

Guía práctica para diseño de vigas de hormigón armado en zonas sísmicas utilizando INPRES-CIRSOC 103 Parte II-2021

Vega, Eduardo; Barbagelata, Juan Manuel
Universidad Nacional de Cuyo
eduardo.vega@ingenieria.uncuyo.edu.ar
juan.manuel.barbagelata@ingenieria.uncuyo.edu.ar

RESUMEN

En ocasiones el diseño sismorresistente de estructuras de hormigón armado puede resultar confuso, dado que requiere de cierta experiencia al estimar de antemano la respuesta estructural, propiedades de las secciones y tener claro el objetivo perseguido durante el proceso. Además, es preciso concebir un diseño que logre a la vez inhibir fallas frágiles, pero garantizando la disipación de energía y una adecuada respuesta estructural, lo cual puede suponer una tarea ardua dada la cantidad de conceptos y detalles involucrados.

Este trabajo tiene por objeto brindar una guía para el diseño de vigas de hormigón armado sismorresistentes, siguiendo las prescripciones reglamentarias, con comentarios y sugerencias que ayuden al proceso. Como resultado, un panorama general del proceso de diseño de vigas será descrito y establecido como paso crítico en el diseño de estructuras de hormigón armado en zonas sísmicas. El diseño de vigas de hormigón armado constituye la piedra angular del diseño sismorresistente de pórticos y tabiques acoplados, ya que fija el nivel de demanda y capacidad de disipación energética del sistema estructural en conjunto. Dominar el proceso de diseño resulta crucial a la hora de lograr estructuras seguras en zonas de elevada sismicidad.

ABSTRACT

Sometimes the seismic design of reinforced concrete structures can be confusing, given the experience needed beforehand in the estimation of the structural response, section properties and clarity of the objective pursuit during the design process. Also, it is precise to conceive a design able to inhibit brittle failures, but guaranteeing energy dissipation and an appropriate structural response, which can suppose a though task given the number of concepts and details involved.

This work has the objective of bring a guide for the seismic design of reinforced concrete beams, following the code prescriptions, with comments and suggestions to help across the process. As a result, a general outline of the beam design will be described and stablished as a critical step in the design of reinforced concrete structures in seismic zones. The design of reinforced concrete beams is the cornerstone of the seismic design of ductile frames and coupled shear walls, fixing the demand and energy dissipation capacity levels of the whole system. Mastering the design process is crucial to developing safe structures in regions with high seismicity.

Organiza:

INTRODUCCIÓN

En el diseño sísmico de estructuras de hormigón armado se deben cumplir varios objetivos en simultáneo, satisfaciendo condiciones mínimas para acciones normales o convencionales y acciones extremas. Para acciones normales o convencionales generalmente se realiza un diseño “en rango elástico” para el cual se espera que la estructura se encuentre totalmente funcional y sin daño aparente, tal es el caso de acciones de peso propio, sobrecarga de uso, etc. Para el caso de acciones extremas, el objetivo generalmente se basa en establecer la cantidad de daño a esperar. Se define el desempeño esperado de la estructura y el diseño se basa en un análisis en rango lineal pero extendido al rango no lineal. Es decir, desde un análisis estructural lineal se infieren comportamientos no lineales y se adopta una estrategia para lograr el objetivo, por ejemplo, evitar el colapso. Ejemplo de estas acciones extremas y/o extraordinarias son: sismos, tornados, tsunamis, presiones y temperaturas durante accidentes en instalaciones industriales, etc.

En el caso de acciones sísmicas extremas, el diseño por capacidad permite diseñar adecuadamente una estructura en rango inelástico partiendo de un análisis estructural elástico-lineal. En este método se adopta una estrategia que busca guiar a la estructura a un comportamiento deseable y predecible en campo inelástico. Para ello se identifican zonas especiales de comportamiento dúctil, donde se disipará energía, y se protegen otras zonas de comportamiento no tan dúctil. Las zonas dúctiles se diseñan especialmente para soportar grandes deformaciones inelásticas sin pérdida sustancial de resistencia, mientras que las zonas normales o sin requerimientos especiales de ductilidad se las protege con una mayor resistencia. De este modo, estas últimas zonas permanecen en rango elástico o en zonas de comportamiento confiable.

Hoy en día existen métodos de análisis no lineal que pueden reemplazar total o parcialmente esta metodología. No obstante, el diseño por capacidad de estructuras ante sismos es la base del Reglamento INPRES-CIRSOC 103 Parte II, Ref. [01], en sus versiones 2005 y 2021. Esta metodología también sirve de base para diseños que a posteriori pueden llegar a ser confirmados u optimizados por análisis dinámicos no lineales más complejos y asegura la concepción de estructuras “inteligentes” ante eventos extremos de naturaleza altamente variable como el caso de los sismos.

El diseño por capacidad de estructuras sísmicas involucra varios pasos, generalmente manuales, con iteraciones e incluso posibles cambios de diseño. En el proceso es preciso tomar decisiones basadas en un criterio objetivo y evaluar diversas posibilidades a fin de encontrar una solución adecuada. El punto clave a enfatizar es que la estructura termina siendo diseñada en función de ella misma. Lo anterior implica que, una vez fijado un nivel de resistencia definido por las acciones de diseño y un análisis estructural elástico, se diseñan las zonas críticas, aquellas que poseen ductilidad, y el diseño del resto de la estructura queda condicionado al de estas zonas críticas o dúctiles. Este concepto es la base de un adecuado diseño sismorresistente, conduciendo a la estructura al desarrollo de un mecanismo de plastificación controlado y una respuesta estructural predecible, evitando el colapso prematuro.

No cualquier estructura puede encuadrarse dentro del diseño por capacidad, de la

Organiza:

misma manera que no cualquier estructura tendrá un buen comportamiento frente a un evento sísmico. El método tiene implícito ciertos requisitos a cumplir en cuanto a geometría estructural, lo cual puede resultar frustrante si no se comprende acabadamente el fin que se persigue.

OBJETIVOS Y ALCANCES

El presente trabajo presenta un caso de estudio diseño de vigas de pórticos sismorresistentes de hormigón armado y la obtención de las solicitaciones que a partir de ellas se derivan para el diseño del resto de la estructura. Se siguen los lineamientos del Reglamento INPRES-CIRSOC 103 Parte II – 2021, Ref. [01].

DISEÑO POR CAPACIDAD

Para lograr el objetivo principal, y para una estructura dada, primer paso es elegir un mecanismo de plastificación que sea cinemáticamente compatible con la estructura, y de forma que la disipación de energía se produzca por deformaciones inelásticas de flexión en zonas previamente determinadas. Ver Figura 1.

Para estructuras tipo pórticos sismorresistentes de varios niveles, el mecanismo de columna fuerte y viga débil es el que reúne las mejores cualidades. Tal mecanismo de plastificación se basa en el desarrollo de rótulas plásticas en extremos de vigas, en la base de columnas de planta baja y excepcionalmente en algunas otras zonas de columnas, como por ejemplo las columnas del último piso y algunas columnas con distribución tal que no generen mecanismos de piso o piso débil.

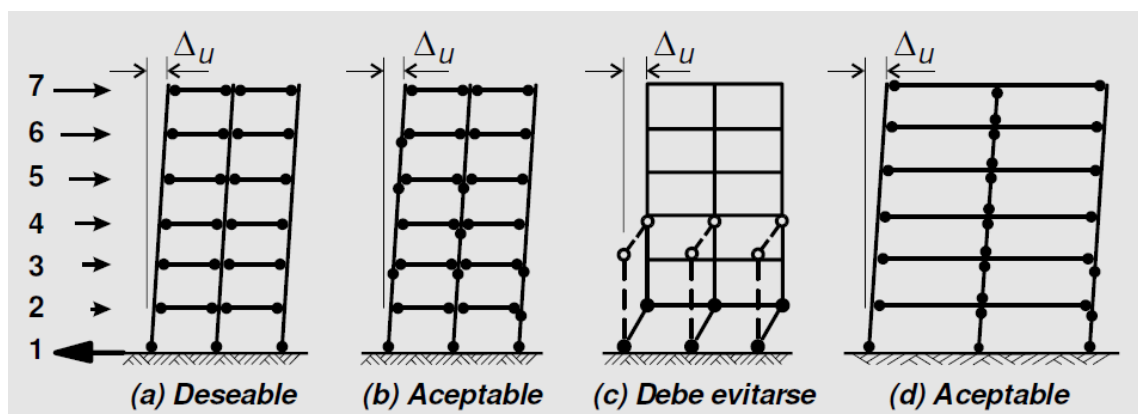


Figura 1. Esquema estructural y diversos mecanismos de plastificación. Ref. [01]

DISEÑO DE VIGAS

El diseño de vigas de pórticos sismorresistentes debe encuadrarse dentro de los siguientes requisitos reglamentarios, Ref. [01], ver Figura 2:

Organiza:

2.2.1) Limitaciones dimensionales:

viga rectangular	→	$L_n/b_w \leq 25$	&	$L_n \cdot h_b/b_w^2 \leq 100$
vigas T, L, I	→	$L_n/b_w \leq 37,5$	&	$b_w \leq 180\text{mm}$

2.2.2) Rigidez efectiva:

vigas rectangulares	→	$0,40 \cdot I_g$	(para cuantía de 1,0%, sino verificar)
vigas T o L	→	$0,35 \cdot I_g$	(para cuantía de 1,0%, sino verificar)
	→	(se evalúa considerando el 50% de b_f)	

2.2.3) Diseño a Flexión

Momento de diseño: $M_d = \phi \cdot M_n \geq M_u \rightarrow$ si RP: $\phi = 0,90$ y M_u combinaciones AE
 $\rightarrow$ no RP: $\phi = 1,00$ y M_u en función RP columna

Redistribución de Momentos: como máximo **30%** del valor absoluto máximo.

Hipótesis de diseño $\rightarrow$ CIRSOC-201-2005 – artículo 10.2.

Anchos efectivos vigas T y L: $b_f \leq$ a) $1/8 \times L_b$; b) $8 \times h_s$; c) h_b ;
d) distancia libre a la viga adyacente multiplicado por $h_{b1}/(h_{b1}+h_{b2})$

M_n vigas T y L: podrá considerarse la armadura de la losa efectivamente anclada en el ancho colaborante hasta un máximo del 10% de la fuerza de tracción de cada ala. Expresado de otra forma para vigas T, puede considerarse 25% de la armadura en las alas y 11% para vigas L.

