altura $0.3H$, el valor de ω se obtiene por interpolación entre los valores mínimos ($\omega = 1.3$ y $\omega = 1.5$) y los que resultan de aplicar el punto anterior.
7. Obtener las fuerzas axiales P_u de diseño de las columnas. Para ello primero determinar para cada nivel, desde el techo a cero, los valores de $P_{0E} = R_v \sum V_{E0}$, donde, V_{E0} son los valores de las fuerzas de corte inducidas por sismos por sobre resistencia de las vigas, y ya determinadas en el paso 4. R_v es el factor de reducción de carga axial.
8. Evaluar la fuerza de corte de diseño de las columnas, según las expresiones ya vistas, y teniendo en cuenta que:

ϕ_o^* = factor de sobre resistencia en la base de la columna,

Organiza:

$$\phi_o^* = \frac{M_{c,o}}{M_d} \geq \frac{\lambda_o}{\phi_c},$$

recordando que $M_d = \phi_c M_n \geq M_u$, y donde:

$M_{c,o}$ = máxima sobre resistencia en la columna a flexión en función del detalle de armaduras y de la carga axial,

M_d = resistencia de diseño confiable de la sección a flexión,

M_n = resistencia nominal o ideal a flexión,

ϕ_c = factor de reducción de capacidad de la columna, en función del esfuerzo axial,

l_n = altura libre de la columna,

9. Evaluar los momentos de diseño de las columnas en las secciones críticas, a partir de:

$$M_u = R_m (\phi_o \omega M_E - 0.3 h_b V_u)$$

con lo cual se determina, al considerar el esfuerzo axial, la armadura longitudinal.

3. PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO PARA MOMENTOS EN COLUMNAS

Los pasos 1, 2 y 3 son idénticos al método original, descrito en sección anterior.

4. Determinar la sobrerresistencia a flexión de cada rótula plástica potencial en la estructura (vigas y columnas), según han sido detalladas, en cada tramo, y en ambas direcciones si pertenecen a pórticos bidireccionales.

5. Aplicando, por ejemplo, un Análisis Plástico Simple, APS, se obtiene el corte basal global, $V_{o,B}$ (subíndices “o” por sobrerresistencia y “B” por Basal)

6. El factor ϕ_o se obtiene de la relación ($V_{o,B}/V_E$)

Los pasos 6, 7, 8 y 9 son idénticos a los del método original.

Organiza:

4. EJEMPLO DE APLICACIÓN

4.1 Presentación de la Estructura.

Se resuelve en este trabajo un ejemplo de una estructura muy simple, que consiste en un pórtico de siete (7) pisos y tres (3) vanos, ver Figura 1. Las alturas de piso son 3.75m para planta baja y 3.0 m para los restantes 6 pisos. La altura total es de 21.75m. Los vanos extremos tienen distancia entre ejes 6.0m y el vano central de 5.0m, lo cual implica largo total del pórtico 17.0m.

Se supone que todas las columnas son cuadradas de 60cm de lado, y las vigas ancho 30cm y altura total 60cm, con espesor de losa de 14 cm, y su comportamiento corresponde a secciones T.

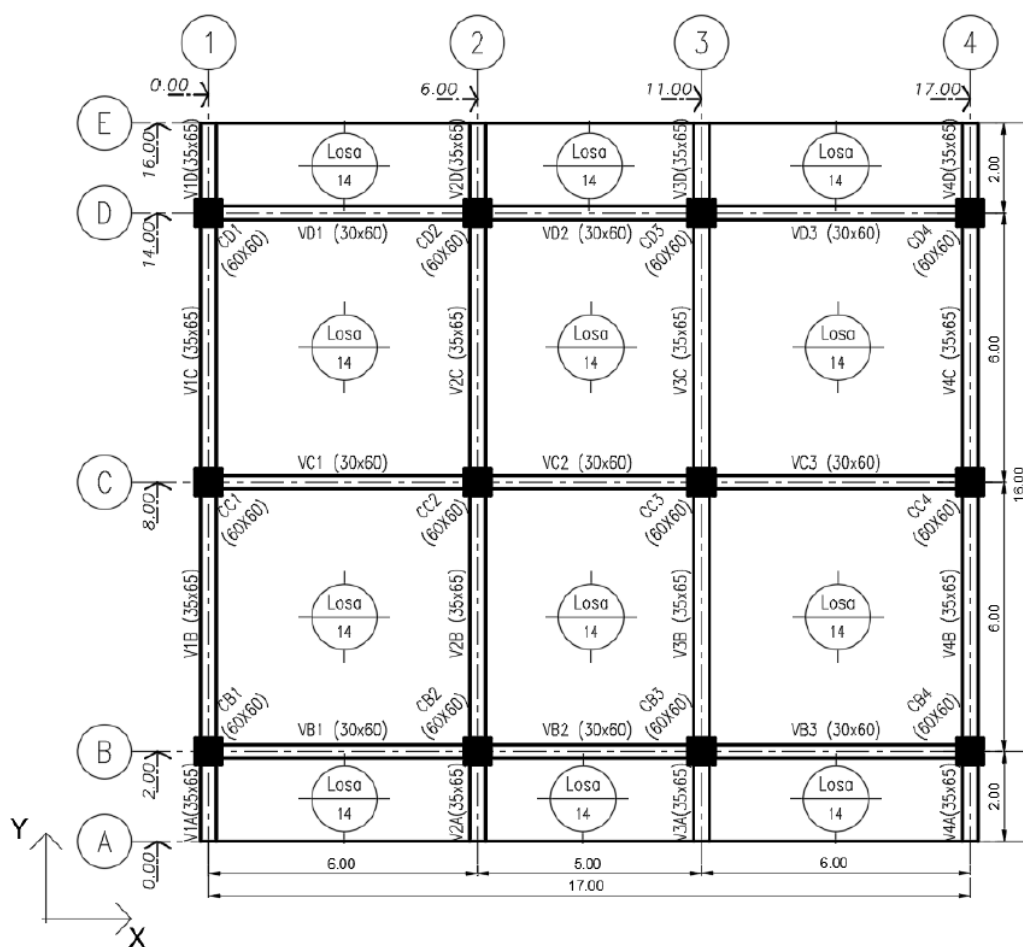


Figura 1. Planta Tipo. Caso de Estudio.

Organiza:

Por simplicidad y porque es suficiente para este tipo de estructuras relativamente bajas y simétricas, se aplica el método estático para determinar las acciones sísmicas últimas, en función del coeficiente sísmico inelástico reducido, $C_{I,u}$.

