

5 SISTEMA DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD

5.1 Definición de la Estructura

La estructura analizada es un edificio de oficinas de importancia especial, de seis niveles distribuida simétricamente en cumplimiento de las recomendaciones de distribución de planta y alzado de edificaciones de la *NCSE-02*

Esta estructura esta ubicada en la localidad de Almillá en comunidad de Granada en España

Las solicitaciones son, el peso propio, sobre carga de uso, acción sísmica, etc.

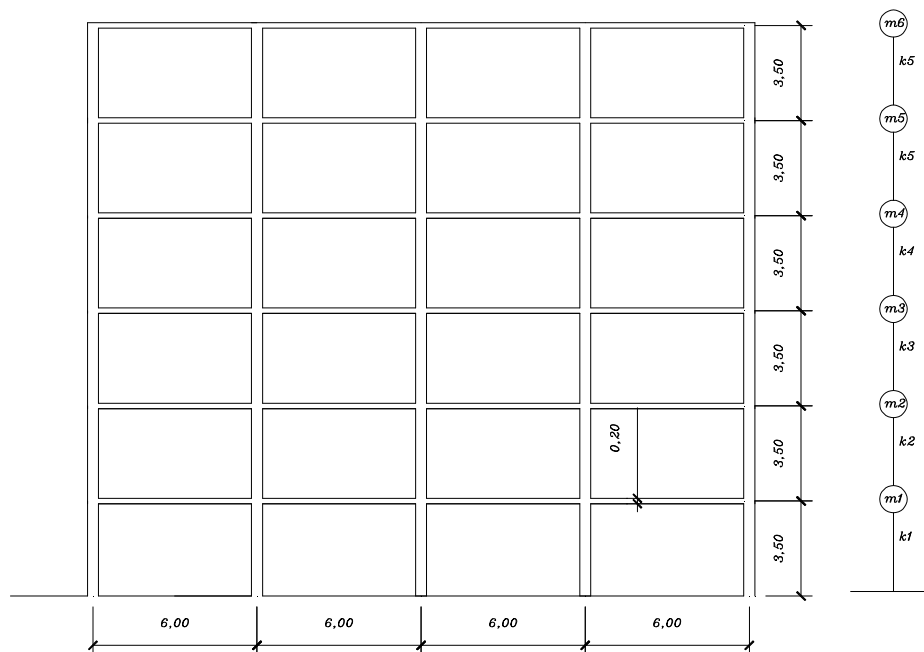


Figura 5.1 Elevación del edificio

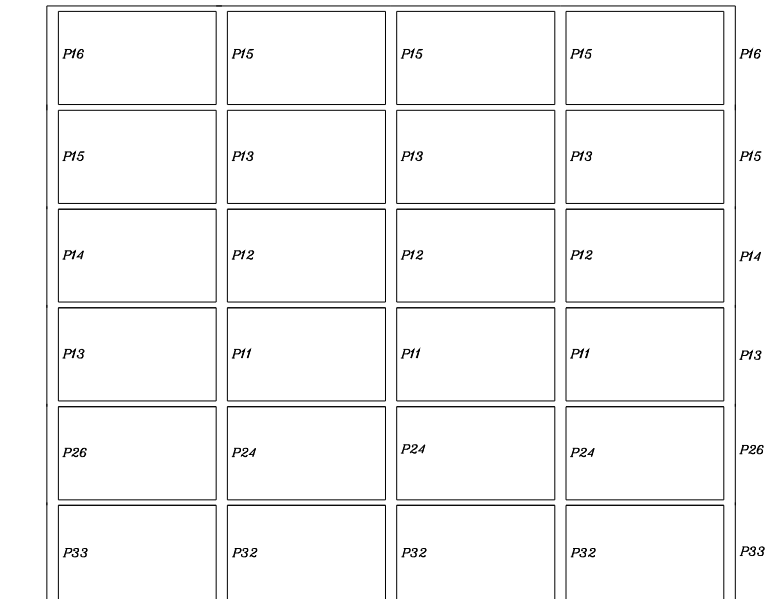


Figura 5.2 Pórtico interior

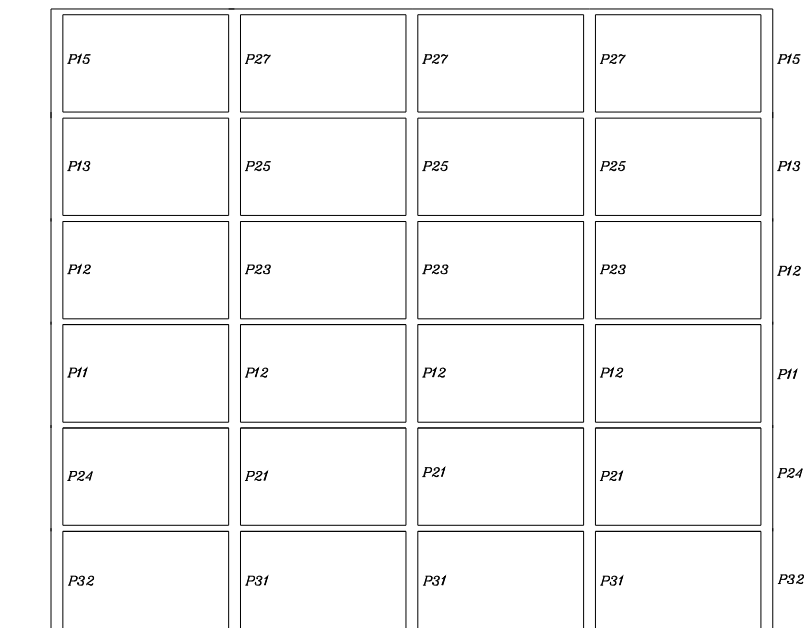


Figura 5.3 Pórtico exterior

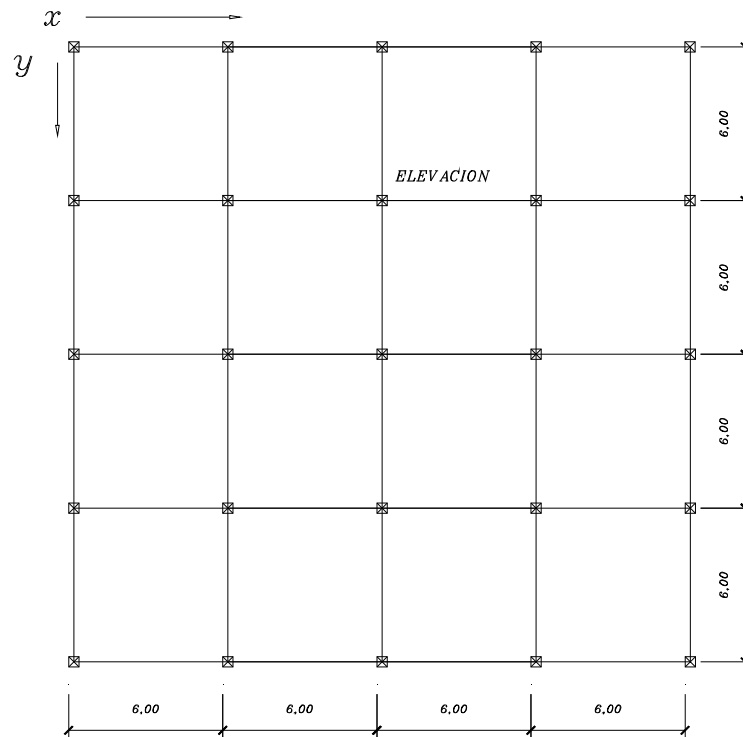


Figura 5.4 Distribución estructural en planta

5.2 Definición de la acción sísmica

Siguiendo la Normativa Española *NCSE-02*

$a_b = 0.24 g$, aceleración sísmica básica (Del mapa de peligrosidad sísmica, ubicación:

