

Capítulo 6

Descripción y diseño estructural del edificio

6.1. Introducción

El presente capítulo tiene como objetivo resumir las principales características, tanto arquitectónicas como estructurales, de los edificios de la residencia de estudiantes destinados a dormitorios y en particular la designada como torre 3, edificio que tiene implementado el sistema de aislamiento sísmico.

El edificio forma parte del complejo denominado “*Residencia de estudiantes de la Facultad Regional Mendoza*”. Dicho complejo está compuesto por tres torres de tres niveles (T1, T2 y T3) destinado a dormitorios, más el cuerpo de administración y servicio el cual alberga la zona de recepción, estar, comedor, cocina, sanitarios, salas de lectura y aulas de usos múltiples. Los tres edificios destinados a dormitorios poseen las mismas características arquitectónicas y estructurales. El sistema de aislamiento sísmico ha sido implementado en el edificio conocido como “*Torre 3*”. La superficie de cada torre destinada a dormitorios es de 176 m^2 , lo que hace un total de 528 m^2 entre los tres edificios. El cuerpo de administración y servicio, se desarrolla en dos niveles con una superficie total del cuerpo de 394 m^2 , que sumada a la anterior hace un total de 922 m^2 . En figura 6.1. se observa una planimetría general del complejo a nivel de la planta baja, en figura 6.2. una vista de las tres torres destinadas a dormitorios y en la figura 6.3 un corte - vista general del complejo.

La totalidad de los edificios fueron construidos con el correspondiente permiso municipal. En consecuencia fue necesario elaborar la documentación técnica para su aprobación, más los planos de detalles necesarios para la obra. Parte de la documentación técnica elaborada para la construcción y la gestión del permiso municipal puede observarse en el Anexo “C”. Por último, y dado los objetivos de la tesis, el presente capítulo está centrado solamente en la descripción y diseño de los edificios destinados a dormitorios.

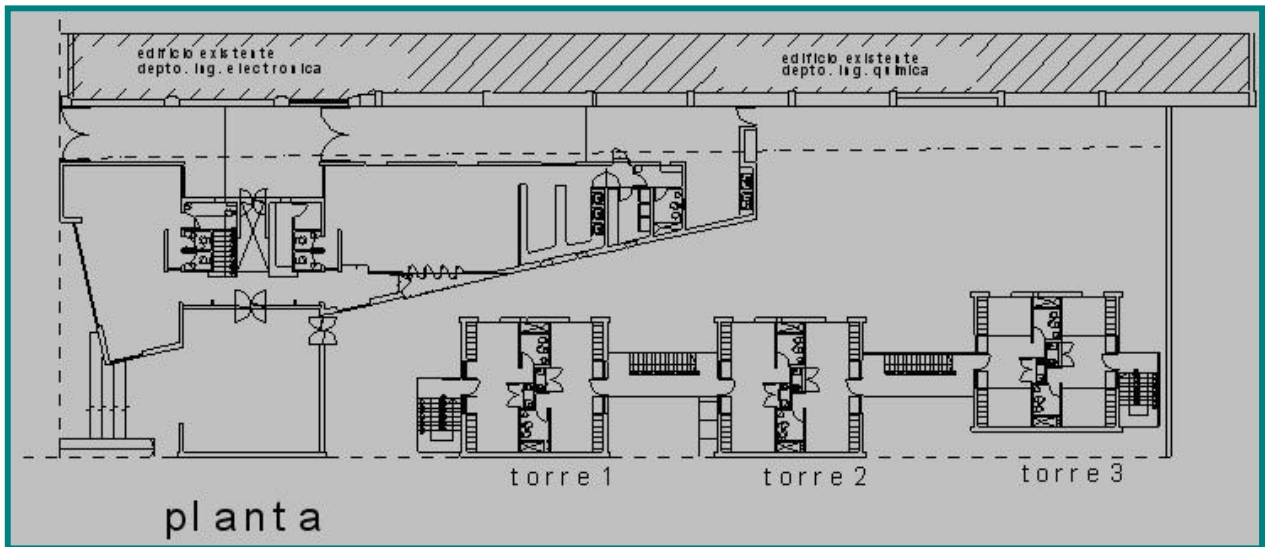


Fig.: 6.1: Planimetría general del complejo de la residencia universitaria a nivel de la Planta Baja

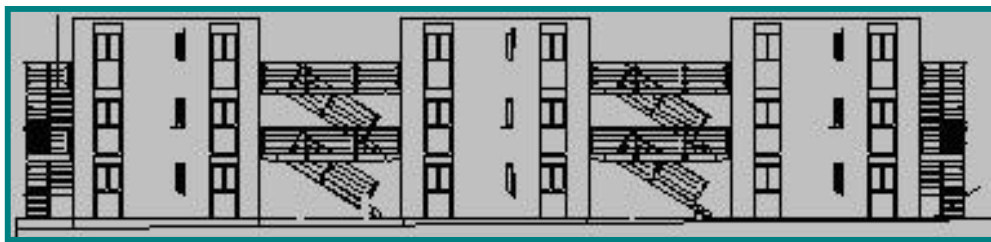


Fig.: 6.2: Vista de las tres torres destinadas a dormitorios



Fig.: 6.3: Corte-Vista general del complejo de la residencia de estudiantes.

6.2. Características de los edificios destinados a dormitorios

6.2.1. Arquitectónicas

Tal como se citó en el punto anterior los tres edificios destinados a dormitorios poseen las mismas particularidades arquitectónicas y estructurales. El edificio en general presenta características que son típicas y de uso habitual en la región. En cada nivel del edificio se

ubican por separado, dos ambientes destinados a dormitorios y desayunador, dos baños y dos kitchen.

Los muros exteriores son de mampostería de mampuestos comunes (elaboración artesanal de arcilla cocida), para lograr espesores que en general se denominan de 30 cm. aunque, por las dimensiones de los mampuestos, el espesor efectivo no supera los 26 cm. El muro ha sido terminado con paramento visto hacia el exterior y con revoque grueso y fino a la cal en la cara interior. Los entrepisos y cubierta del último nivel están conformados por una losa plana. El piso de la planta baja está conformado por un contrapiso de 10 cm. de espesor construido sobre el terreno natural compactado.

Las divisiones interiores se realizan con placas de yeso. En cada paramento del muro divisorio se han colocado dos placas, por lo tanto el mismo está conformado por cuatro de ellas separadas en dos. Los espesores logrados con dicha disposición han sido de aproximadamente 12 á 13 cm. La superficie de los paramentos exteriores de las placas de yeso han sido pintadas en algunos casos y en otros se ha aplicado el revestimiento cerámico de baños y cocinas. Los pisos interiores están conformados por paneles cerámicos asentados sobre una carpeta de mortero realizada sobre la losa plana y los zócalos de madera fijados con tornillos a los muros y a las placas de yeso.

Para la carpintería del edificio se han utilizado materiales tradicionales. Las puertas están conformadas por marcos de perfil de chapa doblada y hojas macizas o enchapadas en madera, las ventanas con marcos y hojas de abrir en perfil de chapa doblada. En las instalaciones (eléctricas y sanitarias) se han utilizados materiales tradicionales. La instalación eléctrica del edificio es embutida con caños y cajas de acero semipesado y en la instalación sanitaria, también embutida, se utilizaron caños y accesorios de PVC (policloruro de vinilo). Las terminaciones se logran mediante superficies pintadas.

En la figura 6.4. se indica la planta tipo de arquitectura de los edificios de la residencia de estudiantes destinados a dormitorios. En la figura 6.5. se observa el aspecto arquitectónico exterior de los edificios descriptos.

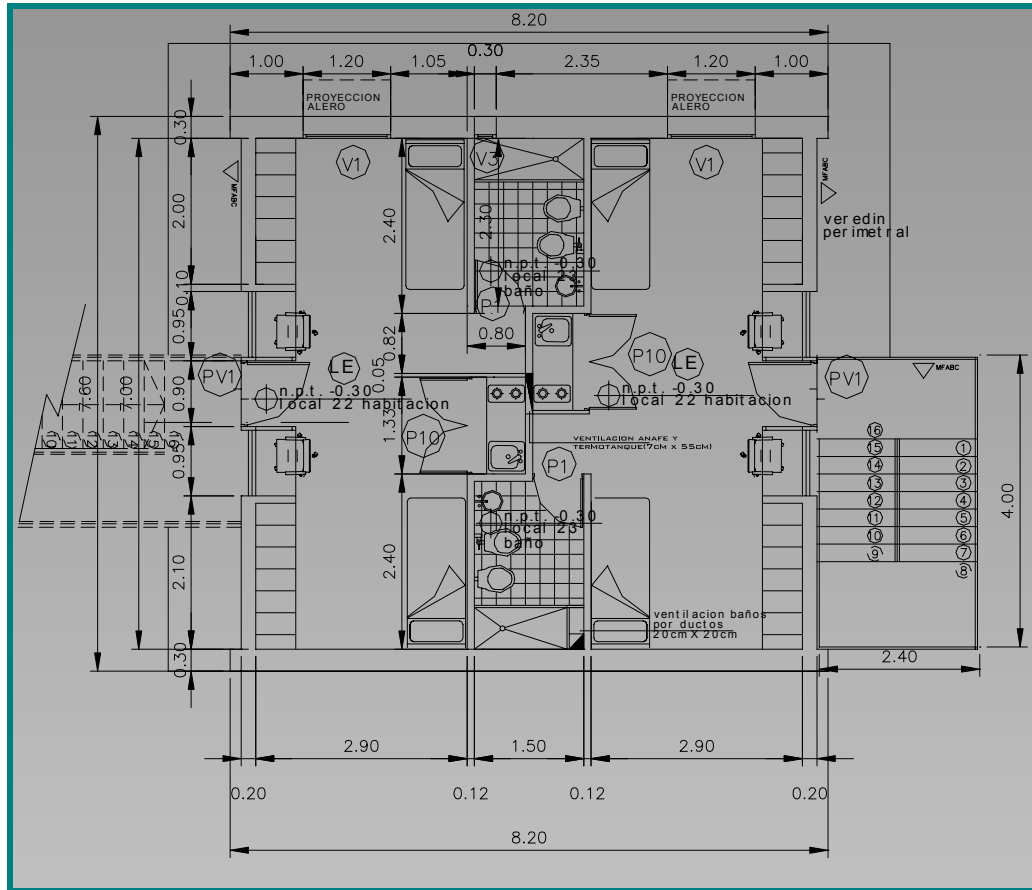


Fig.: 6.4:Planta tipo de arquitectura del edificio de la residencia de estudiantes destinada a dormitorios.



Fig.: 6.5:Residencia universitaria. Aspectos arquitectónicos de los edificios destinados a dormitorios.

6.2.2. Estructurales

La totalidad de los edificios que conforman el complejo de la residencia de estudiantes y en particular las torres destinadas a dormitorios, pertenecen a la categoría de construcciones de hormigón armado. Las fundaciones han sido resueltas con base corridas y vigas de fundación rígidas incorporadas a dichas bases de hormigón armado. La cota de fundación de las base corridas fue definida, por el estudio de suelos, en (-200 á 250 cm) respecto de la cota del terreno natural. (Fig. 6.6.a, b, c, d). En la figura 6.7.a, b) se observa un esquema general de la ubicación del sistema de aislamiento sísmico de la torre 3 y en Fig. 6.7.c, d, las platinas de fijación del sistema de aislamiento instalado (Gerb Control System) y un esquema del amortiguador viscoelástico. Los detalles relacionados con el sistema de aislamiento sísmico son ampliados en el capítulo 7 y 9 de la tesis.

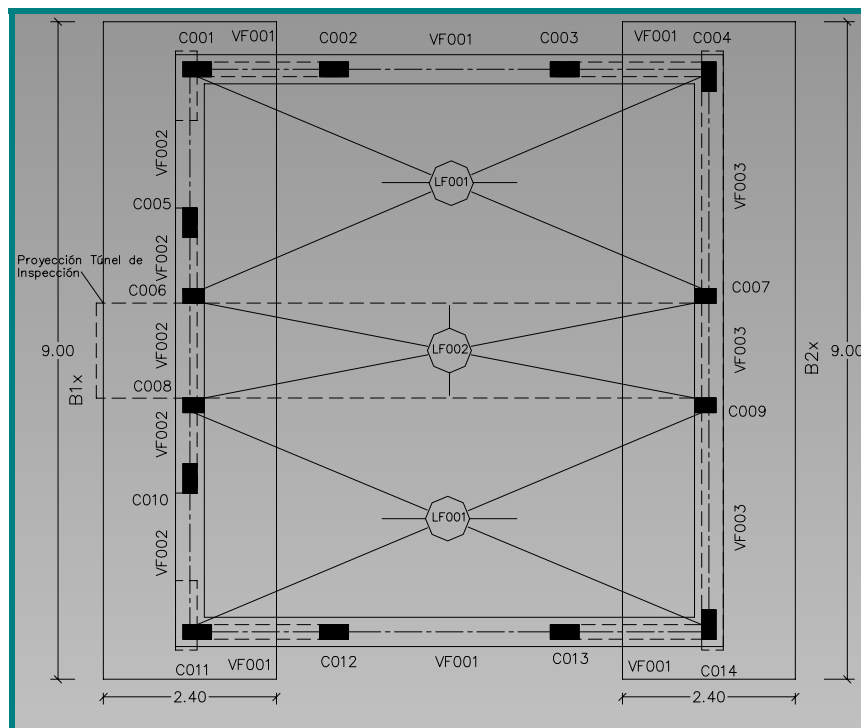


Fig.: 6.6.a: Estructura de fundación de torre 3

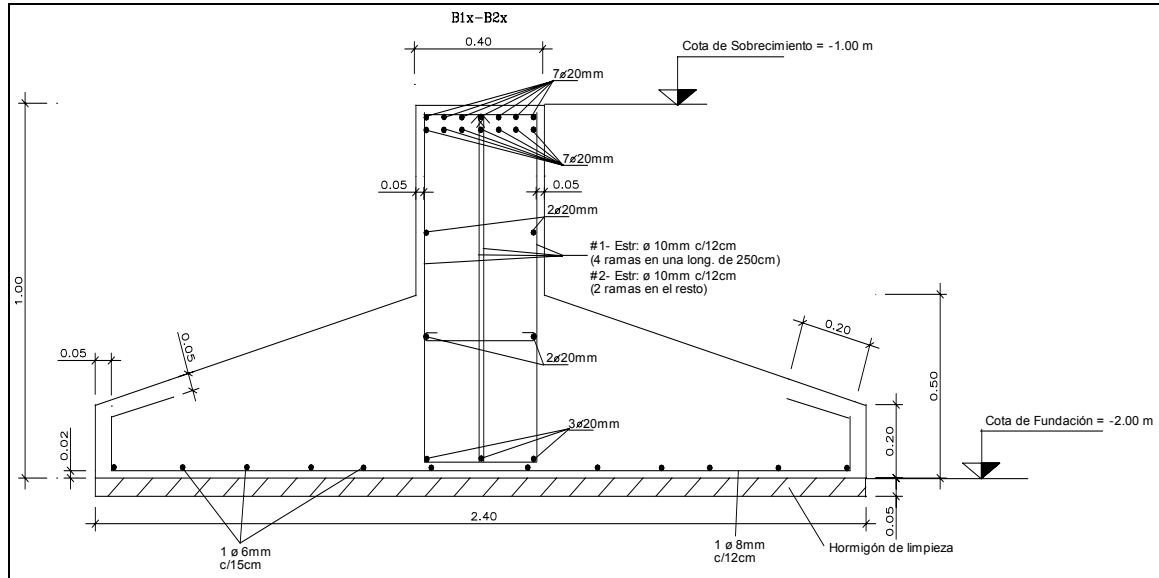


Fig.: 6.6.b: Detalle de base corrida utilizada como estructura de fundación en las torres destinadas a dormitorios (Sección central)

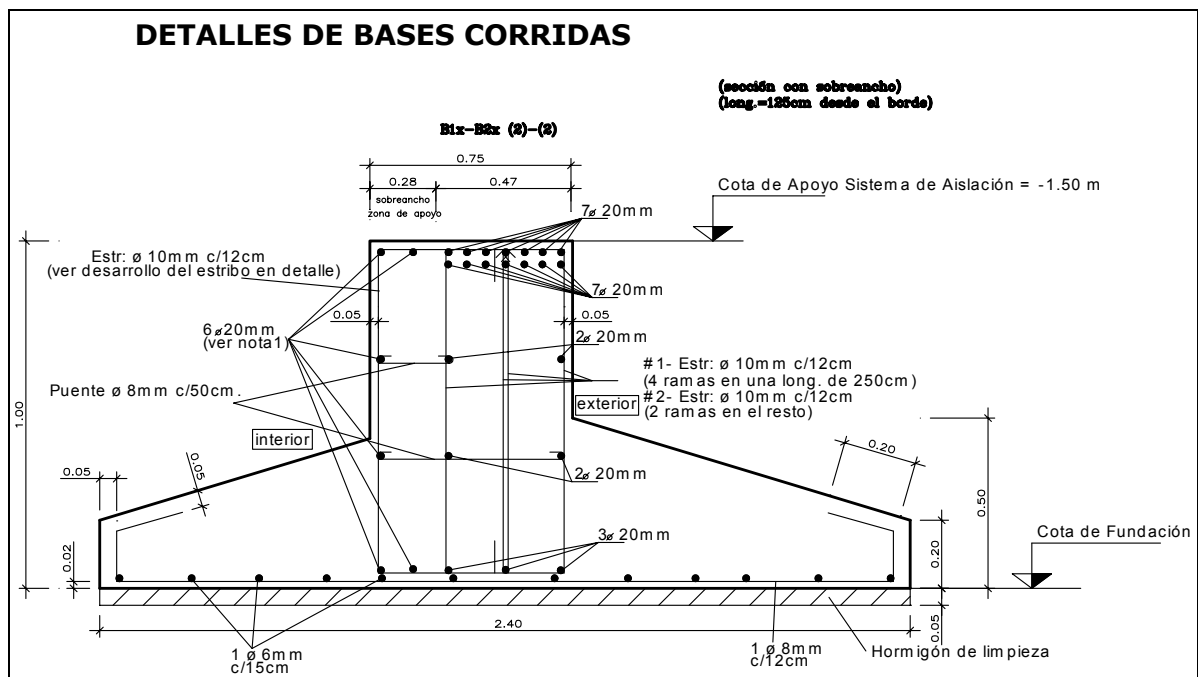


Fig.: 6.6.c: Detalle de base corrida utilizada como estructura de fundación en la torre con aislamiento sísmico (Sección donde se emplaza el sistema de aislamiento)

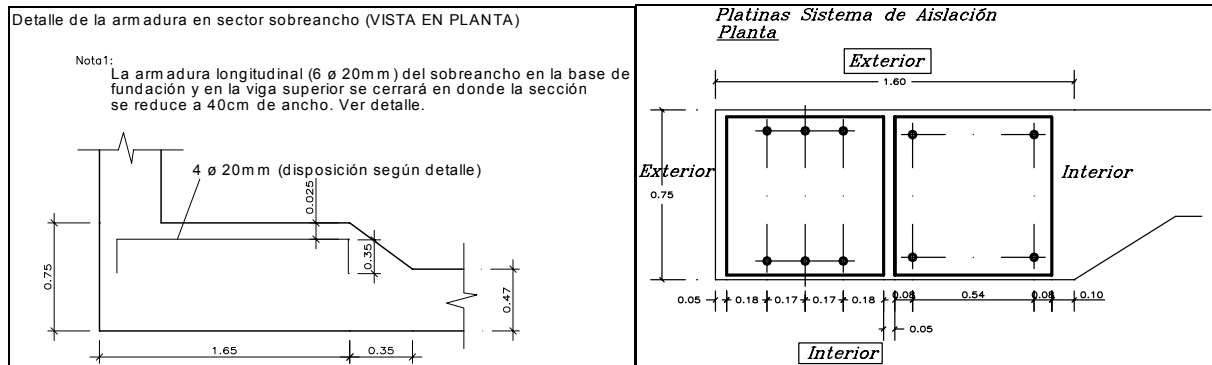


Fig.: 6.6.d: Planta que muestra el engrosamiento de la viga de fundación en la zona de emplazamiento del sistema de aislamiento. Ubicación de las platinas de anclaje del sistema de aislamiento en viga de fundación.

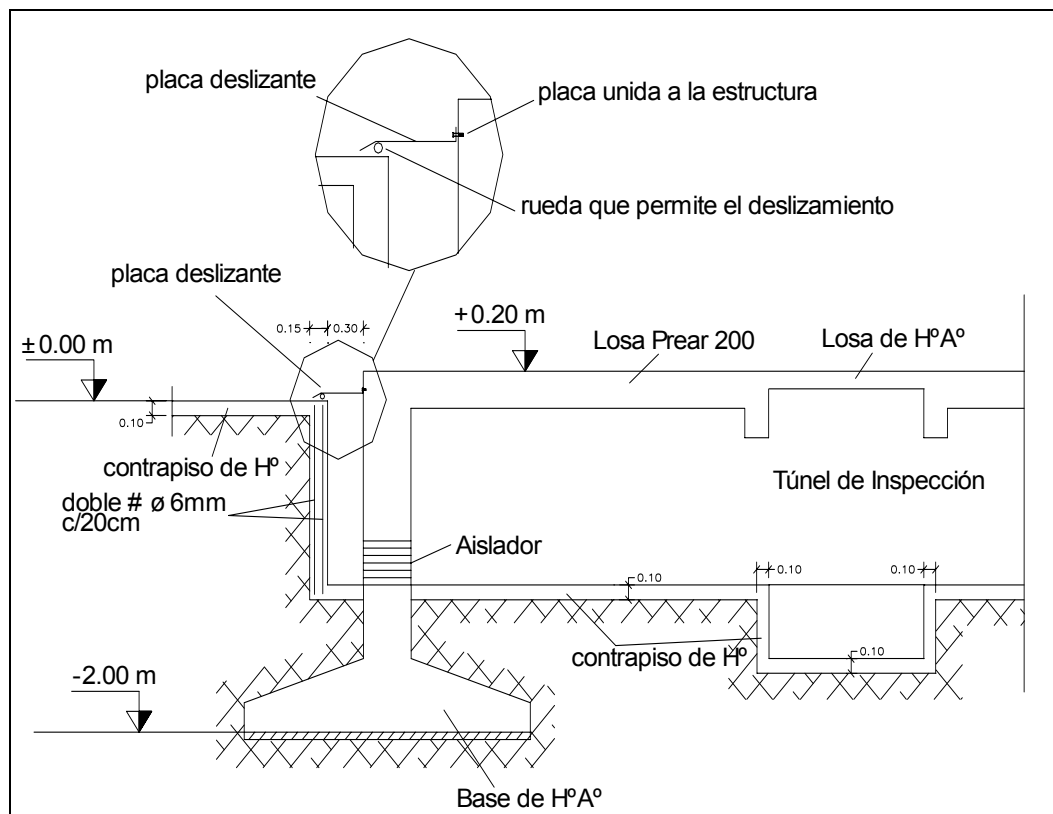


Fig.: 6.7.a: Esquema general de la disposición del sistema de aislamiento sísmico en la torre 3 (Corte transversal).

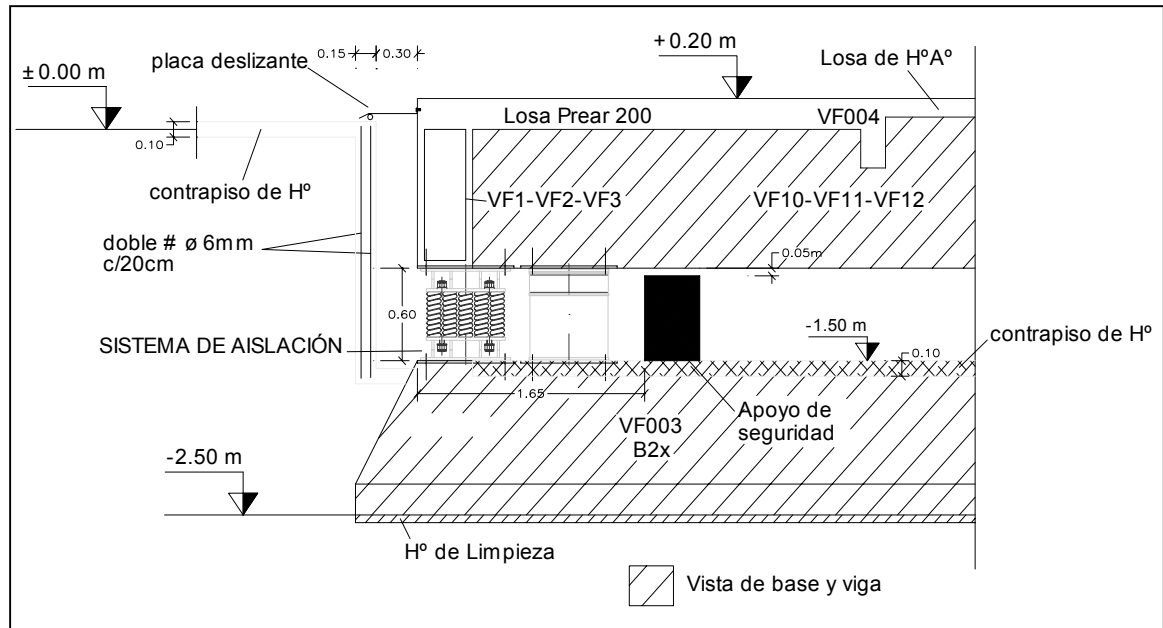


Fig.: 6.7.b: Esquema general de la disposición del sistema de aislamiento sísmico en la torre 3 (Corte longitudinal).

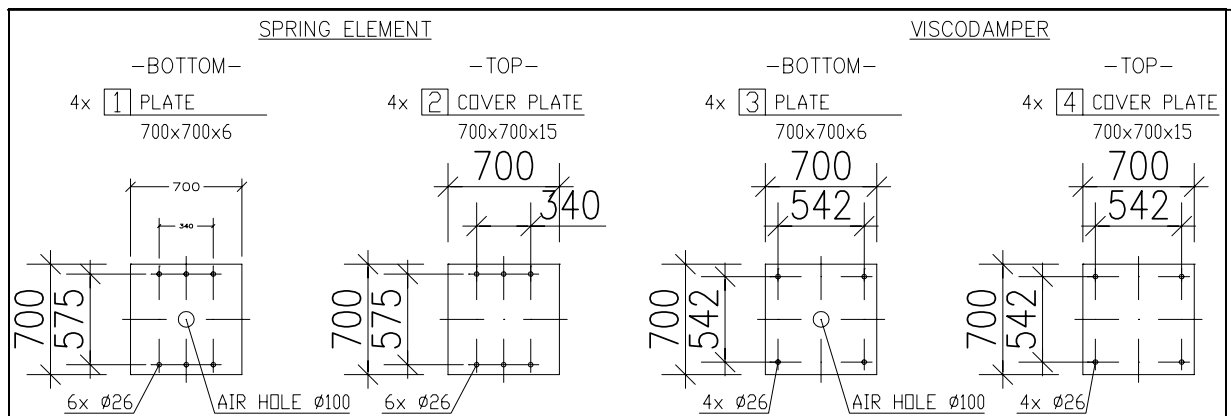


Fig.: 6.7.c: Esquema general de las platinas de fijación de los aisladores de resortes metálicos helicoidales y de los amortiguadores viscoelásticos (Sistema Gerb Control System).

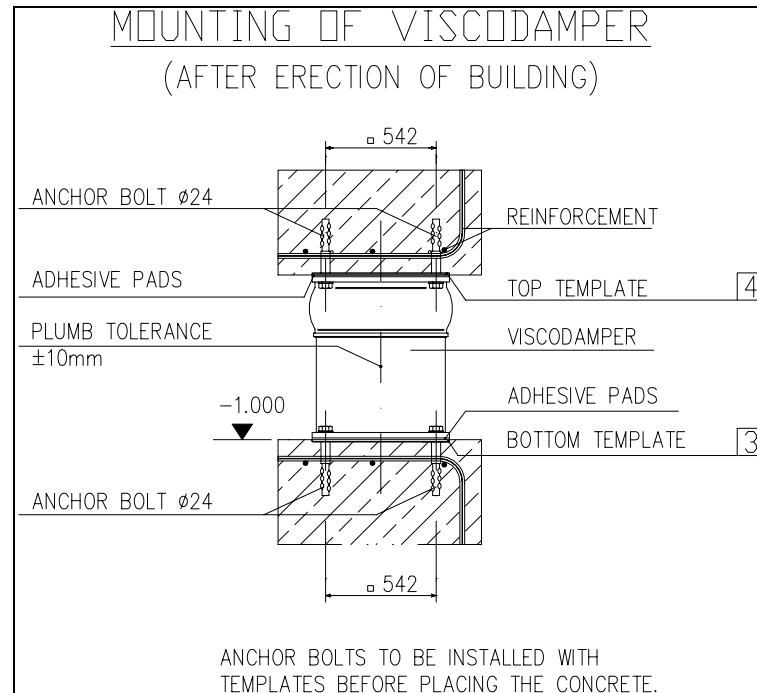


Fig.: 6.7.d: Esquema general del amortiguador viscoelástico (Fuente GERB s.a.)

La totalidad de las vigas y columnas han sido diseñadas también en hormigón armado. Las losas se encuentran conformadas por placas prefabricadas de hormigón precomprimido (espesor 24 cm) con una capa superior de hormigón armado (malla Ø 4.2 mm @ 25 cm) de 4 cm. de espesor de tal manera de garantizar un elemento estructural monolítico y rígido a nivel de techo y entrepisos (Fig. 6.8).

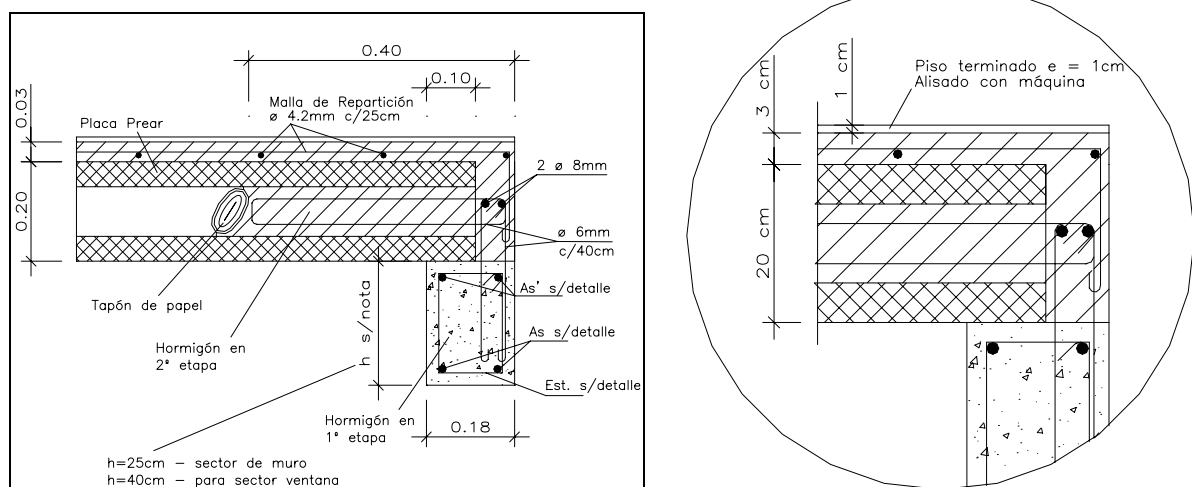


Fig.: 6.8: Detalles generales de las placas prefabricadas utilizadas como losas de entrepisos y cubierta de techo.

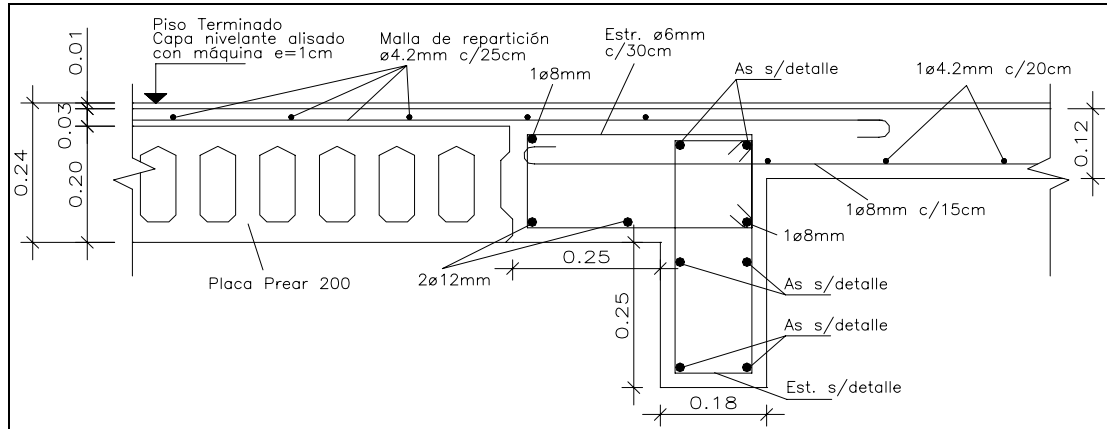


Fig.: 6.8: Detalles generales de las placas prefabricadas utilizadas como losas de entrepisos y cubierta de techo.

En Fig. 6.9.a, b, c, se indican las plantas de estructuras de Planta Baja, 1º y 2º nivel respectivamente.

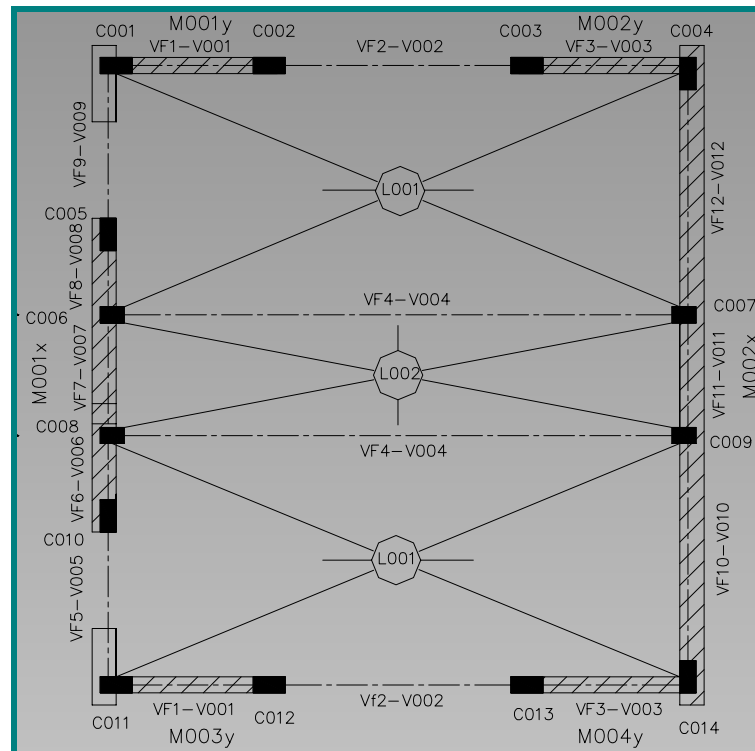


Fig.: 6.9.a: Estructura de Planta baja.

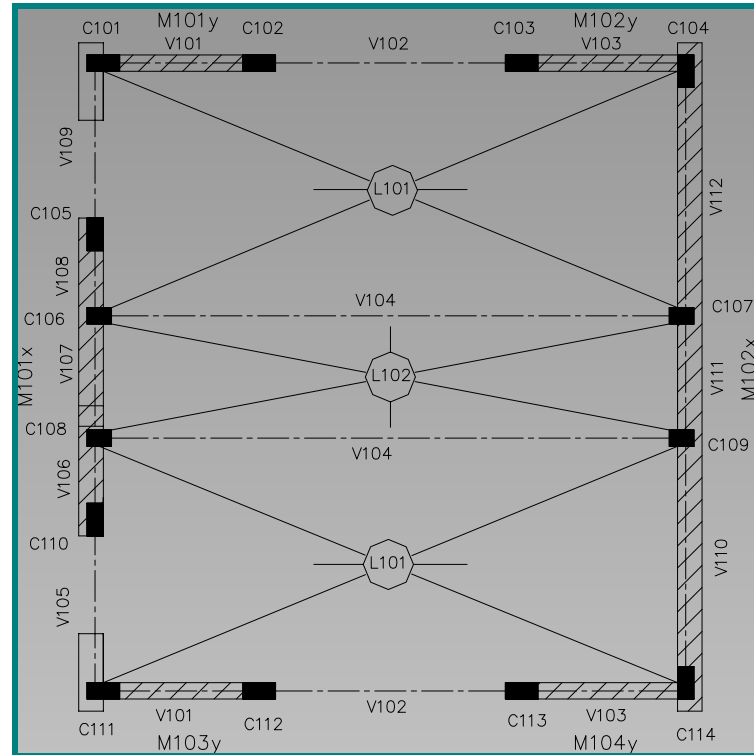


Fig.: 6.9.b: Planta de estructura del 1º nivel.

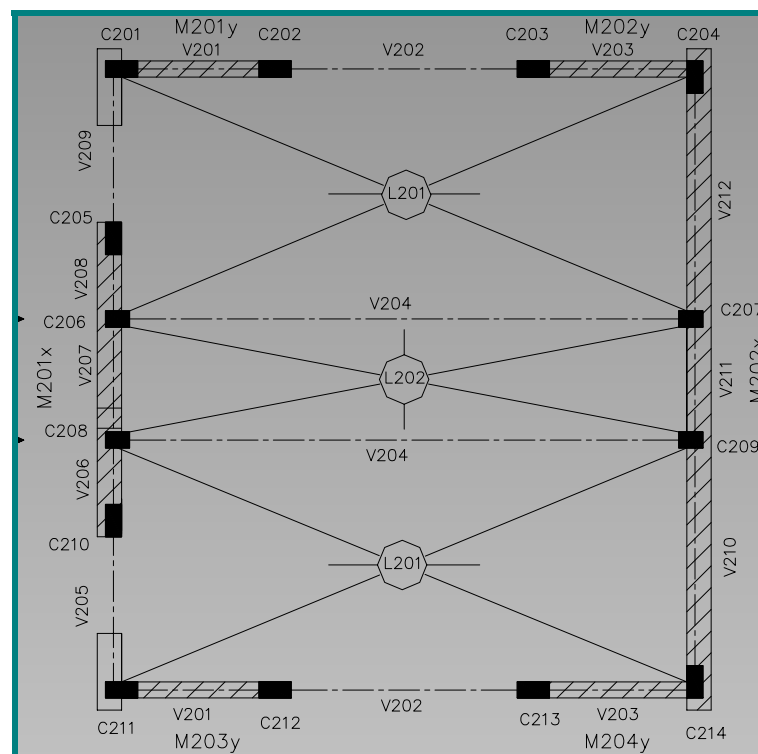


Fig.: 6.9.c: Planta de estructura del 2º nivel.

Los muros de mampostería han sido utilizados como elementos resistentes a cargas verticales y horizontales. Los ubicados en la dirección norte – sur, con espesores son de 20 cm y

designados como (M1y – M2y – M3y – M4y) en los planos de estructuras (Fig. 6.9), poseen una malla cruzada de $\varnothing 4.2 \text{ mm}$ @ 20 cm. en sus caras anteriores y posteriores además de una armadura horizontal alojadas en las juntas de mortero (2 $\varnothing 6 \text{ mm}$ @ 5 hiladas de ladrillo) (Fig. 6.10)

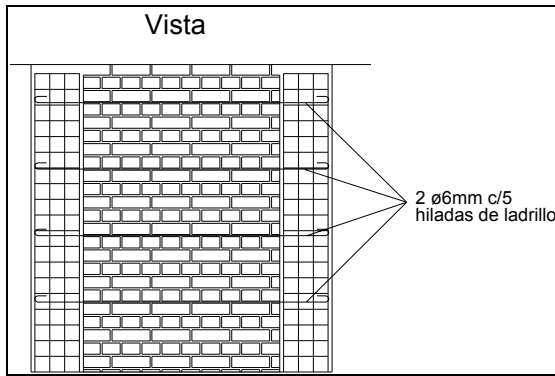


Fig. 6.10.a): Disposición de armaduras en vista de los muros sismorresistentes

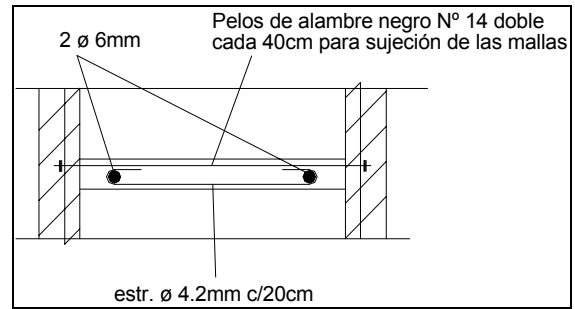


Fig. 6.10.b): Armadura alojadas en juntas de muros sismorresistentes (Corte)

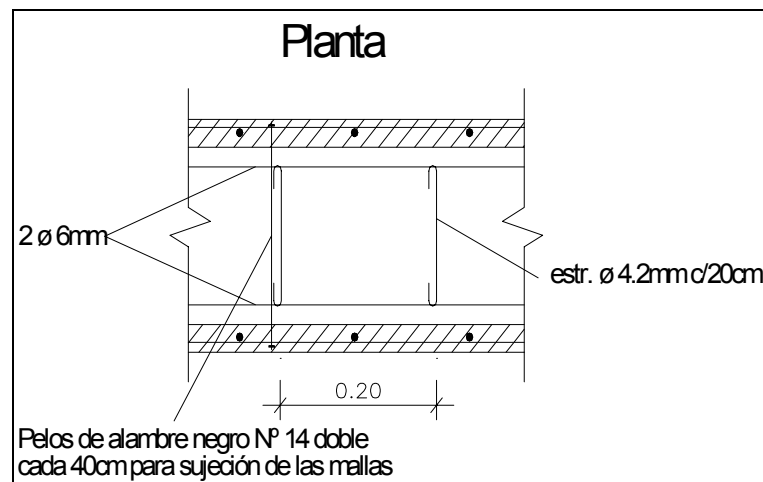


Fig. 6.10.c): Armadura alojadas en juntas de muros sismorresistentes (Vista superior)

En el Anexo “C” se adjuntan otros detalles estructurales producidos durante la etapa de diseño y utilizados durante la construcción de los edificios.

6.3. Resultados del diseño estructural de los edificios con base fija destinado a dormitorios. Espectros de diseños y códigos utilizados.

De los tres edificios destinados a dormitorios, dos de ellos se proyectaron con fundaciones tradicionales mientras que al tercero se le implementó el sistema de aislamiento sísmico motivo del presente trabajo. Tal como se citó en los puntos anteriores, tanto las características arquitectónicas como estructurales de las dos tipologías mencionadas, son exactamente las mismas. Se mantuvo dicho criterio con el objeto de comparar las respuestas estructurales de ambos edificios.

Las demandas tanto a cargas verticales como acción sísmica, se determinan mediante un modelo espacial discretizado (Fig. 6.11) y se realiza un análisis estático y dinámico para evaluar la respuesta máxima mediante los espectros de diseño definidos por los códigos de edificación de uso más frecuente en la Provincia de Mendoza (CCSR- Provincia de Mendoza, 1987, INPRES-CIRSOC 103, 1982. Ver también capítulo 3, punto 3.10.2).

En el presente punto se resumen los datos y resultados más relevantes de los dos análisis realizados. Algunos resultados son consignados en el presente capítulo y otros son expuestos en el Anexo “C”.

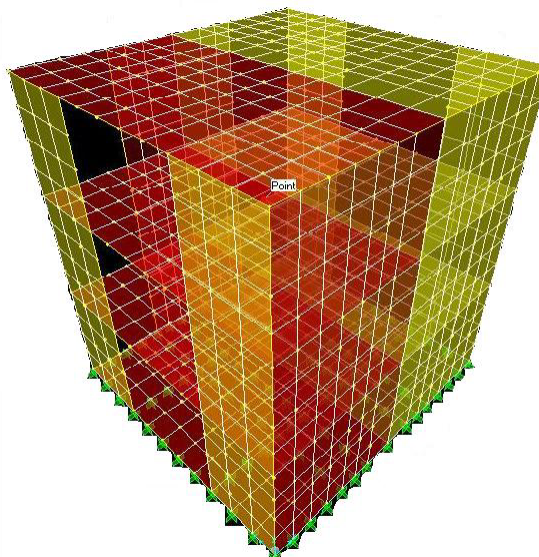


Fig. 6.11: Modelo 3D discretizado utilizado para el análisis.

En la tabla 6.12 se resumen los pesos del edificio con fundación tradicional, admitiendo una participación del 25% de las cargas accidentales.

Tabla 6.12: Pesos del edificio

Nivel	Peso (KN)
1	677.50
2	552.60
3	460.70
Total	1690.80

El edificio con aislamiento de base posee un mayor peso como consecuencia de la losa y vigas que se ubican inmediatamente por encima del sistema de aislamiento para transferir las cargas de la superestructura. La incorporación de dichos elementos estructurales aumenta el peso del edificio a **2570 KN**, con una participación del 25% de la sobrecarga y a **2910 KN** con el 100% de la sobrecarga. En la secuencia siguiente se detalla la determinación del coeficiente sísmico según los lineamiento del CCSR-87-Mendoza para evaluar las fuerzas sísmicas estáticas equivalentes.:

Cálculo del Coeficiente Sísmico

$$C_{ii} = C_o \times \gamma_{ei} \times \gamma_d \times S_i$$

$$S_i = S_{m\acute{a}x} - [(S_{m\acute{a}x} - S_{m\acute{i}n}) \times (T_o - T_1) / (T_2 - T_1)]$$

$$C_{xx} = C_o \times \gamma_e \times \gamma_d \times S$$

$$T_{ox} = 0,27 \text{ seg}$$

C_o	=	0,30
γ_e	=	1,30
γ_d	=	1,00
S	=	1,00

$$\gamma_e = \gamma_{vi} \times \gamma_{du}$$

γ_{vi}	=	1,00
γ_{du}	=	1,30

$$C_{xx} = 0,39$$

$$C_{yy} = C_o \times \gamma_e \times \gamma_d \times S$$

$$T_{oy} = 0,20 \text{ seg}$$

C_o	=	0,30
γ_e	=	1,30
γ_d	=	1,00
S	=	1,00

$$\gamma_e = \gamma_{vi} \times \gamma_{du}$$

γ_{vi}	=	1,00
γ_{du}	=	1,30

$$C_{yy} = 0,39$$

Por lo tanto las fuerzas sísmicas estáticas equivalentes resultan (CCSR-87) :

$$F_{sx} = 659.41 \text{ KN}$$

$$F_{sy} = 659.41 \text{ KN} \quad (6.1)$$

En las tablas 6.13.a, b, se detalla la distribución de la fuerza sísmica en altura evaluada de acuerdo a los requerimientos del CCSR-87-Mendoza.

Tabla 6.13.a: Determinación de los coeficientes de participación con la altura del edificio

Nivel	hi [m]	Qi [tn]	Qi . hi	Q _i . hi ΣQi . hi	coeficiente alfa	
					X	Y
3	8,5	46,07	392	0,43	1	1
2	5,7	55,26	315	0,35	1	1
1	2,9	67,75	196	0,22	1	1
Σ			903	1,00		

Nota: [0.10 t = 1 KN]

Tabla 6.13.b: Fuerza sísmica, momentos torsores en altura para el método estático. Definición de masas traslacionales y rotacionales para el método dinámico.

Nivel	para el análisis estático							para el análisis dinámico	
	Fsi _x [tn]	Fsi _y [tn]	Lx [m]	Ly [m]	Mtx [tm]	Mty [tm]	Mty/Mtx relación de torsores	masa traslacional t . s ² / m	masa rotacional t . s ² . m
3	28,59	28,59	7,60	7,90	33,88	32,60	0,962	4,6961	47,0276
2	23,00	23,00	7,60	7,90	27,26	26,22	0,962	5,6330	56,4103
1	14,35	14,35	7,60	7,90	17,00	16,35	0,962	6,9061	69,1586

Nota: [0.10 t = 1 KN]–[0.1 Tm. = 1KNm]

Para evaluar las demandas debidas a cargas permanentes y a la acción sísmica se consideran las combinaciones de cargas indicadas en Tabla 6.14.

Tabla 6.14: Combinaciones de carga consideradas en el análisis para evaluar la respuesta estructural del modelo con fundación tradicional.

Combinación Nº	Tipo de Carga					
	verticales	Sismo X	Sismo Y	Torsor X	D1	D2
1	1,75					
2	1	1		1		
3	1	-1		1		
4	1	1		-1		
5	1	-1		-1		
6	1		1	1,094		
7	1		-1	1,094		
8	1		1	-1,094		
9	1		-1	-1,094		
10	1				1	
11	1					1

Los tipos de cargas indicadas con (D1) y (D2) corresponden al espectro inelástico de respuesta del reglamento CCSR-87 de la Provincia de Mendoza. En la figura 6.15 se representan los espectros elásticos para los tres tipos de suelos definidos por el código. Para

realizar el análisis modal mediante espectros de diseño se utilizó el espectro inelástico correspondiente al tipo de suelo (2).

En la figura 6.16 se representan los espectros inelásticos del reglamento INPRES – CIRSOC 103, para la zona de emplazamiento del edificio (Zona 4). Dichos espectros, junto a los de la Fig. 6.15, se utilizaron, además, para el diseño y aprobación por parte de la autoridad de aplicación del sistema de aislamiento sísmico y en particular el correspondiente al tipo de suelo (2) ⁽¹⁾.

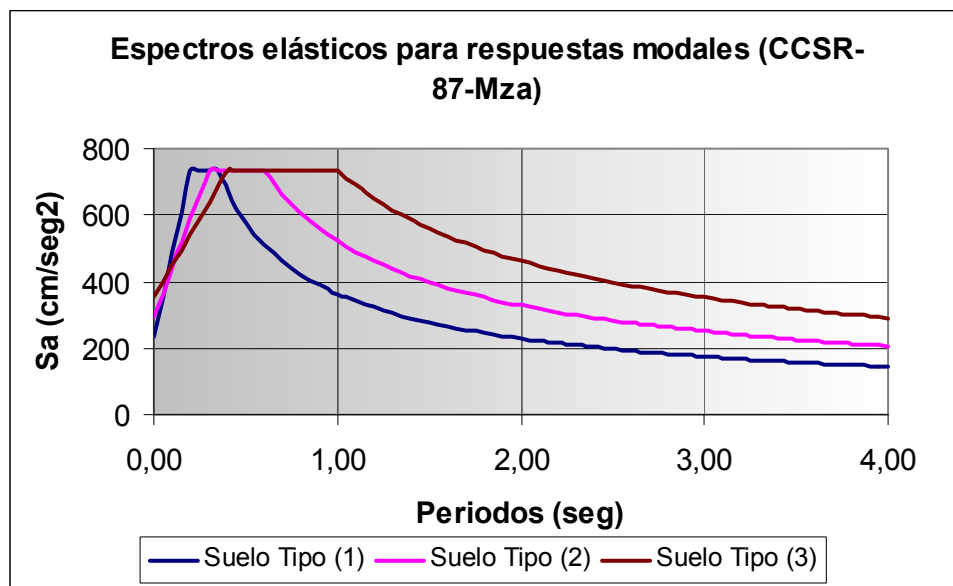


Fig. 6.15: Espectros elásticos del CCSR-87 para los tres tipos de suelos definidos por el código.

(1) Tal como se cita en algunos puntos de la tesis, para la construcción del edificio con aislamiento sísmico se debió gestionar el correspondiente permiso municipal. Debido a que la técnica ha emplear no se encontraba contemplada por ningún reglamento vigente y de uso habitual en el país, se debió demostrar a la autoridad de aplicación que las demandas sísmicas eran menores cuando se utilizaban estrategias de aislamiento sísmico en relación con sistemas tradicionales. El diseño del sistema de aislamiento se realizó mediante un análisis modal utilizando espectros de respuestas de diseños normalizados. En ese momento se utilizaron los espectros de diseño inelásticos definido por el CCSR-87 de la Provincia de Mendoza, el del IC-103 y el de la NCh2745 de Chile (este último no se presentan en la tesis). Siguiendo este proceso y utilizando cualquiera de los tres espectros se demostró que las demandas eran menores que las exigidas para un edificio con fundación tradicional. Debido a que al edificio con aislamiento sísmico no se le resto estructura, es decir, se realizó con idénticas características que los edificios de fundación tradicional, el ente oficial aprobó la documentación y autorizó su construcción. Para el diseño y dimensionamiento de los edificios con fundaciones tradicionales se utilizaron los espectros de diseños inelásticos definidos por el CCSR-87-Mza e INPRES – CIRSOC 103 y para ellos se realizó el mismo tipo de análisis (modal mediante el uso de espectros de diseños normalizados).

El paso anterior fue válido y sirvió para lograr el primer objetivo perseguido, es decir aprobar la documentación técnica correspondiente al aislamiento sísmico. Posteriormente y con el avance de la tesis, se definieron las características de los terremotos que serían utilizados como señales sísmicas para evaluar las respuestas del sistema de aislamiento (Ver Cáp. 4). Para ello se utilizó como criterio la no reducción de los acelerogramas asociados a los terremotos definidos. Posteriores análisis (realizados con los acelerogramas citados) indicaron que las demandas de dichos terremotos eran mayores que las obtenidas del primer análisis (empleando espectros

de diseño). Por otro lado el estudio de las respuestas del edificio con aislamiento sísmico exigía otro tipo de análisis.

En conclusión y debido al objetivo inicial perseguido (aprobar la documentación por parte de la autoridad de aplicación) los espectros de diseños mencionados en el punto primero solamente fueron utilizados en una primera instancia del diseño del sistema de aislamiento y para el diseño y cálculo de los edificios con fundaciones tradicionales (los cuales tienen las mismas características arquitectónicas y estructurales que el edificio con aislamiento sísmico, salvo las diferencias descriptas en el Cáp. 6 de la tesis). Es decir que el objetivo inicial no fue comparar resultados utilizando espectros de diseños de distintos códigos, sobre todo porque dicha instancia, fue ampliamente superada con el empleo de acelerogramas de terremotos reales.

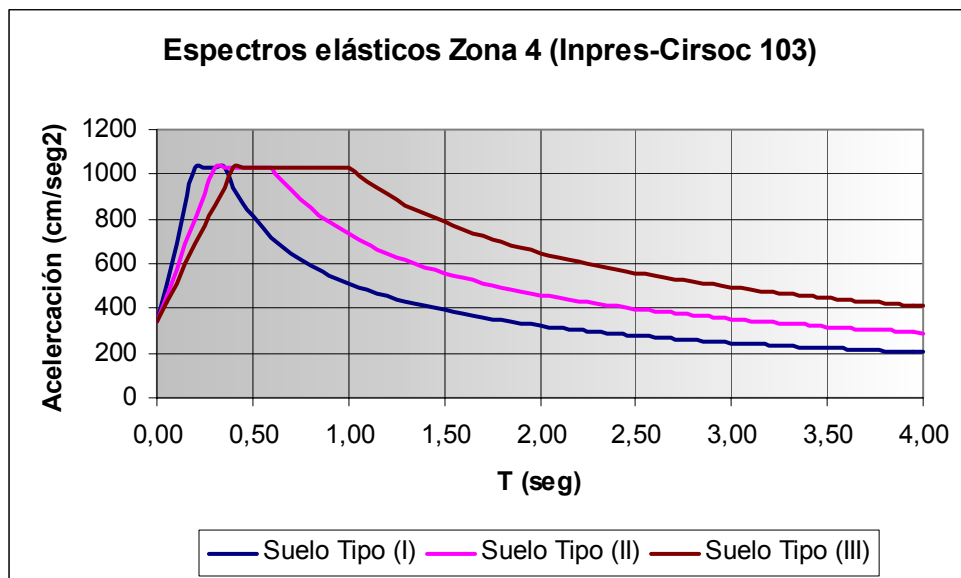


Fig. 6.16: Espectros elásticos de INPRES – CIRSOC 103 para los tres tipos de suelos definidos por el código.

Para encontrar las ordenadas del espectro inelástico a partir de las ordenadas del elástico cuando se aplica el CCSR-87 de la Provincia de Mendoza, se utilizaron los requerimientos de código definidos en el punto (4.9.4.2. CCSR-87-Mendoza) y en particular lo indicado en el inciso b) que dice:

“Una vez determinadas las solicitaciones y deformaciones en la hipótesis de una respuesta elástica de la construcción, el proyectista podrá considerar una reducción en los límites elásticos de los componentes estructurales por comportamiento no lineal, según los siguientes criterios:

..... Cuando las solicitaciones se obtengan directamente por superposición de las solicitaciones correspondientes a cada modo”:

$$R = \frac{\sum_{i=1}^m R_i * f_{pi} * S_{ai}}{\sum_{i=1}^m f_{pi} * S_{ai}} \quad (6.2)$$

R = Factor de reducción global.

R_i = Factor de reducción correspondiente al modo “i”.

F_{pi} = Factor de participación del modo “i”.

S_{ai} = Valor espectral para el modo “i”.

El factor de reducción (R_i), es función del coeficiente de estructura (γ_e) (que representa a la ductilidad) y del período de cada modo (T_i) (Punto 4.9.4.2.b. CCSR-87):

$$\begin{aligned} \text{Si } T_i < T_3 & \Rightarrow R_i = \left(\frac{2.50}{\gamma_e} - 1 \right) \frac{T_i}{T_3} + 1 \\ \text{Si } T_i \geq T_3 & \Rightarrow R_i = \frac{2.50}{\gamma_e} \end{aligned} \quad (6.2.1)$$

Donde $T_3 = 0.30 \text{ seg.}$ para suelo tipo 2 (Punto 4.9.3. Respuestas modales. CCSR-87)

En la tabla 6.17 se resume la valoración del factor de reducción global para la dirección de análisis (X) y en la tabla 6.18 la correspondiente a la dirección de análisis (Y) del edificio. En la Fig. 6.21 se indica el espectro elástico e inelástico para suelo tipo (2) según el CCSR-87-Mendoza.

Tabla 6.17: Valoración del factor de reducción global para la dirección de análisis (X):

Para la dirección X

Factor de escala para el Sap2000 = $\text{Co} \times \gamma_d \times g / R$

$S_{ai} = \text{Co} \times \gamma_d \times s \times g$

Modo	Ri	Fpi	Fpi acum.	Sai	Co	γ_d	γ_e	Ti	T3	fpi x Sai	Ri x fpi x Sai	R
1	1,84	0,00	0,00	6,92	0,30	1,00	1,30	0,27	0,3	0,00	0,00	1,54
2	1,63	64,21	64,21	5,89				0,21		377,95	617,87	
3	1,36	16,72	80,93	4,56				0,12		76,26	103,84	
4	1,27	0,00	80,93	4,12				0,09		0,00	0,00	
5	1,20	14,69	95,62	3,83				0,06		56,19	67,22	
6	1,15	0,00	95,62	3,53				0,05		0,00	0,00	
7	1,12	3,71	99,33	3,38				0,04		12,57	14,04	
8	1,11	0,05	99,38	3,38				0,04		0,18	0,20	
9	1,07	0,01	99,40	3,24				0,02		0,05	0,05	
Σ										523,19	803,22	

Tabla 6.18: Valoración del factor de reducción global para la dirección de análisis (Y):
 Para la dirección Y Factor de escala para el Sap2000 = $Co \times \gamma_d \times g / R$
 $Sai = Co \times \gamma_d \times s \times g$

Modo	Ri	Fpi	Fpi acum.	Sai	Co	γd	γe	Ti	T3	fpi x Sai	Ri x fpi x Sai	R
1	1,84	82,63	82,63	6,92	0,30	1,00	1,30	0,27	0,3	571,45	1050,57	1,77
2	1,63	0,00	82,63	5,89				0,21		0,00	0,00	
3	1,36	0,00	82,63	4,56				0,12		0,00	0,00	
4	1,27	15,47	98,10	4,12				0,09		63,74	80,71	
5	1,20	0,00	98,10	3,83				0,06		0,00	0,00	
6	1,15	1,90	100,00	3,53				0,05		6,72	7,74	
7	1,12	0,00	100,00	3,38				0,04		0,00	0,00	
8	1,11	0,00	100,00	3,38				0,04		0,00	0,00	
9	1,07	0,00	100,00	3,24				0,02		0,00	0,00	
Σ										641,91	1139,02	

El análisis dinámico modal con el uso de espectros de diseño inelásticos conducen a los siguientes valores de corte totales en cada dirección:

$$F_{sx} = 448.60 \text{ KN.}$$

$$F_{sy} = 562.50 \text{ KN.} \quad (6.3)$$

Estas magnitudes son menores que los determinados en forma estática y definidos por el par de valores 6.1). Sin embargo los indicados en 6.3) deben cumplir con las magnitudes mínimas que define el punto 4.9.4.3) del CCSR-87-Mendoza, el cual cita:

“Las solicitaciones para el dimensionamiento o verificación de la seguridad estructural serán las que resulten del párrafo 4.9.4.2 (Reducción de solicitaciones por comportamiento no lineal) y como mínimo el 75% de las que resulten de aplicar el método estático valorado (valores indicados en la Tabla 6.19 y 6.20)”

En la tabla 6.19., se resumen los valores de las fuerzas sísmicas en altura considerando como corte en la base los valores indicados en 6.3.

Tabla 6.19: Valores de la fuerza sísmica en altura como resultado del análisis dinámico modal cuando se utilizan espectros de respuesta

Nivel	hi [m]	Qi [tn]	Qi . hi	$\frac{Qi \cdot hi}{\Sigma Qi \cdot hi}$	coeficiente alfa		Fsi _x [tn]	Fsi _y [tn]
					X	Y		
3	8,5	46,07	392	0,43	1	1	19,45	24,39
2	5,7	55,26	315	0,35	1	1	15,65	19,62
1	2,9	67,75	196	0,22	1	1	9,76	12,24
Σ			903	1,00				

Nota: [0.10 t = 1 KN]

En la Tabla 6.20. se resumen los resultados obtenidos del análisis del punto 4.9.4.3. del CCSR-87-Mendoza.

Tabla 6.20: Comparación de las fuerzas sísmicas obtenidas con el método dinámico modal y el 75% del estático valorado (Art. 4.9.4.3 CCSR-87-Mza).

Nivel	Fuerzas Estáticas				Fuerzas Dinámicas		Fuerzas estáticas adoptadas						
	Fsi _x [tn]	Fsi _y [tn]	0,75 x Fsi _x	0,75 x Fsi _y	Fsi _x [tn]	Fsi _y [tn]	Fsi _x [tn]	Fsi _y [tn]	Lx [m]	Ly [m]	Mtx [tm]	Mty [tm]	Mty/Mtx
3	28,59	28,59	21,45	21,45	19,45	24,39	21,45	24,39	7,60	7,90	25,41	27,81	1,094
2	23,00	23,00	17,25	17,25	15,65	19,62	17,25	19,62	7,60	7,90	20,44	22,37	1,094
1	14,35	14,35	10,76	10,76	9,76	12,24	10,76	12,24	7,60	7,90	12,75	13,95	1,094

Nota: [0.10 t = 1 kN]—[0.1 tm = 1kNm]

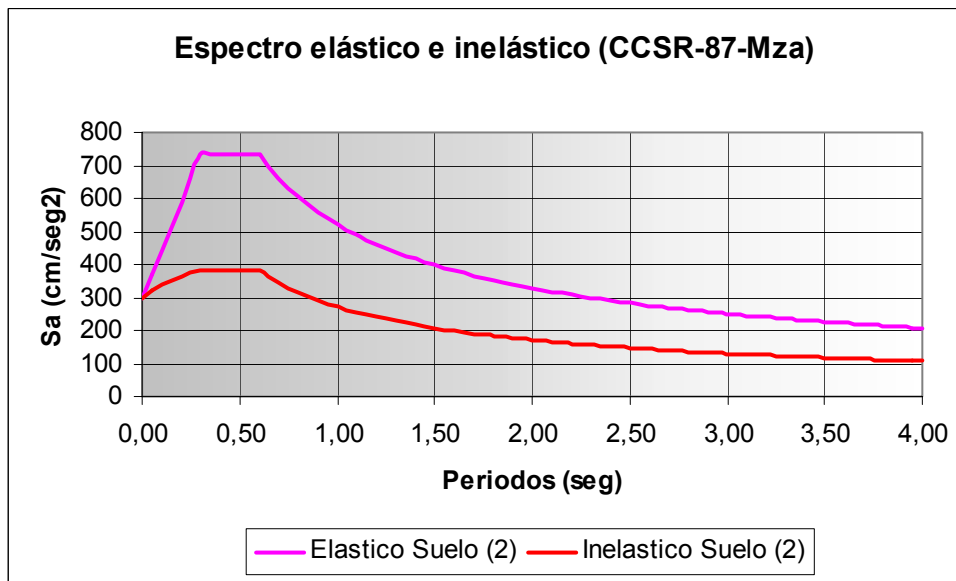


Fig. 6.21: Espectro elásticos e inelástico según CCSR-87 para suelo tipo (2).

El reglamento INPRES-CIRSOC 103 define las fuerzas sísmicas de diseño mediante una reducción de las ordenadas del espectro elástico (Fig. 6.16) a través del factor “R”. Dicho factor considera la capacidad de disipación de energía y redundancia estática. Para evaluar dicho factor de reducción se tuvo en cuenta (para los edificios con fundaciones tradicionales) que el valor de periodo predominante del edificio es de $T = 0.17 \text{ seg.}$, el periodo correspondiente al comienzo del plafón del espectro, $T_l = 0.30 \text{ seg.}$ (Para zona 4 y tipo de suelo II), (Cáp. 8, Art. 8.1. INPRES - CIRSOC 103). El factor de reducción viene expresado por la ecuación 6.4.

$$R = 1 + (\mu - 1) \frac{T}{T_l} = \quad (6.4)$$

Para definir el valor de la ductilidad global de la estructura se consideró que la misma está conformada predominantemente por muros de mampostería encadenada de ladrillos macizos (Cáp. 8, Art. 8.3. INPRES - CIRSOC 103), para la cual se define una ductilidad global nominal de 3. En la Fig. 6.22. se representan el espectro elástico correspondiente al suelo tipo (II) y el espectro inelástico considerando el coeficiente de reducción “ R ” definido por la ecuación 6.4.

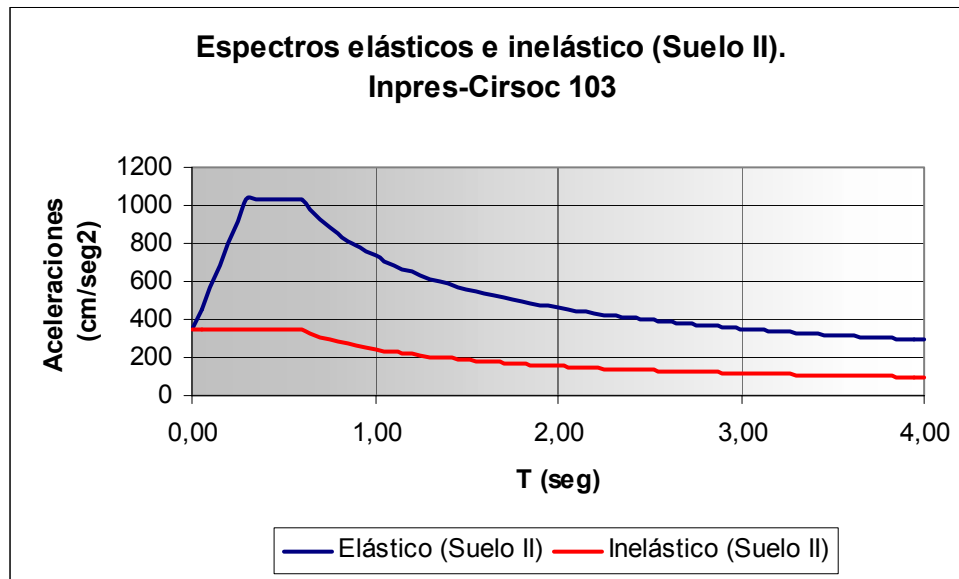


Fig. 6.22: Espectro elásticos e inelástico según INPRES-CIRSOC 103 para suelo tipo (II).

En Anexo “C” se han detallado algunos resultados obtenidos del análisis junto a demandas y suministros de armaduras (columnas y vigas) y la verificación de la capacidad de los muros de mampostería sismorresistente cuando se utiliza el CCSR-87 de la Provincia de Mendoza.

6.3.1. Estructura de fundación

Tal como se citó en los puntos anteriores (6.2.2) la estructura de fundación está conformada por bases corridas con vigas rígidas de fundación incorporadas (Fig. 6.6.a, 6.6.b, 6.6.c). Dicho esquema estructural se utilizó tanto para los edificios con fundaciones tradicionales como para el que se encuentra aislado sísmicamente a diferencia que en este último caso la citada estructura fue ubicada por debajo del sistema. (Fig. 6.7.a. y 6.7.b.). En el punto siguiente se resumen las demandas en términos de solicitaciones para las combinaciones de cargas estudiadas. Los requerimientos de armaduras, dispuestas e indicadas en los detalles, se pueden observar en los esquemas adjuntados al Anexo “C”.

En términos generales para evaluar las demandas de la estructura de fundación se han estudiado, en forma global y general, los siguientes estados de cargas:

Estado 1): Cargas Permanentes.

Estado 2): Cargas Permanentes + Sismo Izquierdo.

Estado 3): Cargas Permanentes + Sismo Derecho.

6.3.1.1) Edificios con fundaciones tradicionales (Torre N° 1 y 2)

i) Base (B1X):

a) Vigas de Fundación:

Estado 1: $M_{\max(+)} = 227.40 \text{ KNm}$ $V_{\max} = 172.40 \text{ KN}$.

Estado 2: $M_{\max(+)} = 438.20 \text{ KNm}$ $V_{\max} = 315.40 \text{ KN}$.

$M_{\max(-)} = 65.70 \text{ KNm}$

Estado 3: $M_{\max} = 520.70 \text{ KNm}$ $V_{\max} = 245.60 \text{ KN}$.

Armadura dispuesta en viga => Armadura Superior = Armadura Inferior = 4 d_b 16 mm.

Armadura en cada lateral: 4 d_b 16 mm

$M_{u(\text{inf})} = M_{u(\text{sup})} = 538.50 \text{ KNm}$

$\tau_e = 0.712 \text{ Mpa}$ => 1 d_b 8mm c/20 cm de 4 ramas.

$\tau_{e+s} = 1.310 \text{ Mpa}$ => 1 d_b 8mm c/20 cm de 4 ramas.

b) Base Corrida centrada:

$\sigma_{te} = 0.056 \text{ MPa}$

$\sigma_{te+s} = 0.084 \text{ MPa}$

$P_e = 36.40 \text{ KN/m}$

$P_{(e+s)} = 54.60 \text{ KN/m}$.

$M_e = 11.80 \text{ KNm/m}$

$M_{(e+s)} = 780 \text{ KNm/m}$

Requerimientos de Armaduras:

$A_{s \text{ (est)}} = 1.28 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_{s \text{ (est + sismo)}} = 1.11 \text{ cm}^2/\text{m}$

1 d_b 8 mm c/200 mm (2.5 cm²/m) y A_s (rep) = 1 d_b 6 mm c/150 mm.

ii) Base (B1-2Y):

c) **Vigas de Fundación:**

$$\text{Estado 1: } M_{\max(-)} = 77.60 \text{ KNm} \quad V_{\max} = 172.40 \text{ KN}$$

$$M_{\max(+)} = 35.20 \text{ KNm}$$

$$\text{Estado 2: } M_{\max(+)} = 202.70 \text{ KNm} \quad V_{\max} = 171.10 \text{ KN}$$

$$M_{\max(-)} = 84.60 \text{ KNm}$$

$$\text{Estado 3: } M_{\max(-)} = 258.60 \text{ KNm} \quad V_{\max} = 224.20 \text{ KN}$$

$$M_{\max(+)} = 155.00 \text{ KNm}$$

Armadura dispuesta en viga => Armadura Superior = Armadura Inferior = 4 d_b 16 mm.

Armadura en cada lateral: 4 d_b 16 mm

$$M_{u(\text{inf})} = M_{u(\text{sup})} = 538.50 \text{ KNm}$$

$$\tau_e = 0.460 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad 1 \text{ d}_b \text{ 8mm c/200 mm de 4 ramas.}$$

$$\tau_{e+s} = 0.925 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad 1 \text{ d}_b \text{ 8mm c/200 mm de 4 ramas.}$$

d) **Base Corrida Descentrada:**

$$\sigma_{te} = 0.056 \text{ MPa} \quad \sigma_{te+s} = 0.084 \text{ MPa}$$

$$P_e = 72.80 \text{ KN/m} \quad P_{(e+s)} = 113.40 \text{ KN/m}$$

$$M_e = 47.30 \text{ KN/m} \quad M_{(e+s)} = 73.70 \text{ KN/m}$$

$$\text{Requerimientos de Armaduras: } A_{s(\text{est})} = 5.15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s(\text{est} + \text{sismo})} = 7.05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

1 d_b 10 mm c/120 mm y A_s (rep) = 1 Ø 6 mm c/15 cm.

6.3.1.2) Edificio con aislamiento de base (Torre N° 3). Base corrida por debajo del sistema de aislamiento

A pesar de que las demandas del edificio aislado sobre la estructura de fundación son evaluadas en el Cáp. 7, del mismo se rescatan las acciones más desfavorables para el diseño y verificación de la estructura de fundación ubicada por debajo del sistema de aislamiento. Esta verificación se sintetiza en el presente punto y en el presente capítulo con el objeto de

concentrar la verificación de la estructura de fundación (edificio tradicional y con aislamiento sísmico) en un mismo capítulo y apartado.

e) Vigas sobre base corrida : (VF3 = VF1)

$$M_{\max(-)} = 531.70 \text{ KNm} \quad M_{\max(+)} = 416 \text{ KNm} \quad V_{\max} = 461.90 \text{ KN}$$

Armadura dispuesta en viga => Armadura Superior = 8 d_b 20 mm.
 Armadura Inferior = 6 d_b 20 mm.
 Armadura en cada lateral: 2 d_b 20 mm

$$M_{u \text{ inf}} = 821.20 \text{ KNm} \quad v = 8212/4160 = 1.97 > 1.75$$

$$M_{u \text{ sup}} = 10091 \text{ tcm} \quad v = 10091/5317 = 1.89 > 1.75$$

$\tau_e = 1.98 \text{ MPa} \Rightarrow 1 \text{ } d_b \text{ } 10\text{mm c}/80 \text{ mm de 4 ramas en una longitud de 2000 mm.}$
Resto d_b 10mm c/150 mm. en dos ramas.

f) Viga sobre base corrida: (VF2)

$$M_{\max(-)} = 73.50 \text{ KNm} \quad M_{\max(+)} = 41.90 \text{ KNm} \quad V_{\max} = 86.20 \text{ KN}$$

Armadura dispuesta en viga => Armadura Superior = 2 d_b 20 mm.
 Armadura Inferior = 2 d_b 20 mm.
 Armadura en cada lateral: 2 d_b 20 mm

$$M_{u \text{ inf}} = 397.90 \text{ KNm.} \quad v = 3979/419 = 9.49 > 1.75$$

$$M_{u \text{ sup}} = 397.90 \text{ KNm} \quad v = 3979/735 = 5.40 > 1.75$$

$$\tau_e = 0.359 \text{ MPa} \quad \Rightarrow$$

1 d_b 8mm c/180 mm en 2 ramas en toda la longitud de la viga.

g) Vigas de Fundación incorporada a base corrida:

$$\text{Estado 1:} \quad M_{\max(-)} = 825 \text{ KNm.} \quad V_{\max} = 458.30 \text{ KN}$$

$$M_{\max(+)} = 343 \text{ KNm}$$

$$\text{Estado 2:} \quad M_{\max(+)} = 87.80 \text{ KNm} \quad V_{\max} = 463.90 \text{ KN}$$

$$M_{\max(-)} = 825 \text{ KNm.}$$

$$\begin{aligned} \text{Estado 3:} \quad M_{\max(-)} &= 825 \text{ KNm} & V_{\max} &= 463.90 \text{ KN} \\ M_{\max(+)} &= 87.20 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Armadura dispuesta en viga => Armadura Superior = 7 +7 d_b 20 mm.
 Armadura Inferior = 3 d_b 20 mm.
 Armadura en cada lateral: 2 d_b 20 mm

$$\begin{aligned} M_{u \text{ inf}} &= 448.90 \text{ KNm.} & v &= 4489/343 = 13 > 1.75 \\ M_{u \text{ sup}} &= 1600 \text{ KNm} & v &= 16000/8250 = 1.94 > 1.75 \end{aligned}$$

$$\tau_e = 1.451 \text{ MPa} \Rightarrow 1 \text{ d}_b \text{ 10mm c/80 mm de 4 ramas en una longitud de 2500 mm. Resto d}_b \text{ 10mm c/120 mm. en dos ramas.}$$

h) Base Corrida centrada:

$$\begin{aligned} \sigma_{te} &= 0.065 \text{ MPa} & \sigma_{te+s} &= 0.068 \text{ MPa} \\ P_e &= 65 \text{ KN/m} & M_e &= 32.50 \text{ KNm/m} \end{aligned}$$

$$\text{Requerimientos de Armaduras:} \quad A_{s \text{ (est)}} = 3.38 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$1 \text{ d}_b \text{ 8 mm c/120 mm y } A_s \text{ (rep)} = 1 \text{ Ø 6 mm c/150 mm.}$$

Nota: Las dimensiones geométricas de las bases, vigas y disposiciones de armaduras pueden observarse en los detalles indicados en el Anexo “C”.

6.4. Resumen

En el presente capítulo han quedado expresadas y definidas las características arquitectónicas y estructurales más importantes del edificio con fundación tradicional y la del aislado sísmicamente. Se han resumido los datos y resultados más relevantes para el diseño y análisis estructural, tanto para cargas permanentes como para acción sísmica. Parte de la producción gráfica que constituye la documentación técnica utilizada en la construcción y diseño de la obra ha sido mostrada en el presente capítulo, el resto del material se adjunta en el Anexo “C” de la tesis.

En la nota (1) de pie de página del presente capítulo, se ha detallado el empleo de los distintos reglamentos y en que instancia del proceso de diseño han sido utilizados. Para determinar las acciones estáticas y las estáticas equivalentes debidas a la acción sísmica en los edificios con

fundaciones tradicionales, se ha realizado un análisis modal utilizando espectros de diseño inelásticos de los dos reglamentos de uso frecuente en la provincia, el CCSR-87 de Mendoza y el INPRES – CIRSOC 103. Para gestionar los permisos municipales de la autoridad de aplicación y autorizar la construcción del edificio con aislamiento sísmico además, de los dos reglamentos anteriores, se utilizó la norma Chilena NCh2745 como norma sustituta debido al vacío normativo sobre el tema en el país.

Para el diseño estático del sistema de aislamiento propiamente dicho, se utilizó la norma Chilena NCh2745. Esta norma permite evaluar, entre otras características, desplazamientos del sistema de aislamiento en forma estática dentro de ciertos límites. Aspectos normativos relacionados con este último reglamento se detallan en el Capítulo 7. En el presente capítulo se han detallado las acciones sísmicas estáticas equivalentes obtenidas de la aplicación del CCSR-87 (para los edificios con fundaciones tradicionales) y se han definidos los espectros elásticos e inelásticos utilizados para realizar el análisis modal utilizando espectros de diseño inelásticos (para el edificio con aislamiento sísmico).

Un análisis más profundo de la respuesta del edificio aislado se realiza en el Capítulo 7, mediante el uso de acelerogramas de terremotos que representan el riesgo sísmico del Gran Mendoza (Tabla 4.12). Las respuestas son obtenidas mediante un análisis del tipo no lineal en el dominio del tiempo y sobre un modelo 3D del conjunto aislado. La evaluación de las respuestas del edificio con aislamiento sísmico se ha centrado en los valores de éste último análisis y precisamente de ellos se han producido las principales conclusiones del trabajo.

Los resultados que se obtuvieron utilizando espectros de diseños inelásticos resultan de interés a los fines normativos, dichos resultados no han sido volcados en la tesis (ver también punto 1 de pie de página). Con el objeto de realizar una evaluación más estricta sobre la respuesta de los sistemas de aislamientos tratados en la presente tesis, se requirió de un análisis no lineal y con acciones reales (acelerogramas de terremotos) y no con acciones derivadas de los códigos. Las principales conclusiones del trabajo se producen a través del ultimo análisis citado, alejándose un poco del aspecto normativo, sobre todo porque algunas conclusiones obtenidas en el trabajo pueden ser de interés para la redacción de futuros reglamentos relacionados con el tema de la tesis.