De un análisis de vibraciones, considerando las rigideces efectivas y habiendo satisfecho con ese diseño los requerimientos de distorsiones de piso, resulta:

$$T_{1,dyn} = 1.12s$$

El período de control sin embargo es:

$$T_{control} = C_u T_a = 1.4 \times 0.0466 \times (21.75)^{0.9} = 1.04s$$

por lo que se adopta este valor para diseño.

El coeficiente sísmico del espectro elástico es:

$$C_E = C_v / T_1 = 0.71 / 1.04 = 0.68$$

Para obtener los esfuerzos internos, resistencias requeridas, el diseñador podría estar tentado en adoptar un factor de comportamiento máximo de $R=7$. Sin embargo, asignar armaduras con ese coeficiente podría resultar en rigideces muy bajas y en consecuencia deformaciones horizontales inadmisibles. Para este trabajo se opta por un factor de reducción $R=4$, que servirá de referencia para obtener los esfuerzos internos y poder aplicar el método. Por otro lado, si se reconoce que en realidad las demandas a que se verá sometida la estructura dependen del suministro de resistencias, y se admite que toda la estructura plastifica, se podría concluir que la demanda es igual a la resistencia requerida, y en ese caso el factor de sobrerresistencia sería igual a $1.4/0.9 = 1.556$, o sea casi 1.6. En consecuencia, si se quiere cuantificar al factor R , faltaría admitir cuál sería la reducción por ductilidad. En ese caso, aun admitiendo el valor máximo permitido por el reglamento, la reducción por ductilidad sería cercana a 4.5. A los fines de este trabajo, cuyo objetivo es obtener las demandas en las columnas elásticas, da lo mismo el valor de R que se elija. Para no terminar con un factor "numérico" de sobrerresistencia muy elevado se opta por elegir entonces $R=4$. En consecuencia:

$$C_{I,u} = 0.68 / 4 = 0.17$$

De todas maneras, lo primero que se debería cumplir, antes de la elección de algún factor de reducción, es que la estructura tenga condiciones mínimas de deformación y regularidad estructural. En este caso el tema de regularidad es obvia, pero se necesita verificar que las distorsiones de piso se mantengan dentro de límites. Para el caso de construcciones comunes, grupo B, y en función de la posibilidad de daños a

Organiza:

elementos no estructurales, los valores límites son 1.5 y 2.5 %. Como una aproximación de máxima, para este tipo de construcción de 21.75m de altura, admitir 1.5% de distorsión de piso, en el caso que se de en todos los niveles ese valor, implicaría una deformación horizontal de la losa superior de 33 cm hacia cada lado, o sea casi 70 cm de desplazamiento total en un segundo de período. Si la estructura fuera menos rígida, con 2.5 % de distorsión, las deformaciones de a ese nivel serían de 55 cm hacia cada lado, o sea 1.10m en total para un ciclo completo. El diseñador deberá, junto al propietario al explicarle las consecuencias de estos diseños límites, tomar la decisión con relación al daño que se pueda admitir. Es importante tener en claro, y que sea transmitido al cliente, que los espectros que definen la acción sísmica son simplemente referencias o índices de partida, pero que en general, las demandas de los terremotos reales son mucho más grandes y podrían generar deformaciones aún mucho mayores. Ante esta realidad, muchos diseñadores aconsejan que, para las acciones definidas en código las deformaciones se mantengan no mayores al 1%. Un claro ejemplo de esto se da en Chile, donde se impone que, para acciones sísmicas definidas a nivel de servicio, la deformación máxima entre pisos no supere el 0.2 % (En términos prácticos esto implicaría para llevar a esto último y admitir ductilidad cercana a 4, una rotación $\theta \cong 1.0$ %).

Tabla 6.4. Valores límite de la distorsión horizontal de piso θ_{sk}

Condición	Grupo de la construcción	
	A _o o A	B
D	0,01	0,015
ND	0,015	0,025

$I_e = \chi I_g$ Vigas χ	T (s)	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm)	θ (%)
0.2	1.6	50	3.3
0.5	1.1	23	1.5
0.8	1.05	17	1.0
1.0	0.97	13	0.8

Figura 2. Tabla 6.4. Ref. [4] y evaluación de parámetros de rigidez asociados a factor de modificación de rigidez efectiva de vigas.

Organiza:

4.2 Evaluación de la Resistencia de los Elementos Estructurales.

4.2.1 Vigas

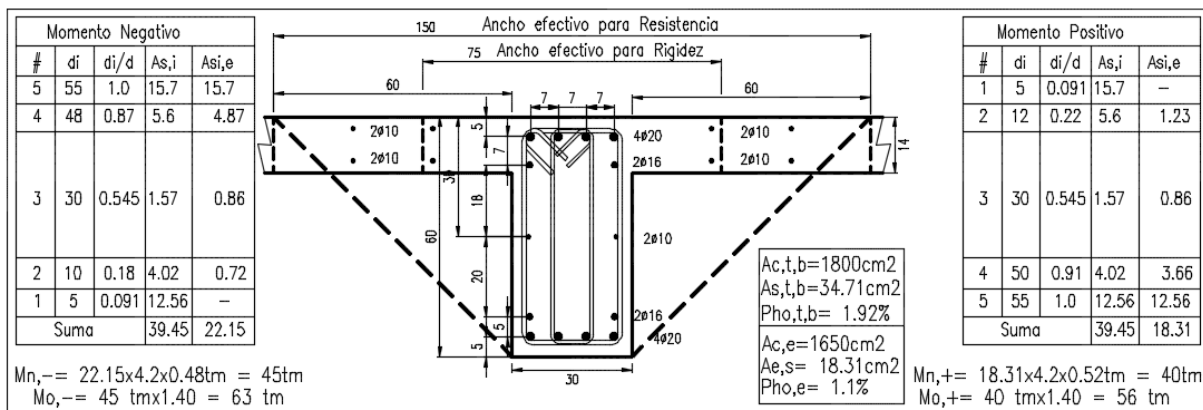


Figura 3. Evaluación de resistencia de vigas.

Verificación de rigidez efectiva de Viga:

$$M_{+/-}^{Prom} = 42.5 \text{ tm}$$

$$\phi_y = 1.7 \times 0.002 / 60 \text{ cm} = 5.67 \times 10^{-5} 1/\text{cm}$$

$$(E_c I_e) = 7.5 \times 10^{-7} \text{ tcm}^2$$

Siendo $E_c = 257 \text{ t/cm}^2$, hormigón H30, resulta:

$$I_e = 0.29 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

El momento de inercia de la viga, tomando solamente sección rectangular es:

$$I_g = 0.54 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

La relación entre inercias efectiva y total es para la viga entonces:

$$\chi = \frac{I_e}{I_g} \cong 0.53$$

Para este diseño de vigas se espera entonces que las distorsiones de piso sean menores al 1.5 %.