Armillá)

$K = 1.0$, el coeficiente de contribución, del *NCSE-02* anejo 1, ubicación Armillá

$\rho = 1.3$, Coeficiente adimensional de riesgo (por tratarse de una construcción de

importancia especial)

$C = 2$, coeficiente del terreno, terreno tipo IV, suelo cohesivo blando

Como $0.1g < \rho a_b = 0.24 < 0.4g$, entonces el coeficiente de amplificación del terreno

$$\text{será: } S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \left(\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) \left(1 - \frac{C}{1,25} \right)$$

$$S = 1.18$$

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b = 0.367, \text{ aceleración sísmica de cálculo}$$

Para los espectros de respuesta de desplazamiento y aceleración de la *NSCE-02*:

$$T_A = K \cdot C / 10 = 0.2$$

$$T_B = K \cdot C / 2,5 = 0.8$$

$$T_C = 1.0 + (M_w - 5,7) = 3,0; \text{ donde } M_w \text{ es la magnitud del terremoto}$$

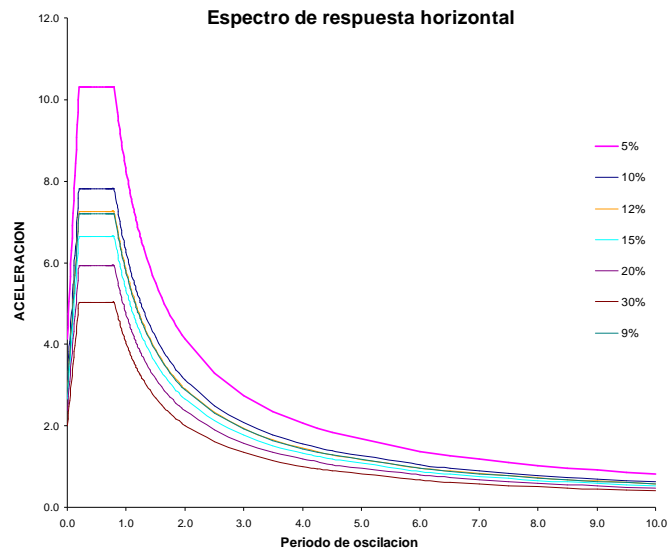


Figura 5.5. Espectro de aceleración de respuesta elástica horizontal para distintos amortiguamientos

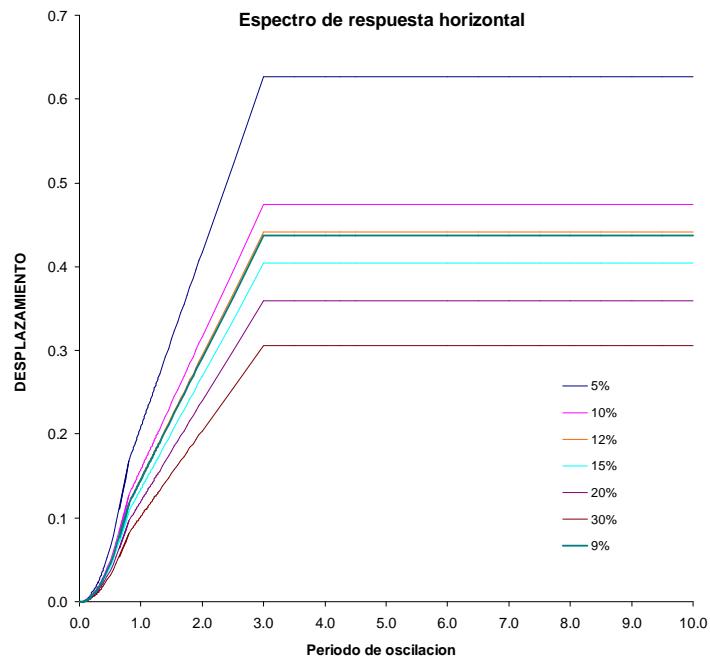


Figura 5.6 Espectro de desplazamiento de respuesta elástica horizontal para distintos amortiguamientos

Donde se usó el coeficiente de modificación del espectro en función del amortiguamiento crítico $\nu = (5/\Omega)^{0.4}$

5.3 Diseño por desplazamiento

Calcularemos el desplazamiento de diseño

Las características de los materiales para el proyecto:

Del hormigón

$f'c =$	35.00 N/mm ²
$f'ce =$	45.50 N/mm ²
$f'co =$	59.50 N/mm ²

Del acero:

$f_y =$	500 N/mm ²
$f_{ye} =$	550 N/mm ²
$f_{yo} =$	650 N/mm ²
$\epsilon_y =$	0.0025
$f_u =$	675 N/mm ²

La curvatura y desplazamiento de cedencia para el pórtico bajo son:

$$\phi_y = 2.10 \epsilon_y / h_c = 9.5454e-06$$

$$\Delta_y = \phi_y (H + L_{sp})^2 / 6 = 23.00 \text{ mm}$$

5.3.1 Criterio de diseño

Limite deriva máxima

Según el norma española NCSE -02 la ductilidad que puede adoptar una estructura $\mu = 4$ ductilidad muy alta con pórticos espaciales formados por soportes y vigas de hormigón armado de canto cuyo dimensionamiento y detalles garanticen la formación de mecanismos estables con alta capacidad de disipación de energía, entonces la deriva máxima según la normativa podrá situarse entre $\theta = 0.0025$ y $\theta = 0.003$, esta

ductilidad es asumida como verdadera solo con el cumplimiento de las recomendaciones.