Sobrerresistencia flexional vigas T y L (M_o): se deberá considerar la colaboración de toda la armadura de la losa efectivamente anclada en el ancho b_f .

2.2.4) Longitud de RP: cuando se ubica a cara de columna $2h_b$. Otros casos ver IC-103-PII-2021.

2.2.5) Armadura Longitudinal:

Evaluación de la cuantía: $\rho = A_{s,e} / (b_w \times d)$; $A_{s,e} = \sum (A_{s,i} \times d_i/d)$

Cuantía máxima: $\rho_{\max} = (f'_c + 10)/(6 \times f_y)$ & $\rho_{\max} = 0,025$

Armadura comprimida $A'_s \geq 50\% A_{s,e}$. Si se cuenta con mayor armadura a compresión que el 50%:
 $\rho_{\max} = (f'_c + 10)/(6 \times f_y) \times (0,5 + A'_s / A_{s,e})$ aproximadamente.

Cuantía Mínima: objetivo $M_n^b \geq 1,5 M_{cr}$; expresiones simplificadas:

□ o T o L ala comprimida:	$\rho_{\min} = 0,25 \times (f'_c)^{0,5} / f_y$ ó	$\rho_{\min} = 1,40 / f_y$
T o L ala traccionada:	$\rho_{\min} = 0,40 \times (f'_c)^{0,5} / f_y$ ó	$\rho_{\min} = 2,20 / f_y$
T o L ala traccionada en voladizo:	$\rho_{\min} = 0,50 \times (f'_c)^{0,5} / f_y$ ó	$\rho_{\min} = 2,80 / f_y$

al menos $1/4$ de la armadura longitudinal superior se prolongará en toda la viga.

armadura mínima superior e inferior $2\phi 12\text{mm}$ (ADN 420)

75% de la armadura debe pasar a través del núcleo de la columna o anclarse en él.

2.2.6) Armadura transversal:

Disposición, sección y separación de estribos. Objeto: restringir el pandeo de la armadura comprimida y mejorar condiciones de confinamiento. Pueden considerarse en la resistencia al corte.

2.2.7) Diseño al Corte:

Corte de Diseño: $V_d = \phi \times V_n \geq V_u$

Resistencia requerida (V_u): deberá determinarse a partir de la capacidad flexional máxima (sobrerresistencia con $f_u = 1,40 \times f_y$) a desarrollarse en las zonas críticas de vigas. En este caso $\phi = 1,00$. V_u puede limitarse al corte obtenido de un diseño elástico ($R = 1,5$) y en este caso $\phi = 0,85$.

Máximo V_u en RP: $V_u \leq 0,16 \times f'_c \times A_{cv}$ y $V_u \leq 0,85 \times (f'_c)^{0,5} \times A_{cv}$ con $f'_c \leq 50\text{MPa}$

Resistencia Nominal a Corte: $V_n = V_c + V_s$

$V_c \rightarrow$ Resistencia proporcionada por el hormigón, en RP $\rightarrow V_c = 0$

$V_s \rightarrow$ Resistencia proporcionada por la armadura de corte

2.2.8) Armadura de Corte:

Separación máxima de estribos: $0,50d$ o 600mm ; si $V_s \geq 0,07 \times f'_c \times A_{cv} \rightarrow 0,25d$ o 300mm

Armadura diagonal en RP: Si, $V_u > 0,25 \times (2 + r) \times (f'_c)^{0,5} \times A_{cv} \rightarrow r = V_{u\min} / V_{u\max}$

Armadura mínima de corte: $A_{v\min} = 1/12 \times (f'_c)^{0,5} / f_{yt} \times b_w \times s$

2.2.9) Anclajes

2.2.10) Empalmes

Figura 2. Principales puntos a tener en cuenta para el diseño de una viga de pórtico sismorresistente. Ref. [01]

Organiza:

Como puede deducirse de Figura 2, los aspectos a desarrollar para lograr un diseño adecuado en términos de resistencia, y lo que es tanto más importante, en términos de capacidad de deformación sin pérdida de resistencia o ductilidad, son diversos.

De forma implícita, el resultado de esta etapa incidirá de manera directa en el diseño del resto de los elementos de la estructura, principalmente en el diseño de las columnas y todos aquellos elementos o partes de ellos que queden fuera de las zonas especiales de rótulas plásticas. Es por esto último que se acompaña el proceso con un ejemplo de aplicación, de manera de poder apreciar cómo incide los diseños de vigas en el resto de la estructura.

EJEMPLO DE APLICACIÓN

Con el fin de ejemplificar los diferentes pasos a seguir, se toma de ejemplo la estructura de Ref. [02]. La misma consiste en un pórtico de siete (7) pisos y tres (3) vanos, ver Figura 3. Las alturas de piso son 3.75m para planta baja y 3.0m para los restantes 6 pisos. La altura total es de 21.75m. Los vanos extremos tienen distancia entre ejes de 6.0m y el vano central de 5.0m, lo cual implica largo total del pórtico 17.0m, en la dirección X-X que será la analizada.

Principales características y definiciones en función de Ref. [04] y Ref. [05]:

- Todas las columnas son de sección cuadrada de 60cm x 60cm.
- Vigas dirección X-X tipo T de 30cm de ancho y 60cm de altura.
- Losa maciza de H°A° de 14cm de espesor.
- Cargas adicionales sobre losas: $D = 0.26\text{t/m}^2$ y $L = 0.25\text{t/m}^2$
- Calidad del Hormigón H-30 s/ CIRSOC-201-2005 ($f'_c = 30\text{MPa}$)
- Rigidez en columnas externas $\rightarrow \chi = 0.43$, para cuantía 1.5%.
- Rigidez en columnas internas $\rightarrow \chi = 0.47$, para cuantía 1.5%.
- Rigidez en vigas $\rightarrow \chi = 0.56$, para cuantía 1% y modelado como rectangular.
- Zonificación sísmica: Zona 4, Suelo Tipo 2 - SD, Destino Grupo B ($\gamma_r = 1.0$)
- Periodo vibración X-X: $T_{0x} = 1.10$ segundos
- Periodo de control: $T_{\text{Control}} = 1.04$ segundos
- Pseudo aceleración espectral:
 - $S_a = T_1 / T = 0.71 / 1.04 = 0.68 \rightarrow$ Diseño de elementos
 - $S_a = T_1 / T = 0.71 / 1.10 = 0.645 \rightarrow$ Evaluación deformaciones
- Factor de Comportamiento R: Mínimo 1.5 – Máximo 7. Adoptado 4.
- Coef. Sísmico s/ Método Estático:
 - $C = S_a \times \gamma_r / R = 0.68 \times 1.0 / 4 = 0.17 \rightarrow$ Diseño de elementos
 - $C = S_a \times \gamma_r / R = 0.645 \times 1.0 / 4 = 0.16 \rightarrow$ Evaluación deformaciones
- Si se aplica $C_d = 5.5$ para $R = 7$ Siendo $R = 4$, $C_d = 3.14$
 - Máxima distorsión de piso $\theta = 0.467\% \times 3.14 = 1.467\% < 1.5\%$

Organiza:

Distribución acción sísmica en altura:

Nivel	h_i [m]	W_i [ton]	$W_i \times h_i$ [ton.m]	$\alpha = \frac{W_i \times h_i}{\sum (W_i \times h_i)}$	$F_i = \alpha \times V_0$ Resist. [ton]	$F_i = \alpha \times V_0$ Deform. [ton]
Story 7	21,75	245	5329	0,23	71,6	67,4
Story 6	18,75	261	4894	0,21	65,8	61,9
Story 5	15,75	261	4111	0,18	55,2	52,0
Story 4	12,75	261	3328	0,14	44,7	42,1
Story 3	9,75	261	2545	0,11	34,2	32,2
Story 2	6,75	261	1762	0,08	23,7	22,3
Story 1	3,75	265	994	0,04	13,4	12,6
Total	-	1815	22961	1,00	308,6	290,4
$V_0 =$		308,6(C=0.17) 290,4(C=0.16)				

Tabla 1. Distribución Sísmica en Altura. Fuerzas por nivel para evaluar Resistencias y Deformaciones.

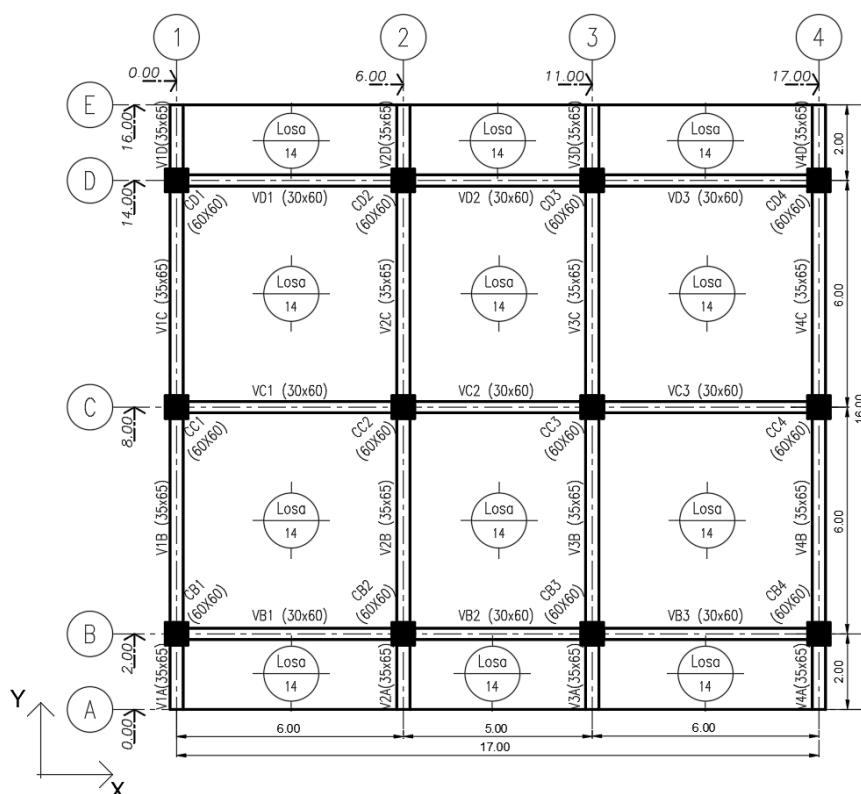
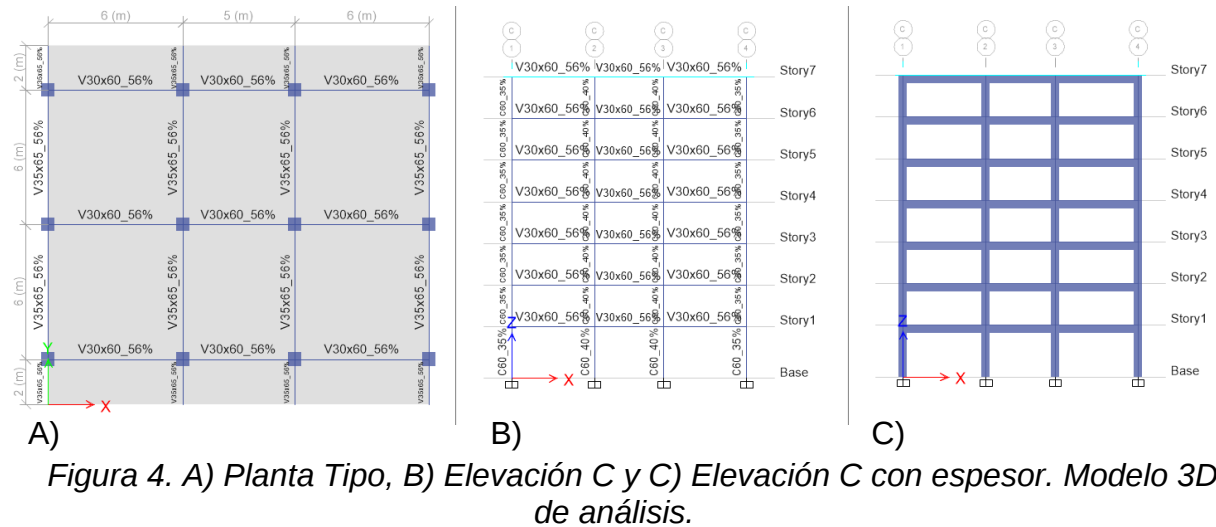


