

Diseño y Construcción del Nuevo Hospital de Antofagasta con Aislamiento Base

Design and Construction of the New Antofagasta Hospital with Base Isolation

Ramón SÁNCHEZ FERNÁNDEZ

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Sacyr Construcción (Madrid)
Director Oficina Técnica
rsfernandez@sacyr.com

Emiliano PINTO GÓMEZ

Ingeniero Civil Estructural. MSc.
Sirve (Santiago de Chile)
Gerente de Proyectos
epinto@sirve.cl

RESUMEN

El nuevo Hospital Regional de Antofagasta está ubicado en una de las regiones de mayor sismicidad del mundo. Para permitir que esta infraestructura funcione durante e inmediatamente después de un evento sísmico severo, se ha protegido el edificio y su contenido mediante un sistema de Aislación de Base. En el techo del sótano se genera un plano de aislación mediante aisladores de goma que permite que el subsuelo oscile libremente ante la ocurrencia de un sismo sin transmitir la acción dinámica al resto del edificio situado encima, aislándolo y eliminando riesgo de daños. Este edificio resulta ser uno de los más grandes del mundo con aislación base.

ABSTRACT

The new Antofagasta Regional Hospital that Sacyr has recently delivered is located in one of the most seismic region in the world. In order to allow for this facility to function during and immediately after a severe earthquake, the building itself and its content have been protected by a Base Isolation system. In the basement soffit an isolation plane is set out by means of rubber isolators that make the ground shake freely without transmitting the dynamic action up to the rest of the building above and, thus, isolating it from ground motions and preventing damage risks. This happens to be one of the largest base isolated buildings in the world.

PALABRAS CLAVE: hospital, vulnerabilidad, aislamiento base, aisladores

KEYWORDS: hospital, vulnerability, base isolation, isolators

1. Introducción

En 2012 la compañía Sacyr fue adjudicataria del proyecto de Diseño, Construcción y Explotación del nuevo Hospital Regional de Antofagasta tras ganar un concurso promovido por el MOP.

Sacyr, con una trayectoria de 20 años en Chile, se enfrentaba a su primer gran proyecto de edificación que debía estar finalizado y en marcha en el plazo de 49 meses. Para ello organizó a un conglomerado de empresas de arquitectura e ingeniería de primer nivel y desplazó a sus mejores equipos para acometer el proyecto con las mayores garantías.

Antofagasta es la capital de la II región de Chile y se encuentra situada en el pacífico, a los pies de la cordillera de los Andes. Es una ciudad cuya vida se articula alrededor de la industria de la minería.

El proyecto sigue su ritmo y está a punto de ser finalizado en el plazo comprometido y con el orgullo de ser un modelo para los hospitales que las distintas administraciones, MOP y MINSAL, han promovido con posterioridad.

El presente artículo describe de manera resumida los aspectos más relevantes del diseño estructural y de la construcción de la obra gruesa del edificio.

2. Breve descripción del edificio

El nuevo Hospital Regional de Antofagasta contará con 671 camas y sustituirá al actual hospital construido al final de los años 50 que se encuentra anticuado y desbordado. Se trata de un nuevo hospital moderno, de alta eficiencia, de referencia para las especialidades más habituales y diseñado para un fácil mantenimiento y explotación. Pero además se trata de un **hospital seguro**, ante sismo y tsunami que funcionará totalmente de manera segura y sin interrupción en caso de catástrofe.

El edificio está formado por tres volúmenes conectados que acogen los distintos servicios médicos y que arrojan un total de 110 000 m² construidos (figura 1)



Figura 1. Esquema general del Nuevo Hospital Regional de Antofagasta

El Centro de Diagnóstico y Tratamiento (CDT) alberga el área de atención ambulatoria y presta apoyo clínico en diagnóstico y terapéutica. Tiene unas dimensiones en planta de 131x45 m² y consta de un sótano más 3 niveles sobre rasante. Está situado hacia el norte de la parcela y forma una L en planta junto con el TH.

La torre de Hospitalización (TH) es un bloque orientado al este (hacia la cordillera de los andes) que alberga las unidades generales de enfermería y los servicios de atención cerrada. Sus dimensiones en planta son 123x41 m² y consta de un sótano más 8 niveles sobre rasante más el nivel de helipuerto.

La Unidad de Pacientes Críticos (UPC) ocupa el espacio central que define el TH y el CDT. En él se desarrollan las unidades de atención urgente u hospitalización de pacientes críticos.

Los tres volúmenes están unidos entre sí mediante patios y forman en conjunto un edificio muy compacto y de fácil comunicación entre sí para minimizar tiempos de recorrido y permitir un eficaz apoyo entre los diferentes servicios (figura 2).

El diseño del edificio ha buscado la eficiencia energética tanto pasiva como activa y la eficiencia estructural empleando una estructura regular que permiten la modularidad y la repetición.

Se da la circunstancia de que la línea de seguridad frente a tsunami pasa a través de la parcela. La implantación del hospital se ha hecho de tal manera que todo el edificio se encuentra por encima de dicha línea (que en Antofagasta está alrededor de la cota +30) mientras que la parte de parking en superficie se ha ubicado en la parte de la parcela que queda bajo dicha línea.