Para el edificio se comprueba la ductilidad de la estructura recurriendo a las recomendaciones del método del *DDBD*.

$$\Delta_y = \Delta_c + \Delta_b = 50.84 \text{ mm}$$

$\Delta_c = 23.00 \text{ mm}$; el desplazamiento de cedencia del pilar es el mismo que el desplazamiento de cedencia del pórtico

$$\Delta_b = \Delta_c \frac{0.5 I_c L}{I_b H} = 27.84 \text{ mm}; \quad \text{es desplazamiento de cedencia de las vigas}$$

Donde $I_c = 7.626\text{E}9$, es la inercial del pilar de la planta baja

$I_b = 5.40\text{E}9$, es la inercia de la viga sobre la planta baja

$L = 6000 \text{ mm}$, es la longitud del vano

$H = 3500 \text{ mm}$, altura de la planta baja

El desplazamiento plástico es:

$$\Delta_p = (\phi_{ls} - \phi_y) L_p H = 63.58 \text{ mm}$$

Donde $\phi_{ls} = 3.957\text{E}-5$ es la curvatura del estado plástico dominante que es la menor de:

$$\phi_{ls,c} = \varepsilon_{c,ls} / c = 4.137\text{E}-5$$

$$\phi_{ls,s} = \varepsilon_{s,ls} / (d - c) = 3.957\text{E}-5$$

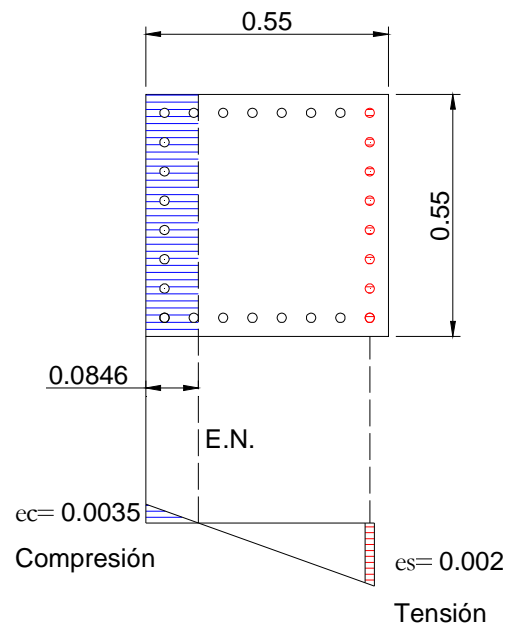


Figura 5.7 Estado deformacional dominante en el pilar

$L_{SP} = 0.022 f_{ye} d_{bl} = 303$ mm, es la longitud de penetración de la rótula plástica en la base

$d_{bl} = 25$ mm, es el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal

$L_p = kL_c + L_{SP} \geq 2L_{SP} = 605$ mm, es la longitud de la rótula plástica

$k = 0.2 \left[\frac{f_u}{f_y} - 1 \right] \leq 0.08 = 0.07$, es un factor de esfuerzo plástico en el acero

$L_c = 3000$ mm, es la longitud o altura libre del pilar en la planta baja

El desplazamiento de diseño o desplazamiento último y la deriva considerando el estado deformacional del elemento será:

$$\Delta_{d,ls} = \Delta_y + \Delta_p = 114.42 \text{ mm}$$

$$\theta = 0.0327 \text{ rad}$$

Esta deriva proveniente del estado último estructural es superior a la deriva que recomiendan textos y códigos que tiene el valor de 0.025 rad que será la que tomemos para nuestro diseño.

Tabla de cálculo de la fuerzas de diseño

	alt suelo H mm	Vector di	despl. D mm	D ² mm ²	masas M Kg	M*D ²	M*D	M*D*H	M*D	Fi N
6	21000	1.000000	410.87	1.688E+05	5.259E+05	8.878E+10	2.161E+08	4.538E+12	2.161E+08	1.955E+06
5	17500	0.879630	361.41	1.306E+05	5.633E+05	7.358E+10	2.036E+08	3.563E+12	2.036E+08	1.842E+06
4	14000	0.740741	304.35	9.263E+04	5.633E+05	5.218E+10	1.715E+08	2.400E+12	1.715E+08	1.551E+06
3	10500	0.583333	239.67	5.744E+04	5.743E+05	3.299E+10	1.376E+08	1.445E+12	1.376E+08	1.245E+06
2	7000	0.407407	167.39	2.802E+04	5.852E+05	1.640E+10	9.796E+07	6.857E+11	9.796E+07	8.861E+05
1	3500	0.212963	87.50	7.656E+03	5.852E+05	4.480E+09	5.121E+07	1.792E+11	5.121E+07	4.632E+05
Σ					3.397E+06	2.684E+11	8.779E+08	1.281E+13	8.779E+08	7.942E+06

El desplazamiento de diseño

$$D_{equi} = \frac{\sum M_i D_i^2}{\sum M_i D_i} = 305.73 \text{ mm}$$

La masa equivalente

$$M_{equi} = \frac{\sum M_i D_i}{D_{equi}} = 2871572. \text{ Kg}$$

La altura efectiva

$$H_{efec} = \frac{\sum_i M_i D_i H_i}{\sum_i M_i D_i} = 14592.32 \text{ mm}$$

La deriva de cedencia

$$\theta_y = 0.5 \varepsilon_y \left[\frac{L_b}{h_b} \right] = 0.0125$$

$$\Delta_y = \theta_y H_e = 182.40 \text{ mm}$$

Entonces la demanda de ductilidad será:

$$\mu = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} = 1.68$$

Y la demanda de ductilidad de curvatura es:

$$\mu_\phi = 1 + \frac{1}{3} \left(\frac{L}{L_p} \right)^2 \frac{\mu_\Delta - 1}{\frac{L}{L_p} - 0.5} = 2.43$$

5.3.2 Diseño

Desplazamiento de diseño

En este análisis diseñaremos para una deriva de $\theta = 0.025$ y el correspondiente desplazamiento máximo o desplazamiento de diseño equivalente de $\Delta_d = 305.73$ mm, que será el *desplazamiento objetivo* del análisis

Fuerza de diseño

Para el cálculo de la fuerza de diseño tenemos que determinar las propiedades de la estructura sustituta o equivalente, en primer lugar determinamos mediante las formulas aproximadas el amortiguamiento viscoso equivalente de la estructura sustituta

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu - 1}{\mu\pi} \right) = 0.123$$

El periodo equivalente se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$T_e = T_c \frac{\Delta_d}{\Delta_{c,5}} \left(\frac{0.02 + \xi}{0.07} \right)^\alpha = 2.09 \text{ segundos}$$

Donde: $\Delta_{c,5} = 626$ mm, es el desplazamiento de esquina correspondiente al amortiguamiento crítico del 5% en el espectro de desplazamiento de diseño

$T_c = 1.0 + 2.5(M_w - 5.7) = 3.0$ segundos, es el periodo de esquina del espectro de desplazamientos de diseño

$\alpha = 0.5$, valor del exponente en el caso de sismo de pulsación normal

La rigidez efectiva es:

$$k_e = \frac{4\pi^2 M_e}{T_e^2} = 2.598 \text{ E07 N/m}$$

$$V_{Base} = K_e \cdot \Delta_e = 7.941 \text{ E06 N}$$

Esta cortante basal se distribuye a todo lo alto del edificio

Diseño del elemento para resistir las fuerza y tener la ductilidad adecuada

Se creará en el edificio un mecanismo de falla, el que tenga la cualidad de giro en los nudos, resistencia a cortante de la planta baja como también capacidad de giro y que frente a la acción sísmica más elevada prevenga el desplome.