Figura 3. Planta Tipo. Caso de Estudio.

La estructura se modela en el programa de análisis estructural ETABS, Ref. [03], en base a la geometría, cargas y propiedades de los elementos y materiales descriptas Organiza:

anteriormente, ver Figura 4.



Se evalúa el periodo fundamental de vibración en sentido X-X, y se controlan las distorsiones de piso máximas a partir las Fuerzas por nivel definidas en Tabla 1, ver Figura 5.

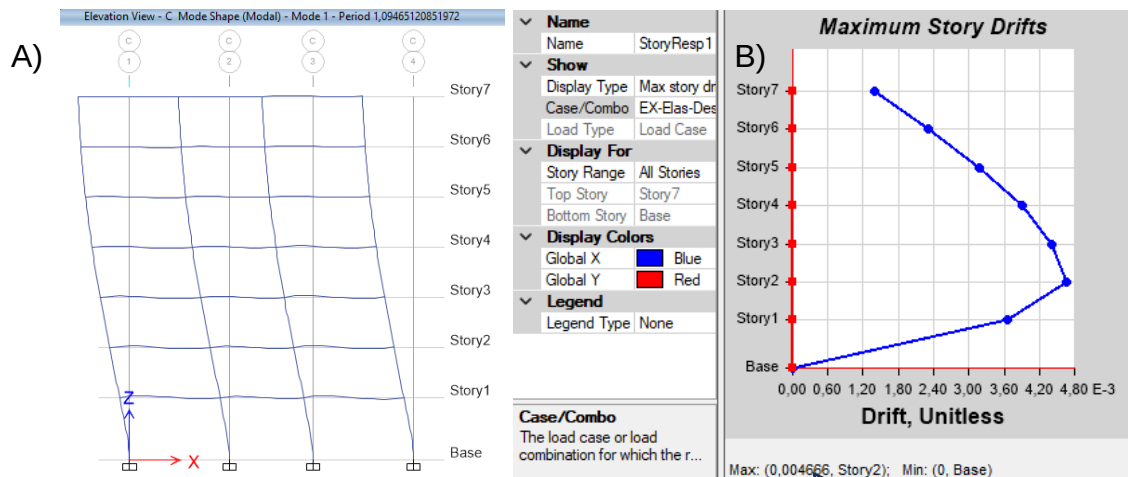


Tabla 6.4. Valores límite de la distorsión horizontal de piso θ_{sk}

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

$$0.467\% \times 3.14 = 1.47\%$$

Figura 5. A) Deformada 1er Modo X-X, B) Distorsión de Piso y C) Límites de Distorsión de piso, Ref. [04].

Organiza:

LIMITACIONES DIMENSIONALES, RIGIDEZ Y ANCHOS EFECTIVOS

En base a la Figura 2, punto 2.2.1, se requiere evaluar si las dimensiones planteadas para las vigas resultan adecuadas. El objetivo es evitar pandeos locales o globales de las zonas del elemento en compresión. Para vigas T y L existen dos requisitos a cumplir que se han señalado como Req. 1 y Req. 2 en Figura 6.

Siendo:

- L_b longitud de la viga entre ejes de columnas
- h_s altura o espesor de la losa
- b_w ancho del alma de la viga
- h_b altura de la viga
- L_n longitud libre de la viga (entre cara de columnas)
- b_f ancho de cada ala en vigas T o L
- b_e ancho efectivo de losa (Vigas T = $b_f + b_w + b_f$)

V30x60 T $f_y = f_{yt} = 420 \text{ MPa} ; 4,20 \text{ t/cm}^2$
 $f'_c = 30 \text{ MPa} ; 0,30 \text{ t/cm}^2$

Geometría

$L_b = 6,00 \text{ m}$ (longitud viga entre ejes de columna)

$h_s = 0,14 \text{ m}$

$b_w = 0,30 \text{ m} \geq 0,18 \text{ m}$ **Req.2**

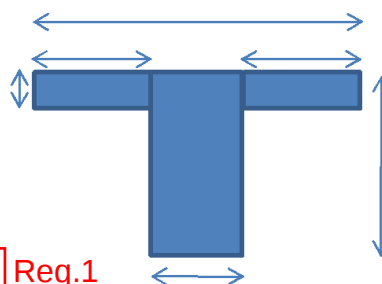
$h_b = 0,60 \text{ m}$

$L_n = 5,40 \text{ m} \rightarrow L_n/b_w = 18 \leq 37,5$ **Req.1**

$$b_f = \begin{pmatrix} L_b/8 = 0,75 \text{ m} \\ 8 \times h_s = 1,12 \text{ m} \\ h_b = 0,60 \text{ m} \end{pmatrix}$$

$b_f = 0,60 \text{ m}$

$b_e = 1,50 \text{ m}$



Rigidez

Secciones T o L $\rightarrow I_e = 0,35 I_g$

$I_g^T = 0,008567 \text{ m}^4$ (sección T)

$I_e^T = 0,002998 \text{ m}^4$

$I_g^R = 0,005400 \text{ m}^4$ (rectangular)

$I_e^T / I_g^R = 0,56$ (equivalencia)

Figura 6.

Lo próximo a verificar, es la rigidez efectiva de las vigas T (I_e^T), Figura 2 punto 2.2.2, para su evaluación se debe considerar el 50% de b_f . Lo primero a considerar es el nivel de cuantía a colocar (ρ), se estima que en promedio las vigas tendrán una cuantía $\rho = 1,0\%$. De Ref. [05] para vigas T la rigidez efectiva se determina mediante:

$$I_e^T / I_g^T = \chi = 35 \times \rho \quad \rightarrow \quad \chi = 35 \times 0,01 = 0,35 \quad (1)$$

Lo cual coincide con el valor propuesto de Ref. [01] Tabla 2.1.

Usualmente, y este caso no es la excepción, las vigas T se representan en los

Organiza:

modelos estructurales como secciones rectangulares. Esto último evita cierta superposición de cargas de peso propio entre alas de vigas T y losas modeladas, sin embargo, debe ajustarse la inercia de vigas rectangulares (I_g^R) al valor deseado (I_e^T), para esto:

$$I_g^R = b_w \times h_b^3 / 12 = 0.30\text{m} \times (0.60\text{m})^3 / 12 = 5.4 \times 10^{-3} \text{m}^4$$

$$I_g^T = b_f \times h_s^3 / 12 + b_f \times h_b \times [(h_b - h_s/2) - h_c]^2 + I_g^R + b_w \times h_b \times (h_b/2 - h_c)^2$$

$$I_g^T = 0.60\text{m} \times (0.14\text{m})^3 / 12 + 0.60\text{m} \times 0.14\text{m} \times [(0.60\text{m} - 0.14\text{m}/2) - 0.3732\text{m}]^2 + 5.4 \times 10^{-3} \text{m}^4 + 0.30\text{m} \times 0.60\text{m} \times (0.30\text{m} - 0.3732\text{m})^2 = (0.137 + 2.065 + 5.4 + 0.965) \times 10^{-3} \text{m}^4 = 8.567 \times 10^{-3} \text{m}^4$$

$$h_c = [h_s \times b_f \times (h_b - h_s / 2) + b_w \times h_b^2 / 2] / (b_w \times h_b + h_s \times b_f)$$

$$h_c = [0.14\text{m} \times 0.60\text{m} \times (0.60\text{m} - 0.14\text{m} / 2) + 0.30\text{m} \times (0.60\text{m})^2 / 2] / (0.30\text{m} \times 0.60\text{m} + 0.14\text{m} \times 0.60\text{m}) = 0.09852\text{m}^3 / 0.264\text{m}^2 = 0.3732\text{m}$$

$$I_e^T = \chi \times I_g^T = 0.35 \times 8.567 \times 10^{-3} \text{m}^4 = 2.998 \times 10^{-3} \text{m}^4$$

$$I_e^T / I_g^R = 2.998 \times 10^{-3} \text{m}^4 / 5.4 \times 10^{-3} \text{m}^4 = 0.56$$

En consecuencia, se debe modificar la inercia de las vigas rectangulares de 30x60cm, por el factor 0.56, es decir $I_e^R = 0.56 \times I_g^R$.

De igual manera, se deberá ajustar la inercia de las columnas (I_g^{COL}) por el factor correspondiente para obtener la inercia efectiva de columnas (I_e^{COL}). En Figura 7 se evalúan los axiales en base a D+0,25L y a partir de Ref. [05], se determina la inercia efectiva a utilizar, en base a una cuantía total de $\rho_t = 1.5\%$.