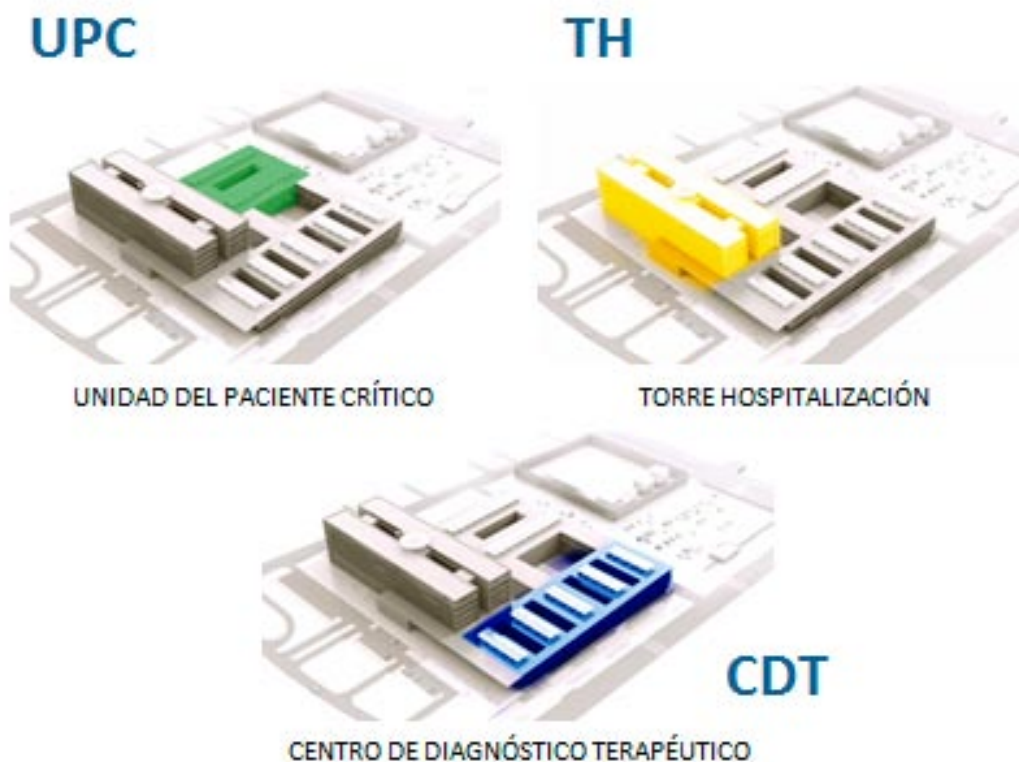


Figura 2. Volumetría general del Nuevo Hospital Regional de Antofagasta

3. Proyecto estructural

El proyecto de estructura y aislamiento sísmico del nuevo hospital de Antofagasta consideró, en su proceso de análisis y diseño, las teorías más actuales del arte de la ingeniería sísmica mundial. Para el diseño del sistema de aislamiento sísmico se desarrollaron modelos no lineales, considerando las relaciones constitutivas fuerza-deformación de cada uno de los tipos de aisladores del sistema y para el diseño de la estructura se consideraron modelos lineales que consideraron rigideces y amortiguamientos equivalentes para el sistema de aislamiento.

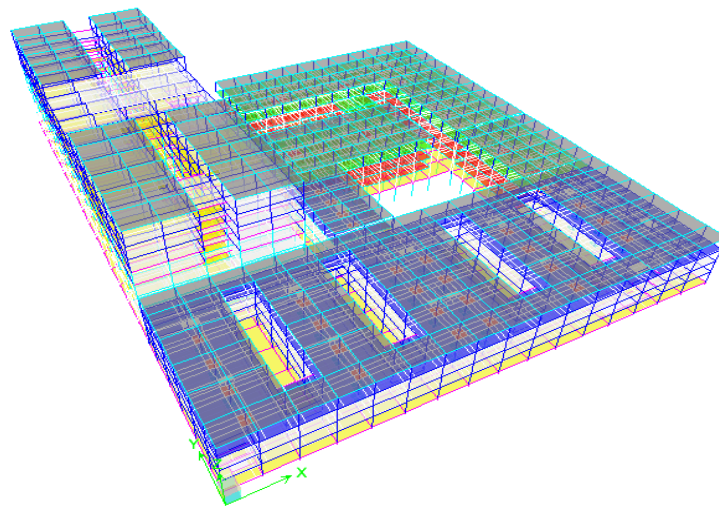


Figura 3. Modelo estructural del Hospital Antofagasta desarrollado en el Software ETABS.

Como ya es sabido, la filosofía de diseño estructural tradicional considera como objetivo que para sismos severos la estructura no colapse. Pero no limita los daños que la estructura pudiese sufrir ni tampoco los daños en los elementos no estructurales. Para una estructura hospitalaria esta filosofía de diseño es deficiente, pues es vital que la estructura permanezca operativa después de un evento sísmico severo.

La técnica actual de diseño que permite asegurar continuidad operativa y protección de los contenidos es la incorporación de un sistema de aislamiento sísmico en la estructura. Según la organización Panamericana de la Salud [6], para el diseño de estructuras hospitalarias se debe respetar la filosofía de diseño indicada en la figura 4:

Nivel de diseño sísmico	Operación Permanente	Ocupación Inmediata	Protección de la vida	Prevención del colapso
Frecuente (50%/30 años)	✘	Comportamiento inaceptable (para edificios nuevos)		
Ocasional (50%/50 años)	◆			
Raro (10%/50 años)	●	◆	✘	
Muy raro (10%/100 años)	●	●	◆	✘

Fuente: OPS / VISION 2000

● Hospitales
◆ Instalación peligrosa
✘ Instalación convencional

● Hospitales con Aislamiento Sísmico

Figura 4. Filosofía de diseño para estructuras hospitalarias según OPS.

Se observa que los hospitales deben tener por lo menos una ocupación inmediata para sismos severos (o muy raros), lográndose además una operación permanente sólo con aislamiento sísmico.

3.1. Descripción de la estructura

El edificio está dividido en tres grandes volúmenes que albergan la Torre de Hospitalización (TH) la Unidad de Pacientes Críticos (UPC) y el Centro de Diagnóstico Terapéutico (CDT). Son cuerpos de diferentes características que se encuentran separados mediante juntas de dilatación:

Torre de Hospitalización (TH): Luces de 7.70 x 8.80. 8 plantas más un helipuerto.

Unidad de Pacientes Críticos UPC): Luces de 8.20 x 8.20. 3 plantas sobre rasante

Centro de Diagnóstico Terapéutico (CDT): Luces de 6.20 x 6.00. 3 plantas sobre rasante

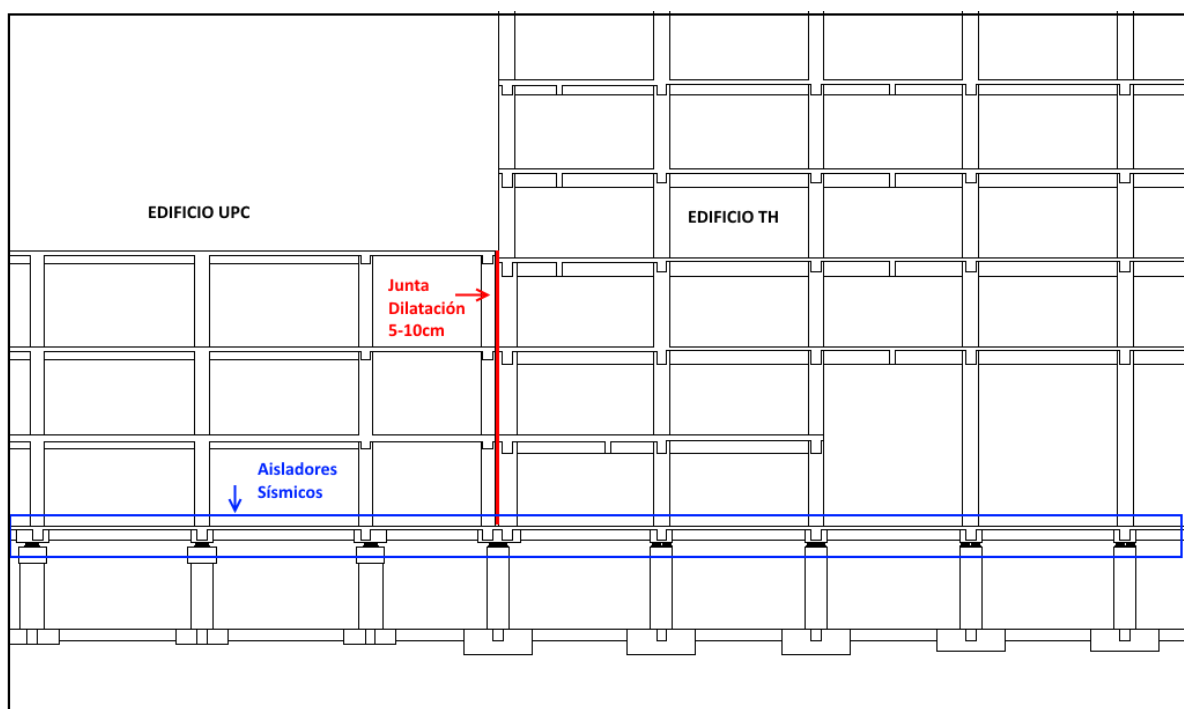


Figura 5. Elevación UPC-TH. Se indica junta de dilatación y nivel de aislamiento sísmico

Estos tres edificios poseen alturas, estructuraciones y rigideces distintas y son independientes sobre el nivel 1, pero unidos a nivel de subterráneo por una placa de hormigón armado inmediatamente sobre el sistema de aislamiento sísmico (Figura 5). Esta placa se estructura en base a vigas descolgadas y losa maciza de espesor 20cm y posee un área de 132x150 m² sin juntas de dilatación.

La estructura bajo el aislamiento sísmico (subestructura) está conformada por un sistema de columnas en cantilever. Esta fue una propuesta estructural innovadora, pues es el primer edificio en Chile con columnas en voladizo bajo el sistema de aislamiento sísmico. Para validar esta propuesta, además de los diseños tradicionales, se realizaron en las columnas análisis especiales de Momento-Curvatura y la demanda sísmica se analizó en 4 direcciones ortogonales.

La estructuración sobre el sistema de aislamiento (superestructura) para los edificios de menor altura, UPC y CDT, es similar y en base principalmente a losas planas y capiteles sobre columnas, con algunas líneas de vigas descolgadas en perímetros de fachadas. El edificio TH, el más alto, posee vigas descolgadas en todos los ejes transversales para lograr una mayor rigidez.

3.2. Diseño de la estructura

Los procesos de análisis del sistema de aislamiento se desarrollaron de acuerdo a lo indicado en la norma chilena NCh2745 [3] y los procesos de diseño de la estructura siguieron las recomendaciones de la normativa chilena NCh430[4] y DS61[2] y el código ACI 318 [5].

El suelo característico de la ciudad de Antofagasta, es originario de depósitos de pie de monte y acarreo del tipo eólicas (dunas), debido a las diversas quebradas ubicadas al oriente del proyecto, donde se ubica la cordillera de la costa.

Así, superficialmente aparecen unas arenas medias como relleno artificial, por debajo intercalación de estratos de arena limpia a arenas limosas de compacidad media y humedad media con contenido de sales alto. Y finalmente a una profundidad variable entre 0.20m y 4.20m aparecen las andesitas fisuradas con sal en las grietas.

Parámetros Sísmicos				
1 Parámetros de zona, categoría y estructuración		2 Parámetros espectrales		
1.1	Zona sísmica (Antofagasta)	3	2.1 Factor Z	1.25
1.2	Categoría de la estructura (Hospital)	IV	2.2 A (Bases Técnicas Aislamiento Sísmico)	0.5g
1.3	Tipo de suelo	A	2.3 α_{AA} [m/s ²]	10.85
1.4	Factor de importancia I (NCh2745:2013, Tabla 1)	1.0	2.4 α_{VV} [m/s]	0.50
			2.5 α_{DD} [m]	0.20
			2.6 T_a [s]	0.03
			2.7 T_b [s]	0.11
			2.8 T_c [s]	0.29
			2.9 T_d [s]	2.51

Tabla 1. Parámetros Sísmicos

El espectro de diseño utilizado corresponde al indicado por la NCh2745 [3] y corresponde al que se muestra en la Figura 6. En dicha figura se aprecia que se ha aplicado un factor de reducción por amortiguamiento para los períodos mayores a 2.0 s. Esta reducción corresponde a un disminución del 10% asociada al sistema de aislamiento.

La estructura se apoyó en las rocas andesíticas, que se caracterizan como suelo tipo I o A. La ubicación geográfica del hospital determinó que el sismo sobre la estructura se definiera con un pick de aceleración de suelo de 0.5g, que corresponde a una zona sísmica 3, de acuerdo a NCh

2745 [3]. El resumen de los parámetros sísmicos que definieron el comportamiento global de la estructura se indica a continuación en la tabla 1.

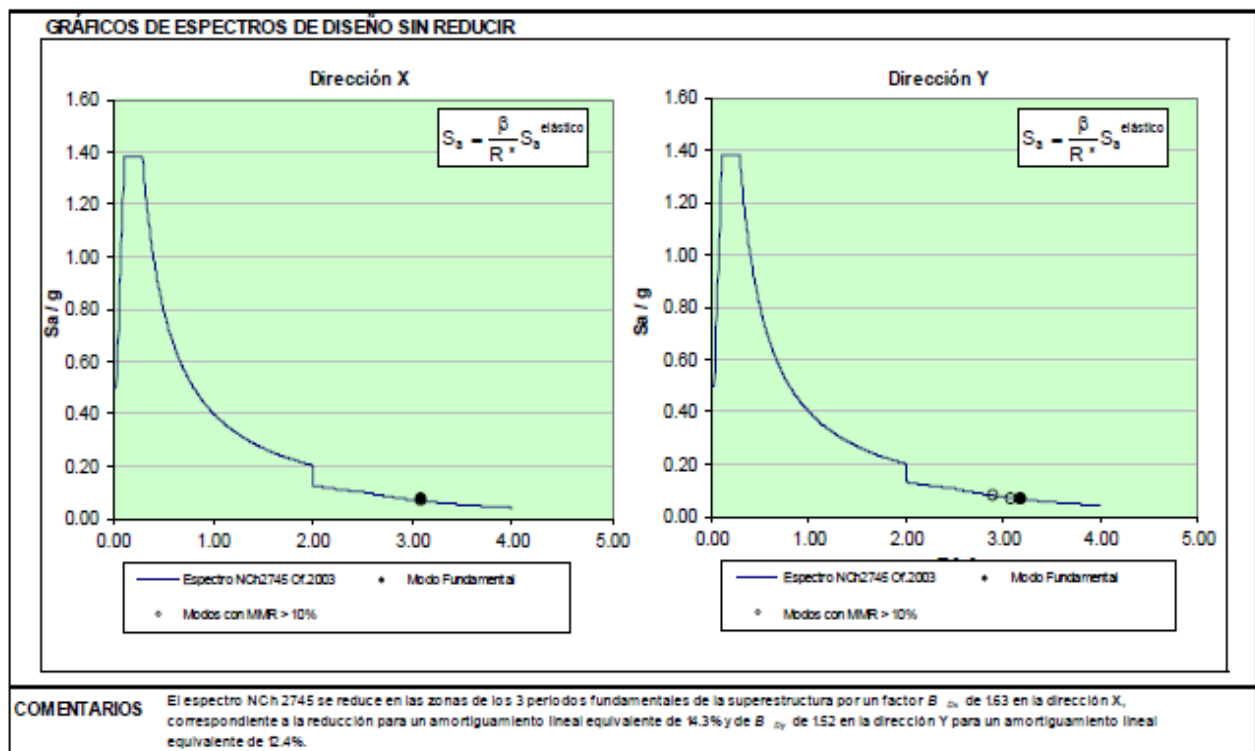


Figura 6. Espectro de diseño NCh 2745 con reducción de amortiguamiento

Propiedades Dinámicas			
1	Períodos fundamentales de la superestructura	5	Peso Sísmico (W_{sis}) *
1.1	Período en dirección X (T_x) [s]	5.1	Peso Sísmico Estructura Aislada [ton]
1.2	Período en dirección Y (T_y) [s]	5.2	Peso Sísmico Total de la Estructura [ton]
1.3	Período torsional (T_{RZ}) [s]		
2	Análisis Modal Espectral	6	Valores de diseño
2.1	Número de modos considerados (CQC)	6.1	Desplazamiento de Diseño CM - DTD (cm)
2.2	Masa modal fundamental en dirección X [%]	6.2	Desplazamiento Máximo CM - DTM * (cm)
2.3	Masa modal fundamental en dirección Y [%]	6.3	Corte Aisladores (V_x) [ton]
2.4	Masa modal total en dirección X [%]	6.4	Corte Aisladores (V_y) [ton]
2.5	Masa modal total en dirección Y [%]	6.5	Corte total (V_x) [ton]
		6.6	Corte total (V_y) [ton]

Tabla 2. Características del Comportamiento Dinámico de la Estructura.

La estructura tiene un período objetivo sobre los 3s y se obtienen desplazamientos máximos del sistema de aislamiento de aproximadamente 25cm para el sismo máximo posible (10% de

excedencia en 100 años). El factor de modificación de respuesta para la superestructura fue de 2.0 y bajo el sistema de aislamiento se consideró $R=1.0$. En la tabla 2 se muestra un resumen de los parámetros sísmicos obtenidos.

3.3. Diseño del sistema de aislamiento

Para este proyecto se definió la interfaz de aislamiento en un plano horizontal ubicado en el cielo del subterráneo. El sistema quedó conformado por 280 aisladores de goma de alto amortiguamiento y 139 deslizadores friccionales. El diámetro de los aisladores es de $D_e = 65\text{cm}$, 75cm y 90cm , altura de goma $H_r = 12.8\text{cm}$. Los deslizadores tienen un núcleo de 22cm , 27cm y 33cm de diámetro y una capacidad de deformación de 27cm . En la tabla 3 se indican un resumen de las propiedades geométricas de los dispositivos:

Tipo	Denominación	Cantidad	D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	t_x (mm)	n_r	t_r (mm)	D_f (mm)	t_f (mm)	H_r (mm)	H_t (mm)	Núcleo Plomo
AS1	H5-65	151	650	25	3	16	8	750	20	128	213	No
AS2	H5-75	30	750	100	3	16	8	850	20	128	213	No
AS3	H5-90	99	900	100	3	16	8	1000	20	128	213	No
SL1	DFD 220/270	20	-	-	-	-	-	-	-	-	120	-
SL2	DFD 270/270	26	-	-	-	-	-	-	-	-	120	-
SL3	DFD 330/270	93	-	-	-	-	-	-	-	-	120	-

Tabla 3. Dimensiones geométricas de los dispositivos del Hospital Antofagasta

Donde:

D_{ext}	Diámetro exterior del elastómero
D_{int}	Diámetro interior del núcleo del elastómero
t_s	Espesor de las placas intermedias de acero
n_r	Número de capas de goma
D_f	Lado de las placas de acero de anclaje
t_f	Espesor de las placas de acero de anclaje
t_r	Espesor de las capas de goma
H_r	Altura total de goma
H_t	Altura total del aislador

Los aisladores elastoméricos fueron modelados mediante constitutivas bi-lineales calibradas inicialmente para un desplazamiento igual al calculado en la etapa de Prediseño del sistema de aislamiento. La forma de la relación bi-lineal esta calibrada sobre la base de numerosos ensayos realizados a aisladores de distintas rigideces y tamaños. En el caso de los deslizadores, estos fueron modelados en base a un comportamiento friccional cuyos parámetros dependen de la carga axial y el coeficiente de roce. En la figura 6 se muestra gráficamente las constitutivas no lineales consideradas típicamente para aisladores y deslizadores.

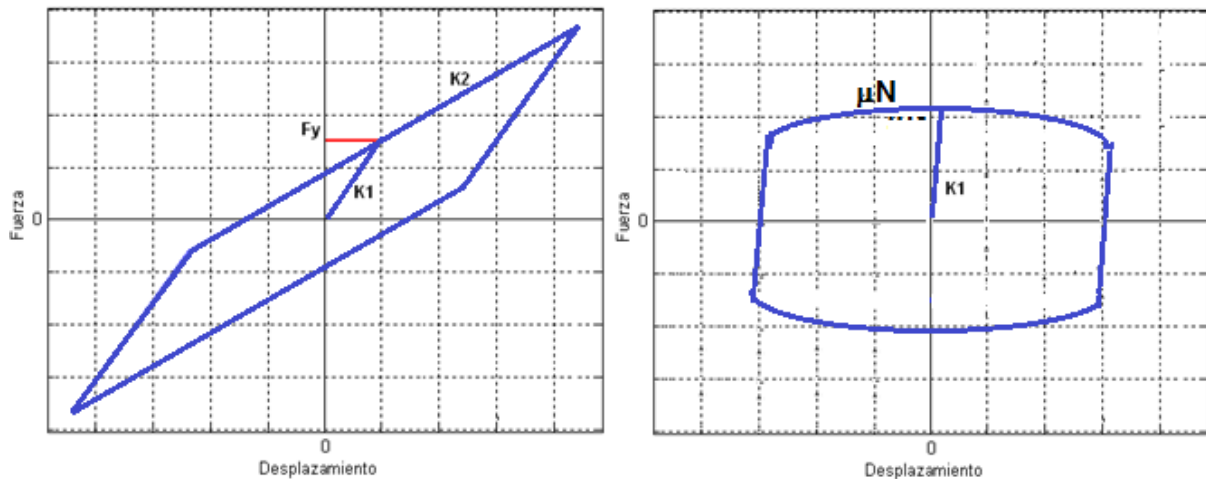


Figura 7. Modelo de relación constitutiva bi-lineal considerada para el aislador y para el deslizador

Para la realización de los análisis no lineales de historia en el tiempo se generaron 3 registros sísmicos artificiales compatibles con el espectro de diseño indicado en figura 6. Dichos sismos están basados en registros sísmicos reales obtenidos en las localidades de Pichilemu (N-S), Quintay (N-S) y Zapallar (E-O) durante el terremoto ocurrido en la zona central de Chile el año 1985. La Figura 8 muestra los registros generados para el proyecto. La Figura 9 muestra el espectro de respuesta para los tres sismos artificiales basados en el espectro de Diseño y su comparación con el espectro de la norma NCh2745 (Suelo I, Zona Sísmica 3 y $\zeta=5\%$).

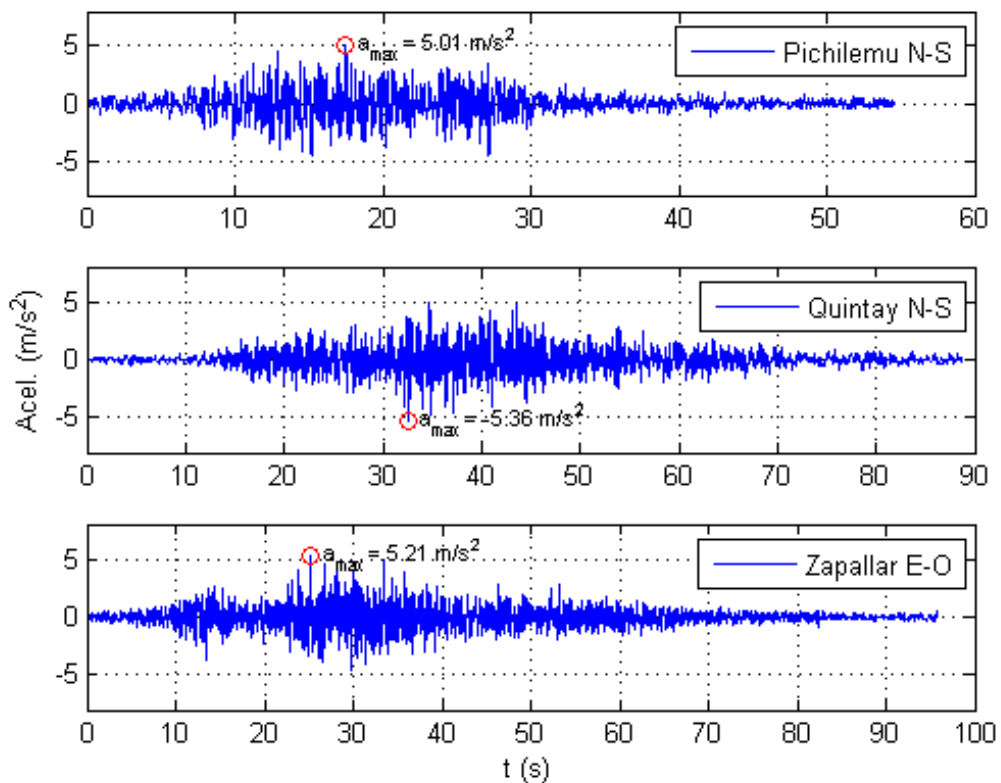


Figura 8. Registros artificiales utilizados en el análisis

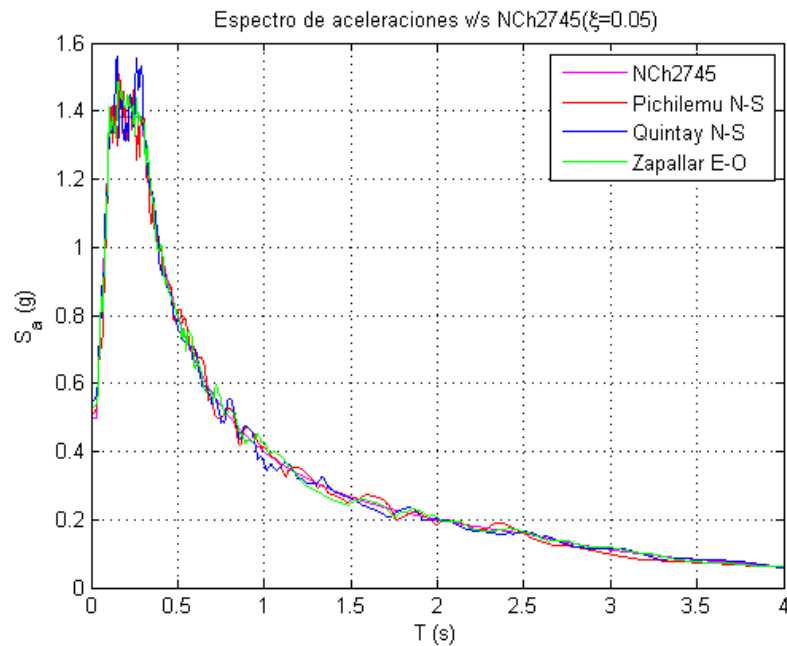


Figura 9. Espectros de respuesta para sismos artificiales basados en el espectro de Diseño

En relación a las cargas axiales sobre los dispositivos se definieron las siguientes combinaciones para su determinación:

$$P_{ST} = 1.2D + 0.5L + 1.0E_M^c \quad (1)$$

$$P_{STt} = 0.8D + E_M^t \quad (2)$$

$$P_{LT} = D + 0.5L \quad (3)$$

Donde E_M^c representa las cargas a compresión debidas a sismo máximo y E_M^t las cargas a tracción debidas a sismo máximo.

	Dispositivo					
	H5-65	H5-75	H5-90	DFD 220/270	DFD 270/270	DFD 330/270
P_{ST} (ton)	415.0	625.6	1003.8	105.4	204.9	306.7
P_{STt} (ton)	85.7	60.4	51.4	18.7	33.7	46.7
P_{LT} (ton)	352.1	820.4	820.4	82.7	129.5	203.1

Tabla 4 Cargas en dispositivos (toneladas)

Las deformaciones máximas obtenidas en los aisladores para el sismo máximo posible se indican en la tabla 5.

	Demanda	Deformación
Diseño	D_D (cm)	13.2
	D_{TD} (cm)	15.2
Máxima	D_M (cm)	18.4
	D_{TM} (cm)	24.8

Tabla 5 Deformaciones de Diseño y Máxima

Finalmente la distribución en planta del sistema aislamiento quedó como se indica en la figura 10:

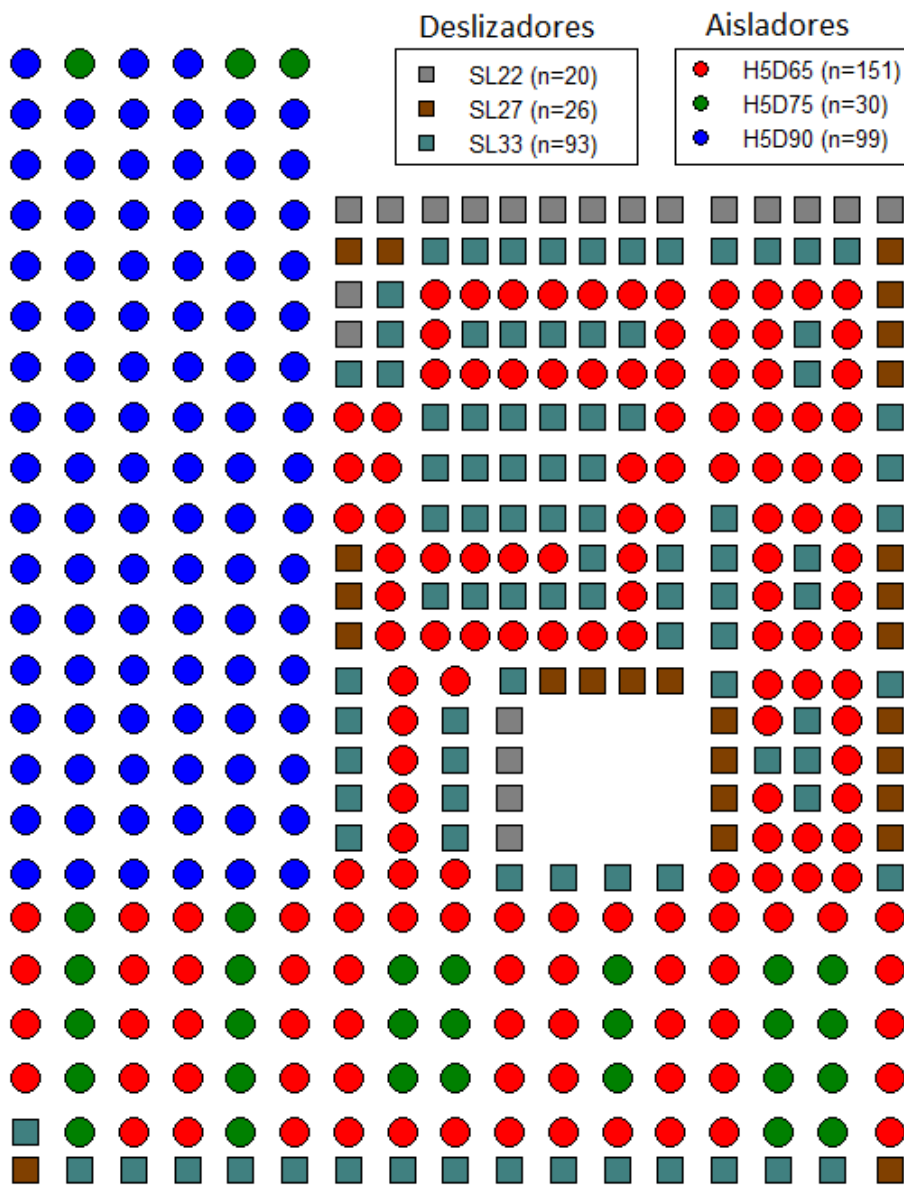


Figura 10. Vista esquemática del sistema de aislamiento

4. Fase de construcción

4.1. Estrategia general

La obra se acometió con 5 grúas torre para realizar la estructura y apoyar puntualmente al montaje de fachada, pero se contó además con ayudas de grúas automóbiles para el montaje de fachada y los galpones de cubierta que protegían los equipos de clima.

Los tres edificios se acometieron independientemente como si se tratara de 3 obras diferentes, con tres jefes de obra y sus equipos. La gestión de aprovisionamiento y la gerencia era común a las tres.

4.2. Excavación y cimentación

La obra comenzó con las labores de excavación. Dado que las andesitas aparecían en general en cotas altas, la excavación general resultó muy complicada, y mucho más aún la excavación de las zapatas y las vigas que las arriostraban (figura 11). La excavación general en roca se hizo mediante explosivos y la excavación más precisa de las fundaciones se hizo con martillo neumático.

Durante los comienzos de la obra tuvimos que gestionar la existencia de un Ojo de Mar. Se trataba de un cauce de agua salada procedente de cotas altas del este, de la cordillera de los andes.



Figura 11. Excavación de fundaciones

Este fenómeno extraño no tiene aparente explicación. El agua parece venir de depósitos marítimos colgados en lo alto de la cordillera, o puede ser agua subterránea que pase por depósitos salinos situados en el subsuelo andino. En cualquier caso, durante los comienzos de la

obra se realizó parte del drenaje definitivo del edificio para recoger esa agua y que no fuera un inconveniente para el desarrollo de los trabajos.

A continuación se ferrallaron los pilares. La cuantía de estos elementos rondaba los 450 kg/m^3 . La ferralla llegaba a obra ya cortada y doblaba. Se elaboraban los subpilares que conformaban cada pilar y a continuación se ferrallaba el pilar definitivo añadiendo las barras faltantes y uniendo con estribos los subpilares. La ferralla de los pilares, a pesar de estar trabada mediante las vigas riostras debían ser sujetadas provisionalmente para evitar su cimbreo.

A continuación se hormigonaban fundaciones y vigas riostras y después los pilares. Encima de estos pilares ya se situaban los aisladores. En general estos aisladores necesitan unos capiteles en la cabeza de columnas para su correcta ubicación. En este proyecto los pilares eran ménsulas desde la cimentación hasta el techo de sótano de manera que sus generosas dimensiones no hicieron necesaria la instalación de ningún capitel en muchos de ellos.

4.3. Instalación de los aisladores

El proceso de instalación de aisladores y deslizadores representó una de las etapas más importantes dentro del desarrollo de la obra. Para lograr un buen resultado se debió capacitar a los equipos que se encargarían de la instalación y someterlos a una supervisión directa de la inspección técnica estructural de obra, aportada por SIRVE para este fin.



Figura 12. Protección para transporte e izamiento mecánico de los dispositivos (imagen referencial)

La recepción de los dispositivos en obra debió cumplir con lo indicado en las especificaciones técnicas del proyecto y exigir al fabricante de estos, que a la llegada a la obra cada dispositivo fuera acompañado por los correspondientes certificados de ensayos. Los dispositivos debían conservarse en cajas almacenados en bodegas hasta su instalación (figura 12). Antes de ser

instalados debían inspeccionarse para detectar posibles fallas visuales de fábrica, como algunas averías o daños que pudiesen haber ocurrido durante el transporte. Lo más importante a inspeccionar en esta etapa fue lo siguiente:

- Superficies metálicas: Corrosión, herrumbre, abolladuras o picaduras.
- Superficie de goma: Rasgaduras o cortes.
- Sujeciones y Anclaje: Pérdida de componentes, corrosión o distorsiones.

La preparación final del montaje incluyó las siguientes actividades:

- Limpieza y revisión del dispositivo. Esta limpieza deberá considerarse sólo en los casos en que el dispositivo tenga evidente acumulación de suciedad debido a falta de cuidado en el transporte y/o almacenamiento
- Verificación de la geometría y estado de los pernos de anclaje.
- Nivelación y aplome.
- Alineación.
- Grouteos con material autonivelante para lograr nivelar la superficie de apoyo de los dispositivos.
- Apriete de los pernos de anclaje con el torque definido para este proyecto

La instalación de los dispositivos sobre las columnas del sótano se realizó con la ayuda de una plantilla metálica que se muestra en la figura 13.



Figura 13. Plantilla para la colocación de dispositivos

El orden de instalación consideró lo siguiente:

- Posicionar los manguitos dentro de la columna
- Hormigonar la columna de H.A

- Con el hormigón endurecido, proceder a limpiar y a generar rugosidad sobre la cara superior de la columna para una adecuada adherencia con el grout.
- Aplicar el grout de nivelación sobre la superficie de la columna
- Posicionar e instalar el aislador

Una vez instalado y posicionado el aislador sobre la columna, se aplicará grasa o desmoldante en toda la superficie de la placa base superior del dispositivo, luego de esto se montó la armadura del pilar superior y hormigonando posteriormente el capitel superior. Ver figura 14:

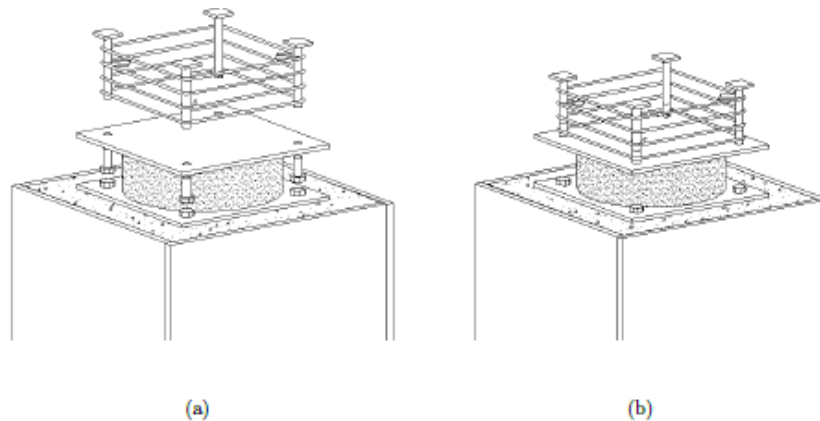


Figura 14. Instalación de los pernos superiores: (a) despiece de armado, (b) armado final

4.4. Ejecución de la estructura

Una vez instalados los aisladores se procedió a realizar la placa aislada, una losa sobre vigas de dimensiones 165x131 m² sin juntas. La losa se hormigonó siguiendo las fases del edificio al que pertenecía, pero se dejaron franjas sin hormigonar. Tres meses más tardes se completó la ferralla de esas franjas y se hormigonaron.

Esta estrategia tiene por objeto dejar ocurrir la mayor fracción de deformación de retracción posible para reducir los esfuerzos de retracción. Pero también es necesaria para evitar que, antes de acabar el edificio, los aisladores estén deformados en situación de reposo como consecuencia del acortamiento de la placa aislada. Esta deformación siempre va a existir y, de hecho, los aisladores podrían diseñarse para absorber la deformación inicial total, pero dejar franjas de hormigonado reduce dicho riesgo y mejora el aspecto de los aisladores con el edificio acabado.

La correcta ejecución de los soportes y de las vigas presentó dificultades. La estructura se ha diseñado como marcos intermedios (según nomenclatura del capítulo 21 de [5]), Esto implica que el solape de armadura de un tramo de columna con el superior se debe realizar en la mitad de la altura de la columna. De esta manera la ferralla del primer pilar tenía una altura de más 7 m ($4.30 + \frac{1}{2} 4.30 = 6.45$ más la mitad de la longitud de solape). Asimismo, durante el hormigonado del penúltimo tramo de pilar, la ferralla correspondiente al último tramo quedaba expuesta por encima del encofrado (figura 15) la altura correspondiente a dos plantas.

En estas fases la ferralla presentaba esbelteces geométricas de 10 lo que significaba que se deformaba fácilmente. Esto obligó a sujetar la ferralla mediante vientos o puntales para enderezarla durante las horas previas a la colocación de los encofrados de columna. Una vez

colocados los encofrados, éstos también se acodalaban convenientemente para no sufrir el arrastre de la ferralla que asomaba, en vuelo, hacia arriba.



Figura 15. Sección por el CDT. Se aprecian los aisladores, el encofrado de losas con ábacos y la ferralla sobresaliente de las columnas

En el nudo columna viga, los cercos de la columna deben pasar sin interrupción. Los cercos de los pilares en la coincidencia de la viga no venían montados para crear una apertura y facilitar la ferralla de las vigas (figura 17). Después, dichos estribos se volvían a colocar en su sitio para asegurar un continuo zunchado del pilar incluso en la coincidencia con la viga.

El clima de Antofagasta hacía necesario el curado de las columnas las cuales se regaban abundantemente rodeadas de tela de arpillera.

El mismo diseño de marco intermedio obliga a que los solapes de la armadura longitudinal de las vigas estén alejados de los nudos de conexión con las columnas, es decir, que los solapes van en centro de vano. Este diseño dificulta mucho el ferrallado de las vigas si se compara con otras estructuras en zona donde la acción sísmica no tiene tanta importancia. Se ideó un sistema que permitía una semiprefabricación de la ferralla y que se describe a continuación.

Las vigas de los marcos intermedios se ferrallaron a pie de posición o cerca de su ubicación definitiva. Se subían las armaduras principales superior e inferior de una mitad con los estribos de dicha mitad y con el resto de estribos del vano sin fijar, sueltos, conformando un conjunto de ferralla que correspondía a la mitad de la armadura longitudinal y a la totalidad de la transversal (figura 16). A continuación se completaba la armadura longitudinal de la otra mitad y se reordenaban los estribos sueltos con sus separaciones preceptivas y se ataban a la armadura longitudinal. Finalmente se colocaban los estribos de la columna y se cerraban encofrados.



Figura 16. Ferrallado de viga de marco

Las losas se ferrallaban fácilmente, se insertaba la armadura de continuidad a través de las vigas y el hormigonado de todo el conjunto se hacía sin particularidades. Al montaje de la ferralla ayudaba el hecho de que las losas apoyadas en vigas en cuatro bordes, diseñadas únicamente para transmitir cargas verticales y servir de diafragma, no llevaban armadura superior en el centro de vano.



Figura 17. Detalle de ferralla de columnas

En los edificios tan extensos como éste siempre hay dificultad de acceso de camiones y bombas a todos los tajos. Por ello en esta obra se decidió retrasar en estructura una esquina del edificio, la correspondiente al CDT junto al TH (figura 18). Esa esquina, cercana al acceso de obra, permitía el trasiego de maquinaria y materiales a través de los patios y permitía el acceso de todos los medios auxiliares a la totalidad del edificio. Cuando se completó la estructura de hormigón del resto del edificio se acometió la estructura de la esquina, ya siempre desde fuera y con buen acceso de grúas y bombas.



Figura 18. Mes 9 de obra donde se aprecia la esquina por donde se da acceso a la maquinaria

La estructura de hormigón se completó en un total de 15 meses (figura 19), incluyendo la esquina retrasada para permitir el trasiego de maquinaria. Se emplearon un máximo de 8 grúas torre. La dificultad de la ferralla y su elevadísima cuantía redujeron muchos los rendimientos unitarios de las grúa torre. En el mes 9 se empezó a trabajar en el interior del edificio, sótanos, tabiquerías e instalaciones. En el mes 13 se comenzaron los trabajos de ejecución de fachada.

Agradecimientos

Sacyr está muy agradecido al equipo que ha participado en el proyecto del Hospital; Canvas e IPA como arquitectos y coordinadores generales, Master como diseñador de las instalaciones y Sirve como ingenieros estructurales y expertos en protección sísmica. También agradece el trabajo y esfuerzo de todo su personal destacado en Chile.



Figura 19. Conclusión de la estructura en el mes 15.

Referencias

- [1] NCh 433.Of1996 Modificada en 2009, Norma Chilena Oficial. Diseño sísmicos de edificios.
- [2] Decreto 61: “Aprueba Reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado y deroga el Decreto N°118, de (V. y U.), de 2010”
- [3] NCh 2745:2013, Norma Chilena Oficial. Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica
- [4] NCh 430 Of.2008, Norma Chilena Oficial. Hormigón armado – Requisitos de diseño y cálculo.
- [5] ACI 318-08: “Building Code Requirements for Structural Concrete”.
- [6] OPS, Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud, Washington DC, 2000