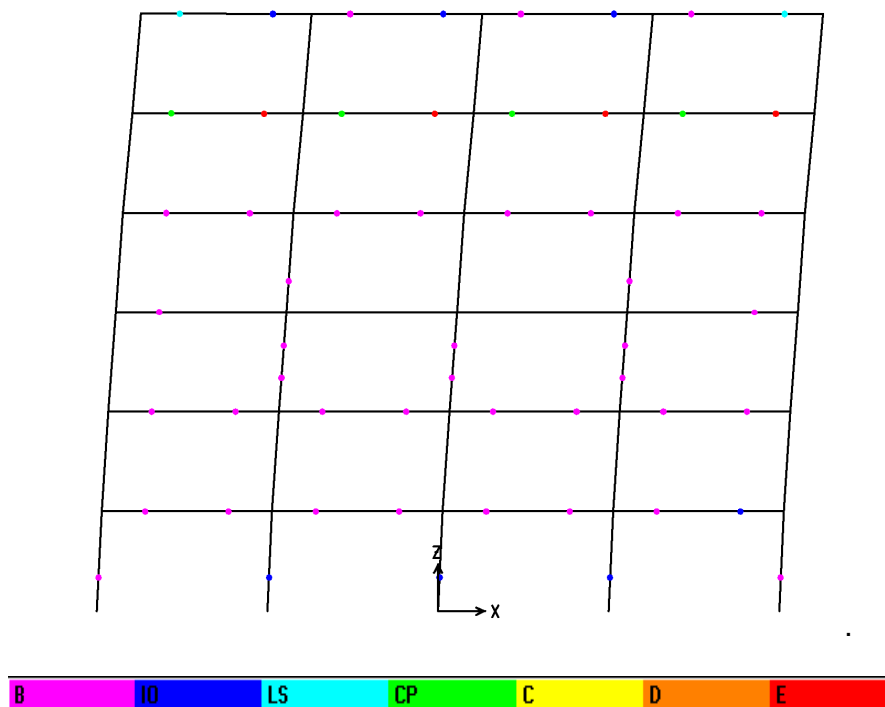


Figura 5.8. Mecanismo de falla en comprobado

Se recurrirá a la armadura de confinamiento que permitirá deformaciones del hormigón confinado superiores a $\varepsilon_{cu} = 0.0035$ y sobre resistencias de 25%; para este caso la deformación del hormigón confinado bordeará $\varepsilon_{C,dc} = 0.0115$

5.4 Diseño por el método de las fuerzas

5.4.1 Criterio de diseño

Normativa actual

La normativa actual española *NCSE-02* está adecuada para diseño sísmico de estructuras por el método sísmico de fuerzas para tal propósito como primer paso proporciona un mapa de macrozonificación del cual se obtiene una aceleración básica o en aceleración en la roca madre a_b , esta aceleración es proyectada como la

aceleración de cálculo a_c en la superficie teniendo en consideración la calidad de suelo con el coeficiente S la importancia y el riesgo de la construcción con el coeficiente ρ . Dicha normativa proporciona también un espectro normalizado de respuesta sísmica de la estructura con el valor α , para el cálculo de la fuerza sísmica equivalente el valor alfa se reduce a $\alpha(T)$ teniendo en consideración el coeficiente de respuesta y periodo de la estructura. Finalmente la fuerza sísmica es calculada en función de la aceleración en la superficie o aceleración de cálculo a_c , el coeficiente de respuesta reducido $\alpha(T)$ y el coeficiente de respuesta β que reduce la fuerza en función de la ductilidad de la estructura. El proyectista debe elegir el coeficiente de comportamiento por ductilidad μ según la organización estructural, los materiales a emplear y los detalles constructivos el coeficiente de comportamiento por ductilidad forma el coeficiente de respuesta conjuntamente con el factor de modificación del espectro en función del amortiguamiento V .

Elección del comportamiento por ductilidad

El coeficiente de comportamiento por ductilidad μ modifica la acción sísmica sobre la estructura mediante el coeficiente de respuesta, apela a la organización estructural, a los materiales estructurales, y a los detalles estructurales que garanticen lo previsto.

$\mu = 4$, coeficiente de comportamiento por ductilidad, ductilidad muy alta para edificios de hormigón armado que garanticen tal ductilidad

$$\beta = \frac{v}{\mu} = 0.25, \text{ coeficiente de respuesta}$$

5.4.2 Diseño

Aquí por comodidad presentamos el diseño del edificio modelado como un edificio de cortante, es decir se ha comprendido el edificio como una serie de elementos y masas

puntuales entrelazadas, los elementos representan los pilares resistentes a cortante o fuerza sísmica; vienen a ser la resistencia total de los pilares al nivel en cuestión, y las masas puntuales congregan toda la masa tributaria del nivel comprendido. Cada masa o nivel posee 3 grados de libertad independientes una traslación en X , una traslación en Z y un giro U_z , en cambio para el análisis del edificio se utiliza el programa computacional *SAP 2000*, este programa modelamos la estructura en *3D* y para el análisis dinámico consideramos la actuación de diafragmas a cada nivel, con esto se restringe a 03 grados de libertad por nivel, una traslación en la dirección del sismo, una traslación vertical y la rotación o giro en las plantas.

Matriz de masas (Kg)

5.852034E+05	0	0	0	0	0
0	5.852034E+05	0	0	0	0
0	0	5.742732E+05	0	0	0
0	0	0	5.633431E+05	0	0
0	0	0	0	5.633431E+05	0
0	0	0	0	0	5.258911E+05

Matriz de rigideces (Kg/m)

2.9773E+09	-1.4886E+09	0	0	0	0
-1.4886E+09	2.1557E+09	-6.6710E+08	0	0	0
0	-6.6710E+08	1.3342E+09	-6.6710E+08	0	0
0	0	-6.6710E+08	1.0836E+09	-4.1647E+08	0
0	0	0	-4.1647E+08	8.3293E+08	-4.1647E+08
0	0	0	0	-4.1647E+08	4.1647E+08

Entonces los vectores son:

0.00010	-0.00029	0.00050	-0.00044	-0.00042	-0.00099
0.00020	-0.00051	0.00069	-0.00047	-0.00024	0.00082
0.00039	-0.00073	0.00019	0.00039	0.00092	-0.00021
0.00056	-0.00056	-0.00056	0.00049	-0.00076	0.00005
0.00076	0.00017	-0.00058	-0.00087	0.00030	-0.00001
0.00086	0.00076	0.00061	0.00046	-0.00008	0.00000

Y de los valores se obtienen los siguientes periodos:

0.9941	0	0	0	0	
0	0.3409	0	0	0	
0	0	0.1951	0	0	
0	0	0	0.1310	0	
0	0	0	0	0.1039	
0	0	0	0	0	0.0741

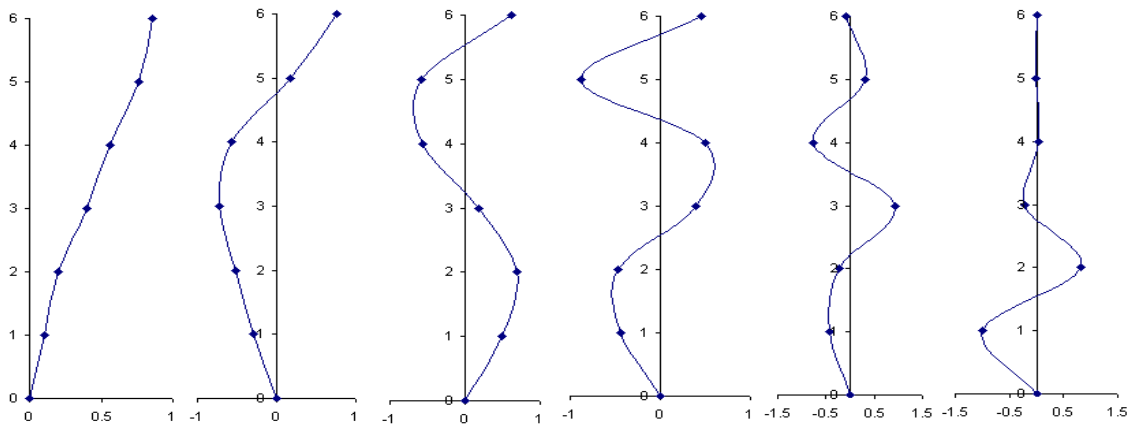


Figura 5.9 Los cinco primeros modos de vibración de la estructura

Para movilizar masa del 90% de la masa tenemos que considerar al menos los 3 primeros modos de vibración

Siguiendo el diseño por la Norma española *NCSE-02*:

$a_b = 0.24g$ Aceleración básica

$\rho = 1$ Coeficiente de riesgo, construcción de importancia normal

$C = 2.00$ Coeficiente de terreno, terreno tipo IV, suelo cohesivo blando

Como $0.1g < \rho a_b = 0.24 < 0.4g$, entonces el coeficiente de amplificación del terreno

$$\text{será: } S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \left(\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) \left(1 - \frac{C}{1,25} \right)$$

$$S = 1.18$$

$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b = 0.3670$, es la aceleración sísmica de cálculo

Para los espectros de respuesta de desplazamiento y aceleración de la norma *NSCE-02*:

$k = 1$ Coeficiente de contribución

$$T_A = K \cdot C / 10 = 0.20$$

$$T_B = K \cdot C / 2,5 = 0.80$$

$$T_C = 1.0 + (M_w - 5,7) = 3,0; \text{ donde } M_w \text{ es la magnitud del terremoto}$$

Los coeficientes sísmicos

0.0334	0.0537	0.0629	0.0392	0.0233	0.0715
0.0655	0.0942	0.0871	0.0426	0.0131	-0.0591
0.1319	0.1344	0.0238	-0.0349	-0.0510	0.0154
0.1878	0.1040	-0.0709	-0.0440	0.0425	-0.0036
0.2536	-0.0313	-0.0738	0.0783	-0.0164	0.0005
0.2876	-0.1407	0.0769	-0.0411	0.0046	-0.0001

Las fuerzas sísmicas (N):

F1	191613	308185	349037	179409	100040	267577
F2	376135	541040	483347	195168	56144	-221268
F3	757444	771360	132000	-159597	-218675	57604
F4	1078395	597035	-393760	-201635	182289	-13361
F5	1456064	-179713	-409438	358695	-70404	1798
F6	1651125	-808021	427145	-188332	19662	-215
Cortante Basal	5510776	1229886	588331	183707	69054	92135

Finalmente la fuerza sísmica basal que será repartida en la estructura será 5510776 N, un diseño similar computacional con una representación espacial y teniendo en cuenta 3 grados de libertad por planta (U_x , U_y , M_z) arroja una fuerza sísmica basal de 5671006 N, que será la que se tenga como cortante basal de diseño.

Armadura

Para el diseño de la armadura transversal tomamos en cuenta los “Requisitos especiales para estructuras sometidas a acciones sísmicas” recomendaciones del

Anejo 11 del *EHE*: Además, cuando la aceleración sísmica de cálculo a_c sea igual o superior a 0,16 g:

En la norma *NCSE-02* el capítulo 4 “Reglas de diseño y prescripciones constructivas en edificaciones” para soportes de hormigón armado y cuando la aceleración sísmica de cálculo es igual o superior a 0.16g:

- La dimensión mínima de soporte de 0.30 m
- El intervalo entre barras longitudinales no será superior a 0.15m.
- La sección de la armadura longitudinal no será inferior al 1% ni superior al 6% de la sección de hormigón
- El diámetro de la armadura transversal será superior a 8 mm.

- Disposición de cercos en los elementos resistentes, cerca a sus extremos o a los nudos, a lo largo una longitud igual a 2 veces el canto a una separación de no más de 100 mm o 6 veces el diámetro de la armadura longitudinal

Para las vigas la armadura transversal será al menos $\phi 6$, en la zona de apoyos la primera armadura transversal ira a 50 mm de cara del apoyo. La separación máxima no deberá ser: $d/4$, 8 veces el diametro de la armadura longitudinal 24 veces la el diametro de la armadura de cercos o 200 mm.