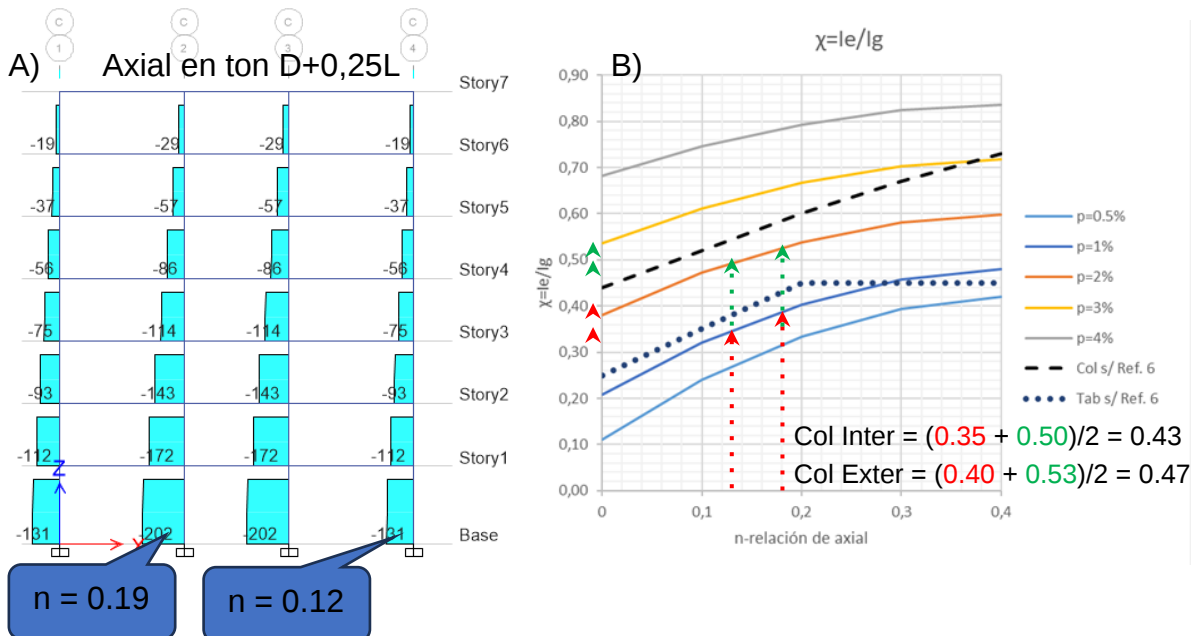


Figura 7. A) Nivel de Axial en ton, y B) Factor de rigidez efectiva, Ref. [05].

Organiza:

DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGAS

Este es el paso más importante en el diseño por capacidad, las decisiones tomadas en este punto repercuten en las demandas del resto de los elementos. Es por esto último que se debe prestar atención a que los diseños propuestos se ajusten lo más adecuadamente a las demandas.

En Figura 2 punto 2.2.3, se listan los principales puntos a cumplir.

En Figura 8, se presentan los momentos flectores en vigas y columnas al aplicar la combinación de acciones $D + 0.25L + Ex$, también se han marcado con un círculo negro las zonas de RP, compatibles con el mecanismo deseable de Figura 1.

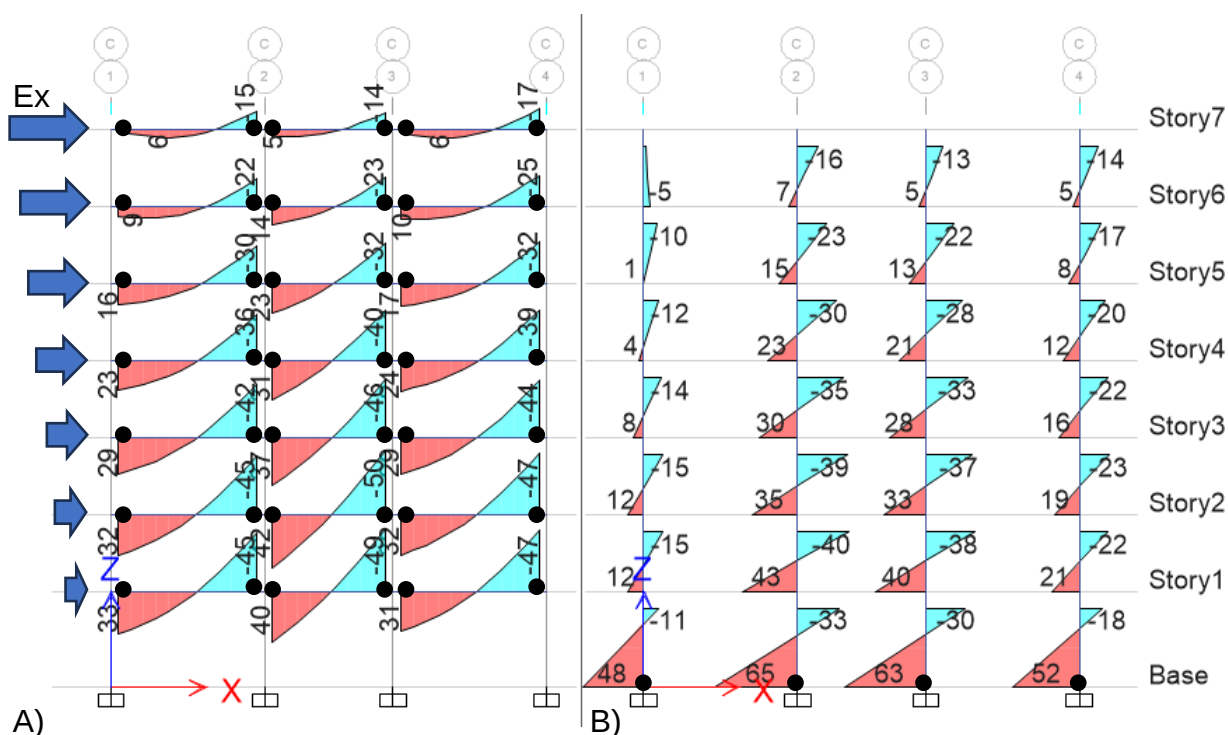


Figura 8. Diagramas de momentos flectores en t.m. para $D+0,25L+Ex$. A) Vigas y B) Columnas

Con el fin de adaptar el output o salida del programa a los datos que serán necesarios durante el proceso de diseño, sobre todo en lo referido a redistribución de momentos y equilibrio de nudos, se modificarán algunas propiedades del modelo de análisis estructural:

- Se eliminará la configuración de nudo rígido “end length offset” que trae por defecto el programa. Para ello se seleccionan todas las vigas y columnas y se le asigna una longitud de nudo = 0. Ver Figura 9A.
- A continuación, se dividen vigas y columnas en 3 sub-elementos tipo barra:
 - zona nudo, zona normal, zona nudo
 - se considera a los elementos tipo barra de vigas como una representación del eje de la viga. El programa los considera por defecto como representación de la zona superior o “lomo” de viga.

Organiza:

Note en Figura 8, que los nudos en columnas se encuentran a partir de la línea que idealiza la viga hacia abajo (oculta parte del diagrama de la columna). En Figura 9, se indica cómo debe quedar el nudo.

- A los sub-elementos de barra en zona nudo se les aplica un factor de modificación de rigidez alto, en este caso x50. El objeto es que sean muy rígidos, para simular el nudo.
- Se debe restar media altura de viga a las columnas de planta baja, ya que al cambiar la configuración del nudo estas quedan con una longitud más larga.

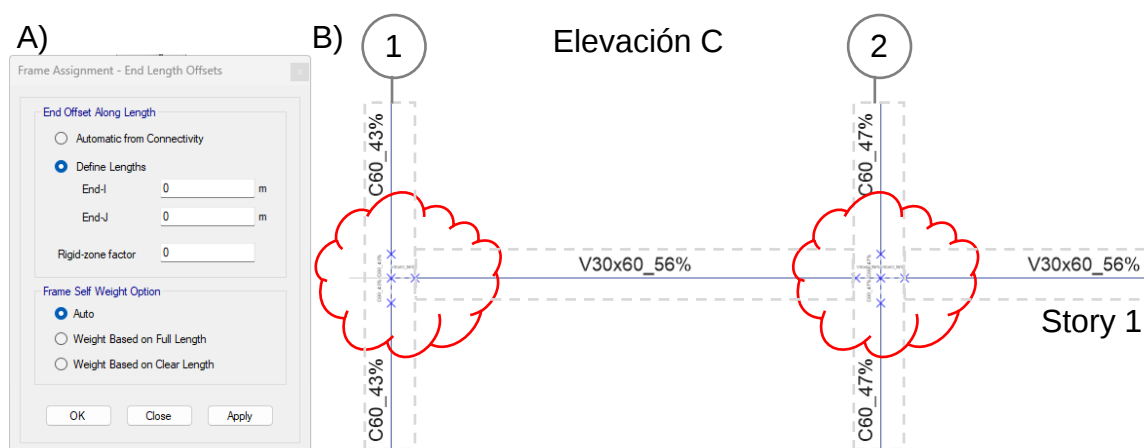


Figura 9. A) Eliminación de “end Length Offsets”, Ref. [03].

En base a estas modificaciones, se verifican los resultados obtenidos en Figura 8 contra los nuevos resultados presentados en Figura 10, con el modelo modificado. Note que los valores son prácticamente idénticos, apenas se detectan diferencias de 1 o 2t.m, en algunos casos. De esta forma, se cuenta con acceso a los valores a eje de elementos, lo cual reduce de manera sustancial ciertos pasos intermedios que pueden ser fuente de error o incluso de desaliento.