Organiza:

4.2.2 Columnas.

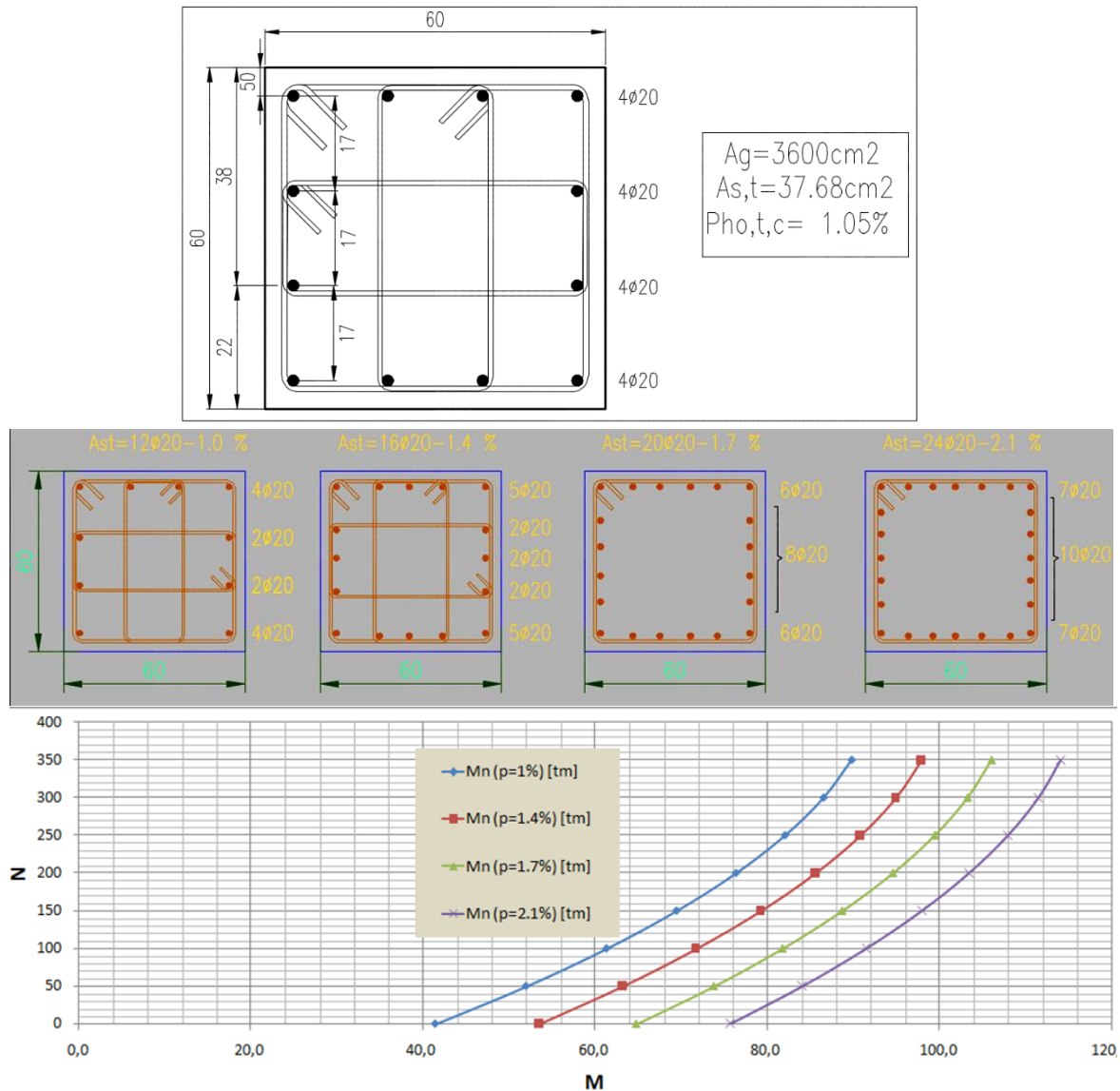


Figura 4. Evaluación de resistencia de columnas.

El momento nominal se evalúa mediante la siguiente fórmula, y se presentan en Figura 4, para diferentes secciones propuestas.

$$M_n = (N + A_{st} \cdot f_y) (h_c - a) / 2$$

y siendo h_c la altura total de la columna, A_{st} la armadura total de la columna, y a la altura del bloque de tensiones equivalente:

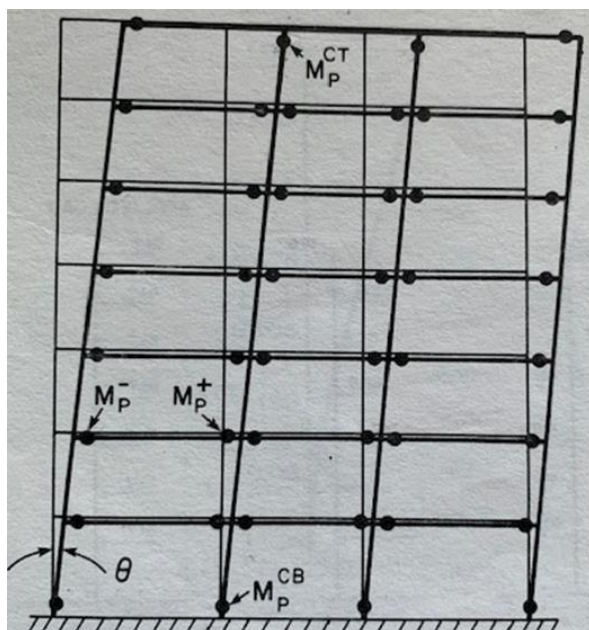
Organiza:

4.2 Mecanismo de Colapso. Evaluación de Trabajos Internos y Externos.

La estructura planteada tiene tres (3) pórticos iguales en geometría y armaduras. Se supone que existen aleros-balcones y las cargas axiales para las columnas se consideran iguales para todas las columnas de un mismo piso. En consecuencia, para facilitar los cálculos, se trabajará sólo con un pórtico.

Se supone que debido a la acción de fuerzas horizontales concentradas en las losas de cada piso, con distribución en altura triangular invertida, el estado de mecanismo de colapso por alcanza la rotulación en todas sus secciones críticas: extremos de todas las vigas y base de las columnas.

Con el Método del Análisis Plástico Simple, APS, se considera que todas las rótulas se forman simultáneamente y que el modelo de comportamiento global es Rígidamente Elástico-Perfectamente Plástico, RE-PP. Esto último significa que no interesa la historia de formación de las rótulas y además no se consideran las deformaciones elásticas.



Con el APS, por aplicación del teorema de los trabajos virtuales, se evalúan e igualan el trabajo externo desarrollado por las fuerzas sísmicas durante el desplazamiento rígido (pequeño y compatible con las condiciones de contorno) y el trabajo interno de flexión que se desarrolla en todas las rótulas plásticas.