5.5 Verificación

De la cuantía de armadura transversal cerca de los nodos de vigas y columnas, el sobre esfuerzo ha alcanzado el 10% y una deformación ultima del hormigón $\epsilon_{cu} = 0.009$

5.5.1 Método estático no lineal y obtención del punto de capacidad por demanda

a.- Método del *DDBD*

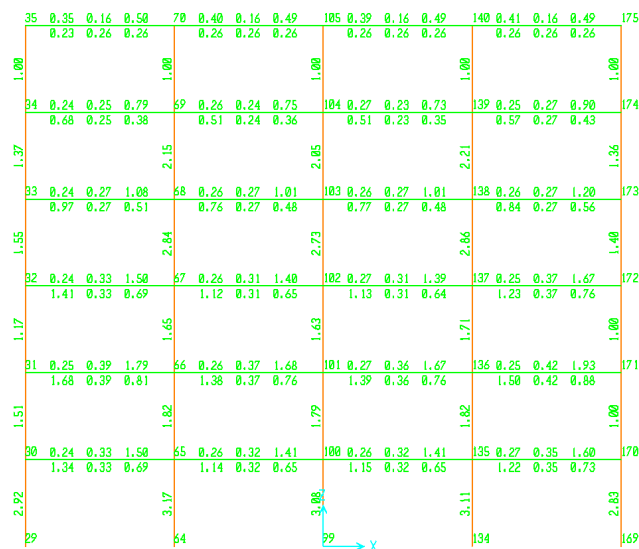


Figura 5.10: Cuantía de armadura longitudinal de los Pórtico exteriores del método del *DDBD*

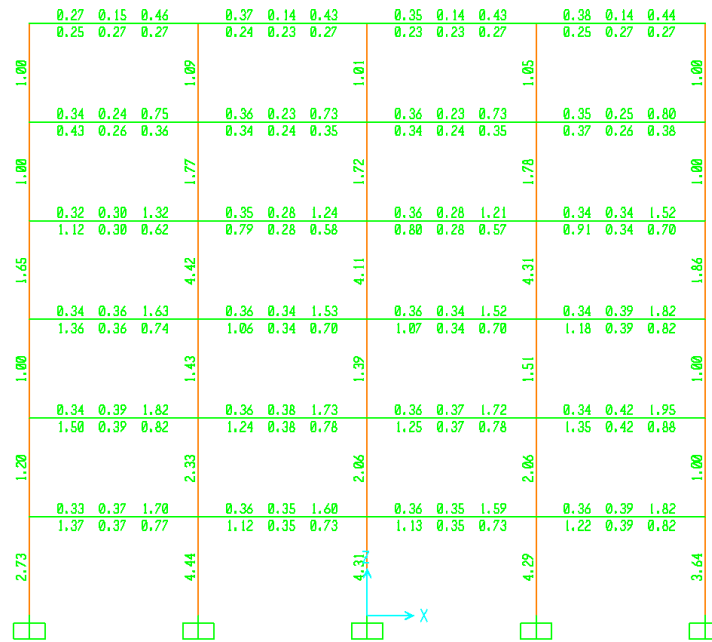


Figura 5.11: Cuantía de armadura longitudinal de los Pórtico interiores del método del *DDBD*

Cuadro de características de elementos estructurales del método *DDBD*

	Sección mm	Refuerzo % longitudinal	Long. Rotula	Ubicación inicial i	Ubicación final j	Momto cedencia	Curv. Cedencia	Duct. Curvatura
P11	550 x 550	4.54	605	0.27	0.73	5.8440E+08	6.756E-06	7.14
P12	550 x 550	2.21	594	0.27	0.73	1.1590E+09	7.913E-06	3.19
P13	550 x 550	1.94	602	0.27	0.73	3.3430E+08	6.309E-06	9.46

	Sección mm	Refuerzo % longitudinal	Long. Rotula	Ubicación inicial i	Ubicación final j	Momto cedencia	Curv. Cedencia	Duct. Curvatura
P21	450 x 450	3.87	425	0.24	0.76	4.7890E+08	9.299E-06	4.43
P22	450 x 450	2.33	481	0.25	0.75	5.0090E+08	9.507E-06	3.88
P23	450 x 450	1.36	516	0.25	0.75	3.1520E+08	8.720E-06	5.62

	Sección mm	Refuerzo % longitudinal	Long. Rotula	Ubicación inicial i	Ubicación final j	Momto cedencia	Curv. Cedencia	Duct. Curvatura
V1	300 x 600	1.90 y 1.36	645	0.15	0.85	5.506E+08	6.3230E-06	7.01
V2	300 x 600	2.02 y 1.53	716	0.15	0.85	6.657E+08	6.5240E-06	6.33
V3	300 x 600	0.97 y 0.52	365	0.11	0.89	1.573E+08	5.4580E-06	11.75
V4	300 x 600	1.81 y 1.53	655	0.16	0.84	5.498E+08	6.3870E-06	6.66
V5	300 x 600	1.90 y 1.63	660	0.13	0.87	6.235E+08	6.5100E-06	6.26
V6	300 x 600	1.36 y 1.09	663	0.13	0.87	2.334E+08	5.7070E-06	9.58
V7	300 x 600	0.46 y 0.34	684	0.13	0.87	1.574E+08	5.4770E-06	11.88

Curva capacidad

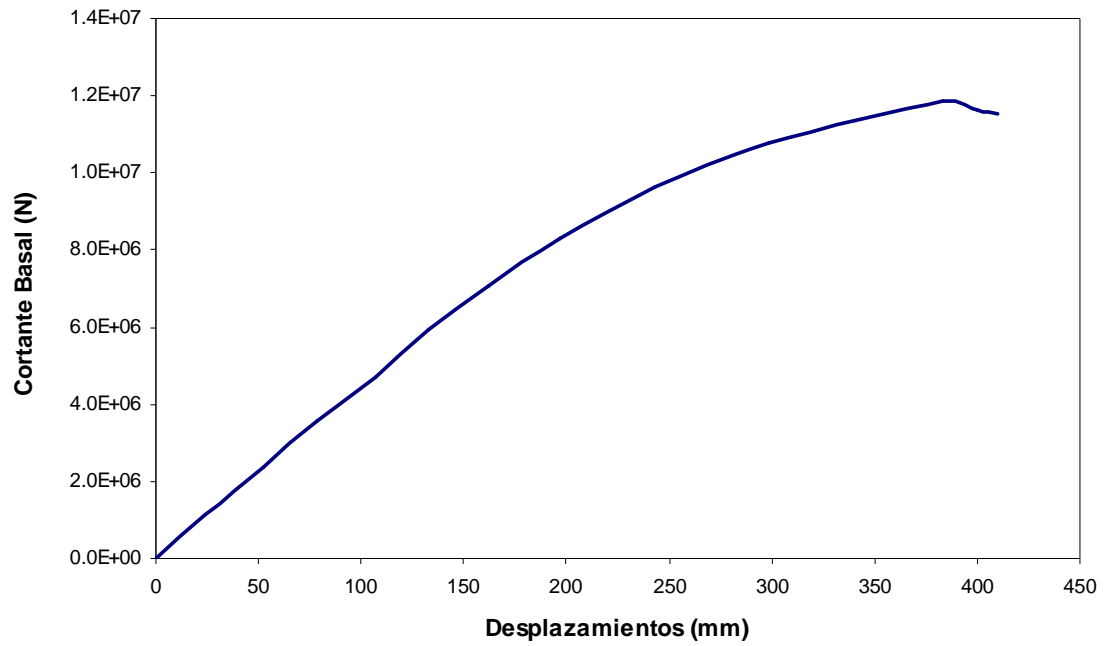


Figura 5.11: Curva capacidad del método *DDBD*

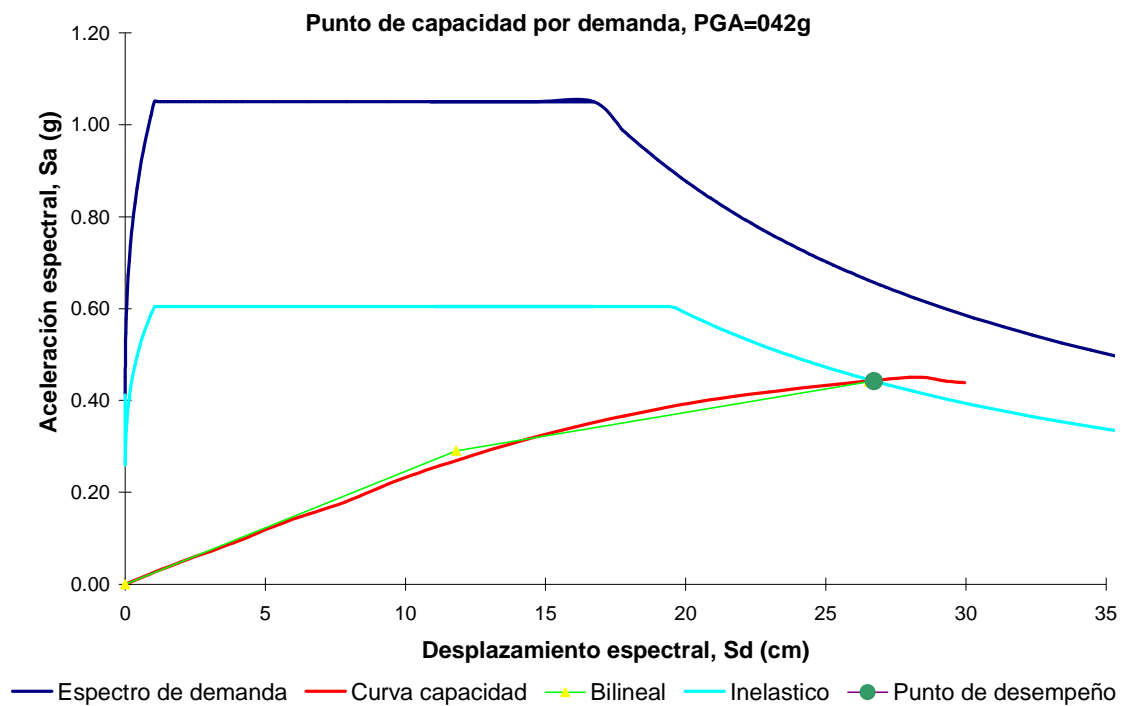


Figura 5.12: Punto de desempeño de la estructura por el método de *DDBD*

b.- Método de las fuerzas

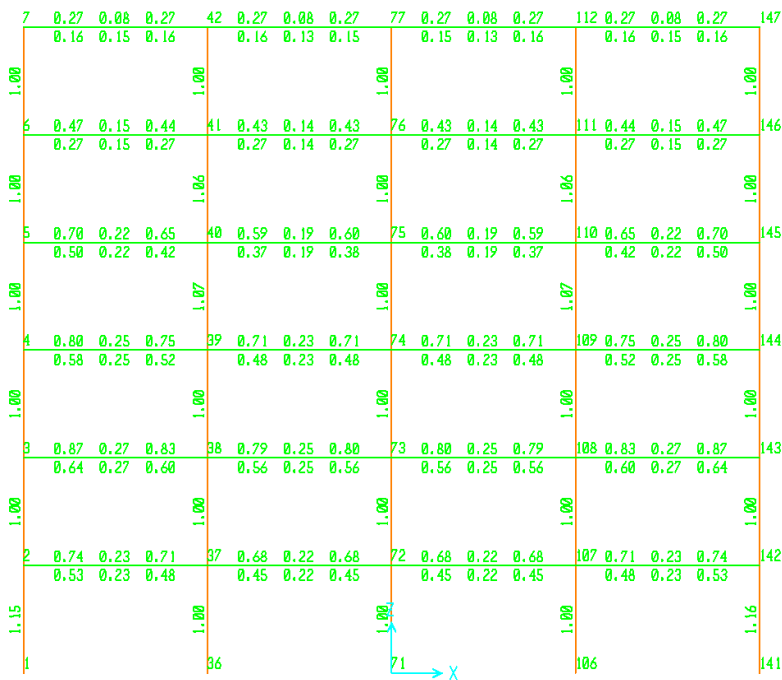


Figura 5.13: Cuantía de armadura longitudinal de los Pórtico exteriores del método de las fuerzas

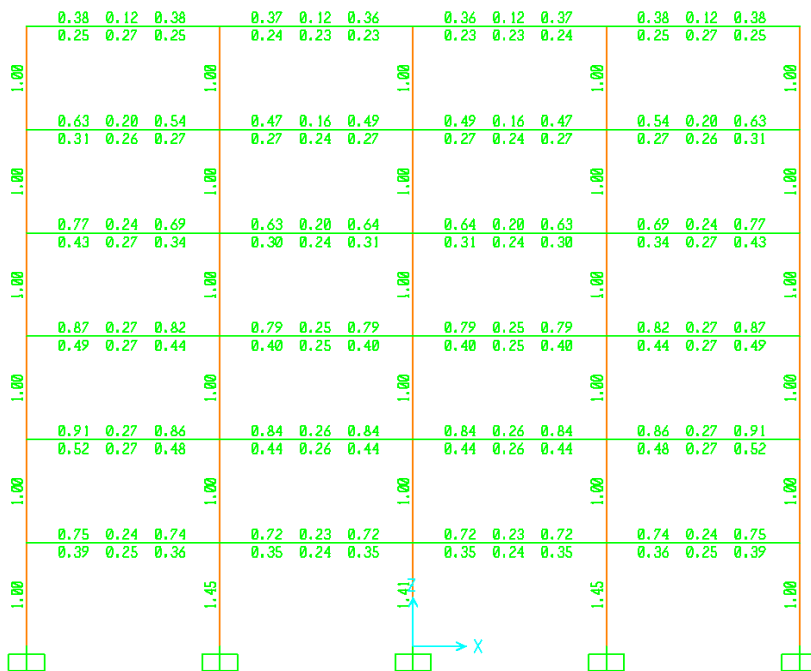


Figura 5.14: Cuantía de armadura longitudinal de los Pórtico interiores del método de las fuerzas

Cuadro de características de elementos estructurales del método de las fuerzas

	Sección mm	Refuerzo longitudinal%	Long. Rotula	Ubicación inicial i	Ubicación final j	Momto cedencia	Curv. Cedencia	Duct. Curvatura
P11	550 x 550	1	804	0.26	0.74	1.233E+09	7.354E-06	3.03
P12	550 x 550	1	628	0.23	0.77	1.151E+09	7.890E-06	3.11
P13	550 x 550	1	613	0.23	0.77	1.011E+09	7.738E-06	3.37
	Sección mm	Refuerzo longitudinal %	Long. Rotula	Ubicación inicial i	Ubicación final j	Momto cedencia	Curv. Cedencia	Duct. Curvatura
P21	450 x 450	1	443	0.24	0.76	5.370E+08	9.665E+08	3.59
P22	450 x 450	1	498	0.25	0.75	4.324E+08	9.237E-06	4.38
P23	450 x 450	1	498	0.25	0.75	2.693E+08	8.468E-06	5.13
	Sección mm	Refuerzo longitudinal %	Long. Rotula	Ubicación inicial i	Ubicación final j	Momto cedencia	Curv. Cedencia	Duct. Curvatura
V1	300 x 600	0.81	643	0.15	0.85	3.601E+08	5.977E-06	5.35
V2	300 x 600	0.92	643	0.15	0.85	3.929E+08	6.043E-06	5.11
V3	300 x 600	0.70	647	0.13	0.87	2.758E+08	5.780E-06	5.83
V4	300 x 600	0.52	654	0.13	0.87	2.061E+08	5.607E-06	10.50
V5	300 x 600	0.37	672	0.13	0.87	1.575E+08	5.488E-06	11.32
V6	300 x 600	0.80	654	0.15	0.85	3.926E+08	5.782E-06	5.97
V7	300 x 600	0.87	654	0.15	0.85	4.344E+08	5.506E-06	5.41
V8	300 x 600	0.70	670	0.15	0.85	3.918E+08	8.906E-06	7.04
V9	300 x 600	0.47	678	0.15	0.85	2.911E+08	5.535E-06	11.18
V10	300 x 600	0.27	723	0.15	0.85	2.911E+08	5.268E-06	14.32

Curva capacidad

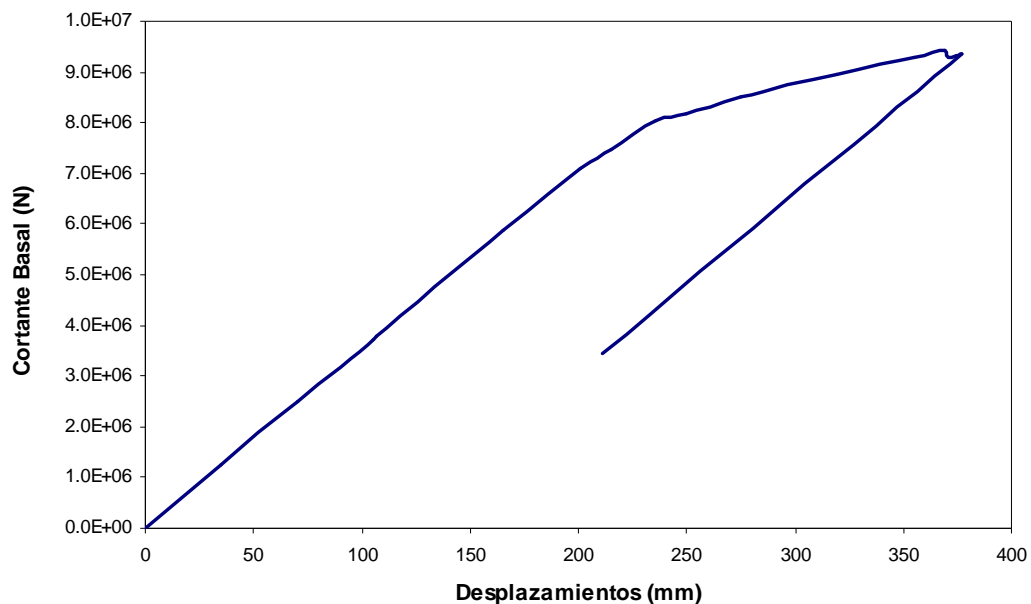


Figura 5.15: Curva capacidad de la estructura diseñada por el método de las fuerzas

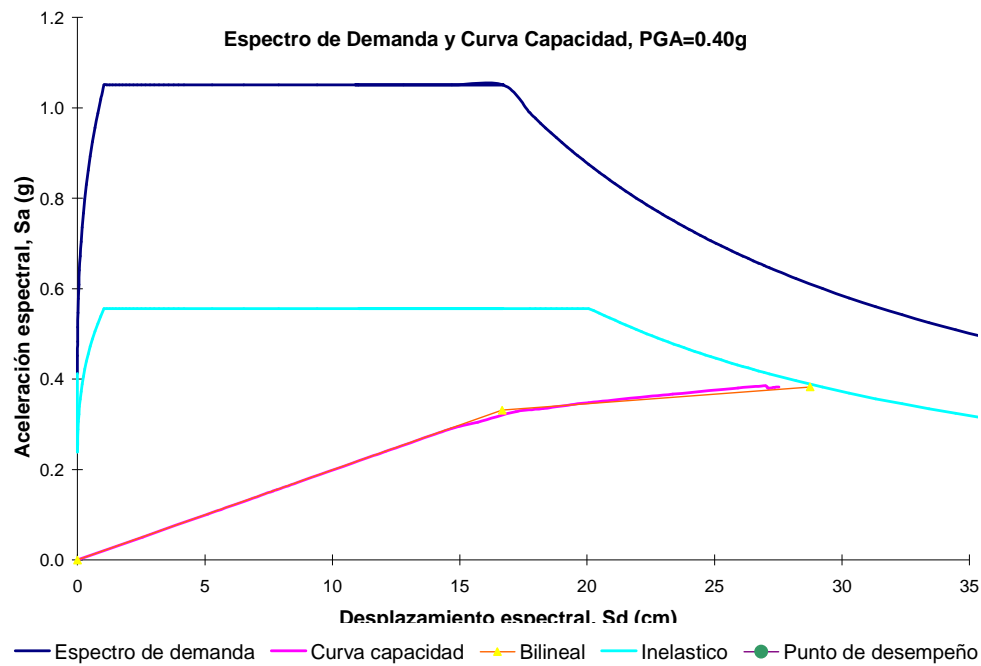


Figura 5.15: Punto de desempeño de la estructura diseñada por el método de las fuerzas

c.- Comparación de resultados

Métodos	DDBD		FUERZAS	
	diseño	comprobado	diseño	comprobado
Cortante Basal (N)	7.9418E6		5.6710E6	
Maxima cuantia necesaria en pilares (%)	4.44		1.45	
Desplazamiento máximo (mm)	410	410	----	376
Desplazamiento de cedencia (mm)	262	243	----	235
Ductilidad de desplazamiento	1.68*	1.69	4	1.60

* Ductilidad de desplazamiento de demanda, obtenido de la capacidad máxima de deformación de los elementos, norma o según requerimiento de diseño.