Organiza:

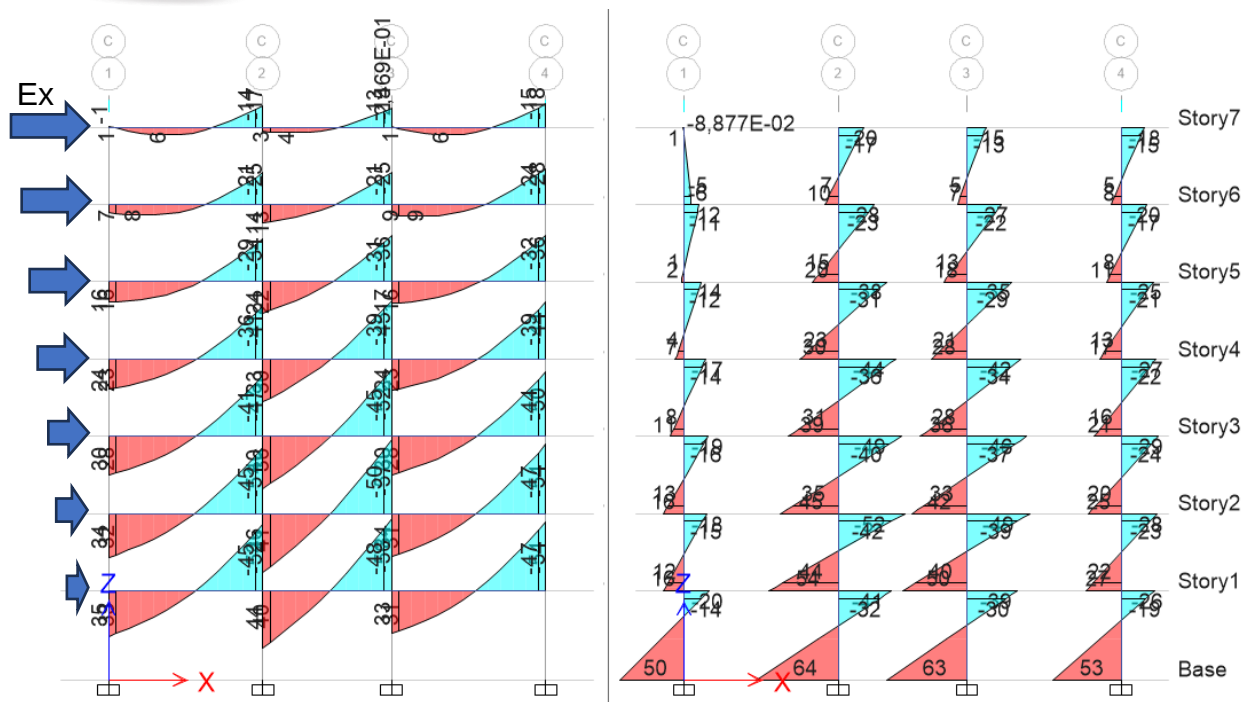


Figura 10. Resultados obtenidos al modificar configuración de nudos en modelo de análisis estructural. Diagramas de momentos flectores en t.m. para $D+0,25L+Ex$. A) Vigas y B) Columnas

Se iniciará con el diseño de las vigas correspondientes al Story 1. En Figura 11, se presenta en elevación los valores de interés:

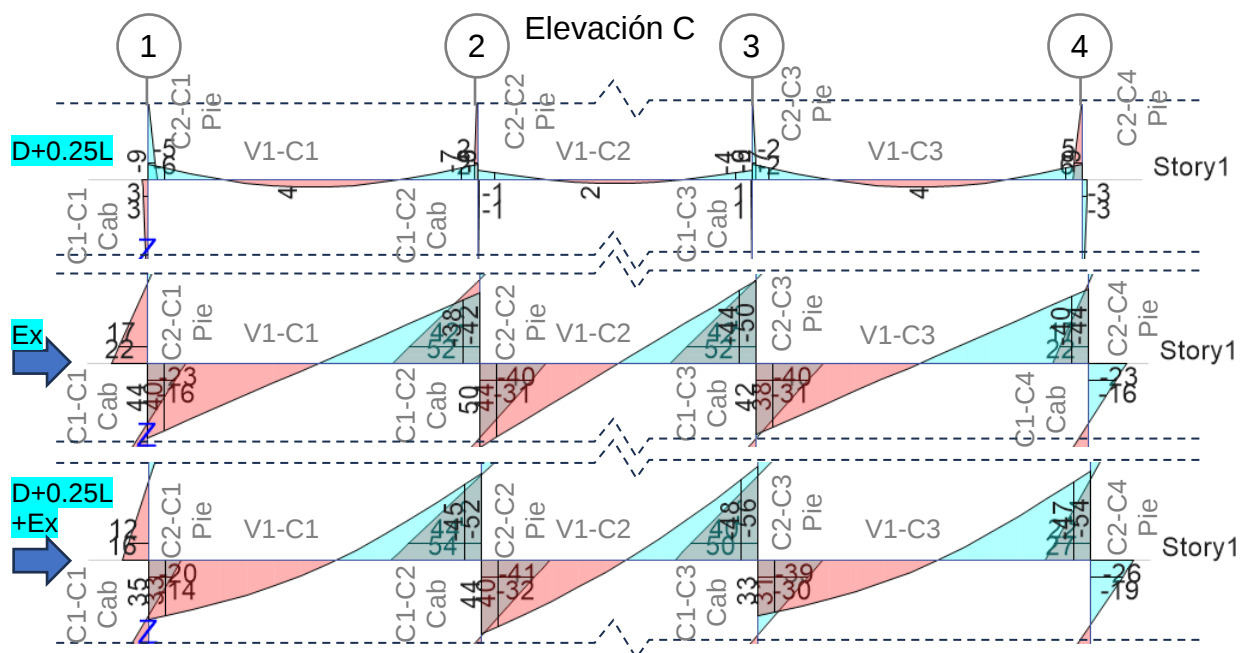


Figura 11. Diagramas de momentos flectores Story 1 para $D+0.25L$, Ex y $D+0.25L+Ex$.

Organiza:

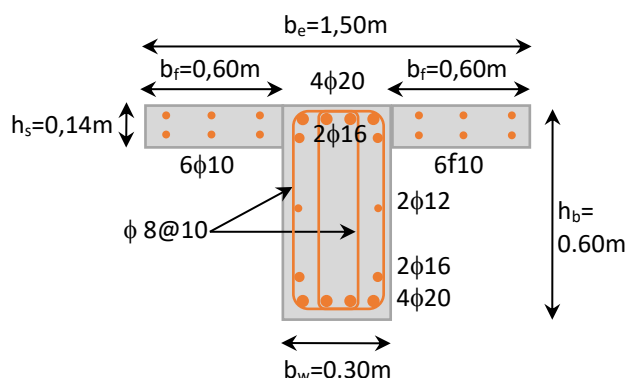
En primer lugar se propone configurar una tabla, ver Tabla 2a, donde se recopilan los siguientes valores de las vigas V1-C1, V1-C2 y V1-C3:

- Progresivas locales de viga: A eje de columna izquierda, A cara de columna Izquierda, Centro de viga, A cara de columna derecha y A eje de columna Derecha.
- Se toma nota de los valores de Momento y Corte para la Combinación D+0.25L y los valores de momentos, solamente, a cara de columna para Ex. En este último caso el resto de los valores se determina mediante los cálculos adecuados (Momento variación lineal, Corte constante e igual a la pendiente del diagrama de momentos)

		V1-C1					V1-C2					V1-C3					
		Eje ^{izq}	Cara ^{izq}	Centro	Cara ^{der}	Eje ^{der}	Eje ^{izq}	Cara ^{izq}	Centro	Cara ^{der}	Eje ^{der}	Eje ^{izq}	Cara ^{izq}	Centro	Cara ^{der}	Eje ^{der}	
a)	Progresiva Local	Prog.	0,00	0,30	3,00	5,70	6,00	0,00	0,30	2,50	4,70	5,00	0,00	0,30	3,00	5,70	6,00
D+0,25L	M	-9	-7	4	-7	-9	-6	-4	2	-4	-6	-9	-7	4	-7	-9	
	V	-7	-7	0	7	7	-5	-5	0	5	5	-7	-7	0	7	7	
Ex	M	44	40	1	-38	-42	50	44	0	-44	-50	42	38	-1	-40	-44	
	V	14	14	14	14	14	20	20	20	20	20	14	14	14	14	14	
b)	D+0,25L+Ex	M	35	33	5	-45	-51	44	40	2	-48	-56	33	31	3	-47	-53
		V	7	7	14	21	21	15	15	20	25	25	7	7	14	21	21
c)	Red. Objetivo Ex Redistribuido	M		38,3		-47,8		38,3		-47,8			38,3		-47,8		
		V	50,0	45,3	2,2	-40,8	-45,6	48,1	42,3	-0,8	-43,8	-49,7	50,0	45,3	2,2	-40,8	-45,6
		M	16	16	16	16	16	20	20	20	20	20	16	16	16	16	16
		V	16	16	16	16	16	20	20	20	20	20	16	16	16	16	16
d)	Ex0 (Mo)	M	67,1	59,5	-9,0	-77,6	-85,2	68,8	59,5	-9,0	-77,6	-86,9	67,1	59,5	-9,0	-77,6	-85,2
		V	25	25	25	25	25	31	31	31	31	31	25	25	25	25	25
	D+0,25L+Ex0	M	65,1	59,5	2,0	-77,6	-87,2	66,8	59,5	-3,0	-77,6	-88,9	65,1	59,5	2,0	-77,6	-87,2
		V	18	18	25	32	32	26	26	31	36	36	18	18	25	32	32
Factor de sobrerresist.		ϕ_o^b	1,47				1,67					1,67				1,97	
Axial Sísmico de Piso P _{0i}		ΔP_{0i}	25,38				5,77					-5,77				-25,38	

Tabla 2. Solicitaciones en Vigas Story 1. Momentos en tm, Cortes en ton, Axiales en ton.

Una vez completa la Tabla 2a, se pueden combinar los valores para obtener la combinación D+0.25L+Ex, ver Tabla 2b. En esta última parte de la tabla se marcan en verde los primeros valores de momentos flectores para proponer un diseño.



Momento Nominal Positivo:

#Capa	d _i	d _i /d	As,i	As,i,e
1	0,05	0,091	12,56+4,71	-
2	0,10	0,18	4,02+4,71	1,57
3	0,30	0,545	2,26	1,23
4	0,50	0,91	4,02	3,66
5	0,55	1,00	12,56	12,56
			27,57	19,02

$$\rho_{\min} = 0,25 \times (30)^{0,5} / 420 = 0,00326 \text{ (0,326\%)}$$

$$\rho = 19,02 \text{ cm}^2 / (30 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}) = 0,0106 \text{ (1,06\%)} < \rho_{\max} = (30 + 10) / (6 \times 420) = 0,0159 \text{ (1,59\%)} < 2,5\%$$

Figura 12. Diseño a momento positivo de Vigas Story 1.

Organiza:

$$\text{Resultante Compr.} = 27,6\text{cm}^2 \times 4,2\text{t/cm}^2 / (2 \times 0,85^2 \times 0,3\text{t/cm}^2 \times 150\text{cm})] = 1,8\text{cm}$$

$$Mn+ = 4,2\text{t/cm}^2 \times 19\text{cm}^2 \times (0,55\text{m} - 0,018\text{m}) = 42,5\text{tm}$$

#Capa	di	di/d	As,i	As,i,e
5	0,55	1,00	12,56+4,71	17,27
4	0,50	0,91	4,02+4,71	7,94
3	0,30	0,545	2,26	1,23
2	0,10	0,18	4,02	0,72
1	0,05	0,091	-12,56	-
			19,72	27,16

Momento Nominal Negativo

$$R. \text{ Compr.} = 19,7\text{cm}^2 \times 4,2\text{t/cm}^2 / (2 \times 0,85^2 \times 0,3\text{t/cm}^2 \times 30\text{cm})] = 6,4\text{cm}$$

$$Mn- = 4,2\text{t/cm}^2 \times 27,16\text{cm}^2 \times (0,55\text{m} - 0,064\text{m}) = 55,4\text{tm}$$

$$\rho_{\min} = 0,40 \times (30)^{0,5} / 420 = 0,00522 \text{ (0,522\%)}$$

$$\rho = 27,16\text{cm}^2 / (30\text{cm} \times 60\text{cm}) = 0,0151 \text{ (1,51\%)} < \rho_{\max} = (30 + 10) / (6 \times 420) = 0,0159 \text{ (1,59\%)} < 2,5\%$$

Tabla 3. Diseño a momento negativo Vigas Story 1.

Resumen: $Mn+ = 42,5\text{tm}$; $Md+ = 0,9Mn = 38,25\text{tm}$; $Mo+ = 1,4Mn = 59,5\text{tm}$

$Mn- = 55,4\text{tm}$; $Md+ = 0,9Mn = 49,9\text{tm}$; $Mo+ = 1,4Mn = 77,6\text{tm}$

Sin embargo, existe un límite en la contribución de la armadura aportada por la losa a momento negativo. Este límite se fija en 25% del total de la fuerza de tracción. Al existir simetría de armaduras dentro del ancho b_w de la viga, el límite podría definirse como $Mn- \leq 1,25 \times Mn+ = 53,1\text{tm}$. El límite no aplica para $Mo+$, en consecuencia:

$Mn- = 53,1\text{tm}$; $Md+ = 0,9Mn = 47,8\text{tm}$; $Mo+ = 1,4Mn = 77,6\text{tm}$

Al comparar los valores obtenidos con los presentados en Tabla 2b, puede observarse que se cubren los valores para la viga V1-C1 y V1-C3, sin embargo, no sucede lo mismo en la viga V1-C2. En este caso se requiere redistribuir momentos de la viga central, V1-C2, a las vigas extremas, V1-C1 y V1-C3. Lo anterior debe llevarse a cabo sin disminuir el corte de piso. Bajo este concepto, en Tabla 2c se proponen los valores de diseño en las zonas críticas (marcados en amarillo), que pasarán a ocupar el lugar de los valores de la Tabla 2b marcados en verde y que corresponden a la combinación D+0.25L+Ex. En este punto es importante reconstruir el estado Ex, que se lo ha denominado Ex Redistribuido a partir de des-combinar las acciones, es decir, el valor de Ex Redis. Se obtiene a partir de descontar D+0.25L a los valores de diseño propuestos.

$$\text{Momento V1-C1 a cara izquierda} \rightarrow M_{\text{Ex Redis.}} = 38,3\text{tm} - (-7\text{tm}) = 45,3\text{tm}$$

$$\text{Momento V1-C1 a cara derecha} \rightarrow M_{\text{Ex Redis.}} = -47,8\text{tm} - (-7\text{tm}) = -40,8\text{tm}$$

$$\text{Corte V1-C1} \rightarrow V_{\text{Ex Redis.}} = (45,3\text{tm} - (-40,8\text{tm})) / 5,40\text{m} = 15,94\text{ton} = 16\text{ton}$$

$$\text{Momento V1-C1 a eje izquierda} \rightarrow M_{\text{Ex Redis.}} = 45,3\text{tm} + 16\text{ton} \times 0,30\text{m} = 50\text{ton}$$

$$\text{Momento V1-C1 a eje der.} \rightarrow M_{\text{Ex Redis.}} = 40,8\text{tm} - 16\text{ton} \times 0,30\text{m} = -45,6\text{ton}$$

$$\text{Momento V1-C1 Centro} \rightarrow M_{\text{Ex Redis.}} = (45,3 - 40,8) / 2 = 2,2\text{tm}$$

Organiza:

Una vez definidos los nuevos momentos y cortes correspondientes a Ex_Redis. se debe verificar que el corte de piso se mantenga igual o mayor al original, es decir a Ex.

Lo anterior se lleva a cabo en la Tabla 4. Primero para cada columna a nivel de nudo, por encima del nudo se denomina "Pie" de columna y por debajo del nudo "Cabeza" de columna. Para la C1-C1 y C2-C1, se inicia relevando los valores de momentos flectores en Cabeza y Pie de columna, junto con la posición del punto de inflexión (PI), luego se determina el corte en la columna realizando $V = M / PI$ para la columna C1-C1 (del 1er piso) y para la columna C2-C1 (del segundo piso), ambas columnas pertenecientes a la intersección de los ejes C y 1. La diferencia de cortes de todas las columnas C2 respecto a todas las columnas C1 es el corte aportado por el piso. Este debe mantenerse igual o mayor al realizar la redistribución de momento, es decir, al evaluar Ex_Redistr. Para evaluar este último, a partir de la Tabla 2c, se distribuye el momento de la viga V1-C1, proporcionalmente a como está distribuido en Ex, es decir, para Pie de columna se realiza $22/(22+23) \times 50\text{tm} = 24,5\text{tm}$ y para Cabeza de Columna $-23/(22+23) \times 50\text{tm} = -25,6\text{tm}$. Bajo la hipótesis de que el punto de inflexión se mantiene constante, se evalúa el corte en columnas realizando $V = M/PI$. La operación se repite para todas las columnas, teniendo en cuenta que en los nudos internos se deben considerar los aportes de momento de ambas vigas. Finalmente, la diferencia entre la suma de los cortes de todas las columnas C2 respecto a las C1, es el nuevo corte de piso. En este caso, resulta corte de piso Ex = 3,53ton, y el corte de piso de Ex_Redistr. = 3,85ton. Resulta mayor, por lo cual se cumple con la condición de resistencia requerida a nivel de piso. Queda verificar si no se ha sobrepasado el límite de 30% de redistribución. El máximo momento es 48tm, por lo que se puede redistribuir hasta 14,4tm. En nuestro caso no se ha reducido en más de 1,7tm, por lo que se cumple con la restricción.

	C1-C1 ^{Cab} // C2-C1 ^{Pie}					C1-C2 ^{Cab} // C2-C2 ^{Pie}					C1-C3 ^{Cab} // C2-C3 ^{Pie}					C1-C4 ^{Cab} // C2-C4 ^{Pie}				
	Ex	Ex Redistr.	Verif			Ex	Ex Redistr.	Verif			Ex	Ex Redistr.	Verif			Ex	Ex Redistr.	Verif		
	Pie	Cabeza	Pie	Cabeza		Pie	Cabeza	Pie	Cabeza		Pie	Cabeza	Pie	Cabeza		Pie	Cabeza	Pie	Cabeza	Verif
M	22,0	-23,0	24,5	-25,6	50,0	52,0	-40,0	53,0	-40,7	93,7	52,0	-40,0	56,4	-43,4	99,7	22	-23	22,3	-23,3	45,6
PI	1,45	-1,08	1,45	-1,08	1,00	1,53	-1,35	1,53	-1,35	1,00	1,53	-1,35	1,53	-1,35	1,00	1,45	-1,08	1,45	-1,08	1,00
V	15,2	21,3	16,9	23,7		34,0	29,6	34,6	30,2		34,0	29,6	36,8	32,1		15,2	21,3	15,4	21,6	
CP	6,12		6,81			-4,36		-4,44			-4,36		-4,72			6,12		6,20		
ΣCP	3,53		3,85																	
D+0,25L+Ex0																				
Vu	35,7	50,0	ω	h _b		90,7	79,1	ω	h _b		90,7	79,1	ω	h _b		47,7	67,0	ω	h _b	
Mu	42,1	-41,7	1,5	0,6		114	-85,9	1,5	0,6		114	-86	1,5	0,6		56,3	-55,8	1,5	0,6	

**Tabla 4. Solicitaciones en Columnas Story 1 y Corte de Piso. Momentos en t.m.
Cortes en ton.**

Ya con el diseño a flexión definido, resta realizar el diseño por capacidad de la viga y plantear los valores necesarios para el diseño posterior de las columnas.

En Tabla 2d, se crea un nuevo estado de cargas, el Ex0 que se basa en colocar los momentos de sobrerresistencia (M_0) de vigas en las zonas críticas y determinar el corte y momentos en los puntos característicos. Los cálculos son similares a los realizados anteriormente para determinar valores a ejes y centro de vigas en el caso de Ex_Redis.

Organiza:

Una vez creado el estado de carga $Ex0$, se combinan con $D+0.25L$ de manera de obtener el estado final de sobrerresistencia $\rightarrow D+0.25L+Ex0$. Se debe tener en cuenta que la combinación resultante no puede exceder los momentos de sobrerresistencia a cara de columnas. En otras palabras, los momentos en estos puntos no pueden incrementarse más allá del valor de sobrerresistencia (M_o). Para lograr lo anterior, se deben realizar las siguientes consideraciones:

- Se debe modificar el diagrama de $D+0.25L$ de modo que sea igual a cero en los puntos críticos, es decir, a cara de columnas.
- Se debe mantener las condiciones de equilibrio estáticas.

Para lograr el objetivo generalmente se suma o se resta al diagrama de momentos de la combinación $D+0.25L$, un diagrama lineal de momento, en el caso tomado de ejemplo, se resta un diagrama de momento con valor constante e igual a -7tm , ver Figura 13.

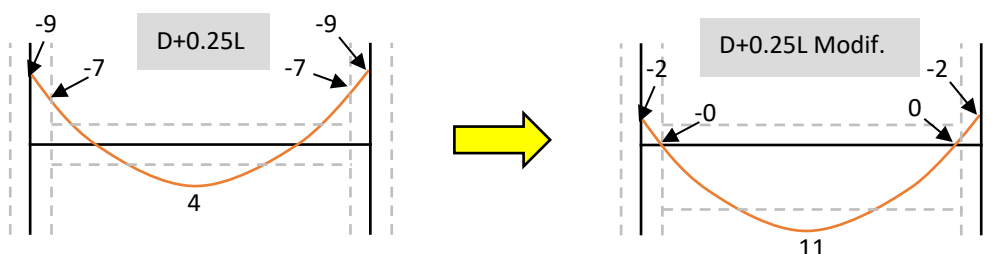


Figura 13. Acondicionamiento del diagrama de momento $D+0.25L$ para obtener cero momento en zonas de sobrerresistencia.

Con el diagrama de momento $D+0.25L$ Modificado, Figura 13, es posible obtener la combinación de acciones $D+0.25L+Ex0$, ver Tabla 2c. Con los cortes obtenidos de esta última combinación se realizará el diseño a corte de las vigas. Con los momentos obtenidos a ejes se podrá evaluar el factor de sobrerresistencia ϕ_o^b que servirán para obtener las sollicitaciones en columnas: cortes (V_u) y momentos últimos (M_u). Los cortes derivados del estado $Ex0$, serán importantes a la hora de evaluar los axiales en columnas PoE.

DISEÑO AL CORTE Y ARMADURA DE CORTE

El diseño de la armadura de corte se basa en el estado de carga $D+0.25L+Ex0$ de la Tabla 2c. Para las vigas del nivel Story 1, el máximo corte en zona de rótulas plásticas, RP ($2h_b$), es de 36ton. Para zonas normales, es decir fuera RP, se tomará este mismo valor.

$$V_u = 36\text{ton} \leq 0,16 \times f'_c \times A_{cv} = 0,16 \times 30\text{MPa} \times 30\text{cm} \times 55\text{cm} / 100 = 79,2\text{ton}$$

$$V_u = 36\text{ton} \leq 0,85 \times (f'_c)^{0,5} \times A_{cv} = 0,85 \times (30\text{MPa})^{0,5} \times 30\text{cm} \times 55\text{cm} / 100 = 76,8\text{ton}$$

Diseño en RP:

$$V_n = V_c + V_s, \quad \text{donde } V_c = 0$$

Organiza:

$V_d = \phi \times V_n = \phi \times V_s$, donde $\phi = 1,00$ por diseño por capacidad.

$V_s = A_v \times f_{yt} \times d/s = 4 \times 0,50\text{cm}^2 \times 4,2\text{t/cm}^2 \times 0,55\text{m}/0,10\text{m} = 46,2\text{ton}$ (4 ramas $\phi 8@10$)

$V_d = 46,2\text{ton} > V_u = 36\text{ton}$

V1-C2: Necesidad de armadura diagonal:

$V_u > 0,25 \times (2 + r) \times (f'_c)^{0,5} \times A_{cv} = 0,25 \times [2 + (-0,72)] \times (30\text{MPa})^{0,5} \times 30\text{cm} \times 55\text{cm} / 100$

$V_u = 36\text{ton} > 28,9\text{ton} \rightarrow \mathbf{SI}$ se requiere armadura diagonal.

Siendo r para la viga central $\rightarrow D+0.25L = 5\text{ton}$ y $V_{Ex0} = 31\text{ton} \rightarrow 5\text{ton} \pm 31\text{ton}$.

$V_{u \text{ mín}} = 26\text{ton}; \quad V_{u \text{ máx}} = 36\text{ton}; \quad r = -26\text{ton}/36\text{ton} = -0,72$

$V_{di} = 0,70 [V_u / (A_{cv} \times f'_c)^{0,5} + 0,40] \times (-r) \times V_u$

$V_{di} = 0,70 [36\text{ton} / (30\text{cm} \times 55\text{cm} \times 30\text{MPa}^{0,5} / 100) + 0,40] \times (-r) \times V_u = 14,5\text{ton}$

$A_{vd1} + A_{vd2} = V_{di} / (4,2\text{t/cm}^2 \times \text{sen } \alpha) = 14,5\text{ton} / (4,2\text{t/cm}^2 \times \text{sen } 40^\circ) = 5,4\text{cm}^2$

Podría adoptarse $A_{vd1} = A_{vd2} = 3\phi 12\text{mm}$ (total $6,78\text{cm}^2$)

V1-C1 y V1-C3: Necesidad de armadura diagonal:

$V_u < 0,25 \times (2 + r) \times (f'_c)^{0,5} \times A_{cv} = 0,25 \times [2 + (-0,52)] \times (30\text{MPa})^{0,5} \times 30\text{cm} \times 55\text{cm} / 100$

$V_u = 32\text{ton} < 33,4\text{ton} \rightarrow \mathbf{NO}$ se requiere armadura diagonal.

Siendo r para la viga central $\rightarrow D+0.25L = 7\text{ton}$ y $V_{Ex0} = 25\text{ton} \rightarrow 7\text{ton} \pm 25\text{ton}$.

$V_{u \text{ mín}} = 18\text{ton}; \quad V_{u \text{ máx}} = 32\text{ton}; \quad r = -18\text{ton}/32\text{ton} = -0,56$

Diseño en Zona Normal (fuera de RP):

$V_d = \phi \times V_n = \phi \times (V_s + V_c)$

$V_c = (0,07 + 10 \times \rho_w) \times (f'_c)^{0,5} \times b_w \times d$

$V_c = (0,07 + 10 \times 0,0106) \times (30\text{MPa})^{0,5} \times 30\text{cm} \times 55\text{cm} / 100 = 15,9\text{ton}$

$V_s = A_v \times f_{yt} \times d/s = 4 \times 0,50\text{cm}^2 \times 4,2\text{t/cm}^2 \times 0,55\text{m}/0,15\text{m} = 30,8\text{ton}$ (4 ramas $\phi 8@15$)

$V_d = 1,00 \times (15,9\text{ton} + 30,8\text{ton}) = 46,7\text{ton} > V_u = 36\text{ton} \rightarrow \text{Ok}$

DISEÑO DEL RESTO DE LA ESTRUCTURA

Realizando el mismo procedimiento para cada uno de los pisos (Story 1 a Story 7) en base al mismo procedimiento, se contará con toda la información necesaria para lograr el diseño de vigas y columnas. Note que en Tabla 4, las últimas dos filas presentan las demandas de Corte y Momento para las columnas, sólo falta el axial último. Este se puede obtener tomando el axial del estado $D+0.25L$ del análisis estructural y adicionar el axial correspondiente a $Ex0$, es decir PoE. Esto se lleva a cabo en Tabla 5.

Organiza:

Story	Posición	Red.	C#-C1				C#-C2				C#-C3				C#-C4			
			P=D+0,25L	ΔPoE	Pu	Mu	P=D+0,25L	ΔPoE	Pu	Mu	P=D+0,25L	ΔPoE	Pu	Mu	P=D+0,25L	ΔPoE	Pu	Mu
7	Cabeza	1	-16,0	14,1	-1,9	-29,1	-26,0	3,2	-22,8	-81,8	-26,0	-3,2	-29,2	-81,6	-16,0	-14,1	-30,1	-56,4
	Pie	1	-16,0	14,1	-1,9	0,0	-26,0	3,2	-22,8	0,0	-26,0	-3,2	-29,2	0,0	-16,0	-14,1	-30,1	0,0
6	Cabeza	1	-33,0	14,1	-4,8	-37,6	-51,0	3,2	-44,6	-85,7	-51,0	-3,2	-57,4	-85,5	-33,0	-14,1	-61,2	-72,7
	Pie	1	-33,0	14,1	-4,8	0,9	-51,0	3,2	-44,6	26,2	-51,0	-3,2	-57,4	26,2	-33,0	-14,1	-61,2	1,8
5	Cabeza	0,96	-50,0	16,4	-7,2	-39,6	-77,0	3,7	-67,3	-96,0	-77,0	-3,7	-86,7	-95,8	-50,0	-16,4	-92,8	-65,5
	Pie	0,96	-50,0	16,4	-7,2	13,1	-77,0	3,7	-67,3	48,7	-77,0	-3,7	-86,7	48,6	-50,0	-16,4	-92,8	21,7
4	Cabeza	0,96	-67,0	20,5	-4,6	-48,6	-103,0	4,7	-88,8	-109,2	-103,0	-4,7	-117,2	-109,0	-67,0	-20,5	-129,4	-68,5
	Pie	0,96	-67,0	20,5	-4,6	24,8	-103,0	4,7	-88,8	71,7	-103,0	-4,7	-117,2	71,6	-67,0	-20,5	-129,4	34,9
3	Cabeza	0,93	-84,0	22,9	-2,2	-51,6	-129,0	5,2	-110,4	-114,3	-129,0	-5,2	-147,6	-114,2	-84,0	-22,9	-165,8	-69,6
	Pie	0,93	-84,0	22,9	-2,2	33,2	-129,0	5,2	-110,4	89,1	-129,0	-5,2	-147,6	89,0	-84,0	-22,9	-165,8	44,8
2	Cabeza	0,93	-100,0	25,5	5,5	-50,2	-154,0	5,8	-130,0	-122,9	-154,0	-5,8	-178,0	-122,8	-100,0	-25,5	-205,5	-66,1
	Pie	0,93	-100,0	25,5	5,5	45,3	-154,0	5,8	-130,0	103,4	-154,0	-5,8	-178,0	103,3	-100,0	-25,5	-205,5	59,7
1	Cabeza	0,89	-118,0	25,4	5,6	-41,7	-181,0	5,8	-152,9	-85,9	-181,0	-5,8	-209,1	-85,9	-118,0	-25,4	-241,6	-55,8
	Pie	0,89	-118,0	25,4	5,6	42,1	-181,0	5,8	-152,9	113,8	-181,0	-5,8	-209,1	113,8	-118,0	-25,4	-241,6	56,3

Tabla 5. Demandas en Columnas. Axiales en ton y Momentos en t.m.

A partir de los valores de Pu y Mu de Tabla 5, se proponen y se verifican a flexión dos secciones de columnas, las externas C#-C1 & C#-C4 y las internas C#-C2 & C#-C3. Las columnas mantienen las mismas armaduras en todo su desarrollo en altura.