Se considera que las rótulas plásticas en vigas tienen una rotación θ igual en todos sus extremos, y que además esa rotación es del mismo valor en la base de las columnas. En consecuencia, los trabajos internos resultan:

Figura 5. Análisis Plástico Simple.

Trabajo interno en Vigas:

$$W_i^b = 21(40 + 45)tm\theta = 1785tm\theta$$

Trabajo interno en Columnas:

$$W_i^c = (46 + 79 + 82 + 78)tm\theta = 285tm\theta$$

Trabajo interno total:

$$W_i^T = (1785 + 285)tm\theta = 2070tm\theta$$

Organiza:

El trabajo externo, con variación lineal de las fuerzas externas en altura, en función de un parámetro λ , y variación también de los desplazamientos resultantes (movimiento rígido) en cada nivel, resulta:

$$W_e^T = 1391 \lambda m \theta$$

Por el principio de los TV se igualan los trabajos, y resulta el factor $\lambda = 1.49 \cong 1.50$.

5. EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA NOMINAL DE LA ESTRUCTURA. APLICACIÓN DEL ANÁLISIS PLÁSTICO SIMPLE.

La resistencia a nivel *nominal* de esfuerzo de corte en la base, para cualquiera (uno) de los tres pórticos resulta:

$$V_n^{1P} = (3.75 + 28.5 \times 3) 1.5t = 133.88t \cong 134t$$

En consecuencia, el coeficiente sísmico reducido, C_I , efectivo a nivel de resistencia nominal es:

$$C_{I,n} = 134t / 573t = 0.23$$

Considerando un factor de reducción de resistencia $\phi = 0.9$ (axial con flexión), la resistencia efectiva de diseño, medida en términos del coeficiente sísmico estático reducido, que es la que se debe comparar con la resistencia demanda última, es:

$$C_{I,d} = 0.9 C_{I,n} = 0.9 \times 0.23 = 0.21$$

Se ve que la resistencia suministrada es casi un 25 % mayor (0.21/0.17) de la que se obtuvo por aplicación del método estático con $R=4$. Sin embargo, lo que interesa es la verdadera resistencia suministrada y que, como ocurre en este caso controlado por rigidez, las diferencia en resistencia real es bastante mayor.

Considerando un factor $\phi_o = 1.40$, la resistencia de un pórtico en términos de corte basal a nivel de sobrerresistencia es:

$$V_o^{1P} = 1.40 \times 134t = 188t$$

Organiza:

6. DISEÑO DE COLUMNAS. MOMENTOS REQUERIDOS.

6.1 Esfuerzos Internos. Momentos, Cortes y Axiales.

Habiendo satisfecho los requerimientos de rigidez global, con las dimensiones fijadas de columnas y vigas, y cuantías de armaduras que justifican la degradación de rigidez en el modelo de análisis, se procede a evaluar los esfuerzos internos. Se aplica el método estático, y se analiza un solo pórtico.

Del programa ETBAS el peso es de 246 t por piso, total 1720t. Considerando una superficie total del edificio en planta de 1670m², suponiendo balcones al 50%, la densidad de peso sísmico es cercana a 1.0 t/m². En consecuencia, para un solo pórtico el peso de la masa sísmica reactiva es de 573 t. El corte basal, provocado solo por la acción sísmica, para niveles de resistencia última, resulta:

$$V_E^{1P} = 0.17 \times 573t \cong 98t$$

El mismo se distribuye con fuerzas en altura con configuración en triangular invertida. Los esfuerzos se indican en las siguientes figuras.

Para obtener la primera aproximación de esfuerzos internos (el proceso de diseño no es un camino de ida, sino que necesita verificar las rigideces asignadas al inicio, una vez que se diseñaron los elementos estructurales), se va a considerar una cuantía del 1.0%. De la Figura 6, Ref. [5], y en función del nivel de fuerza axial se asignarán rigideces efectivas. En la Figura 7, se presentan los axiales obtenidos al combinar cargas verticales más sismo en una dirección, resultando:

- (i) columna externa menos comprimida, 60 t, índice $n = 0.06$
- (ii) columna central menos comprimida, 170 t, índice $n = 0.16$
- (iii) columna central más comprimida, 231 t, índice $n = 0.21$
- (iv) columna externa más comprimida, 199 t, índice $n = 0.18$

Se observa que para el rango $0.16 < n < 0.2$, la rigidez efectiva sería de un 40 % de la total, mientras que para $n = 0.06$ correspondería tomar solo el 28%. En los niveles superiores, el objetivo es que permanezcan sin plastificación. La rigidez efectiva debería elegirse en función del nivel de tensiones a que se verían sometidas (Ver NZS). Para este trabajo, se va a adoptar para todas las columnas por encima del primer nivel un valor constante de rigidez efectiva, e igual al promedio entre $I_e = 1.0I_g$ e $I_e = 0.4I_g$, es decir $I_e = 0.7I_g$, ver Figura 8, izq. Esto debería ser verificado antes del diseño final.

Organiza:

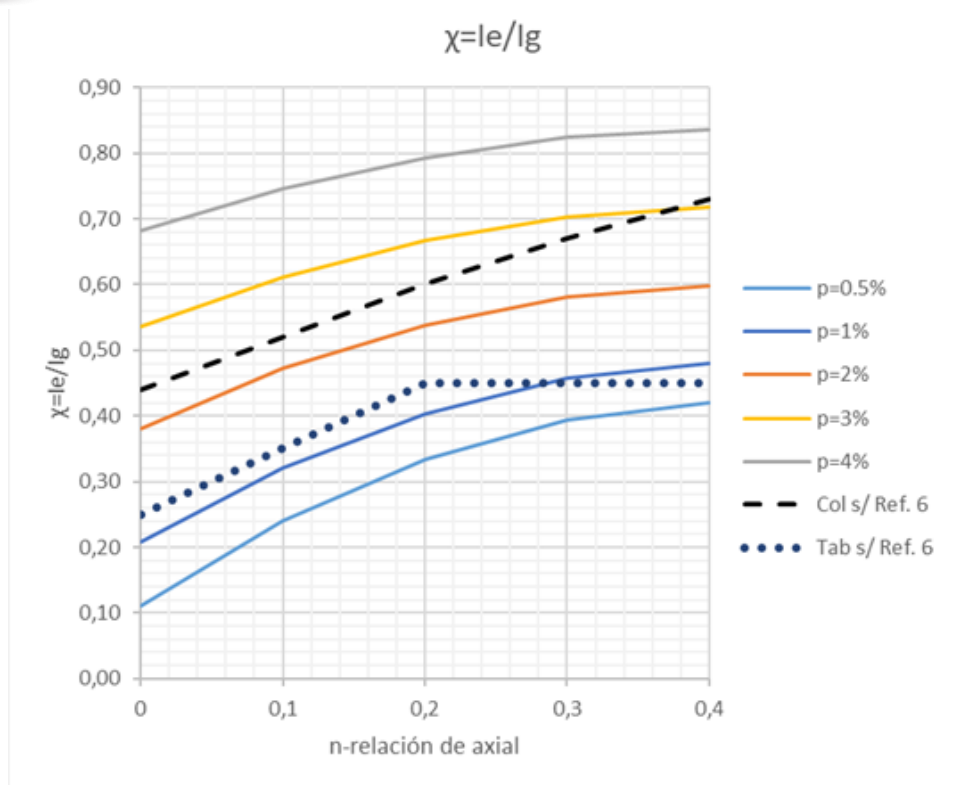


Figura 6. Rigidez Efectiva en función de la cuantía e índice de axial en columnas y tabiques, Ref. [5].

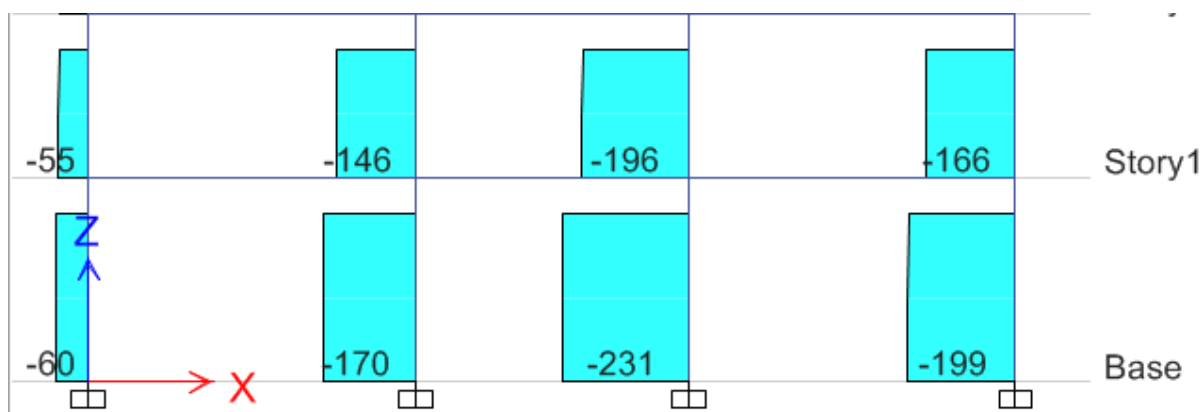


Figura 7. Axiales en columnas en ton. Cargas verticales más sismo.

La Figura 9 muestra los momentos por acción sísmica en vigas y columnas, y además los esfuerzos axiales en los niveles inferiores de las columnas. Se observa que se satisfacen las condiciones de la resistencia de diseño en las vigas, ajustadas en los niveles inferiores, y con márgenes importantes en los niveles superiores. De nuevo se reitera, controla la condición de rigidez.

Organiza:

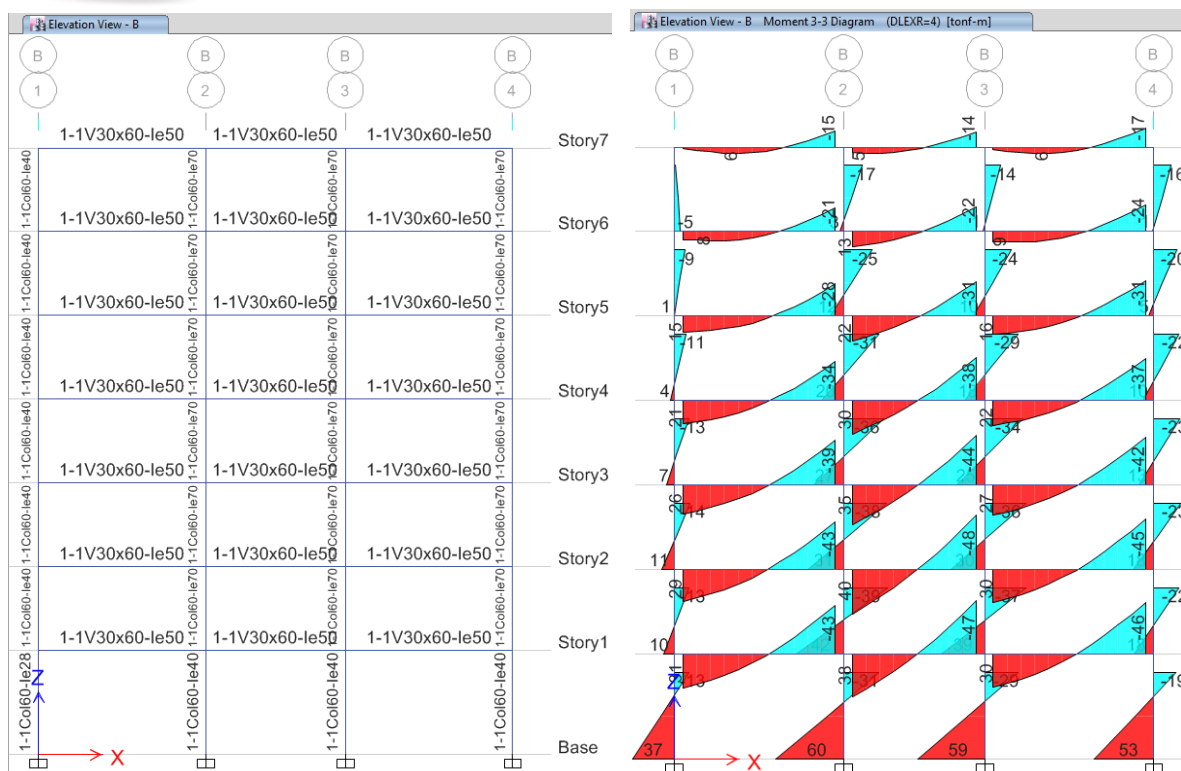


Figura 8. Izq. Elevación estructural B. Secciones de Vigas y Columnas junto a la rigidez efectiva utilizada (le). Der. Momentos Flectores en Vigas por Sismo.

De las resistencias nominales de las columnas, afectadas por el factor 0.90 para obtener las de diseño, ver Figura 4, se observa que, para la cuantía del 1.0% se cumple las resistencias requeridas en las rótulas de las bases de las columnas. Se podrían haber ajustado momentos en función de diferencia de axiales entre las columnas externas. Por razones de brevedad, no se realiza en esta presentación.

6.2 Factor de Sobrerresistencia Global.

El objetivo de este trabajo es encontrar un único factor de sobrerresistencia global ϕ_o . Este junto con el factor ω que tiene en cuenta los efectos dinámicos y de arbitrariedad de dirección de la acción sísmica, se utilizan para mayorar los momentos M_E de las columnas que deben permanecer elásticas, según la expresión dada en el reglamento:

$$M_u^c = \phi_o^b \omega M_E - 0.30 h_b V_u$$

siendo para pórticos espaciales:

$$1.50 \leq \omega = 0.50T + 1.10 \leq 1.90$$

Organiza:

Según antes se obtuvo del APS, la resistencia nominal es:

$$V_n^{1P} = (3.75 + 28.5 \times 3) 1.5t = 133.88t \cong 134t$$

y utilizando el factor de sobrerresistencia de material $\lambda_o = 1.40$,

$$V_o^{1P} = 1.40 \times 134t = 188t$$

y relacionando con la resistencia requerida:

$$V_E^{1P} = 0.17 \times 573t \cong 98t$$

Resulta el factor de sobrerresistencia global:

$$\phi_o = 188t / 98t = 1.92$$

Para el período $T = 1.04s$, resulta el factor de amplificación dinámica máximo:

$$\omega = 0.50 \times 1.04 + 1.10 = 1.62$$

El factor ω no es constante, y en este caso vale 1.1 para las columnas en ,a base de la rótula plástica, y 1.5 para las columnas del 2P. Dado que en este ejemplo para el último piso las columnas no plastifican el factor se aplica con el máximo valor en todos los pisos superiores (lo normal es plastificar en cabeza de columnas). Es importante destacar que el factor de amplificación dinámica tiene en cuenta los posibles movimientos del punto de inflexión en la columna, durante la respuesta dinámica. Este aspecto es tenido en cuenta en lo que sigue para determinar los momentos en las columnas elásticas.

Para obtener los momentos últimos en las columnas que propone este método se parte de la expresión (1), pero se ha reemplaza el M_E por el producto de V_E por la mitad de la altura del piso (momento a eje de viga), y además se reemplaza el corte último dado por:

$$V_u = 1.60 \times \phi_o V_E^c$$

Resulta:

$$M_u^c = 0.5 \phi_o \omega h_p V_E - 0.30 h_b \phi_o 1.6 V_E^c$$

Entonces, para pórticos espaciales (haciendo $0.3 \times 1.6 = 0.5$), resulta:

Organiza:

$$M_u^c = 0.5\phi_o V_E (\omega h_p - h_b \phi_o)$$

En este caso en particular, con altura de viga 0.60m y altura de piso 3.0m:

$$M_u^c = 0.5 \times 1.92 \times V_E (1.62 \times 3m - 0.6m \times 1.92) = 0.96 \times 3.71m V_E = 3.56m V_E$$

Estos momentos se consideran a cara de vigas.



Figura 9. Izq. Corte VE en columnas [ton]. Der. Axiales en columnas. [ton]

En Tabla 1, se recopila del modelo estructural los valores de $P=D+0.25L$, se evalúa ΔPoE de la siguiente manera:

$$C\#-C1: \Delta PoE = [+Mo - (-Mo)] / 5,40m = (56 + 63)tm / 5,40m = 22ton$$

$$C\#-C2: \Delta PoE = [+Mo - (-Mo)] / 4,40m - 22ton = (56 + 63)tm / 4,40m - 22ton = 5ton$$

$$C\#-C3: \Delta PoE = -[+Mo - (-Mo)] / 4,40m + 22ton = -(56 + 63)tm / 4,40m + 22ton = -5t$$

$$C\#-C4: \Delta PoE = -[+Mo - (-Mo)] / 5,40m = -(56 + 63)tm / 5,40m = -22ton$$

De Figura 9, se toman los valores de VE, para calcular Vu y Mu según se dedujo anteriormente.

Organiza:

ϕ_0 Glob:		1,92												
Story	Posición	Red.	C#-C1						C#-C2					
			P=D+0,25L	ΔP_oE	VE	Vu	Pu	Mu	P=D+0,25L	ΔP_oE	VE	Vu	Pu	Mu
7	Cabeza	1	-16,0	22,0	3,0	9,2	6,0	-10,7	-26,0	5,0	8,0	24,6	-21,0	-28,5
	Pie	1	-16,0	22,0	0,0	0,0	6,0	0,0	-26,0	5,0	0,0	0,0	-21,0	0,0
6	Cabeza	1	-33,0	22,0	7,0	21,5	11,0	-24,9	-51,0	5,0	15,0	46,1	-41,0	-53,4
	Pie	1	-33,0	22,0	7,0	21,5	11,0	24,9	-51,0	5,0	15,0	46,1	-41,0	53,4
5	Cabeza	0,96	-50,0	22,0	10,0	30,7	13,4	-35,6	-77,0	5,0	21,0	64,5	-62,6	-74,8
	Pie	0,96	-50,0	22,0	10,0	30,7	13,4	35,6	-77,0	5,0	21,0	64,5	-62,6	74,8
4	Cabeza	0,96	-67,0	22,0	12,0	36,9	17,5	-42,7	-103,0	5,0	26,0	79,9	-83,8	-92,6
	Pie	0,96	-67,0	22,0	12,0	36,9	17,5	42,7	-103,0	5,0	26,0	79,9	-83,8	92,6
3	Cabeza	0,93	-84,0	22,0	14,0	43,0	18,3	-49,8	-129,0	5,0	29,0	89,1	-105,8	-103,2
	Pie	0,93	-84,0	22,0	14,0	43,0	18,3	49,8	-129,0	5,0	29,0	89,1	-105,8	103,2
2	Cabeza	0,93	-100,0	22,0	13,0	39,9	22,8	-46,3	-154,0	5,0	33,0	101,4	-126,1	-117,5
	Pie	0,93	-100,0	22,0	13,0	39,9	22,8	46,3	-154,0	5,0	33,0	101,4	-126,1	117,5
1	Cabeza	0,89	-118,0	22,0	17,0	52,2	19,1	-60,5	-181,0	5,0	29,0	89,1	-149,9	-103,2
	Pie	0,89	-118,0	22,0	17,0	52,2			-181,0	5,0	29,0	89,1		

ϕ_0 Glob:		1,92												
Story	Posición	Red.	C#-C3						C#-C4					
			P=D+0,25L	ΔP_oE	VE	Vu	Pu	Mu	P=D+0,25L	ΔP_oE	VE	Vu	Pu	Mu
7	Cabeza	1	-26,0	-5,0	8,0	24,6	-31,0	-28,5	-16,0	-22,0	2,0	6,1	-38,0	-7,1
	Pie	1	-26,0	-5,0	0,0	0,0	-31,0	0,0	-16,0	-22,0	0,0	0,0	-38,0	0,0
6	Cabeza	1	-51,0	-5,0	15,0	46,1	-61,0	-53,4	-33,0	-22,0	8,0	24,6	-77,0	-28,5
	Pie	1	-51,0	-5,0	15,0	46,1	-61,0	53,4	-33,0	-22,0	8,0	24,6	-77,0	28,5
5	Cabeza	0,96	-77,0	-5,0	21,0	64,5	-91,4	-74,8	-50,0	-22,0	10,0	30,7	-113,4	-35,6
	Pie	0,96	-77,0	-5,0	21,0	64,5	-91,4	74,8	-50,0	-22,0	10,0	30,7	-113,4	35,6
4	Cabeza	0,96	-103,0	-5,0	26,0	79,9	-122,2	-92,6	-67,0	-22,0	12,0	36,9	-151,5	-42,7
	Pie	0,96	-103,0	-5,0	26,0	79,9	-122,2	92,6	-67,0	-22,0	12,0	36,9	-151,5	42,7
3	Cabeza	0,93	-129,0	-5,0	29,0	89,1	-152,3	-103,2	-84,0	-22,0	15,0	46,1	-186,3	-53,4
	Pie	0,93	-129,0	-5,0	29,0	89,1	-152,3	103,2	-84,0	-22,0	15,0	46,1	-186,3	53,4
2	Cabeza	0,93	-154,0	-5,0	33,0	101,4	-181,9	-117,5	-100,0	-22,0	13,0	39,9	-222,8	-46,3
	Pie	0,93	-154,0	-5,0	33,0	101,4	-181,9	117,5	-100,0	-22,0	13,0	39,9	-222,8	46,3
1	Cabeza	0,89	-181,0	-5,0	29,0	89,1	-212,2	-103,2	-118,0	-22,0	22,0	67,6	-255,1	-78,3
	Pie	0,89	-181,0	-5,0	29,0	89,1			-118,0	-22,0	22,0	67,6		

Tabla 1. Obtención de Vu, Pu y Mu en columnas.

Con estos valores, se puede proponer los diseños para las columnas externas e internas. En Figura 10 se presentan los diseños para las columnas junto con su diagrama M-N y en forma de puntos los pares Pu y Mu de Tabla 1. Note que el diseño es consistente con las demandas determinadas.

Organiza:

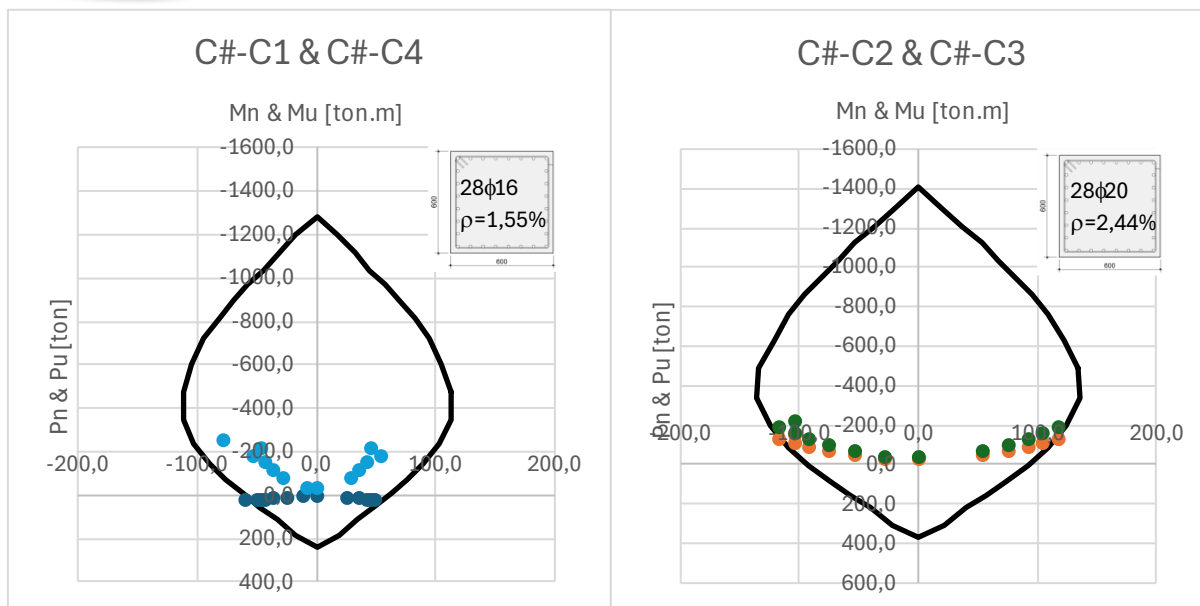


Figura 10. Demanda vs Suministro en Columnas.

6.3 Evaluación del comportamiento de la estructura.

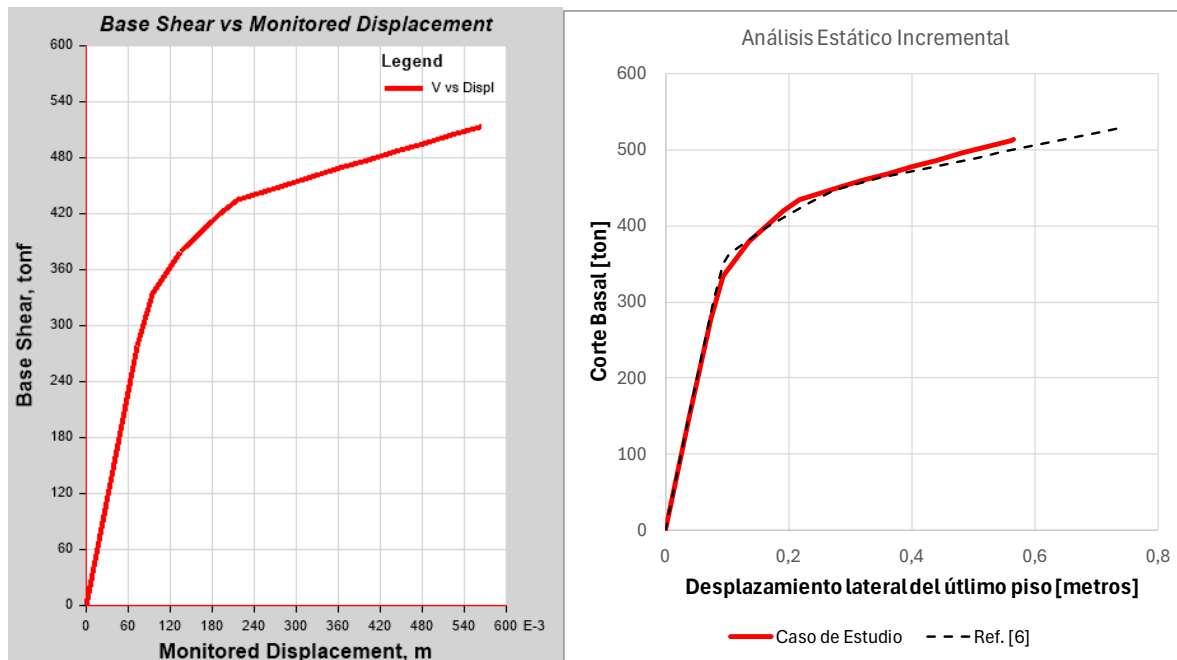


Figura 11. Análisis Estático Incremental y comparativa con resultados de Ref. [6].

Organiza:

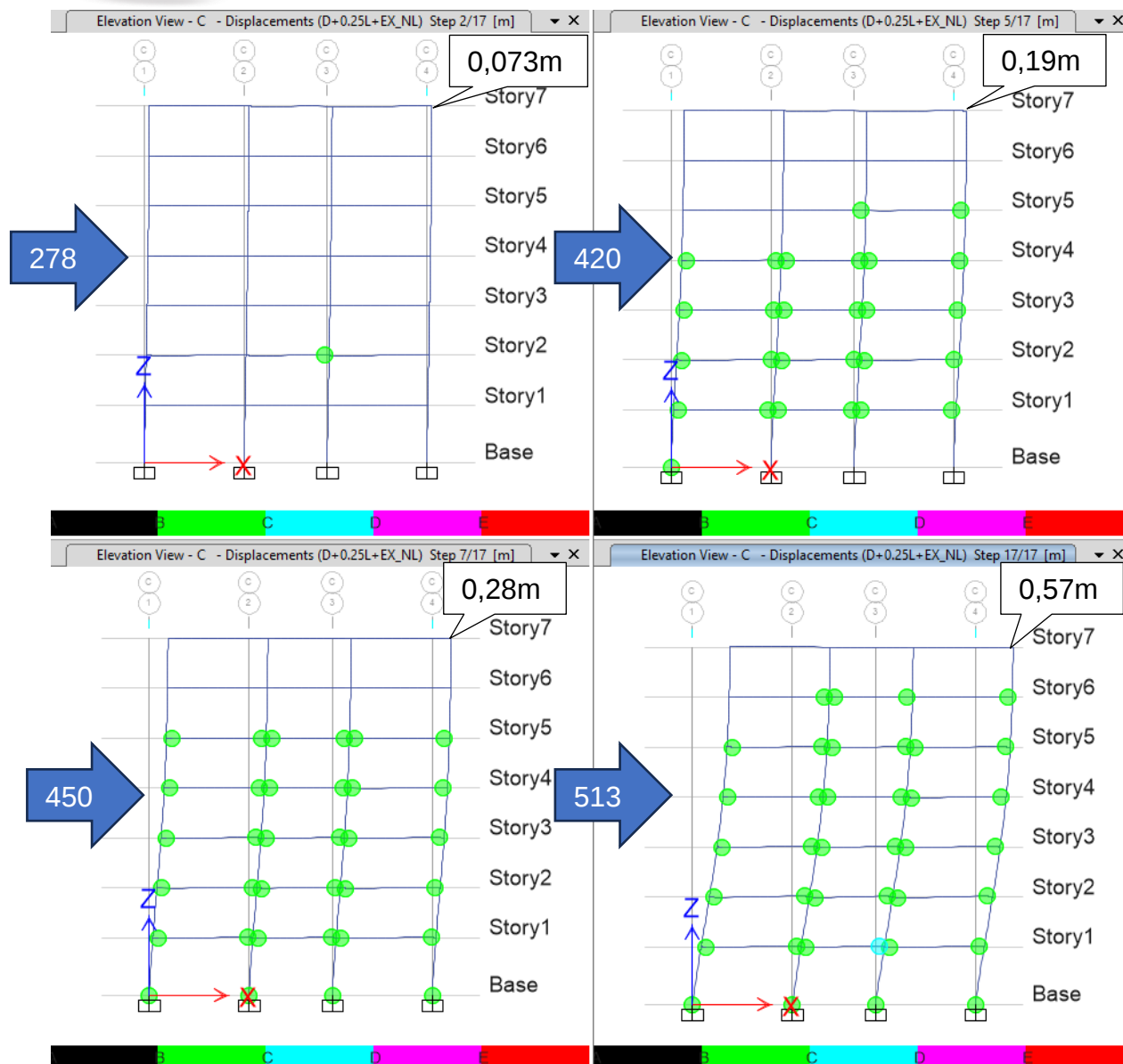


Figura 12. Secuencia de Plastificación. Primer Viga, Primer Columna, Todas las bases de Columnas. Estado final.

De Figuras 11 y 12, el comportamiento de la estructura cumple con mecanismos de colapso aceptados por Ref. [2], las columnas permanecen en rango elástico en toda la altura, con excepción de las bases. El nivel de resistencia alcanzado al iniciar el comportamiento inelástico global es de aproximadamente 300ton, similar al planteado al inicio.

Organiza:

8. CONCLUSIONES

Se ha propuesto un método alternativo para la evaluación de las demandas en columnas que resulta muy simple y rápido de realizar. Si bien resta realizar más validaciones, los resultados son alentadores. Puede compararse con los resultados obtenidos en Ref. [6] donde se resuelve la misma estructura mediante el método Reglamentario de Ref. [2] llegando a similares resultados.

En el caso resuelto, se plantea uniformidad de resistencia en vigas y en columnas con resultados satisfactorios.

Se cree que esta metodología tiene potencial y seguirá siendo evaluada en casos reales.

8. REFERENCIAS

- [1] Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. T. Paulay and M. J. N. Priestley. John Wiley and Sons. 1992.
- [2] Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes" INPRES-CIRSOC 103-Parte II "Construcciones de Hormigón Armado" Julio 2021.
- [3] New Zealand Standard 3101. Part 1 y Part 2:2006. Standard Association of New Zealand, Wellington, New Zealand. 2006, y adendas A, B y C.
- [4] Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes" INPRES-CIRSOC 103-Parte I "Construcciones en General" Julio 2018.
- [5] La rigidez depende de la resistencia. Cómo aplicar correctamente el INPRES-CIRSOC 103-II 2021. Llopiz, Carlos R. 28° JAIE 2024.
- [6] Guía práctica para diseño de vigas de hormigón armado en zonas sísmicas utilizando INPRES-CIRSOC 103 Parte II-2021. Vega, Eduardo. 28° JAIE 2024.

Organiza: