

CONSOLIDACIÓN DE UN EDIFICIO HISTÓRICO MEDIANTE AISLAMIENTO SÍSMICO CON PÉNDULO FRICCIONAL

Seguin, Carlos Eugenio^a

^a Profesional Independiente, eugenioseguin.es@gmail.com

Palabras clave: aislamiento sísmico, consolidación, edificio histórico

RESUMEN

Se presenta el diseño y ejecución de la consolidación del edificio de la Legislatura de la provincia de San Juan, declarado monumento histórico por Ley provincial 2601-F de noviembre de 2023. El edificio original, se construyó inmediatamente después del terremoto de San Juan de 1944 que arrasó la capital provincial. Dada su antigüedad, la estructura no cumplía con la norma INPRES-CIRSOC 103, 2018. Las autoridades provinciales dieron curso a un anteproyecto que consideraba aislamiento sísmico tipo péndulo friccional, presentado en 2016 por el autor de este trabajo. Para ello por Ley 2116-P, se aprobó el reglamento para edificios sísmicamente aislados el 10 de septiembre de 2020, adaptada por el autor de acuerdo al ASCE 7-05, base de la norma argentina a la fecha de su presentación. El diseño estructural y el procedimiento de consolidación se realizó entre 2019 y 2020. La obra se inició en julio de 2022 y concluyó en noviembre de 2024. La dirección de obra estuvo a cargo del autor y ésta se llevó a cabo con el edificio funcionando normalmente, a pesar de ser literalmente cortado en su base y en toda su altura. La circulación vertical de ascensores se mantuvo operativa durante toda la obra. La obra es única en Latinoamérica.

ABSTRACT

This document presents the design and construction of the retrofit of the San Juan Provincial Legislature building, declared a historical monument by Provincial Law 2601-F of November 2023. The original building was constructed immediately after the 1944 San Juan earthquake that devastated the provincial capital. Due to its age, the structure did not comply with the INPRES-CIRSOC 103, 2018 standard. Provincial authorities approved a preliminary project that considered frictional pendulum-type seismic isolation, submitted in 2016 by the author of this paper. To this end, Law 2116-P approved the regulations for seismically isolated buildings on September 10, 2020, adapted by the author according to ASCE 7-05, the basis of the Argentine standard at the time of its submission. The structural design and consolidation procedure were completed between 2019 and 2020. Construction began in July 2022 and was completed in November 2024. The project was overseen by the author and was carried out while the building remained fully operational, despite being literally cut off at its base and along its entire height. Elevator access remained operational throughout the entire construction process. The work is unique in Latin America.

Introducción

El 15 de enero de 1944 a las 20:52, hora local, la ciudad capital de San Juan fue destruida en alrededor de 30 segundos, por un violento terremoto con epicentro a 20 km al norte de su capital. Su magnitud se estima en M_w 7.4 a 7.6, con una profundidad de entre 11 a 16 km e intensidad IX en la escala de Mercalli modificada. De poco más de 90.000 habitantes, más de 10.000 perdieron la vida, constituyéndose en la mayor catástrofe sísmica ocurrida Argentina. Si bien la preceden los terremotos del 20 de marzo de 1861 en Mendoza, donde se perdieron 6.000 vidas sobre 18.000 habitantes y el de 1894, el de mayor magnitud en la historia argentina (M_w 8.2), también en San Juan y conocido como el “gran terremoto argentino”, a la fecha de este desastre no existían en la época prescripciones sismorresistentes.

Luego de 1944, se crea el “Honorable Consejo de Reconstrucción de San Juan”, transformado en 1964 a “Consejo Nacional de Construcciones Antisísmicas y Reconstrucción de San Juan” (CONCAR), que dio inicio a la construcción sismorresistente y a la prevención sísmica en el diseño urbano en Argentina. La primera normativa sísmica en argentina fue el Código de Edificación de San Juan (CESJ), aprobado el 31 de julio de 1951, basado en las primeras prescripciones sísmicas mundiales luego del terremoto de 1908 en Messina, Italia. Allí, perecieron más de 80.000 personas de una población de 160.000 habitantes, la peor catástrofe sísmica de Europa. Italia, dicta el Real Decreto 193 del 18 de abril de 1909 y define el concepto de coeficiente sísmico, en que la estructura debe calcularse para una carga horizontal proporcional a su peso. Inicialmente establecido en 1/12, luego del sismo de Avezzano (1915), se elevó a 1/8 y se estableció el concepto de zonificación sísmica. En esta idea básica se fundamentó el CESJ. En 1959 Housner ⁽¹⁾ presenta el espectro de respuesta suavizado, basado en las ideas de Biot ⁽²⁾ (1932).

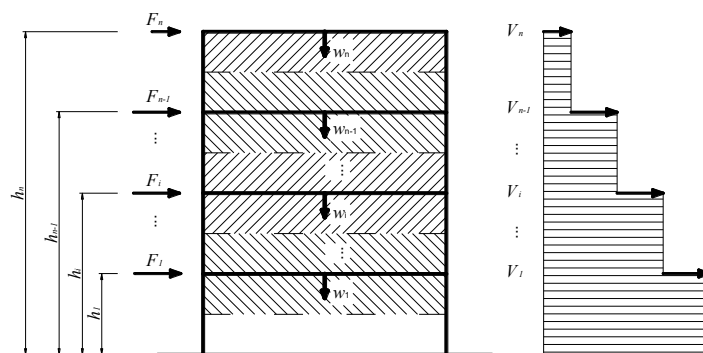


Figura 1 – Distribución de Fuerzas y Corte Sísmico en altura CESJ – 1951.

Las dos guerras mundiales de 1914 a 1918 y de 1939 a 1945 ralentizaron notablemente la investigación mundial en torno a la problemática sísmica.

Esta primera norma consideró distribuir el corte sísmico en altura proporcionalmente

al peso de cada nivel (Figura 1). El corte basal correspondía a:

$$V = C_s \times \sum_{i=1}^n w_i \quad (1)$$

Enfoque sísmico actual

La distribución sísmica en altura cambió en los años 40, primero a nivel académico, luego adoptado por normas como el UBC⁽³⁾ (1961) y a partir de fines de los 60 en Latinoamérica, se adoptó la distribución en forma de triángulo invertido (Figura 2). Actualmente se considera una distribución lineal o parabólica, función del periodo de la estructura, que trata de captar la forma del primer modo de vibración (ASCE 7-22):

$$F_x = C_{vx} \times V, \text{ con: } C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (2)$$

V es básicamente el mismo concepto de la ecuación (1), aunque la determinación de C_s hoy depende de varios factores. En C_{vx} , w_x = peso del nivel x , h_x = su altura y k es un parámetro igual a 1 o 2 para periodos hasta 0.5 s. y desde 2.5 s. en adelante, respectivamente, debiendo interpolarse entre estos valores para periodos intermedios. La Figura 2 compara estos tres criterios de distribución en altura.

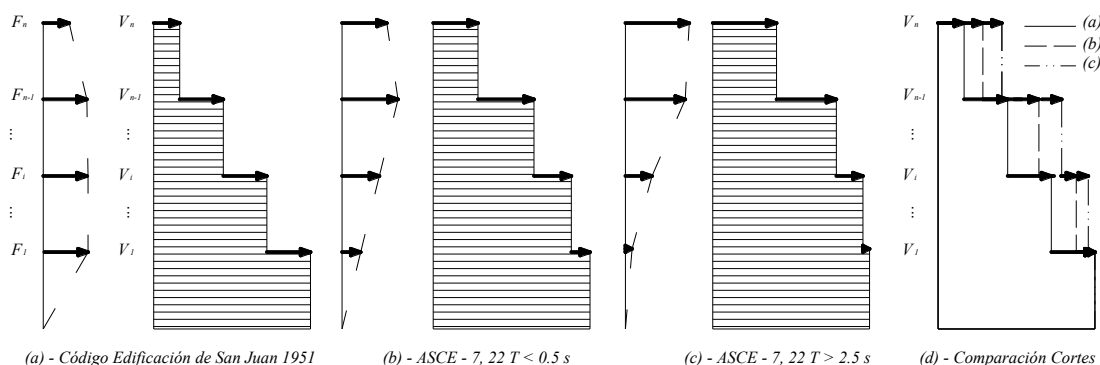


Figura 2 – Comparación de cortes basales de diseño según distintos criterios.

Observe que el diseño del CESJ, expone los niveles superiores a daños durante un sismo intenso. La base no sufre daños para igual coeficiente sísmico. En el caso a) aún, si fallan los pisos superiores, el corte que estos transmiten se bloquea, permitiendo que en el primer piso se limiten los daños.

El edificio histórico de la Legislatura de San Juan

Este edificio (Figura 3), diseño del arquitecto veneciano Ernesto Puppo, fue uno de los primeros en construirse junto con el denominado eje cívico de la provincia, luego del terremoto de 1944. Destinado primero a hotel de inmigrantes, luego a alojamiento

universitario, a hotel concesionado a la cadena Sussex, para finalmente, en 1984, convertirse en sede del poder legislativo de la provincia.



Figura 3 – Edificio de la Legislatura de San Juan

Este edificio soportó, con daños, el terremoto de San Juan del 11-06-1952. Según lo discutido, el cuarto piso del ala oeste, derecha en la Figura 3, fue demolido. Luego del terremoto, del 23-11-1977, fue clausurado como varios edificios de la época, por daños en los pisos superiores. El escudo en la Figura 3, obra del artista local Miguel Ángel Sugo (1952), que representa la historia de San Juan, incluido el terremoto de 1944, sufrió daños importantes. El edificio se comenzó a reparar y adaptar sin consolidarlo en 1982. En esta época se construyó el recinto de sesiones, con la norma NAA 80 ya en vigencia y la distribución vertical en triángulo invertido. En los 90, con la norma INPRES-CIRSOC 103 (IC103) vigente, se consolidó el ala oeste. Esta tarea, a cargo del Ing. Hugo Giuliani, se realizó con muros de hormigón armado. La obra duró más de 10 años y con grandes interferencias al funcionamiento legislativo.

Consolidación de las alas norte y sur del edificio

En 2013 se realiza un estudio para consolidar las alas norte y sur del edificio (Figura 4). Consideraba el refuerzo con muros de hormigón armado. En ese estudio, el Ing. Raúl Moreno⁽⁴⁾ realizó un análisis no lineal push-over. Este estudio consideró un modo de vibración tipo triángulo invertido y sus resultados pueden no representar el desempeño real del edificio. Determina capacidades muy elevadas para las alas norte y sur que no se condicen con el comportamiento observado en el terremoto de 1977 (ala sur $C_s = 0.25$ en ambas direcciones $E-O$ y $N-S$; ala norte $C_s = 0.74$ en $E-O$, 0.43 en $N-S$). El refuerzo con estos muros requiere de fundaciones de grandes dimensiones, compleja ejecución e interferencia con las funciones del edificio.

En 2016 realicé un estudio de factibilidad que, luego de prolongados análisis de la administración, fue aceptado. En octubre de 2019, comenzó el estudio de consolidación mediante aislamiento sísmico. El proyecto presentaba varios desafíos durante la consolidación: condición resistente de la estructura luego de la misma; escasa documentación de la estructura original; ubicación y excentricidad del sistema de aislamiento operando; elección del tipo de aislador; seguridad sísmica de los

ocupantes y del edificio; edificio operando normalmente; transferencia de cargas al sistema de aislamiento.

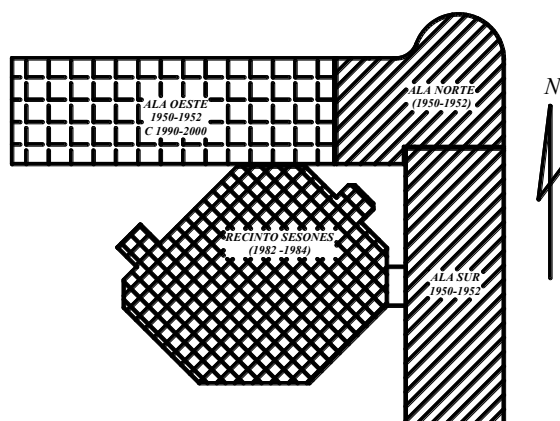


Figura 4 – Esquema estructural de la planta del edificio

Disposición del plano de aislamiento sísmico

La ubicación del plano de aislamiento resulta crítica y depende de las características del edificio, ya construido, y de las posibilidades de intervenir la estructura. Figura 5.

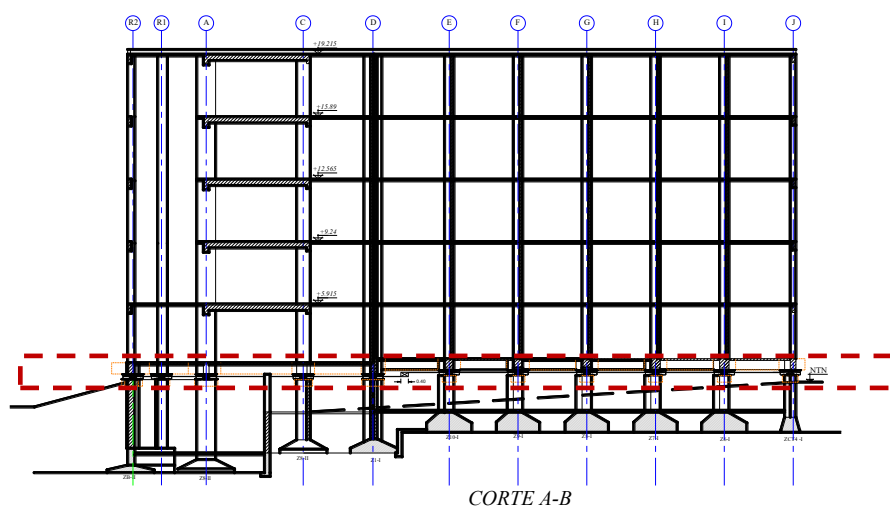


Figura 5 – Plano de aislamiento sísmico en altura

El edificio tiene un semi subsuelo, tal como indica la posición del nivel de terreno natural (NTN) (Figura 5). En uno de sus laterales existe una rampa que conduce al primer nivel de subsuelo, indicada en línea de trazos. El recuadro en línea de trazos indica la ubicación elegida para el sistema de aislamiento. Allí, es posible ejecutar la consolidación sin interferir con las actividades propias de la Legislatura.

Selección del tipo de aislador

En la Figura 6 se muestran los más empleados en aislamiento sísmico basal. Éstos, se pueden dividir en dos grandes grupos, los elastoméricos y los péndulos friccionales (FPS). Los primeros permiten distorsiones máximas del orden del 100 al 150%, el FPS no tiene limitaciones. Un aspecto a definir es si la super o la subestructura será la que

soporte la excentricidad que se produce en el sistema de aislamiento. Excentricidad en la subestructura, implica modificar fundaciones, complejo para la consolidación. En el contacto entre la estructura ya consolidada (ala oeste) y la sísmicamente aislada (Figura 4), esperamos un desplazamiento sísmico máximo ($D_{m\acute{a}x}$) de 40 a 55 cm De acuerdo a diseños previos llevados a cabo⁽⁵⁾. Además, diseñar el aislamiento para que no experimente torsión en un sismo, implica varios tamaños distintos en ciertos tipos, para que el centro de masas de la superestructura coincida con el centro de resistencia, no de rigidez, pues el aislador se comporta no-linealmente.

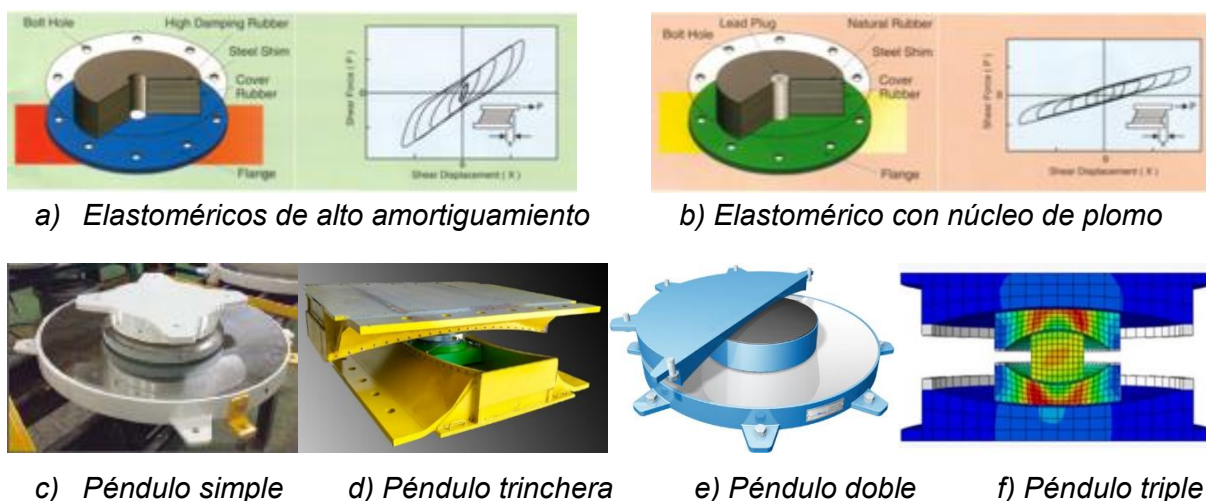


Figura 6 – Aisladores sísmicos de base disponibles

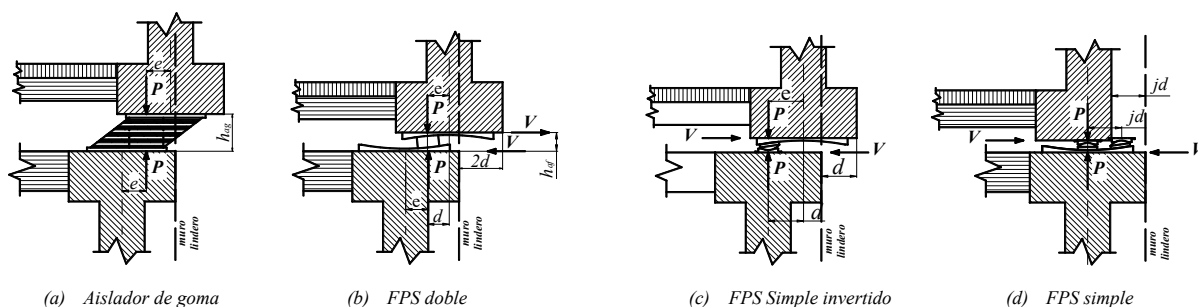


Figura 7 – Configuraciones y limitaciones de distintos dispositivos

El aislador de goma (Figura 7) despliega mucha altura, para el $D_{m\acute{a}x}$ considerado, tendrá de 40 a 78cm de altura. Los aisladores friccionales, en cambio, tienen alrededor de 20cm de altura. Por otra parte, tanto los casos (a), como (b), siendo el último un FPS doble, genera excentricidad tanto en la super como en la subestructura, indeseado en las fundaciones. Considerando la junta entre edificio consolidado y a consolidar vemos que no es posible manejar una junta constructiva inferior a $2 D_{m\acute{a}x}$. Los casos (c) y (d) muestran dispositivos de menor altura, compatible con la estructura en consideración. Además, permiten que la excentricidad sea soportada por la super o la subestructura, dando mayor flexibilidad al diseño. Asimismo, la junta será igual a

$D_{m\acute{a}x}$ en el caso d), ya que la superficie de deslizamiento se dispone bajo la junta y mantiene el deslizador centrado en la sub y en la superestructura. El uso apropiado de esta solución, reduce los problemas de excentricidad en la fundación. Por último, el FPS minimiza la torsión del sistema de aislamiento debido a su constitutiva, limitando el uso de distintos tamaños de dispositivos.

$$v_i = \frac{w_i}{R} x + \mu w_i \text{sign}(\dot{x}) = w_i \left[\frac{x}{R} + \mu \text{sign}(\dot{x}) \right] \quad (3)$$

Donde v_i = corte en el dispositivo; w_i = carga axial en el dispositivo; R = radio efectivo del aislador; μ = coeficiente de fricción; x = desplazamiento relativo del deslizador respecto de la superficie de deslizamiento; $\dot{x}$ = velocidad relativa del movimiento.

Estado original de la estructura

La estructura original fue calculada con una distribución de fuerzas uniforme en altura (Figuras 1 y 2) y en el diseño se empleó el método de tensiones admisibles. El coeficiente sísmico empleado de acuerdo al CESJ y a la tensión admisible del suelo, fue $C_s = 0.125$. El reglamento permitía diseñar las secciones, aumentando la tensión admisible del acero en un 33%. El acero empleado fue barra lisa con tensión admisible de 1400 kg/cm², por lo tanto, la tensión admisible para diseño sísmico era:

$$\sigma_{sadm} = 1.33 \times 140 \text{ MPa} = 186 \text{ MPa} \quad (4)$$

La tensión de fluencia de este acero es 240 MPa y define una capacidad adicional del 29%. El coeficiente sísmico de serviciabilidad C_{ss} , (primera fluencia), es $C_{ss} = 0.16$. Asignando una ductilidad $\mu=1.5$, estructura aun en rango lineal^(6, 7, 8), el coeficiente sísmico de diseño es $C_{sd} = 0.24$. Al hormigón se le asignaba una resistencia admisible de 6 a 8 MPa. Estudios previos⁽⁴⁾ fijan la resistencia característica del hormigón $f_k = 20 \text{ MPa}$, la sobre capacidad del hormigón entonces es de 3.33 a 2.5. Por lo tanto, la capacidad de la sección la define la resistencia del acero.

Escasa documentación de la estructura original

Debido a la diversidad de destinos y propietarios transitorios que tuvo el edificio y a que la documentación de respaldo se perdió durante la inundación del subsuelo donde se almacenaba gran parte de la documentación de los edificios construidos en San Juan, sólo dispuse de planos parciales que permitieron establecer las condiciones de diseño del edificio y valiosos planos de replanteo de fundaciones y estructura que permitieron conocer con gran fidelidad la geometría del edificio.

Seguridad sísmica durante el proceso de construcción

Durante la consolidación, la estructura cambia su configuración resistente y en algún instante tendrá su estado sísmico más vulnerable. No debe permitirse comportamiento no-lineal que produzca desplazamientos permanentes del edificio muy difíciles de recuperar. Este tiempo es breve, pero, podría quedar expuesta a importantes demandas sísmicas. La obra se programó en un plazo de 18 meses. Sin embargo, este tiempo podía prolongarse por diversos motivos. Conservadoramente, consideré que la obra podría extenderse hasta 30 meses. Es posible, calcular el período de retorno medio de un sismo que tiene una probabilidad del 10% de exceder una aceleración máxima dada, que define nuestro PGA operacional (a_0).

$$T_n = \frac{1}{1-(1-pe)^{\frac{1}{n}}} \quad (5)$$

Donde T_n = período de retorno para n años (2.5 en este caso), pe = probabilidad de excedencia del PGA (10%). Con estos datos obtenemos $T_{2.5} = 24$ años. Además, de acuerdo al Eurocode 8⁽⁹⁾, la relación entre dos periodos de retorno y los PGA correspondientes está dada por la expresión:

$$\frac{a_2}{a_1} = \left(\frac{T_2}{T_1}\right)^k \quad (6)$$

Donde, a_i = aceleración máxima (PGA) para T_i y k = exponente que depende de la zona sísmica. El PGA de diseño de la IC103 corresponde a $T_1 = 475$ años, el PGA del sismo máximo considerado es 1.5 veces el de diseño, para $T_2 = 2475$ años. Así, aplicando la ecuación (6), $k = 0.25$. Tomando de referencia el evento correspondiente al sismo de diseño para la ciudad de San Juan y como objetivo el sismo operacional correspondiente a 24 años, se tiene que el PGA (a_0) es:

$$a_0 = a_{475} \left(\frac{24}{475}\right)^{0.25} = 0.47 a_{475} \quad (7)$$

Resulta así, que para $a_{475} = 0.35g$, el PGA operacional resulta $a_0 = 0.16g$. Aceleración máxima obtenida en el sismo del 18-01-2021, antes del comienzo de la obra de consolidación. El espectro resultante se muestra en la Figura 8.

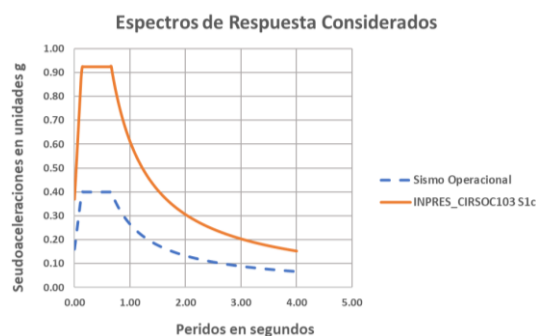


Figura 8 – Espectro de respuesta operacional respecto del de diseño IC103

Este espectro de respuesta operacional puede reducirse por un factor de 1.5⁽⁸⁾ y considerar que la estructura se comporta en rango lineal^(6, 7, 8).

Diseño del sistema de aislamiento sísmico y del proceso construcción

Con el análisis realizado y las condiciones establecidas, enfrentamos el problema de diseñar una estructura que permita el correcto funcionamiento del sistema de aislamiento sísmico y, constructivamente, operar con seguridad para el personal que habita el edificio y el que ejecutará la consolidación, tal que el edificio no sufra ningún daño, sea producto del operativo de consolidación, como del sismo operacional.

La primera decisión, fue resistir los efectos derivados de la excentricidad del sistema de aislamiento en la superestructura, evitando intervenir las fundaciones. Esto, implica generar una estructura que soporte estas excentricidades. Así, definí una viga ancha, denominada Viga Capitel (VC). Ésta, permite crear un sistema bidimensional en planta que reacciona contra las columnas de la superestructura y resiste la excentricidad, permitiendo consolidar desde el subsuelo. Sin embargo, plantea interrogantes: *i) cómo vincular la VC a la estructura existente, ii) cómo estribarla, iii) cómo hormigonar hacia arriba evitando asentamientos entre losa y vigas y iv) resiste la excentricidad, pero no resuelve el corte de columna e instalación el aislador*. La directiva de la administración fue mantener la arquitectura del subsuelo. Las divisiones internas del mismo eran de albañilería de 15 cm de espesor, que no permite soportar el edificio para instalar los aisladores. Los muros externos, de hormigón armado, poseían numerosas aberturas para ventanas. La solución fue reemplazar los muros de albañilería por muros de hormigón armado, vinculados a las VC y cerrar las aberturas existentes en los muros perimetrales. Esto, permite responder el interrogante *iv)*. Dejando espacio para el aislador, el muro puede resistir el peso del edificio con la VC apoyada sobre él, dando doble utilidad a la VC. En tanto se instalan los aisladores sísmicos, los tramos de muro vinculados a la VC operan como llaves de corte y mantienen la seguridad estructural ante cargas horizontales. Estos muros crean un entramado rígido que resiste la carga horizontal del aislamiento sísmico, derivado de la fricción y de la componente pendular del aislador, ecuación (3). Esto, otorga una triple función a los muros de hormigón que

justifican su construcción. El resumen de funciones se presenta en la Figura 9.

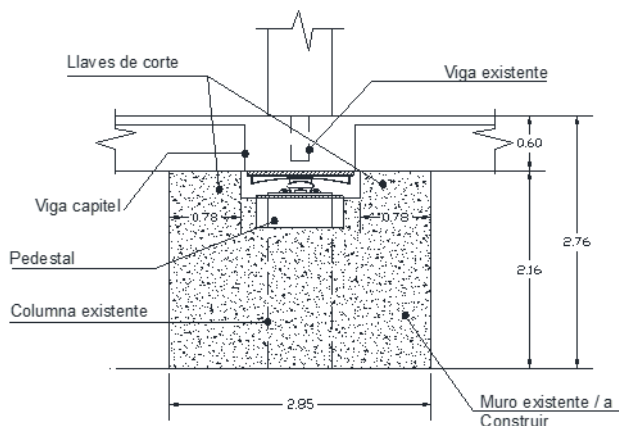


Figura 9 – Solución estructural para el diseño y transferencia de cargas

Como se aprecia es necesario construir, además, un pedestal que transmita la fuerza horizontal derivada del sistema de aislamiento a los muros. Las interrogantes i) y ii) se resuelven mediante el uso de anclajes químicos que permitan aplicar el artículo 11.7.9 CIRSOC 201⁽¹⁰⁾, usando un coeficiente de fricción entre hormigones $\mu_h = 1$ en una superficie endurecida intencionalmente rugosa. La compresión es potencial y proporcionada por los anclajes. Como se aprecia en la Figura 10, se colocaron anclajes a ambos lados de la viga existente y contra la losa, resistiendo el flujo de corte. Los estribos se colocaron en dos partes, perforando la viga existente para introducir la parte superior de cada estribo y luego componerlo con la parte inferior, esto ayuda a aumentar la resistencia al corte por fricción. Las armaduras principales se ubicaron a ambos lados de la viga existente. En todo el perímetro de contacto se picó la superficie del hormigón existente en los términos ya mencionados.

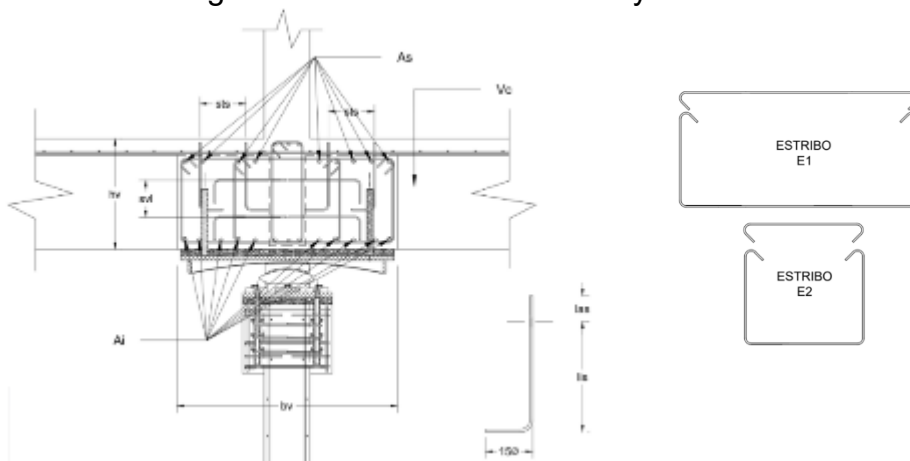


Figura 10 – Integración de hormigones y disposición de armaduras y estribos

Para resolver el interrogante iii) y como solución de compromiso, propuse la técnica de hormigón proyectado. Estas obras, dependen de los equipos y experiencia del Contratista y debieran hacerse por el método de coste y costas, previsto en las leyes

de obras públicas argentinas⁽¹¹⁾, para, desde el proyecto definir el proceso de construcción, reduciendo incertidumbres y costos. El método de ajuste alzado, resulta en mayor costo para el propietario o pérdida para la Contratista, limita la concurrencia de empresas a licitar, genera sobreprecios y riesgo de interrupción de la obra.

El análisis estructural se llevó adelante mediante el empleo del programa SAP 2000 – V17 no lineal⁽¹²⁾, debidamente licenciado. Para el análisis sísmico se usaron tres pares de registros correspondientes a los terremotos de Cauçete, Argentina 23-11-1977, registro INPRES; Loma Prieta, USA, 18-10-1989, registro Corralitos; Algarrobo, Chile 03-03-1985, registro Melipilla. Estos, fueron compatibilizados con el espectro de respuesta en pseudo aceleraciones de la norma IC103, mediante procedimientos matemáticos que alternan dominio de tiempo y frecuencia⁽¹³⁾. A modo de ejemplo, se presenta en la Figura 11 el espectro de respuesta de la norma IC103, suelo tipo 1c en zona sísmica 4. Superpuesto al mismo, se encuentran los espectros de los acelerogramas del sismo de Cauçete de 1977, compatibilizados en cm/s^2 .

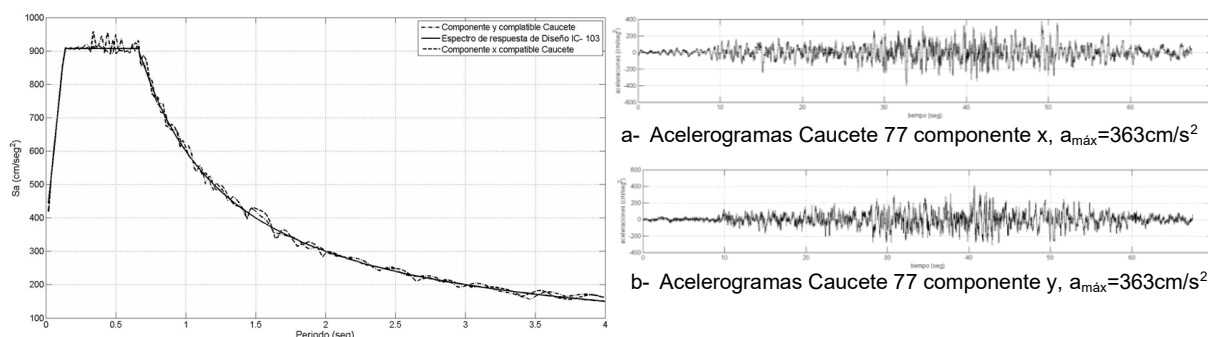
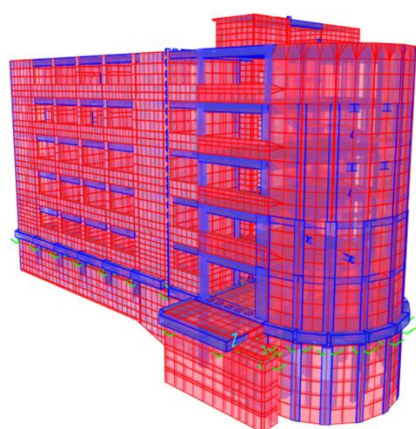
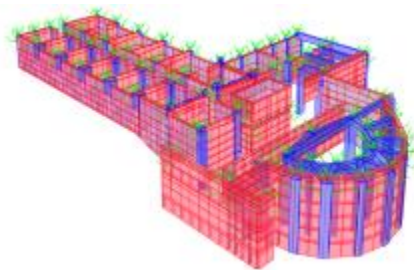


Figura 11 – Espectro S_a , IC-103 y acelerogramas compatibles Cauçete, 1977

El modelo empleado para el análisis puede verse en la Figura 12 a continuación.



a- Modelo completo



b- Base con la posición de los aisladores

Figura 12 – Modelo matemático empleado en el análisis

Los desplazamientos para sismo de diseño y máximo considerado fueron de 253 y 399 mm. El corte máximo genera un $C_s=0.125$, menor al máximo a primera fluencia de la estructura. Por lo tanto, no se requiere hacer uso de ductilidad.

La planta estructural, a nivel de aislamiento, se presenta en las Figuras 13

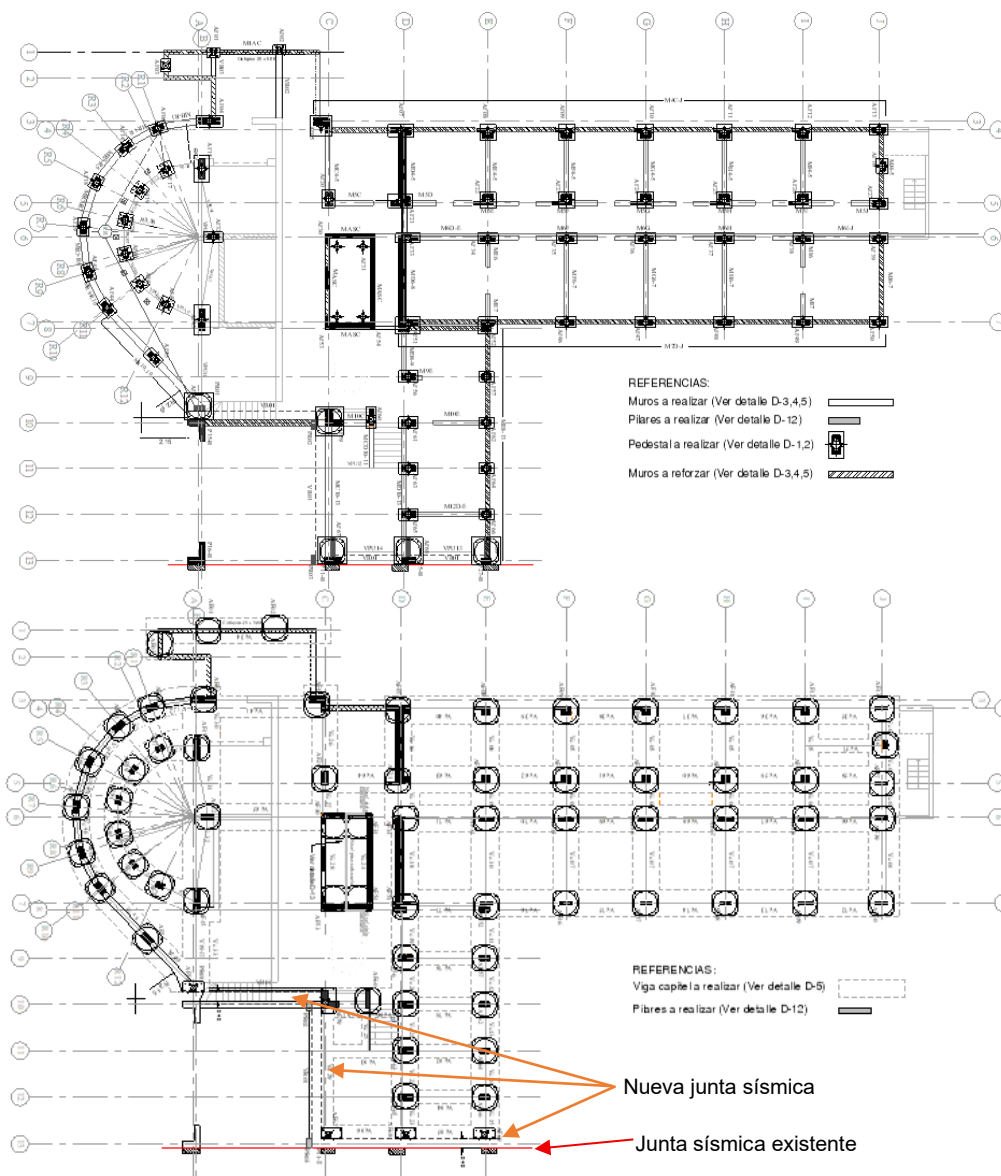


Figura 13 – Plantas de consolidación a nivel de aislamiento sísmico.

La integración no lineal en el tiempo se realizó empleando 300 vectores de Ritz que permitieron asociar el 90% de la masa modal en las direcciones x , y , Rz (rotacional).

Modo número	Periodo segundos	Masa modal y periodos obtenidos							
		UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ	SumRZ
1	3.18	0.62	0.23	0.00	0.62	0.23	0.00	0.01	0.01
2	3.17	0.23	0.63	0.00	0.85	0.85	0.00	0.00	0.01
3	3.06	0.01	0.00	0.00	0.86	0.86	0.00	0.83	0.84
4	0.34	0.00	0.00	0.00	0.86	0.86	0.00	0.00	0.84
5	0.31	0.00	0.00	0.00	0.86	0.86	0.00	0.00	0.84
300	0.00	0.00	0.00	0.00	0.93	0.91	0.86	0.00	0.89

Tabla 1 – Modos de vibración y masa modales asociadas

En la Tabla 1 se observa que los tres primeros modos acumulan el 85% de la masa modal, evidenciando el desempeño como cuerpo rígido de la superestructura.

Del análisis, surgen las cargas verticales en las columnas, para sismo y cargas de gravedad. Para cargas de gravedad no se consideró a los muros de albañilería y para el sísmico se consideró a los muros de hormigón armado. En el diseño de los elementos de hormigón armado, en rango lineal, se emplearon dos estrategias de diseño. Los muros se verificaron con los esfuerzos obtenidos en el formato en “correspondence” que da SAP 2000, máximo y mínimo de cada esfuerzo (axial, flexión y corte) con los simultáneos en el mismo instante de tiempo. Con el software “section designer” de SAP 2000 se verificó la capacidad de estos elementos ante los esfuerzos obtenidos, aun considerando armaduras de distinta calidad. Figura 14 y Tabla 2.

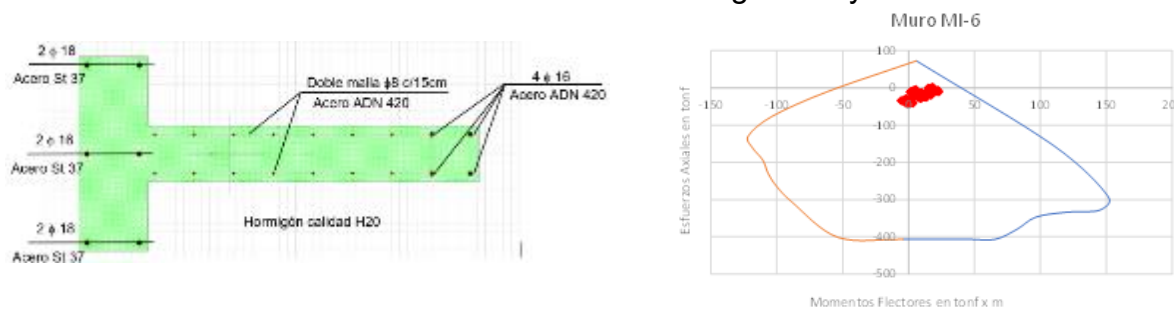


Figura 14 – Verificación de la capacidad a flexión del muro de refuerzo MI-6

Input SAP2000			Verificación corte		
Frame	OutputCase	Vu Tonf	Vn Tonf	$\Phi V_n > V_u$ Verificac	F.U
MI-6	U4E-1x: 1.185D+0.5L+E1x	-6.92	62.3	OK	0.15
MI-6	U4E-1x: 1.185D+0.5L+E1x	-6.65	62.3	OK	0.14
MI-6	U4E-3x: 1.185D+0.5L+E3x	-7.69	62.3	OK	0.16
MI-6	U4E-3x: 1.185D+0.5L+E3x	-8.03	62.3	OK	0.17
MI-6	U4E-3x: 1.185D+0.5L+E3x	-8.03	62.3	OK	0.17
MI-6	U4E-2y: 1.185D+0.5L+E2y	-6.48	62.3	OK	0.14
MI-6	U4E-2y: 1.185D+0.5L+E2y	-6.48	62.3	OK	0.14
MI-6	U4E-2y: 1.185D+0.5L+E2y	-6.48	62.3	OK	0.14
MI-6	U5E-1x: 0.815D+E1x	-6.56	62.3	OK	0.15
MI-6	U5E-1x: 0.815D+E1x	-6.56	62.3	OK	0.14
MI-6	U5E-2x: 0.815D+E2x	-7.48	62.3	OK	0.16
MI-6	U5E-2x: 0.815D+E2x	-7.48	62.3	OK	0.16
MI-6	U5E-2x: 0.815D+E2x	-7.48	62.3	OK	0.16
MI-6	U5E-3x: 0.815D+E3x	-7.59	62.3	OK	0.17
MI-6	U5E-3x: 0.815D+E3x	-7.59	62.3	OK	0.17
MI-6	U5E-3x: 0.815D+E3x	-7.59	62.3	OK	0.17
MI-6	U5E-2y: 0.815D+E2y	-6.38	62.3	OK	0.14
MI-6	U5E-2y: 0.815D+E2y	-6.38	62.3	OK	0.14
MI-6	U5E-2y: 0.815D+E2y	-6.38	62.3	OK	0.14

Tabla 2 – Esfuerzos de corte muro de refuerzo MI-6. Software propio.

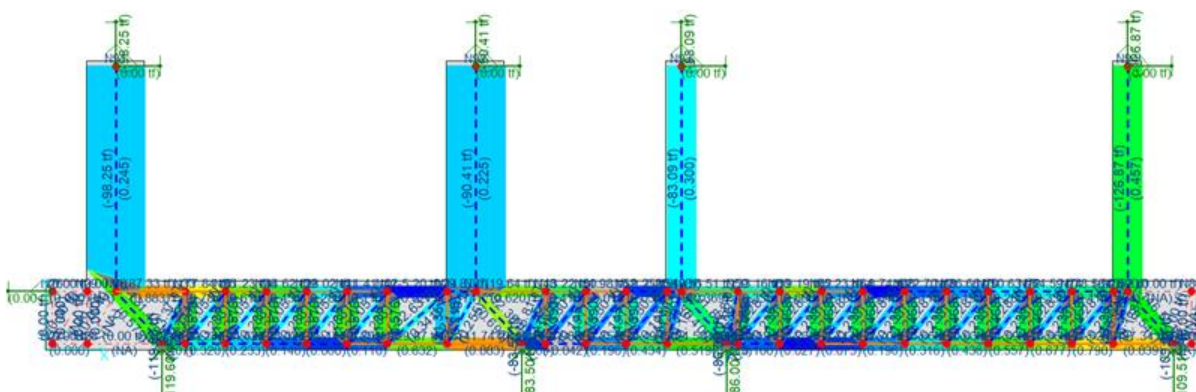


Figura 15 – Estructura desplazada 400 mm hacia la izquierda – salida CAST

Para las VC ante cargas verticales y sísmicas, se empleó el procedimiento puntal-tensor, mediante el empleo del programa CAST⁽¹⁴⁾.

El mismo software permite complejos análisis de estructuras en las que no es válida

la teoría de vigas. Las Figuras 15 y 16 presentan los resultados que arroja el software. Los resultados mostrados corresponden al análisis obtenido para el sismo máximo considerado, cargas y desplazamientos máximos posibles y estructura en rango lineal. Este análisis se realizó para todas las VC y para ambas direcciones principales. Se ignoró la colaboración de la estructura perpendicular y se verificó la capacidad última. Con el mismo principio se verificó la transferencia de cargas a los muros una vez cortadas las columnas y aún sin disponer el aislador. Figura 17 – caso particular.

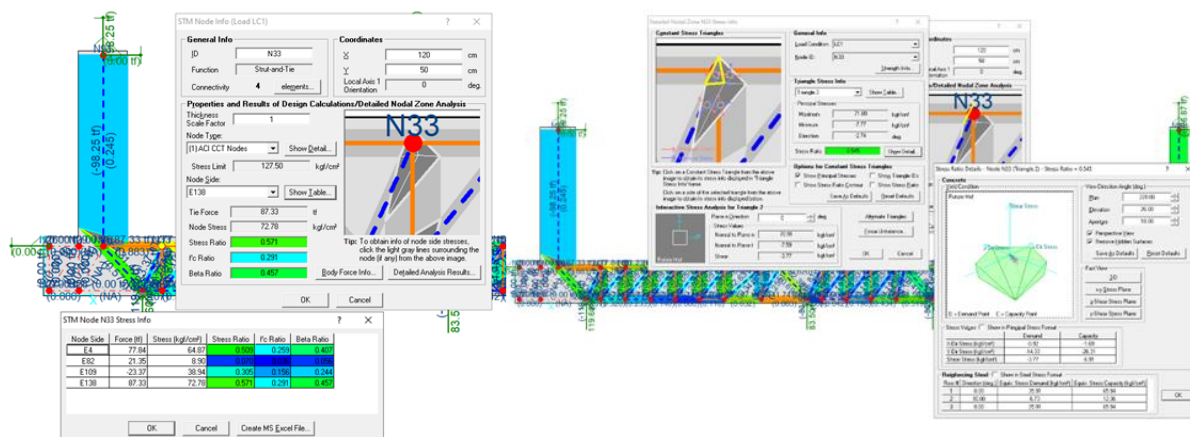


Figura 16 – Resultados específicos para una unión determinada – salida CAST

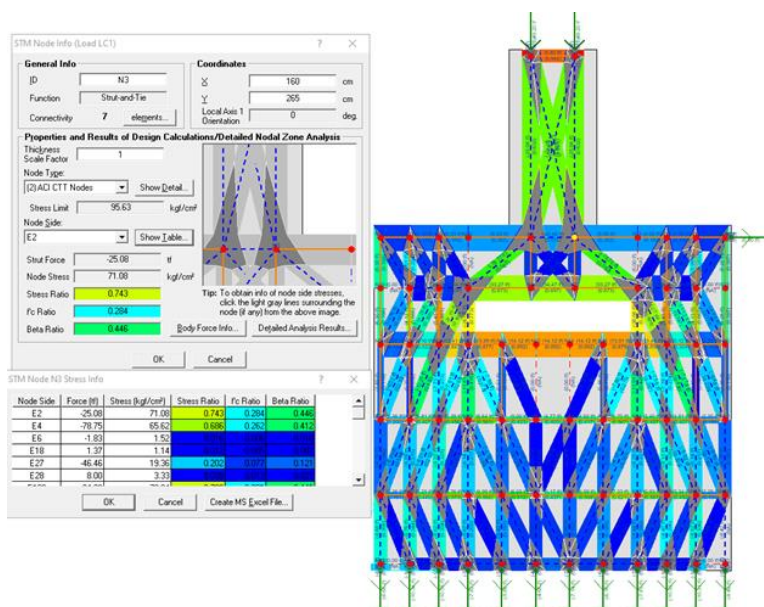


Figura 17 – Resultados específicos para un muro en particular – salida CAST

Para que este estado tensional sea el efectivo, la transferencia de cargas debe realizarse en forma cuasi estática. Se ignoraba quién y con que equipos iba a realizar la obra. Por ello, se especificó que el corte debía realizarse evitando efectos dinámicos que hacen que la carga efectiva llegue a triplicarse produciendo la falla de la viga

capitel o del muro. Note que, en el muro, parte inferior del espacio destinado al aislador, se producen las máximas tracciones, debido al desvío de la carga vertical que hiende el muro por el efecto de arco durante la transferencia de carga. La combinación considerada para las cargas fue $N_t = 1.2D + 1.0L$, pues el edificio estará operativo. La deformación máxima vertical obtenida fue de 1mm. Note que existe resistencia adicional disponible, como la colaboración de la estructura perpendicular, la resultante de la inversión de esfuerzos en la viga existente que al inicio apoyan sobre la columna y al final, la soportan, pasando por un proceso de descarga y posterior recarga en sentido contrario, además los muros de albañilería encima del corte de columna, trabajan como viga pared de 4 pisos de alto. Los casos complejos son las columnas de esquina, que deben apoyarse con puntales en el corte de columna, no por falta de capacidad, si no por la deformación que inducirá fisuras. Éstas no afectan la estabilidad, pero generan inseguridad en los ocupantes.

Procedimiento de transferencias de cargas al sistema de aislamiento

Éste importante paso del proceso involucra aspectos críticos como: seguridad de ocupantes y visitantes e integridad y normal operatividad del edificio.

Se inició con la demolición de muros de albañilería del subsuelo, en forma manual y previo entibado para evitar efectos dinámicos, para sustituirlos por muros de hormigón y “sincerar” la estructura original. La práctica local construye los muros, las columnas se hormigonan inmediatamente, obteniendo un desempeño albañilería-hormigón monolítico. Las vigas se arman sobre muros y se hormigonan con las losas, así, las vigas no trabajan como se diseñaron. Luego, se ejecutaron fundaciones, muros de hormigón armado nuevos y refuerzo de muros existentes. Figura 18.



Figura 18 – Demolición albañilería, ejecución de fundaciones y muros de h° armado
Luego se procedió al armado de las VC, los espacios eran sumamente reducidos para el personal. La tarea era muy delicada pues se realizaba el perforado de vigas, sin

dañar armaduras, luego, se instalaban armaduras principales y estribos. Figura 19.



Figura 19 – Armado VC, en el círculo columna a ser cortada y espacio para aislador.

A pedido de la Contratista, se realizaron pruebas para el hormigonado de VC en obrador con hormigón autocompactante inyectado a presión y mantenida durante el fragüe, esto evitó el asentamiento del hormigón en el contacto VC- losa. Figura 20.



Figura 20 – Ensayo de hormigonado, refuerzo muros y eliminación de junta sísmica.

Aprobado el proceso se inició el hormigonado de VC, se arman losas de refuerzo en sector ascensores. En Chile se fabrican los aisladores sísmicos. Todos se cargan a 300 ton por 1 hora a efectos de eliminar deformaciones plásticas. Figura 21.



Figura 21 – Hormigonado de vigas, fabricación aisladores y armado losa ascensor.

Construidos todos los muros de hormigón armado se inició la instalación de los aisladores. Para ello es necesario transferir la carga a los muros sin efectos dinámicos. A pedido de la Dirección de Obra (DO), se colocan gatos hidráulicos a ambos lados de la columna, apoyados sobre el muro que recibirá la carga. Se replica la carga vertical y a continuación, se procede al corte de la columna con hilo diamantado. El corte se realiza primero en la parte inferior de la columna, una vez sujeta con cuñas de acero, se corta la parte superior. Finalizado el corte se retira el bloque de hormigón, los gatos aún toman la carga. Se procede a la limpieza y emparejamiento de la

superficie de apoyo del aislador y se coloca la placa de apoyo del soporte de la rótula del aislador, esta placa tiene 30mm de espesor y se emplea como transición por la diversidad de tamaños de columnas. Luego, la presión se retira en al menos 5 pasos cada 3min. Observadores en todos los pisos en la vertical del corte y comunicados por radio, inspeccionan la estructura durante el proceso. La mínima fisuración observada lo detendría. Retirada la presión de los gatos, la carga descansa sobre la VC. Los gatos permanecen en posición 15min. en los que se continúa el monitoreo. El despliegue del émbolo de los gatos es, como máximo 10mm. Figura 20.



Figura 22 – Equipo de corte y proceso de instalación del aislador

Se cuenta durante la operación con un “dummy”, bloque de acero que se coloca en caso de detectarse cualquier anomalía. Retirados los gatos se coloca la base de deslizamiento y una vez nivelado el dispositivo e instalada la rótula se procede a la colocación de grouting bajo la placa inferior y sobre la placa de deslizamiento. La operación completa se realizaba dentro del mismo día. En esta operación intervinieron 5 equipos de personas, entrenadas de acuerdo a un estricto protocolo consensuado con la Contratista, la Dirección de Obra, la Supervisión del Propietario y los propios trabajadores. Los protocolos se verifican y aprueban 24 horas antes de la instalación.



Figura 23 – Distintos aisladores instalados. La central es en caja de ascensores.

El equipo de corte de la Figura 22, fue adquirido por la Contratista por lo específico de las tareas. Luego de colocado, el aparato no recibe la carga de la columna que

reemplaza. El próximo aparato se coloca al menos a 5 columnas de distancia hasta 7 días después de instalado. La instalación duró 5 meses. No se observaron fisuras.

Instalados los aisladores, debe realizarse la segunda transferencia de cargas (48000kN) desde los muros a los aisladores. Esta delicada maniobra se realizó siguiendo también un estricto protocolo y en una dirección específica, en este caso, de sur a norte.

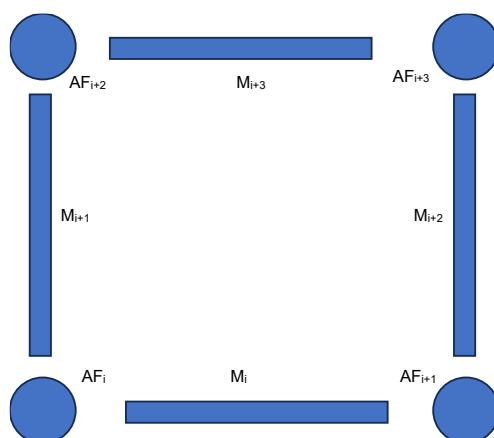


Figura 24 – Procedimiento de transferencia de cargas de muros a aisladores.

El proceso de corte de muros en un recinto inicia cortando el M_{i+1} , luego el M_{i+2} . Aquí no es necesario tomar recaudos pues el sistema sigue apoyado en M_i y M_{i+3} , el corte sigue con M_i . Aquí debemos tomar recaudos, cortando este muro, entrarán en carga los aisladores AF_i y AF_{i+1} . Éstos fueron precargados para evitar deformación plástica, aun así, puede quedar una mínima separación entre teflón y acero inoxidable por el proceso de instalación de los aisladores. La VC es continua e incorpora cargas en forma dispar. Una carga de columna sobre la VC, mayor a dos colindantes, y con aisladores instalados, genera una deformación inversa en las colindantes. Por ello, colocamos los gatos hidráulicos en los aisladores AF_i y AF_{i+1} y se corta el muro M_i .



Figura 25 – Procedimiento de corte de muros.

Se retira la presión de los gatos siguiendo el mismo procedimiento que durante el corte de la columna. No existe peligro de fisuración, pero el asentamiento puede atrapar el disco de corte, que genera problemas constructivos. En el siguiente recinto se aplica el mismo protocolo, así los aisladores se cargan progresivamente. Figura 25. El edificio quedó completamente asentado sobre el aislamiento el 21 de octubre de 2024.

Juntas sísmicas

En paralelo se realizaron juntas sísmicas entre el edificio aislado, el ala oeste y los accesos. Para minimizar la interferencia, se erigieron columnas en torno a la junta sobre las que se apoyaron vigas metálicas que conformaron vigas mixtas con las losas existentes. Figura 26. Luego, se corta la losa para generar la junta. Figura 27.



Figura 26 – Refuerzo juntas. Perforado de losa e inst. vigas con pernos nelson.

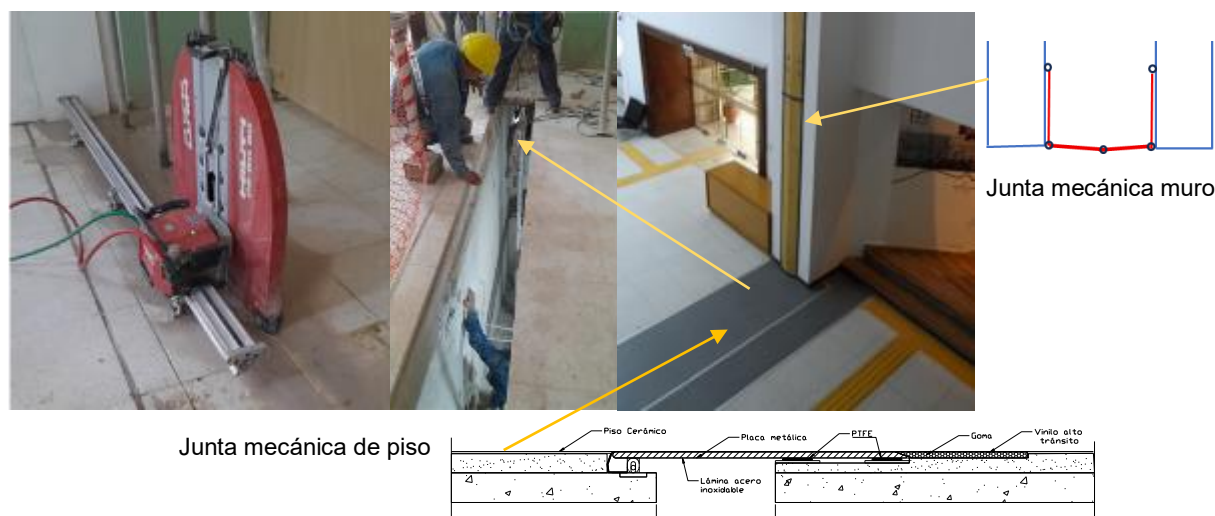


Figura 27 – Ejemplo junta sísmica Lobby Legislatura.

Algunas juntas adicionales se presentan en la Figura 28. Se destaca que ECOGAS debió modificar su reglamentación para admitir juntas flexibles entre el sistema aislado y de base fija, homologando la junta que se presenta al centro de esta Figura.



Figura 28 – Juntas sísmicas: salida de emergencia, junta flexible Gas, pasillo interno.

En los círculos se muestran las zonas de juntas. La obra se entregó oficialmente el 14 de noviembre de 2024.

Organiza:

Agradecimientos

A: Juan Anecchini[†] (1929-2020), que trabajó como albañil en la construcción del edificio original y me ayudó a comprender estructuraciones ocultas; Ing. Osvaldo Montilla[†] (1958-2026), que me secundó eficiente y diligentemente en la ejecución de la obra; Ings. Andrés Zini y Jorge Vila, funcionarios de la Legislatura, por impulsar esta iniciativa.

Referencias

1. Housner, G. W. "Behavior of Structures During Earthquakes", ASCE, Journals Mechanics Division. Vol. 85, N°4. 1959.
2. Biot, M. A. Ph. D. Thesis. "Transient Oscillations and Elastic Systems", California Institute of Technology. 1932.
3. Uniform Building Code. International Council of Buildings Officials. 1961.
4. Moreno, R. E. "Evaluación del Grado de Seguridad Sismorresistente del Edificio del Poder Legislativo y Eventual Proyecto de Consolidación Estructural". Informe interno Legislatura de San Juan. 2013.
5. Seguin, C. E. Edificios Vanguardia (2017), Facundo (2017), Ampliación del Sanatorio Argentino (2019), Ciudad Judicial de San Juan (2021). San Juan.
6. Popov, E. P. "Seismic Design of Eccentrically Braced Frames". Engelhardt M.D. 1988.
7. Seguin, C. E. "Evaluación del Comportamiento y Daño Potencial de Estructuras Sismorresistentes". Jornadas S. Americanas de Ing. Est. Tucumán. 1995.
8. Reglamento Argentino Para Construcciones Sismorresistentes. Parte II Construcciones de Hormigón Armado. 2005.
9. Lubkowsky, Z. A. "Deriving the Seismic Action for Alternative Return Periods According to Eurocode 8. 14 ECEE 2010.
10. CIRSOC 201. "Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón". 2005.
11. Ley de Obras Públicas de la Nación N° 13.064 y normas provinciales.
12. SAP2000 Advanced – Versión 17.3.0 "Structural Analysis Program. Computers and Structures.
13. Clough. R.W – Penzien, J. "Dynamics of Structures". Mc Graw-Hill. 1975.
14. Tjhin, T. Kuchma, D. "Computer Aided Struth and Tie" University of Illinois at Urbana Champaign. Version 0.9.11.2004.