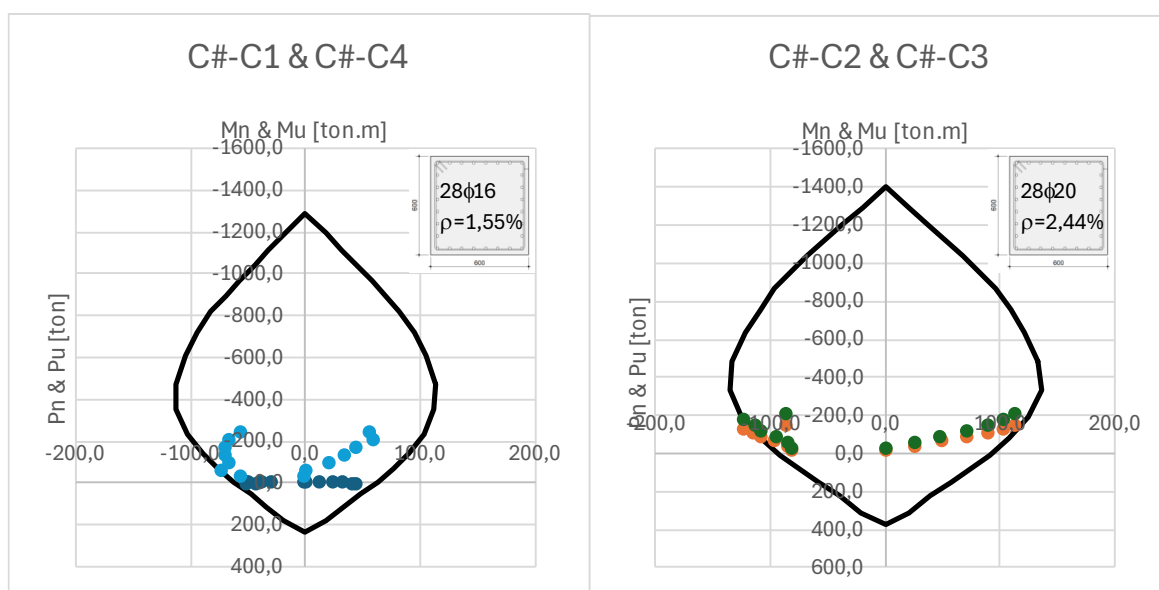


Figura 14. Diagramas M-N para columnas Externas e Internas.

El resumen de diseño de vigas se presenta en Figura 15. Se ha incorporado el diagrama momento curvatura idealizando en un comportamiento bi-lineal con endurecimiento (+/-Mn y +/-Mo). Al mismo tiempo se ha calculado en función de la pendiente del tramo lineal el factor de rigidez efectiva χ , en primer lugar, y en segundo lugar en función de lo establecido en Ref. [5] en función de la cuantía.

Organiza:

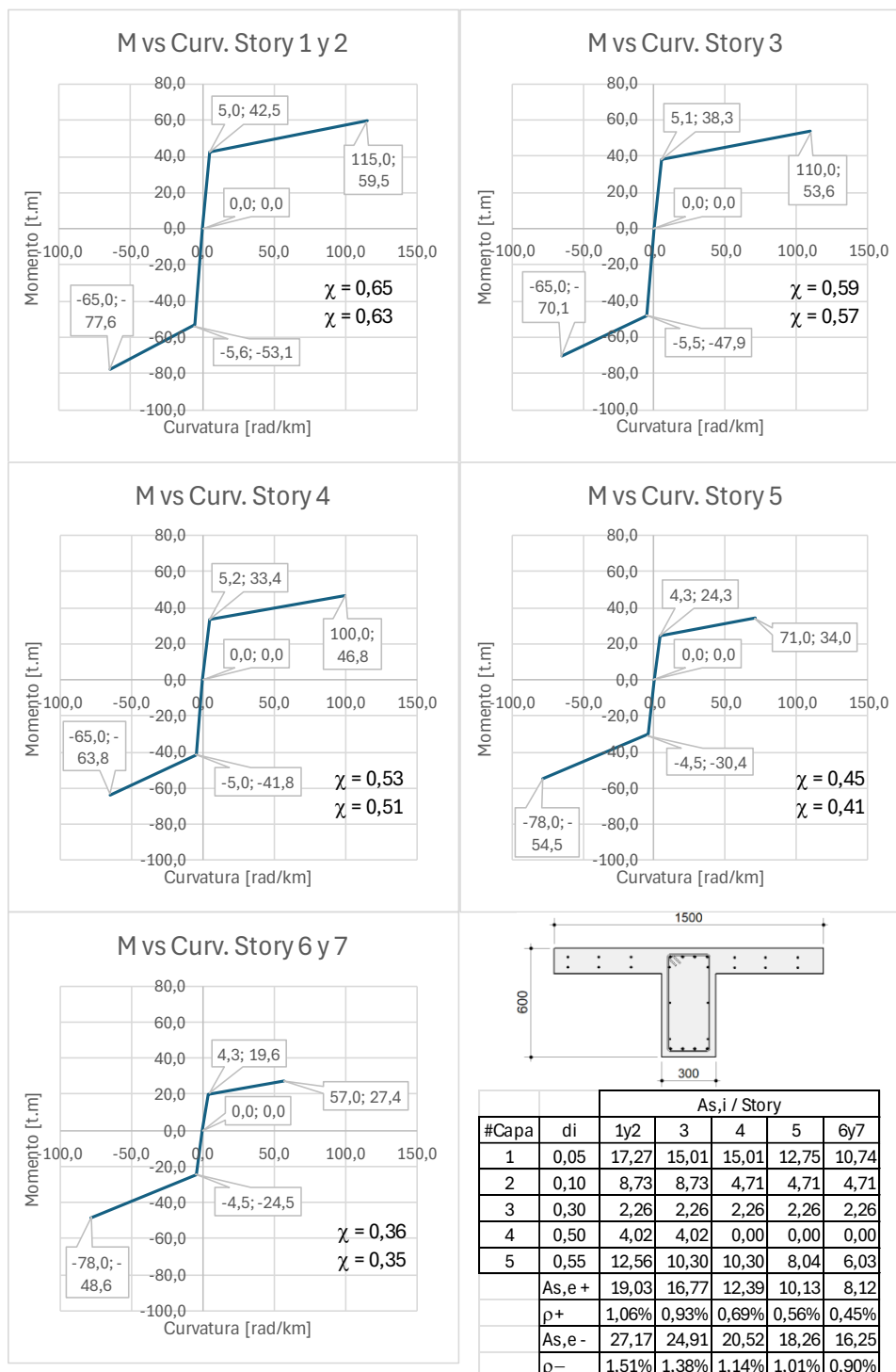


Figura 15. Resumen de diseño de vigas Story 1 a Story 7.

A partir de la información anterior, es posible configurar al modelo de análisis estructural para realizar un análisis no lineal. El análisis es conocido como Push Over Analysis, o colapso estático incremental. El fin es poner a prueba el diseño realizado y verificar el funcionamiento estructural.

Organiza:

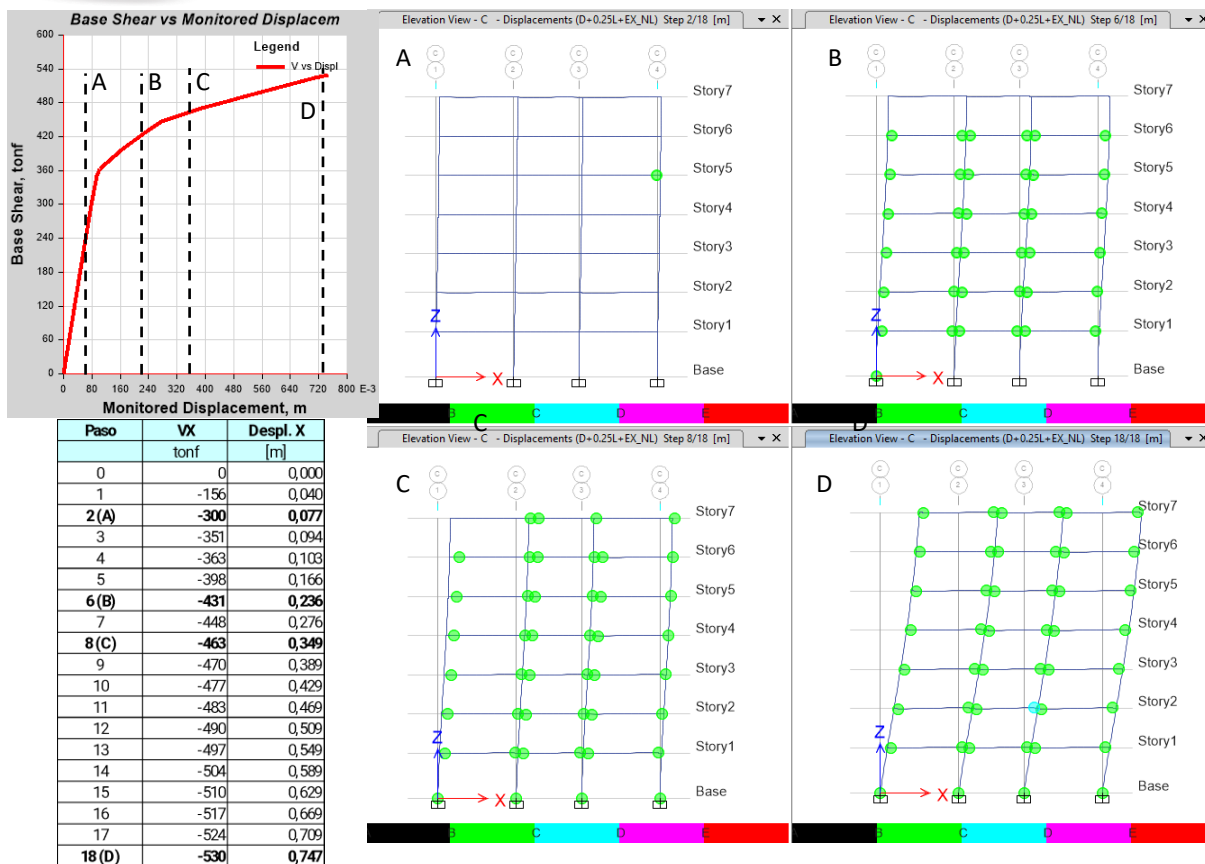


Figura 16. Resultados del Análisis no lineal.

CONCLUSIONES

A lo largo de este trabajo, mediante un caso de estudio, se han repasado los principales aspectos que hacen al diseño por capacidad de vigas de pórticos sismorresistentes de hormigón armado. Se presenta una metodología posible de sistematizarse y que desencadena los datos necesarios, para diseñar todos los elementos que pertenecen a la estructura.

REFERENCIAS

- [01] Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes" INPRES-CIRSOC 103-Parte II "Construcciones de Hormigón Armado" Julio 2021.
- [02] Método simplificado para obtener momentos últimos en columnas de pórticos dúctiles de hormigón armado. Llopiz, Carlos R. 28° JAIE 2024.
- [03] Etabs 2019 – Manual de Usuario
- [04] Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes" INPRES-CIRSOC 103-Parte I "Construcciones en General" Julio 2018.
- [05] La rigidez depende de la resistencia. Cómo aplicar correctamente el INPRES-CIRSOC 103-II 2021. Llopiz, Carlos R. 28° JAIE 2024.

Organiza: