

ANÁLISIS Y DISEÑO DEL HOSPITAL MILITAR

Patricio Stagno¹, Jaime Frerk¹, Daniel Stagno¹, Percy Rendic², Waldo Iturriaga²,
Juan C. de la Llera³, Carl Lüders³, Henry Sady³, Tomás Guendelman⁴,
Mario Guendelman⁴, Jorge Lindenberg⁴, Misael Astudillo⁵, Rubén Boroschek⁶

1 Hoehmman Stagno y Asociados

2 Ingenieros Politécnicos Militares, Comando de Salud del Ejército

3 Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, Pontificia Universidad Católica de Chile

4 IEC, Ingeniería S.A.

5 Sociedad Ejecutora Hospital Militar la Reina, HOSMIL S.A.

6 Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile
Santiago. CHILE

RESUMEN

Este artículo describe brevemente algunos resultados del análisis y diseño del edificio placatécnica del nuevo Hospital Militar ubicado en la comuna de la Reina en Santiago. Dicho edificio cuenta con una superficie cercana a los 50 mil metros cuadrados. Por brevedad, se enfatiza únicamente aquellos aspectos más novedosos de su diseño, entre ellos, el del sistema de aislación sísmica basado en el uso de aisladores elastoméricos. A la fecha, este edificio es el más grande que haya sido proyectado con aislación sísmica en América Latina. Se discuten además aspectos generales de la modelación estructural del edificio y los resultados más importantes del análisis dinámico realizado. En particular, se comparan las respuestas para un modelo tridimensional del edificio con el supuesto de comportamiento lineal equivalente y no-lineal del sistema de aislación.

SUMMARY

Selected aspects of the structural analysis and design of the new Hospital Militar building are presented herein. The building will be located in the La Reina district of Santiago, Chile. It has an approximate constructed area of 50 thousand square meters. For the sake of brevity, the article emphasizes only the most novel aspects of its design, among them, the use of elastomeric bearings. So far, this building is the largest isolated project constructed in Latin America. A discussion of several modeling aspects as well as the dynamic response of the building is also included. In particular, a comparison is presented between the dynamic responses obtained from a linear equivalent model and an inelastic model of the isolation system.

INTRODUCCION

El proyecto del nuevo Hospital Militar surge como parte del Proyecto de Modernización Integral del Sistema de Salud del Ejército de Chile (SISAE) que comenzó el año 1998. Este proyecto contempla el rediseño de la red de instalaciones de salud, entre ellos el desarrollo del sub-proyecto ISREM (Instalaciones de Salud de segundo y tercer nivel de la Región Metropolitana), el que a su

vez contempla la ejecución integral del nuevo Hospital Militar La Reina, con su respectivo Centro de Diagnóstico Terapéutico (CDT), y el Edificio Corporativo del Comando de Salud del Ejército.

Entre Marzo y Octubre del año 1999 se realiza el estudio de factibilidad técnica y económica del proyecto, dando paso en Junio del año 2000 al inicio del proyecto de Arquitectura e Ingeniería de Detalle que finaliza en Agosto del año 2001. El movimiento de tierra para el emplazamiento de la estructura se realizó entre Noviembre del año 2001 y Febrero del año 2002. La construcción del edificio comenzará durante el primer semestre del presente año y concluirá en Julio del año 2004. La gestión técnica y administrativa para la construcción, equipamiento técnico médico y clínico, industrial, y administrativo, fue encargado a la Dirección de Arquitectura del Ministerio de Obras Públicas.

El proyecto de Arquitectura e Ingeniería de Detalles fue realizado y coordinado por la Sociedad Ejecutora Proyecto Hospital Militar La Reina (HOSMIL S.A.). Dentro de este consorcio la empresa Hoehmann y Stagno fue la responsable de llevar a cabo el análisis y diseño estructural del edificio. Gracias a la visión pionera de los ingenieros del Comando de Salud del Ejército, y motivados por la importancia de preservar intacta la inversión de este proyecto en el caso de un evento sísmico mayor, se logró incorporar en el edificio el uso de aislación sísmica. Como parte del proyecto estructural, y para trabajar en forma conjunta con la empresa de cálculo, se contrató a la empresa DICTUC S.A. para que asesorara al proyecto en los aspectos de diseño y ejecución del sistema de aislación sísmica, en coordinación además con la empresa IEC, Ingeniería S.A., a cargo del análisis de la estructura.

En términos generales, durante la ejecución del proyecto estructural se realizaron dos modelos independientes de la estructura liderados por el equipo IEC y el equipo DICTUC, respectivamente. El primero consistió en un modelo tridimensional con comportamiento lineal equivalente del sistema de aislación, y el segundo, en un modelo tridimensional de la estructura con modelación del comportamiento no-lineal de los aisladores. Como ambos modelos arrojaron resultados similares, se presentan en este artículo únicamente los resultados del modelo DICTUC en relación a la modelación de la placa técnica del Hospital, que es la que se encuentra aislada sísmicamente y que aparece en el primer plano de la Figura 1.

DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

Como se muestra en la planta y elevación esquemática de la Figura 2, la estructura tiene 4 pisos por sobre el nivel de aislación y un nivel adicional de estacionamientos en el subterráneo. La estructuración del edificio se basa en marcos resistentes a momento dispuestos en planta según una grilla típica de 9 x 9 m, con columnas cuadradas de lado 80 cm y vigas de 60 x 90 cm. Las dimensiones en planta de la estructura son de 126m x 115m, aproximadamente; la altura de entrepiso es de 5.75m para el subterráneo y 4.50m para los pisos superiores (Figura 2).

La solución estructural para la placa técnica considera la incorporación de 164 aisladores elastoméricos, con diámetros de 70 y 90 cm. El período fundamental objetivo en traslación del edificio para la condición de diseño fue de 2.5s. Con el propósito de reducir la demanda de desplazamientos sobre el sistema de aislación y proveer un sistema de restricción para cargas frecuentes de viento, se decidió llevar el nivel de amortiguamiento interno global de la estructura para los modos aislados a un 12%. Esto se consiguió mediante la incorporación de corazones de

plomo en 50 aisladores, que fueron ubicados estratégicamente en la estructura para reducir los efectos torsionales de la planta.

El peso sísmico total estimado para la estructura es del orden de 90445 ton, incluyendo el peso de las fundaciones; el peso sísmico estimado de la estructura por sobre el nivel de aislación es de 72160 ton. Las masas de los elementos estructurales presentes en el edificio (vigas y columnas) fueron incluidos automáticamente en la modelación a través de matrices de masa consistentes para los elementos estructurales. Las posiciones de los centros de gravedad de cada planta y las cargas de peso propio de las losas, sobrelosas, y sobrecarga de uso consideradas se resumen en la Tabla 1. El cálculo de descargas gravitacionales fue hecho de acuerdo a los criterios usuales de áreas tributarias. Para el cálculo de masas sísmicas se consideró un 25% de la sobrecarga de uso para todos los pisos.

Después del estudio de los antecedentes de la mecánica de suelos, el suelo donde se encuentra ubicado el edificio fue catalogado como suelo tipo II, aunque en una condición cercana al límite con un suelo III. La definición de la sollicitación para la estructura consideró un análisis de amenaza sísmica específico para la estructura, resultando en las demandas de desplazamiento que se describen más adelante. En base a este análisis se definieron dos niveles sísmicos, esto es, un sismo de diseño (SDI), correspondiente a un 10% de probabilidad de excedencia de la aceleración máxima del suelo en 50 años, y un sismo máximo capaz (SMC), correspondiente a un 10% de probabilidad de excedencia para la aceleración máxima del suelo en un período de 100 años.

El espectro de diseño considerado es el descrito en el documento de ACHISINA (Ref. 1), que es más exigente que el descrito por la Norma Chilena NCh 433, 1996. Los desplazamientos de diseño del sistema de aislación, correspondientes a los niveles SDI y SMC respectivamente, y una razón de amortiguamiento $\xi = 0.12$, fueron de 23.8 cm y 28.7 cm para dispositivos en el centro geométrico de la planta, y 27.8 cm y 33.6 cm para dispositivos ubicados a lo largo del perímetro.

DESARROLLO DEL MODELO

El diseño del sistema de aislación del edificio se estructura en base a dos modelos: (i) un modelo tridimensional con superestructura rígida (**MSR**), y (ii) un modelo tridimensional completo del edificio incluyendo, entre otros aspectos, la flexibilidad de la sub- y superestructura, la flexibilidad del sistema de fundación, y el comportamiento no-lineal de los aisladores (modelo **MSF**).

Modelo MSR

El objetivo de este modelo simplificado fue realizar una estimación preliminar del comportamiento tridimensional de la estructura y un pre-dimensionamiento de los aisladores sísmicos. En este modelo, los 164 aisladores se ubicaron en su posición correcta y se iteró en la solución con las propiedades de rigidez secante y amortiguamiento equivalente de cada aislador. El análisis realizado permitió calibrar las propiedades de los aisladores de modo de balancear el comportamiento en planta del edificio y el amortiguamiento equivalente requerido en el sistema de aislación. El resultado de este análisis fue tres tipos de aisladores con diámetros $\phi=70$ cm y 90 cm.

Modelo tridimensional de la estructura

El modelo tridimensional con sub- y superestructura flexible fue desarrollado con el objeto de evaluar en forma más precisa la demanda, cargas y deformaciones, sobre cada uno de los aisladores

de la estructura. El modelo fue realizado en SAP2000 y consideró seis grados de libertad por nodo, con un total de 2074 nudos y 11931 grados de libertad (Figura 3). Debido a que el movimiento vertical debe ser considerado en el diseño del sistema de aislación, el modelo evalúa simultáneamente la respuesta dinámica horizontal y vertical de la estructura. Como es convencional en la modelación de edificios, el modelo consideró dos traslaciones y una rotación por cada diafragma de piso. El modelo considera también la separación de la estructura en dos edificios independientes a partir del tercer nivel (Figura 3).

La flexibilidad del suelo de fundación se incorporó en el modelo a través de resortes horizontales, verticales, y rotacionales de acuerdo con las expresiones usuales para zapatas rectangulares sobre un medio continuo. El coeficiente de balasto utilizado fue de 1.76, 2.13, y 1.96 kg/cm^3 , para las fundaciones de ancho 400, 400, y 340 cm de lado a cotas de fundación de 2, 5, y 2 m, respectivamente. Elementos especiales fueron utilizados entre el eje de las zapatas y las vigas de fundación, con propiedades consistentes con la sección de la zapata. Igual caso para los capiteles de las columnas que reciben al aislador, en que se utilizan elementos horizontales especiales entre el eje de la columna y la cara de las vigas que arriostran las columnas en el plano horizontal. La modelación de estos capiteles fue realizada con cuidado de modo de mantener en el modelo las dimensiones reales de la interfaz de aislación.

El modelo considera un amortiguamiento modal constante igual a $\xi=0.05$ para los modos flexibles de la superestructura. Sólo en el caso en que el sistema de aislación se modeló a través de un sistema lineal equivalente, se introdujo una razón de amortiguamiento $\xi=0.12$ para los tres primeros modos aislados. Por último, el efecto geométrico P- Δ fue incorporado en el modelo a través de la definición de un módulo de corte secante G (experimental) para el aislador que considera la reducción de rigidez por efectos de segundo orden. Este módulo de corte se utiliza únicamente para la estimación de la rigidez horizontal de la estructura y el diseño del aislador, ya que el efecto P- Δ ocasionado por el desplazamiento del aislador debe ser incluido adicionalmente en el diseño de las columnas por sobre y bajo el aislador.

Todos los cálculos para el modelo lineal equivalente, consideraron un módulo de corte aproximado para la goma $G = 7.5 \text{ kg/cm}^2$, correspondiente a una deformación angular $\gamma = 1.5$, y corazones de plomo de 15 cm para los aisladores de 90 cm de diámetro. El coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente de los aisladores, c_{eq} , fue obtenido a partir de un período fundamental de vibración del sistema aislado de 2.5s. Las rigideces secantes de los tres aisladores H8-70, H8-90, y H8-90L son 1.77, 2.90, y 3.64 ton/cm, respectivamente. Análogamente, los coeficientes de amortiguamiento que resultan son 0.098, 0.162, y 0.538 ton-s/cm. Las constitutivas bi-lineales envolventes de los tres aisladores, utilizadas en el análisis no-lineal de la estructura, se indican en la Figura 4.

RESPUESTA SISMICA

En orden creciente de complejidad, los análisis sísmicos realizados para el edificio fueron: (i) análisis estático con el modelo **MSR** para pre-dimensionar el sistema de aislación y buscar la ubicación óptima de los corazones de plomo en planta (**MSR-EEQ**), (ii) análisis estático con fuerzas laterales equivalentes aplicadas sobre el modelo de superestructura flexible **MSF** (**MSF-EEQ**), (iii) análisis dinámico de historia de respuesta con el modelo **MSF** y un modelo lineal equivalente de los

aisladores (**MSF-DLE**), y (iv) análisis dinámico de historia de respuesta con el modelo **MSF** y un modelo no-lineal de los aisladores (**MSF-DNL**).

La distribución espacial de aisladores obtenida del análisis del modelo **MSR-EEQ**, entrega períodos fundamentales de la estructura aislada en traslación y rotación de $T_x = T_y = 2.44$ s, y $T_\theta = 2.37$ s, respectivamente. El uso de los corazones de plomo cercanos al perímetro de la estructura, permitió obtener un sistema torsionalmente rígido ($\Omega_x = \omega_\theta/\omega_x$ y $\Omega_y = \omega_\theta/\omega_y > 1$). Por otra parte, la excentricidad natural nominal del sistema de aislación, definida como la distancia entre la posición del centro de rigidez (CR) y centro de masa (CM) de la planta, resultaron en este caso, $e_x/b_x = -0.008$ y $e_y/b_y = -0.007$, respectivamente. Estas excentricidades son del orden de un sexto de la excentricidad accidental de la estructura, lo que avala el uso de la aislación sísmica como un eficiente sistema de control de la torsión de la estructura. Como se mencionó anteriormente, para lograr el amortiguamiento equivalente global $\xi \approx 0.12$ fue necesario considerar 50 aisladores con corazón de plomo.

Las fuerzas laterales equivalentes que fueron utilizadas con el modelo **MSF-EEQ**, entregan un corte basal de diseño de 5750 ton, que corresponde a un 8% del peso sísmico de la estructura por sobre el sistema de aislación. Sin embargo, el corte basal de diseño para la subestructura es de 11499 ton, que corresponde a un 12.7% del peso sísmico total de ella. Este corte de diseño fue definido para $D_D = 23.8$ cm con una razón de amortiguamiento $\xi \approx 0.12$, un factor de reducción de respuesta $R_I = 2$, tres tipos de aisladores H8-70, H8-90, H8-90L, y una altura total de goma de 16 cm. Las fuerzas laterales fueron distribuidas en altura de acuerdo con una distribución triangular invertida.

Para el análisis dinámico de historia de respuesta se consideraron 5 registros, Llolleo, Melipilla, y San Fernando (Chile, 1985), y dos registros compatibles (Llolleo y Melipilla) con el espectro de diseño escogido para el proyecto (Ref. 1). Todos los registros consideraron las dos componentes horizontales actuando simultáneamente sobre la estructura.

Una vez definidos los aisladores, se realizó el análisis dinámico equivalente **MSF-DLE**. De los resultados de este análisis, y del análisis para cargas de peso propio y sobrecarga, se determinaron las cargas axiales de diseño en los aisladores. El límite admisible de tensión vertical escogido para los aisladores fue de 120 kg/cm^2 para cargas de largo plazo y 240 kg/cm^2 para cargas eventuales de corto plazo. En estos valores está considerado implícitamente el límite de estabilidad de los aisladores. Los resultados demuestran que el diseño propuesto de los aisladores satisface estas condiciones de tensión axial. Un resumen de las respuestas obtenidas para el modelo estructural, sometido a las 5 parejas de registros sísmicos, se presenta entre paréntesis en la Tabla 2. Se indican los desplazamientos en dos puntos extremos de la planta (A y B, Figura 2), las aceleraciones, y cortes al nivel de aislación y base.

La rotación máxima promedio de la planta conduce a desplazamientos máximos en el perímetro de la estructura del orden de un 15% del desplazamiento traslacional máximo. Sin embargo, el verdadero incremento de desplazamiento debido a rotación de la planta debe ser evaluado considerando la simultaneidad de la acción de traslación y rotación del edificio. Este efecto no supera un 10% para el caso de los registros de Llolleo y Melipilla. La situación con el sismo de San Fernando es para algunas respuestas específicas bastante especial; se observa, por ejemplo, valores de rotación de la planta un 80% mayores que en el caso de los registros de Llolleo y Melipilla, y amplificaciones máximas de desplazamiento en el perímetro cercanas al 7%. Este incremento de

desplazamiento es importante y entrega una justificación clara para colocar los aisladores con corazón de plomo a lo largo del perímetro del edificio. Una situación similar ocurre en el edificio cuando se consideran los dos registros artificiales. Por otra parte, la disminución de aceleraciones lograda gracias al sistema de aislación varía entre 3 y 11 veces, aproximadamente. Este resultado es muy atractivo e indica que el sistema de aislación es muy efectivo en reducir la aceleración transmitida desde el suelo hacia la estructura. Aunque menos espectaculares, resultados similares se observan para el caso de los registros artificiales. En general, los valores de corte bajo el sistema de aislación, y para los tres registros reales, varía entre 2400 ton y 6800 ton, lo que está dentro de los valores esperados para el diseño. En el caso de los sismos artificiales que llevan al sistema de aislación a su condición de diseño, los valores de corte basal varían entre 9400 ton y 10900 ton, valor que es consistente con el utilizado en el análisis estático equivalente de la superestructura reducido por el factor $R_I=2$ (**MSF-EEQ**). Finalmente, se obtuvo del análisis dinámico las cargas axiales sobre los aisladores con las que se verificó su diseño, encontrándose que tanto la geometría de los aisladores como la distribución en planta escogida era adecuada.

Análogamente, la Tabla 2 resume las respuestas globales de desplazamientos para el modelo estructural con aislación sísmica no-lineal (**MSF-DNL**) obtenidas para los puntos A y B, las aceleraciones bajo y sobre el sistema de aislación, y los cortes en y bajo la interfaz de aislación para las 5 parejas de registros sísmicos considerados. Se observa que el incremento de deformación en los bordes debido a la torsión en planta de la estructura resulta menor a un 10% para los registros de Llolleo, Melipilla, y San Fernando, y son similares a los entregados por el modelo lineal equivalente. Por otra parte, los resultados obtenidos de este análisis no lineal muestran una demanda de desplazamientos sobre el sistema de aislación que es ligeramente menor a la obtenida del modelo lineal equivalente, tanto para los registros reales como los sintéticos. Una buena correlación también ocurre para los valores de corte que varían entre 2400 ton y 6200 ton para los registros de Llolleo y Melipilla, respectivamente. Sin embargo, es interesante notar que los cortes bajo el nivel del sistema de aislación crecen ligeramente como resultado de la respuesta dinámica del subterráneo. Los registros artificiales conducen a valores de corte basal que varían entre 8600 ton y 9400 ton. Además, se observa en este caso una reducción de aceleraciones entre el suelo y el nivel sobre la aislación que varía entre 3 y 7 veces, aproximadamente.

CONCLUSIONES

El uso de aislación sísmica en este edificio permite reducir sobre 3 veces los esfuerzos y deformaciones en la superestructura, manteniendo el nivel de aceleraciones en cada nivel dentro de márgenes aceptables. El diseño final propuesto permite prever un normal funcionamiento del edificio durante y después de un sismo severo. Es importante mencionar que el trabajo realizado en forma colaborativa permitió alcanzar un mejor proyecto en definitiva, en particular se destaca, la provechosa relación entre el equipo de cálculo del proyecto y el equipo asesor de DICTUC.

REFERENCIAS

1. ACHISINA, "Proposición de Código para el Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica". Grupo de Protección Sísmica, Marzo, 2001.

TABLA 1 Pesos y masas para el modelo estructural

Nivel	Centro de Gravedad		Peso Propio PP _{prop} (ton/m ²)	Sobrecarga sc (ton/m ²)	Masa Diafragma		
		X _{CG} (m)			Y _{CG} (m)	Traslación (ton-s ² /m)	Rotación (ton-s ² -m)
Cielo 1		52.49	60.67	0.975	0.800	1435.448	2990171.17
Cielo 2		53.99	58.67	0.900	0.400	1056.167	2271527.97
Cielo 3	Izq.	30.78	85.44	0.900	0.400	386.565	420870.86
	Der.	83.44	46.72	0.900	0.400	424.228	426382.65
Cielo 4	Izq.	30.71	84.17	0.900	0.400	402.444	485265.47
	Der.	83.63	47.11	0.900	0.400	421.403	425712.23
Cielo 5	Izq.	30.41	84.19	0.975	0.800	475.735	607948.80
	Der.	84.94	47.61	0.975	0.800	488.383	513617.52

TABLA 2 Resultados del análisis lineal y no lineal (unidades: ton, cm y rad)

(): resultados del análisis lineal	Llolleo	Melipilla	San Fernando	Artificial 1 (Llolleo)	Artificial 2 (Melipilla)
Aceleración máxima suelo dirección 'X'(g's)	0.445	0.673	0.331	0.424	0.408
Aceleración máxima suelo dirección 'Y'(g's)	0.712	0.528	0.291	0.431	0.444
Desplazamiento C.G. dirección 'X'	5.13	9.23	9.46	18.03	18.69
	(5.15)	(12.89)	(12.10)	(20.55)	(21.71)
Desplazamiento C.G. dirección 'Y'	13.29	9.99	11.34	17.17	19.21
	(13.27)	(12.26)	(14.51)	(19.95)	(22.95)
Rotación de la planta de aislación	0.000183	0.000215	0.000328	0.000840	0.000646
	(0.000228)	(0.000226)	(0.000408)	(0.000561)	(0.000355)
Desplazamiento punto A dirección 'X'	5.63	9.77	10.42	21.10	20.45
	(5.70)	(13.51)	(12.89)	(23.36)	(22.87)
Desplazamiento punto A dirección 'Y'	13.43	9.31	10.06	17.94	19.88
	(13.47)	(12.12)	(14.53)	(20.65)	(22.84)
Desplazamiento punto B dirección 'X'	5.37	8.82	8.89	16.78	17.41
	(4.88)	(12.41)	(11.64)	(18.73)	(21.00)
Desplazamiento punto B dirección 'Y'	13.17	10.71	12.72	17.27	18.78
	(13.09)	(12.50)	(14.60)	(20.04)	(23.17)
Aceleración absoluta dirección 'X' (g's)	0.063	0.096	0.074	0.116	0.107
	(0.039)	(0.100)	(0.078)	(0.136)	(0.138)
Aceleración absoluta dirección 'Y' (g's)	0.111	0.110	0.107	0.134	0.132
	(0.097)	(0.079)	(0.091)	(0.124)	(0.141)
Corte en aisladores dirección 'X'	2409	4334	4445	8479	8802
	(2424)	(6062)	(5694)	(9680)	(10210)
Corte en aisladores dirección 'Y'	6241	4707	5327	8052	9017
	(6231)	(5763)	(6813)	(9361)	(10780)
Corte basal dirección 'X'	3284	5427	5566	8873	8600
	(2408)	(6094)	(5741)	(9784)	(10300)
Corte basal dirección 'Y'	7097	5593	6448	8593	9380
	(6254)	(5806)	(6859)	(9421)	(10870)



Figura 1 Maqueta computacional del Hospital Militar

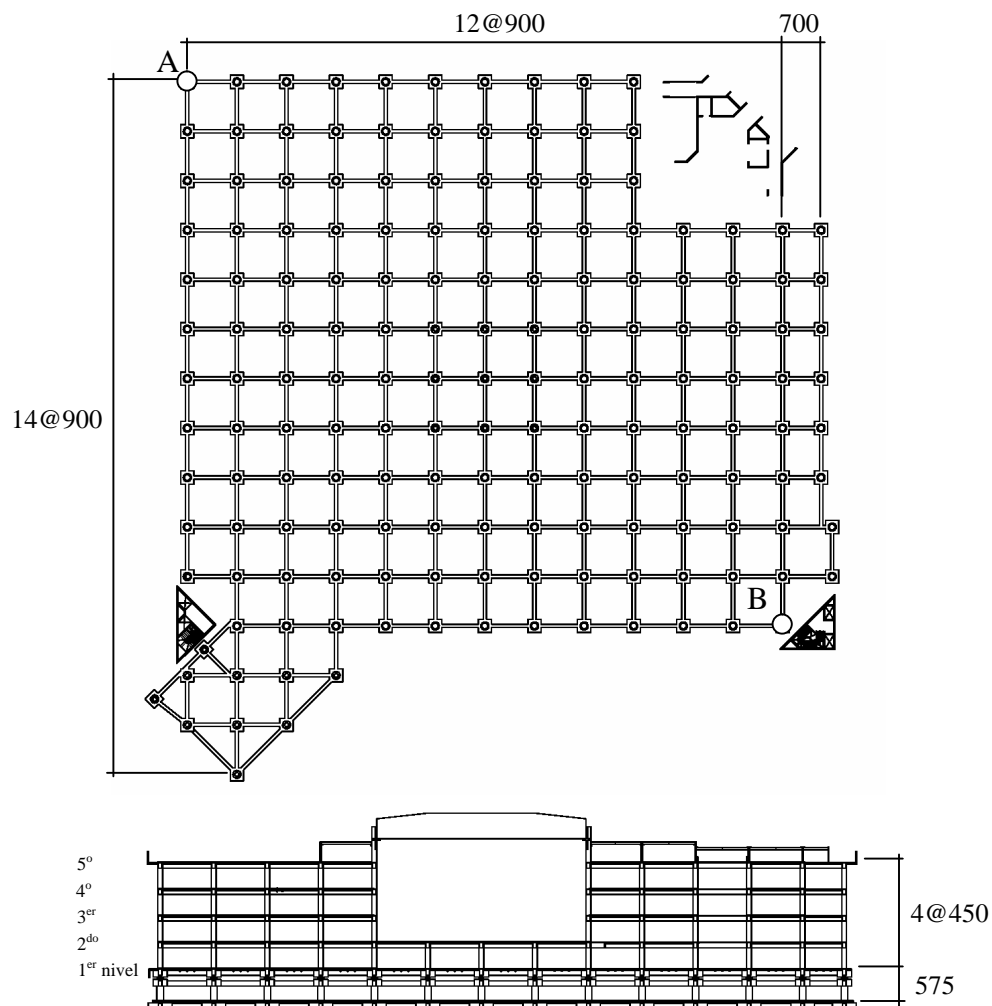


Figura 2 Planta y corte típico del edificio

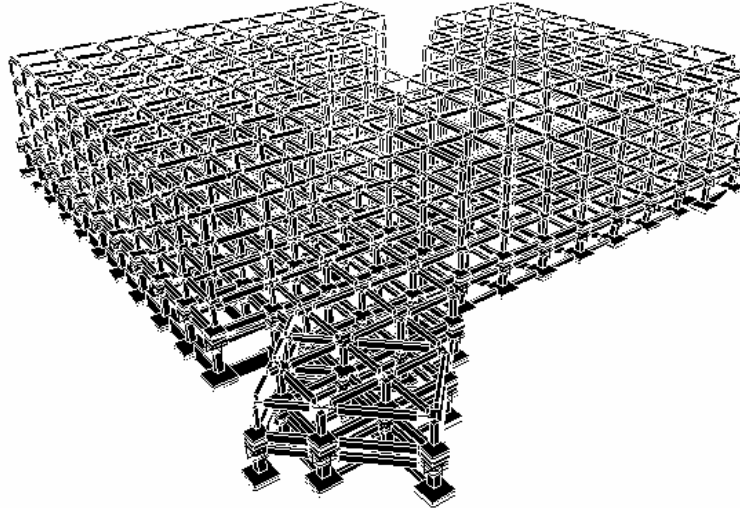


Figura 3. Modelo estructural tridimensional del edificio

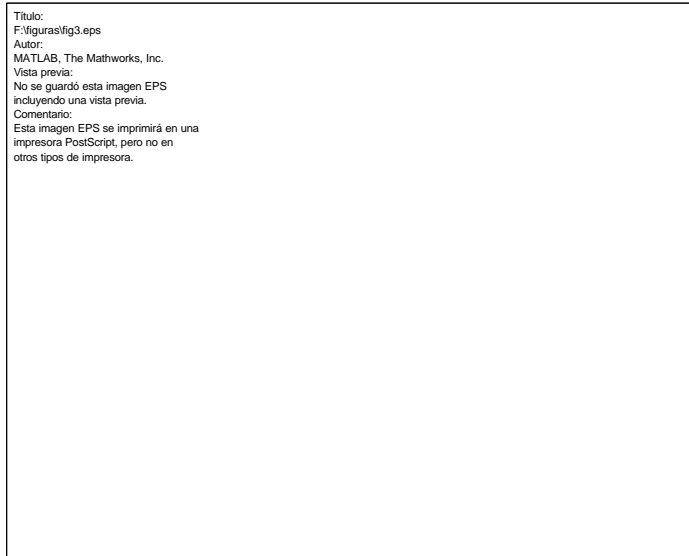


Figura 4. Propiedades fuerza-deformación del sistema de aislación



Figura 5. Historia de esfuerzo de corte nivel de aislación según dirección Y, para sismos de Lloleo y Melipilla

