

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

ESCUELA DE POSGRADO



**PROPUESTA DE UN MÉTODO PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS CON
DISIPADORES PASIVOS DE ENERGÍA UTILIZANDO REGISTROS
SÍSMICOS PERUANOS**

**TESIS PARA OPTAR EL GRADO ACADÉMICO DE MAGÍSTER EN
INGENIERÍA CIVIL**

AUTOR:

Ing. Rubén Ancasi Huayra

ASESOR:

Mg. Antonio Zeballos Cabrera

Noviembre, 2019

RESUMEN

La presente investigación se ha desarrollado siguiendo los lineamientos planteados por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) y por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA). El método de diseño consiste en realizar un análisis dinámico no lineal tiempo historia, para lo cual se empleó el software SAP2000, basado en la filosofía de diseño por desempeño propuesto por la Sociedad de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC) a través del Comité Visión2000.

Con la finalidad de comparar el desempeño estructural y los costos de construcción, se eligió un edificio ubicado en la ciudad de Lima, cuyo uso es esencial. El edificio tiene cuatro niveles y presenta una configuración regular en planta y elevación. El sistema estructural está conformado por pórticos de concreto armado y una losa maciza de 20cm de espesor. El edificio no cumple por desplazamientos laterales, pero sí por resistencia de acuerdo a los límites establecidos en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

Como solución se propuso dos alternativas, una solución no convencional que consistió en incorporarle disipadores de energía y una solución convencional que consistió en incrementar el tamaño de las columnas y vigas hasta lograr que el desempeño esperado de ambos edificios sean similares.

Ambos edificios llegaron a un desempeño operacional y resguardo de vida para el sismo de 475 y 970 años de período de retorno, respectivamente. Se verificó que la diferencia de costos de construcción es de \$1.29/m², siendo el edificio no convencional el más económico. Ambas soluciones cumplen con el desempeño esperado.

Palabras-clave: Desempeño, disipadores de energía.

ABSTRACT

This research has been carried out following the guidelines proposed by the American Society of Civil Engineers (ASCE) and Federal Emergency Management Agency (FEMA). The design method consists in performing a dynamic nonlinear time history analysis, for which the SAP2000 software was used, based on the philosophy of performance design proposed by the Structural Engineers Associations of California (SEAOC) across the Vision2000 Committee.

In order to compare the structural *performance* and the construction costs, a building located in the city of Lima was chosen, its use is essential. The building has four levels and has a regular configuration in plan and elevation. The structural system consists of reinforced concrete frames and a slab of 20cm of thick. The building does not comply with the lateral displacements, but by strength according to the limits established in the Peruvian Code (RNE).

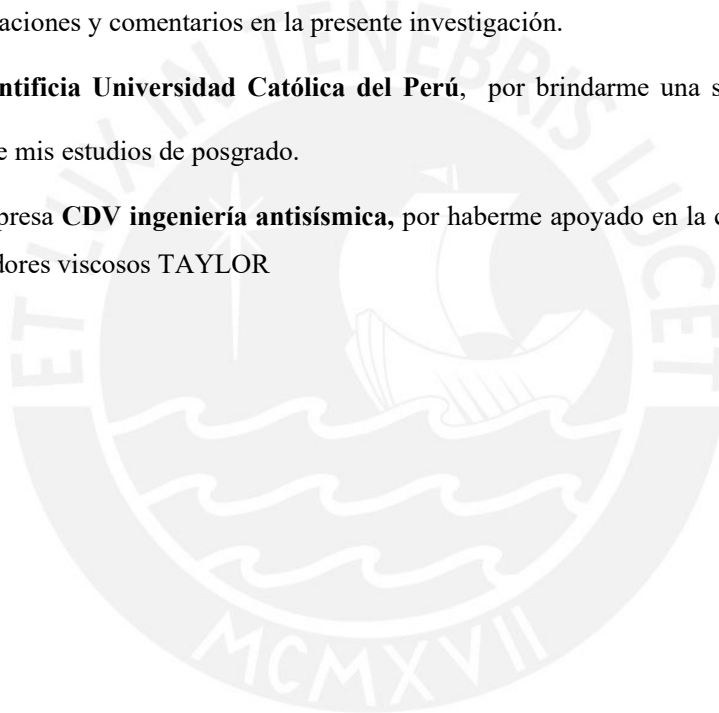
As a solution, two alternatives were proposed, an unconventional solution that consisted of incorporating *energy damping* and a conventional solution that consisted in increasing the size of the columns and beams until the expected *performance* of both buildings is similar.

Both buildings should have an Operational and Life Safety *performance* for an earthquake of 475 and 970 years of return period, respectively. It was verified that the difference in construction costs is \$ 1.29 / m², with the unconventional building being the most economical. Both solutions fulfill with the expected performance.

Keywords: Performance, energy damping.

AGRADECIMIENTOS

- Al Mg. **Antonio Zeballos Cabrera**, por su asesoría y su apoyo constante para que esta investigación llegue a su fin. Sus comentarios y observaciones durante el desarrollo de esta investigación enriquecieron su contenido.
- Al Dr. **Marcial Blondet Saavedra**, por sus observaciones y comentarios durante el desarrollo de la presente investigación.
- Al Mg. **Alejandro Muñoz Pelaez** y al Dr. **Víctor Fernández Dávila Gonzales**, por sus observaciones y comentarios en la presente investigación.
- A la **Pontificia Universidad Católica del Perú**, por brindarme una sólida formación durante mis estudios de posgrado.
- A la empresa **CDV ingeniería antisísmica**, por haberme apoyado en la cotización de los disipadores viscosos TAYLOR



DEDICATORIA

A mis padres, Emilia y Cirilo.



INDICE

INDICE	6
ÍNDICE DE FIGURAS.....	8
ÍNDICE DE TABLAS.....	12
1 INTRODUCCIÓN.....	14
1.1 Introducción	14
1.2 Objetivos	15
1.2.1 Objetivo general.....	15
1.2.2 Objetivos específicos.....	15
1.3 Organización de la tesis.....	15
1.4 Antecedentes	15
2 SISTEMAS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA	17
2.1 Sistemas pasivos de disipación de energía.....	17
2.1.1 Disipadores dependientes del desplazamiento.....	18
2.1.2 Disipadores dependientes de la velocidad.....	22
2.2 Principales características de los sistemas pasivos de disipación de energía.....	28
3 DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICACIONES	30
3.1 Diseño por desempeño	30
3.1.1 Niveles de desempeño.....	30
3.1.2 Niveles de peligro sísmico	32
3.1.3 Elección de los objetivos de desempeño	32
3.2 Relación daño estructural y distorsión de entrepiso.....	33
4 METODOLOGÍA DE ANÁLISIS Y DISEÑO	36
4.1 Definiciones básicas.....	36
4.2 Definición del sistema estructural a ser implementado con disipadores.....	36
4.3 Cálculo de la fuerza cortante en la base.....	36
4.4 Elección del desempeño.....	37

4.5	Definición de la distorsión objetivo del entrepiso.....	37
4.6	Selección del procedimiento de análisis.....	38
4.6.1	Análisis dinámico lineal (análisis modal espectral).....	38
4.6.2	Análisis dinámico no lineal tiempo historia.....	38
4.7	Definición de la distorsión máxima del entrepiso.....	43
4.8	Parámetros de diseño.....	43
4.8.1	Estructura sismorresistente.....	43
4.8.2	Sistema disipador.....	44
4.8.3	Combinación de cargas.....	44
5	EJEMPLO DE APLICACIÓN.....	45
5.1	Descripción de la estructura sismorresistente del sistema estructural básico (SEB).....	45
5.2	Cargas.....	46
5.3	Materiales.....	46
5.4	Análisis dinámico por combinación modal espectral (ADME) del SEB.....	47
5.4.1	Parámetros sísmicos.....	47
5.4.2	Períodos fundamentales de vibración de la estructura.....	48
5.4.3	Desplazamientos laterales y distorsiones de entrepiso.....	48
5.4.4	Cálculo de la fuerza cortante mínima en la base (V).....	49
5.5	Diseño del SEB.....	50
5.5.1	Consideraciones generales.....	50
5.6	Aplicación del método propuesto para el análisis y diseño de edificios con disipadores de energía.....	52
5.6.1	Elección del desempeño.....	52
5.6.2	Definición de la distorsión objetivo del entrepiso.....	52
5.6.3	Análisis dinámico no lineal tiempo historia (ADNLTH).....	53
5.6.4	Análisis dinámico no lineal tiempo - historia del SEB.....	58
5.6.5	Análisis dinámico no lineal tiempo historia del SED.....	62
5.6.6	Análisis dinámico no lineal tiempo historia del SEC.....	71
6	DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	75
6.1	Resultados del ADME y ADNLTH.....	75
6.1.1	Resultados del ADME.....	75
6.1.2	Resultados del ADNLTH.....	76

6.2	Comparación del daño estructural del SED y SEC	77
6.3	Comparación de costos.....	81
7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	84
7.1	Conclusiones	84
7.2	Recomendaciones.....	85
8	BIBLIOGRAFÍA	86
ANEXOS.....		88
	Anexo A: Cotización de disipadores viscosos TAYLOR.....	88
	Anexo B: Planos estructurales del sistema estructural básico (SEB) y sistema estructural con disipadores (SED).	89
	Anexo C: Análisis y diseño del sistema estructural convencional (SEC)	90
	Anexo D: Planos estructurales del sistema estructural convencional (SEC).....	92

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1	Clasificación de los sistemas pasivos de disipación de energía (ASCE-7, 2016).....	18
Figura 2.2	Relación fuerza - desplazamiento de un disipador histerético típico (Castillo, 2014).	19
Figura 2.3	Disipador tipo ADAS.....	20
Figura 2.4	Ubicación de disipadores adas sobre contraventeos tipo chevron.	20
Figura 2.5	Disipador tipo TADAS. Adaptado de (Tsai & Hong, 1992).	21
Figura 2.6	Comportamiento básico de una placa triangular ante una carga puntual.....	21
Figura 2.7	Relación fuerza - desplazamiento idealizada de un disipador friccional.	22
Figura 2.8	Disipador friccional.	22
Figura 2.9	Disipador pasivo del tipo fluido viscoso.....	23
Figura 2.10	Relación fuerza - desplazamiento de un disipador viscoso no lineal, sujeta a movimiento armónico (Goel, 2004).	24
Figura 2.11	Configuración de sistemas de amortiguamiento y factor de amplificación de desplazamiento (f) (Ramírez, et al., 2001).	25

Figura 2.12 Disipador viscoelástico típico.....	27
Figura 2.13 Ubicación del disipador viscoelástico sobre contraventeo tipo diagonal.....	27
Figura 2.14 Relación fuerza - desplazamiento idealizada de un disipador viscoelástico.....	28
Figura 3.1 Curva de capacidad sectorizada (SEAOC, 1999).	32
Figura 4.1 Modelo elastoplástico del acero con endurecimiento curvo (SAP2000, 2017).	39
Figura 4.2 Modelo de Mander para concreto confinado (SAP2000, 2017).	39
Figura 4.3 Diagrama demanda normalizada - deformación.	40
Figura 4.4 Criterios de aceptación para deformaciones (ASCE-41, 2013).	41
Figura 5.1 Planta típica.....	45
Figura 5.2 Elevación típica de pórticos.	46
Figura 5.3 Modelo estructural tridimensional (SAP2000, 2018).	46
Figura 5.4 Espectro inelástico de pseudo-aceleración.....	47
Figura 5.5 (a) Distorsión de entrepiso y (b) desplazamiento lateral, según norma E.030.....	49
Figura 5.6 Área de acero requerido (típico) en pórticos exteriores (en cm ²), debido a la flexión y flexo-compresión en vigas y columnas, respectivamente.	50
Figura 5.7 Área de acero requerido (típico) en pórticos interiores (en cm ²), debido a la flexión y flexo-compresión en vigas y columnas, respectivamente.	51
Figura 5.8 Detalles de refuerzo típico de vigas.....	51
Figura 5.9 Detalle de refuerzo de columna C1.....	51
Figura 5.10 Espectro de pseudo-aceleraciones, para un amortiguamiento de 5%.	54
Figura 5.11 (a) y (b) Acelerogramas del registro Parque de la Reserva de 1966.....	55
Figura 5.12 (c) y (d) Acelerogramas del registro Parque de la Reserva de 1970.....	55
Figura 5.13 (e) y (f) Acelerogramas del registro del Parque de la Reserva de 1974.....	56
Figura 5.14 Comparación de los espectros de amplitudes de Fourier para el registro de 1966 componentes N82W y N08E.....	57
Figura 5.15 Comparación de los espectros de amplitudes de Fourier para el registro de 1970 componentes N82W y N08E.....	57
Figura 5.16 Comparación de los espectros de amplitudes de Fourier para el registro de 1974 componentes N82W y N08E.....	57

Figura 5.17 (a) y (b) Asignación de rótulas plásticas en vigas y columnas, respectivamente, según ASCE-41 (2013), (SAP2000, 2017).....	58
Figura 5.18 Diagrama momento - rotación de la sección S1.	59
Figura 5.19 Diagrama momento - rotación de la sección S2.	59
Figura 5.20 Diagrama momento - rotación de la sección S3.	60
Figura 5.21 Diagrama carga axial – momento (nominal) de la columna C1, del primer piso. ...	60
Figura 5.22 Diagrama momento - rotación de la columna C1, del primer piso.	61
Figura 5.23 Distorsiones máximas del entrepiso, correspondientes a los registros de 1966, 1970 y 1974, escalados a un PGA de 0.45g.	62
Figura 5.24 Desplazamientos máximos, correspondientes a los registros de 1966, 1970 y 1974, escalados a un PGA de 0.45g.	62
Figura 5.25 Planta típica del SED.	63
Figura 5.26 Elevación de pórticos de los ejes 1, 6, A y F.	63
Figura 5.27 Elevación de pórticos de los ejes 2, 3, 4, 5, B, C, D y E.....	63
Figura 5.28 Modelo estructural tridimensional del SED – SAP2000.	64
Figura 5.29 Distorsiones máximas de entrepiso, correspondientes a los registros de 1966, 1970 y 1974, escalados a un PGA de 0.45g.	66
Figura 5.30 Distorsiones máximas de entrepiso, correspondientes a los registros de 1966, 1970 y 1974, escalados a un PGA de 0.55g.	66
Figura 5.31 Desplazamientos máximos, correspondientes a los registros de 1966, 1970 y 1974, escalados a PGA de 0.45g.	66
Figura 5.32 Desplazamientos máximos, correspondientes a los registros de 1966, 1970 y 1974, escalados a PGA de 0.55g.	67
Figura 5.33 (a) y (b) Formación de rótulas plásticas de los pórticos ubicados en los ejes 1 y 2, respectivamente, correspondiente al registro de 1974-N82W (PGA=0.45g).....	67
Figura 5.34 (a) y (b) Formación de rótulas plásticas de los pórticos ubicados en los ejes 1 y 2, respectivamente, correspondiente al registro de 1974-N82W (PGA=0.55g).....	68
Figura 5.35 (a), (b) y (c) Curvas de histéresis correspondiente a un disipador del primer, segundo y tercer piso respectivamente, debido al SMP.	68
Figura 5.36 Fuerzas sísmicas de diseño transmitidas por los disipadores a los pórticos A-B y 1-2,	

debido al SMP.....	69
Figura 5.37 Detalle de refuerzo de columna C-1, ubicado entre los ejes 3 y F del primer piso..	70
Figura 5.38 Diagrama carga - momento para la columna C-1.....	70
Figura 5.39 Planta típica del SEC.....	72
Figura 5.40 Elevación típica de pórticos.....	72
Figura 5.41 Modelo estructural del SEC – SAP2000.....	72
Figura 5.42 Distorsiones máximas del entrepiso, correspondientes a los registros de 1966, 1970 y 1974, escalado a PGA de 0.45g.....	73
Figura 5.43 Distorsiones máximas del entrepiso, correspondientes a los registros de 1966, 1970 y 1974, escalados a un PGA de 0.55g.....	73
Figura 5.44 Desplazamientos máximos, correspondientes a los registros de 1966, 1970 y 1974, escalados a un PGA de 0.45g.....	74
Figura 5.45 Desplazamientos máximos, correspondientes a los registros de 1966, 1970 y 1974, escalados a un PGA de 0.55g.....	74
Figura 5.46 Formación de rótulas plásticas de pórticos interiores, para un PGA de 0.45g y 0.55g, respectivamente, correspondiente al registro de 1974-N82W.....	74
Figura 6.1 Distorsiones máximas del entrepiso del SEB Y SEC, obtenidos del ADME.....	75
Figura 6.2 Desplazamientos máximos del SEB y SEC, obtenidos del ADME.....	76
Figura 6.3 Distorsiones máximas del entrepiso del SEB, SED y SEC, obtenidos del ANLTH - registro 1974-N82W escalado a un PGA de 0.45g.....	77
Figura 6.4 Desplazamientos máximos del SEB, SED y SEC, obtenidos del ANLTH - registro 1974-N82W escalado a un PGA de 0.45g.....	77
Figura 6.5 (a) y (b) Formación de rótulas plásticas de los pórticos más exigidos del SED y SEC, respectivamente, correspondiente al registro de 1974-N82W (PGA=0.45).....	78
Figura 6.6 (a) y (b) Diagramas momento rotación de las vigas más críticas del SED y SEC, respectivamente, correspondiente al registro de 1974-N82W (PGA=0.45g).....	79
Figura 6.7 (a) y (b) Formación de rótulas plásticas de los pórticos más exigidos del SED y SEC, respectivamente, correspondiente al registro de 1974-N82W (PGA=0.55).....	79
Figura 6.8 (a) y (b) Diagrama momento rotación de las vigas más críticas del SED y SEC, respectivamente, correspondiente al registro de 1974-N82W (PGA=0.55g).....	80

Figura 6.9 Disipación de energía para el SED correspondiente al registro de 1974-N82W (PGA=0.45g).....	81
Figura 6.10 Disipación de energía para el SEC correspondiente al registro de 1974-N82W (PGA=0.45g).....	81
Figura 6.11 Comparación de costos por elementos estructurales del SEC y SED.....	83

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Resumen de disipadores de control pasivo y sus principales características (Symans, et al., 2008).....	29
Tabla 3.1 Estado de daño y niveles de desempeño (SEAOC, 1999).....	31
Tabla 3.2 Niveles de peligro sísmico según la propuesta del Comité Visión 2000.	32
Tabla 3.3 Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (SEAOC, 1999).	33
Tabla 3.4 Aceleración máxima (PGA) asociado a un nivel de peligro sísmico para la ciudad de Lima (IGP, 2014).	33
Tabla 3.5 Tipos de sistema estructural según la definición de HAZUS.....	34
Tabla 3.6 Descripción del daño y distorsión característica para edificios tipo C1M (HAZUS). 35	
Tabla 3.7 Niveles de desempeño y distorsión objetivo para un edificio tipo C1M.....	35
Tabla 4.1 Factor de amortiguamiento (ASCE-7, 2016).	37
Tabla 4.2 Relación de niveles de desempeño propuesto por el SEAOC (2009) y el ASCE-41 (2013).....	41
Tabla 4.3 Parámetros de modelamiento y criterio de aceptación numérica para procedimientos no lineales – Vigas de concreto armado (ASCE-41, 2013).....	42
Tabla 4.4 Parámetros de modelamiento y criterio de aceptación numérica para procedimientos no lineales – Columnas de concreto armado (ASCE-41, 2013).....	42
Tabla 5.1 Cargas consideradas para el análisis.	46
Tabla 5.2 Propiedades de los materiales empleados.	47
Tabla 5.3 Parámetros para el análisis sísmico (E.030, 2018).....	47
Tabla 5.4 Período fundamental de la estructura en la dirección X e Y.	48
Tabla 5.5 Cortante mínima en la base, según norma técnica E.030, del RNE.	49

Tabla 5.6	Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (SEAOC, 1999).	52
Tabla 5.7	Registros de aceleraciones del suelo medidos en suelo firme (grava gruesa y densa)	53
Tabla 5.8	Factores de escala para reducir las amplitudes de Fourier.	58
Tabla 5.9	Resumen de propiedades de la diagonal y rigidez del disipador.	64
Tabla 5.10	Predimensionamiento del coeficiente de amortiguamiento (C).	65
Tabla 5.11	Fuerzas desarrolladas por los disipadores debido al SMP.	68
Tabla 5.12	Cargas de gravedad y sísmicas que actúan en la columna C-1 y combinaciones de cargas para su verificación.	70
Tabla 5.13	Características de los disipadores seleccionados.	71
Tabla 5.14	Resistencia a compresión y tracción del perfil HSS 12.5x0.5 (A500 Gr.B).	71
Tabla 6.1	Desplazamientos y distorsiones máximas del SEB y SEC, obtenidos del ADME.	75
Tabla 6.2	Desplazamientos y distorsiones máximas del SEB, SED y SEC, obtenidos del ANLTH – registro 1974-N82W escalado a un PGA de 0.45g.	76
Tabla 6.3	Estimación del costo directo de construcción del SED, sin IGV.	82
Tabla 6.4	Estimación del costo directo de construcción del SEC, sin IGV.	83

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Introducción

En los últimos años se han desarrollado tecnologías que permiten disipar energía sísmica de manera controlada y reducir los efectos de los sismos sobre las estructuras a fin de evitar el daño en sus elementos principales.

Los disipadores de energía son dispositivos diseñados para reducir las deformaciones y fuerzas en los elementos estructurales (vigas, columnas, muros y otros), evitando así que la energía sea disipada mediante deformaciones inelásticas.

Los disipadores pueden clasificarse como dependientes de la deformación, de la velocidad o de una combinación de estas. Los disipadores dependientes de la deformación desarrollan una fuerza que depende del desplazamiento relativo entre los extremos del dispositivo. En esta categoría se encuentran los disipadores histeréticos y friccionales. Por otro lado los disipadores que dependen de la velocidad desarrollan una relación fuerza-deformación que es función de la velocidad relativa entre los extremos del dispositivo y podría ser también función del desplazamiento relativo entre sus extremos. En esta categoría se encuentran los disipadores viscosos y visco-elásticos.

En la presente investigación se propone un método de análisis y diseño de edificios con disipadores de energía, siguiendo los lineamientos planteados en el ASCE-7 (2016). Dicho método se presenta mediante una serie de pasos basados en la dinámica estructural y en estudios previos. El método desarrollado es aplicado en un edificio teórico de cuatro pisos, ubicado en la ciudad de Lima, dicho edificio cumple por resistencia pero no por desplazamientos, según los límites establecidos en el RNE (2018).

Para mejorar el desempeño del edificio en estudio se propuso dos soluciones una solución convencional que consistió en incrementar la rigidez del edificio y la otra solución no convencional que consistió en incorporarle disipadores de energía. Con ambas soluciones se logró alcanzar el desempeño esperado. Además se compararon los costos de construcción de ambas soluciones.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

Contribuir a la implementación del Reglamento Nacional de Edificaciones, en el análisis y diseño de edificios con disipadores pasivos de energía.

1.2.2 Objetivos específicos

- a) Proponer un método para el análisis y diseño de edificios con disipadores pasivos de energía, siguiendo los lineamientos planteados en el ASCE-7 (2016).
- b) Con el método propuesto realizar el análisis y diseño de un edificio, teórico, de cuatro pisos, ubicado en la ciudad de Lima.
- c) Comparar el desempeño sísmico del edificio en estudio con y sin disipadores de energía.
- d) Estimar la incidencia del costo al implementar al edificio en estudio con disipadores de energía, del tipo fluido viscoso.

1.3 Organización de la tesis

La siguiente investigación se ha organizado de la siguiente manera:

En el capítulo 2, se exponen las características de los sistemas modernos de protección por amortiguamiento. Se clasifican y se presentan los principales tipos de disipadores de energía, incluyendo una breve explicación de su funcionamiento y de sus propiedades principales. Además se definen los criterios de ubicación y recomendaciones de uso.

En el capítulo 3, se resume la propuesta de diseño por desempeño propuesta por el Comité Visión 2000 y se relacionan los conceptos de distorsión de entrepiso (drift) y daño estructural siguiendo la propuesta del comité Visión 2000. (SEAOC, 1999)

En el capítulo 4, se propone un método para el diseño de edificios con disipadores pasivos de energía, siguiendo los lineamientos planteados por el ASCE. (ASCE-7, 2016)

En el capítulo 5, el método propuesto es aplicado en un edificio de cuatro pisos ubicado en la ciudad de Lima. Además se propone una solución convencional para comparar el desempeño y los costos de construcción de ambos sistemas.

En el capítulo 6, se presentan las discusiones de los resultados.

En el capítulo 7, se presentan las conclusiones y recomendaciones de esta tesis.

1.4 Antecedentes

Uno de los disipadores metálicos más conocidos es el ADAS (Added Damping and Stiffness), el

cual se ha utilizado exitosamente en los reforzamientos estructurales de edificios (Soong & Dargush, 1997). El edificio Izazaga de 12 pisos que fue construido en 1972 en la Ciudad de México y reforzado en 1990 con el sistema ADAS, lográndose una reducción del 40% en las distorsiones de entrepisos (Martínez, 1993). El Hospital Cardiológico de la Ciudad de México de 6 pisos también fue reforzado en 1990 con el sistema ADAS debido a los daños sufridos por el terremoto de 1985, se verificó una reducción importante en la fuerza cortante basal y la distorsión de entrepisos (Martínez, 1993). Otro edificio reforzado con el sistema ADAS fue el edificio Wells Fargo Bank de 2 pisos, considerado como el primer edificio reforzado con este sistema en EEUU, construido en 1967 y reforzado en 1992 con el objetivo de mejorar su desempeño estructural (Perry, et al., 1993).

Los disipadores de fluidos viscosos se han implementado en edificios nuevos y existentes desde mediados de 1995, con la finalidad de mitigar los daños estructurales originados por los terremotos (Soong & Dargush, 1997). Uno de los primeros edificios implementados con este sistema fue el edificio del Pacific Bell North Area Operations Center que fue construido en EEUU en 1995, se colocaron un total de 62 disipadores con una capacidad de 130kN (Taylor & Constantinou, 1996). El hotel Woodland, edificio histórico de 4 pisos construido en California en 1927 y reforzado con disipadores de fluidos viscosos en 1995, se colocaron un total de 16 disipadores con una capacidad de 450kN (Taylor & Constantinou, 1996).

A nivel mundial, los sistemas de disipación de energía se vienen aplican desde los años 90s; en el Perú uno de los primeros edificios reforzados con este sistema fue la Torre central de 10 pisos del aeropuerto internacional Jorge Chávez que fue construido en 1965 y reforzado con disipadores de fluidos viscosos en el 2006, se colocaron un total de 42 disipadores con una capacidad de 500kN y 700 kN. El primer edificio de oficinas construido con disipadores de fluidos viscosos en el Perú es el centro empresarial El Reducto con un total de 13 pisos y 7 sótanos, fue inaugurado en el 2014 y se colocaron un total de 26 disipadores con una capacidad de 800 kN.

2 SISTEMAS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

El principal objetivo del uso de dispositivos de disipación de energía es limitar o eliminar el daño en elementos estructurales y no estructurales mediante la reducción de la respuesta dinámica del sistema estructural. Esto se logra concentrando la disipación de energía en elementos que pueden ser reemplazados y que fueron diseñados con este propósito. Así, tanto la estructura como sus contenidos pueden ser utilizados de forma inmediata o con reparaciones mínimas luego de un sismo severo, eliminando las pérdidas económicas o reduciéndolas a un porcentaje menor (Sáez, 2014).

Estos sistemas son clasificados en cuatro grandes grupos, tales como: sistemas de control pasivo, activos, semi-activos e híbridos. El método de análisis y diseño propuesto en este trabajo es aplicable únicamente para edificios con sistemas pasivos de disipación de energía, ya que son los sistemas de disipación más utilizados en la práctica por su simplicidad y menor costo.

Los sistemas pasivos de disipación de energía se conectan a la estructura con propiedades mecánicas fijas, por lo cual no requieren de una fuente de energía externa para operar, pues desarrollan de forma natural una fuerza que se opone al movimiento.

Los sistemas de control semi-activo corresponden a la implementación de sensores y controladores que pueden variar las propiedades de los disipadores pasivos de una forma deseada en tiempo real.

Los sistemas de control activo corresponden a la implementación de sensores, controladores, actuadores y otros elementos, que mediante el uso de algún algoritmo generan fuerzas para reducir la respuesta dinámica de sistemas estructurales en tiempo real, requiriendo una fuente de energía externa para operar.

Los sistemas de control híbridos son una mezcla de los sistemas activos y pasivos.

2.1 Sistemas pasivos de disipación de energía

Según las especificaciones del ASCE-7 (2016) los sistemas pasivos de disipación de energía pueden clasificarse como dependientes del desplazamiento y de la velocidad. En el grupo de los disipadores dependientes del desplazamiento se encuentran principalmente los disipadores metálicos y friccionales. En el grupo de los disipadores dependientes de la velocidad se encuentran principalmente los disipadores viscosos y viscoelásticos.

En la figura 2.1 se muestra un diagrama de la clasificación de los sistemas pasivos de disipación de energía.

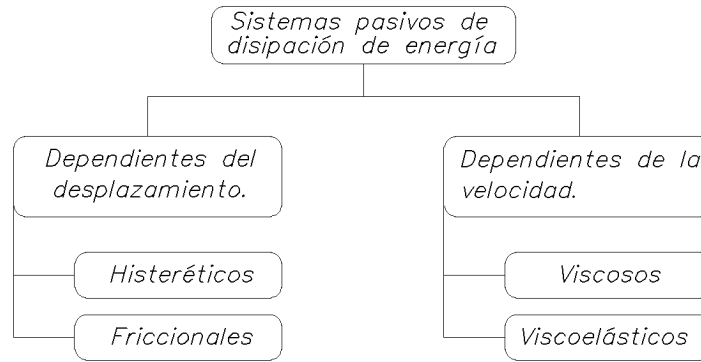


Figura 2.1 Clasificación de los sistemas pasivos de disipación de energía (ASCE-7, 2016).

2.1.1 Disipadores dependientes del desplazamiento.

La fuerza que desarrolla un disipador dependiente de la deformación es básicamente función del desplazamiento relativo entre los extremos del dispositivo. La respuesta es sustancialmente independiente de la velocidad de deformación entre sus extremos. En esta categoría se encuentran principalmente los disipadores metálicos por fluencia o histeréticos y los disipadores friccionales.

2.1.1.1 Disipadores metálicos por fluencia o histeréticos

Uno de los mecanismos más efectivos disponibles para la disipación de energía, dentro de una estructura, durante un sismo, es a través de la plastificación de metales producidos a partir de esfuerzos estructurales (flexión, corte, torsión o extrusión) (Soong & Dargush, 1997).

Este tipo de dispositivos ofrece gran capacidad de amortiguamiento con volúmenes pequeños en relación a la totalidad del edificio, lográndose esto básicamente porque sus formas geométricas inducen a que la fluencia se presente en gran parte o en la totalidad del metal, variando su efecto de amortiguamiento con la amplitud de la respuesta o vibración.

Los disipadores metálicos por fluencia, se caracterizan por tener una relación fuerza deformación como la que se muestra en la figura 2.2. Dado que disipan energía a través de la acción inelástica de sus componentes.

Para efectos de simplificar el análisis el comportamiento de los disipadores histeréticos se puede caracterizar mediante un comportamiento bilineal en el cual se van a definir los cuatro parámetros principales: rigidez, k_d , desplazamiento de fluencia, d_{yd} , fuerza de fluencia, F_{yd} , y fuerza resistente, F_u (Castillo, 2014).

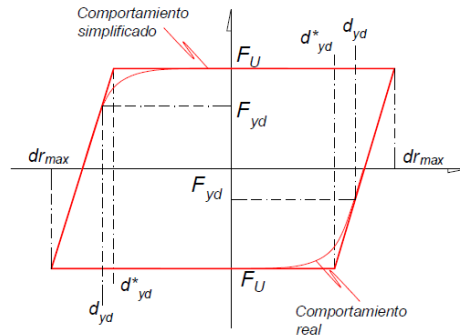


Figura 2.2 Relación fuerza - desplazamiento de un disipador histerético típico (Castillo, 2014).

Algunos de los dispositivos histeréticos más utilizados en edificios son los disipadores ADAS Y TADAS, estos elementos permiten la disipación de la energía, a través de la fluencia del material, al someterlos a deformaciones por flexión (Ruvalcaba, 2005).

2.1.1.1.1 Disipadores tipo ADAS

Los disipadores de energía tipo ADAS (Added Damping And Stiffness) consiste de un número de placas de acero paralelas en forma de X, tal como se muestra en la Figura 2.3. Se instalan en contraventeos conectados en dos niveles adyacentes, tal como se muestra en la figura 2.4. La energía es disipada mediante comportamiento inelástico cuando ocurre un movimiento relativo entre los niveles.

El número de placas resulta variable, permitiendo ajustar el disipador a las necesidades de la estructura a la cual se incorpora. Cada placa del dispositivo se encuentra impedido de giro en ambos extremos, de forma que un desplazamiento relativo entre estos en dirección perpendicular al plano de la placa produzca una distribución lineal de momentos flectores, simétrica y con doble curvatura, que permiten una distribución uniforme de deformación plástica en toda la altura del dispositivo. El ancho del disipador se proporciona linealmente con la distribución de momentos flectores, lo cual deriva de una generalización de la plastificación en un corto intervalo de desplazamiento (Cahís, 2000).

Las pruebas realizadas por Whittaker en 1989 demostraron que estos dispositivos mejoran el comportamiento del marco resistente a momento en donde los dispositivos han sido instalados, incrementando su rigidez, su resistencia y su capacidad para disipar, reflejándose en la disminución de los desplazamientos. La fuerza cortante es resistida principalmente por los dispositivos ADAS conectados en contraventeos tipo chevron tal como se muestra en la figura 2.4. Los elementos ADAS fluyen de una manera predeterminada y relajan al marco de momento de excesivas demandas de ductilidad.

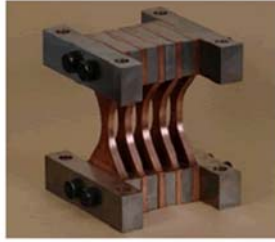


Figura 2.3 Disipador tipo ADAS.

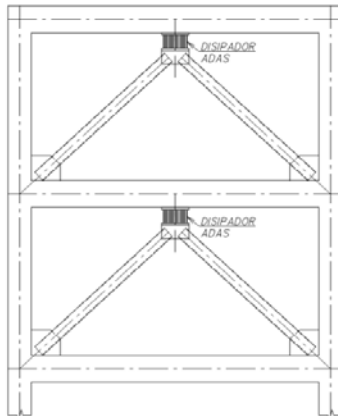


Figura 2.4 Ubicación de disipadores adas sobre contraventeos tipo chevron.

2.1.1.1.2 Disipadores tipo TADAS

Los disipadores de energía tipo TADAS (Triangular-plate Added Damping And Stiffness), están formado por placas triangulares de acero, similar a la mitad de una placa ADAS, también puede ser colocados en paquetes de varias de ellas, tal como se muestra en la Figura 2.5. Estas placas se fijan en su base a otra placa, la cual es unida al nivel superior del entrepiso y en el vértice del triángulo se colocan pernos, los cuales lo unen al sistema de contraventeos que se extienden desde el nivel inferior, similar al mostrado en la Figura 2.4 (Tsai, et al., 1993).

La característica más atractiva del TADAS es que el efecto de las cargas gravitatorias de la estructura se puede separar completamente del disipador, usando en el extremo agujeros ovalados. Así para grandes deformaciones los desplazamientos verticales en ese extremo no se ven restringidos. Por lo tanto solo se produce plasticidad por flexión y entonces la respuesta inelástica del dispositivo es altamente predecible. Además no hay riesgo de inestabilidad de la placa por carga axial excesiva.

La variación de la sección transversal es ocasionada por el desplazamiento de niveles, uno con respecto al otro, produciendo una deformación en curvatura simple sobre las placas, tal como se muestra en la Figura 2.6. Debido a que se empotra en uno de sus extremos, se genera un diagrama

de esfuerzos casi uniforme a lo largo de su longitud, por ello se explica la forma triangular que se tiene. En pruebas experimentales realizadas se ha comprobado que la distribución de esfuerzos por flexión es triangular.

Los TADAS son una variante de los dispositivos ADAS y pueden alcanzar las mismas características de rigidez, resistencia y disipación de energía que estos y con un menor efecto de la carga axial (Whittaker, et al., 1989).

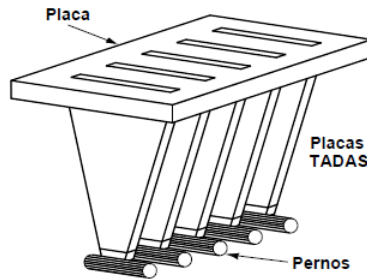


Figura 2.5 Disipador tipo TADAS. Adaptado de (Tsai & Hong, 1992).

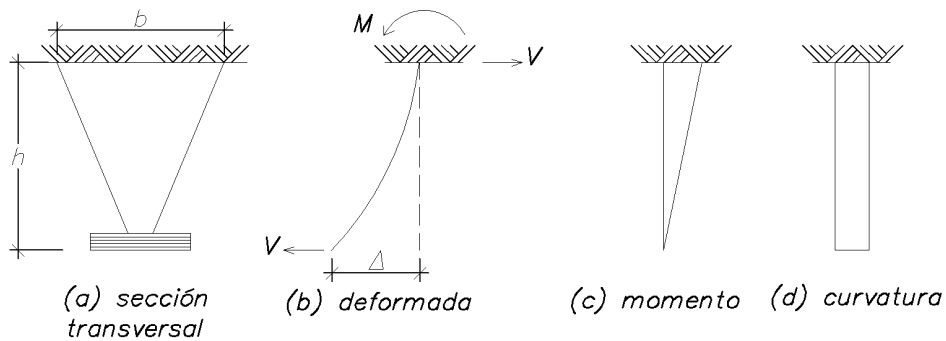


Figura 2.6 Comportamiento básico de una placa triangular ante una carga puntual.

Adaptado de (Tsai & Tsai, 1995).

2.1.1.2 Disipadores friccional

Los disipadores friccional, se caracterizan por tener una relación fuerza deformación como la que se muestra en la Figura 2.7. Dado que disipan energía mediante la fuerza de fricción que se presenta por el desplazamiento relativo entre dos superficies de contacto bajo presión.

El disipador friccional se coloca en la intersección del contraventeo, tal como se muestra en la figura 2.8, y cuando la carga sísmica se aplica, el elemento en compresión se pandea y el brazo en tensión induce deslizamiento en la junta de fricción. Este movimiento activa los cuatro puntos

de la liga del dispositivo y la energía se disipa en ambos brazos. Los elementos del contraventeo se diseñan exclusivamente para soportar adecuadamente las fuerzas de tensión. Estudios experimentales han demostrado que estos dispositivos de fricción incrementan el desempeño sísmico de estructuras, proporcionando un incremento sustancial en la capacidad para disipar energía y reducir los desplazamientos.

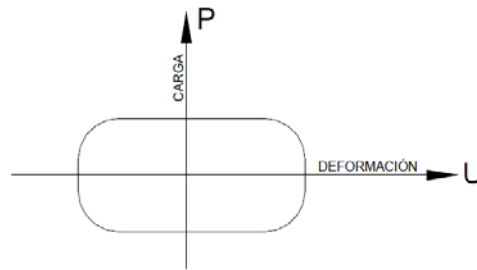


Figura 2.7 Relación fuerza - desplazamiento idealizada de un disipador friccional.

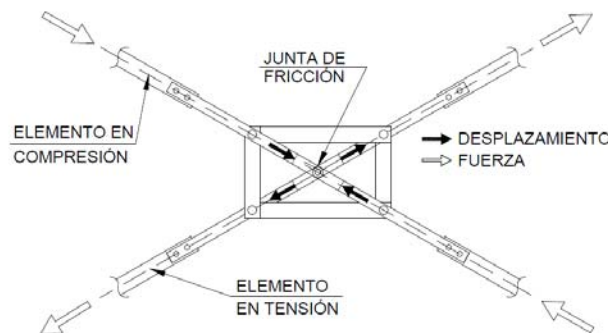


Figura 2.8 Disipador friccional.

2.1.2 Disipadores dependientes de la velocidad.

La relación fuerza – deformación de un disipador dependiente de la velocidad de deformación es principalmente función de la velocidad relativa entre los extremos del dispositivo y podría ser también función del desplazamiento relativo entre sus extremos. En esta categoría se encuentran principalmente los disipadores viscosos y viscoelásticos.

2.1.2.1 Disipadores de fluidos viscosos

En la Figura 2.9 se observan los principales componentes del disipador del tipo fluido viscoso. Este tipo de disipadores funcionan a partir del desplazamiento de un pistón a través de un fluido viscoso. La fricción del pistón con el líquido genera fuerzas que se oponen al movimiento del

elemento cuya magnitud es proporcional a la velocidad de reacción. El líquido que los disipadores contienen en su interior es un fluido viscoso que puede ser aceite, silicona, etc. (Castillo, 2014).

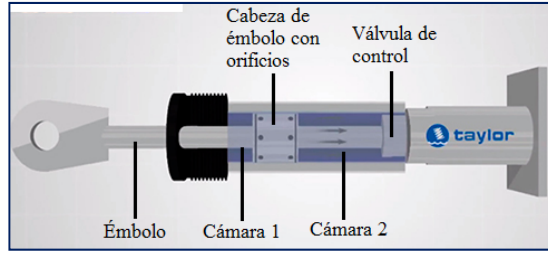


Figura 2.9 Disipador pasivo del tipo fluido viscoso.

La fuerza que actúa en un disipador de fluido viscoso está representado por:

$$f(d) = C_{\alpha} \text{sgn}(\dot{u}) |\dot{u}|^{\alpha} \quad (2.1)$$

Donde C_{α} es el coeficiente de amortiguamiento determinado experimentalmente con unidades de fuerza por velocidad, \dot{u} es la velocidad del disipador, $\text{sgn}(\cdot)$ es la función signo y α es el exponente de amortiguamiento con valores en un intervalo de 0.2 a 1.0 para aplicaciones sísmicas (Soong & Dargush, 1997), (Pekcan, et al., 1999) y (Soong & Constantinou, 1994). El exponente α representa la no linealidad de un disipador de fluido viscoso, si $\alpha=1$ el disipador será viscoso lineal y para los intervalos de $0 \leq \alpha < 1$ será no lineal.

Para un sistema de un grado de libertad (SGL) con masa m , rigidez k y un disipador de fluido viscoso definido por la ecuación (2.1), el porcentaje de amortiguamiento viscoso adicional ε_{sd} está definido basado en el concepto de amortiguamiento viscoso equivalente lineal, de la siguiente manera.

$$\varepsilon_{sd} = \frac{E_D}{4\pi E_s} = \frac{E_D}{2\pi k u_o^2} \quad (2.2)$$

Donde E_s es la energía elástica almacenado debido al máximo desplazamiento del sistema, u_o . La energía disipada por el disipador (E_D) es usualmente calculado durante el movimiento armónico de un ciclo $u = u_o \sin(wt)$ (w = es la frecuencia natural del SGL) y está dado por:

$$E_D = \pi \beta_{\alpha} C_{\alpha} w^{\alpha} u_o^{1+\alpha} \quad (2.3)$$

Donde el constante β_{α} es:

$$\beta_{\alpha} = \frac{2^{2+\alpha} \Gamma^2(1+\alpha/2)}{\pi \Gamma(2+\alpha)} \quad (2.4)$$

Donde $\Gamma(\cdot)$ es la función gamma. Si se reemplaza la ecuación (2.3) en la ecuación (2.2) se obtiene ε_{sd} como una función del máximo desplazamiento u_o :

$$\varepsilon_{sd} = \frac{\beta_{\alpha} C_{\alpha}}{2mw} (w u_o)^{\alpha-1} \quad (2.5)$$

De la ecuación (2.5) se puede obtener el coeficiente de amortiguamiento, C_α .

$$C_\alpha = \frac{2mw\varepsilon_{sd}}{\beta_\alpha} (wu_o)^{1-\alpha} \quad (2.6)$$

Para un disipador con $\alpha=1$, la ecuación (2.6) queda como $C_1 = 2mw\varepsilon_{sd}$. Si el valor obtenido se reemplaza en la ecuación (2.6) se obtiene una relación como:

$$C_\alpha = \frac{C_1}{\beta_\alpha} (wu_o)^{1-\alpha} \quad (2.7)$$

Si se reemplaza la ecuación (2.7) en la ecuación (2.1) se obtiene la siguiente relación:

$$\frac{f_D(t)}{f_{D0}(\alpha=1)} = \frac{1}{\beta_\alpha} \left(\frac{wu_o}{\dot{u}_o} \right)^{1-\alpha} \text{sgn}(\dot{u}) |\dot{u}|^\alpha \quad (2.8)$$

En la Figura 2.10 se muestra la relación fuerza - desplazamiento (o curva histerética) de un disipador de fluidos viscoso lineal ($\alpha=1$) y no lineal ($\alpha=0.35$ y 0) con un porcentaje de amortiguamiento equivalente (ε_{sd}) sujeto a un movimiento armónico. Las tres curvas histeréticas de la figura 2.10 tienen la característica de tener la misma área (ε_{sd} fue definido basado en el concepto de igual energía de disipación) y su forma varía de una elipse ($\alpha=1$) a un rectángulo ($\alpha=0$, caso de un disipador friccionante) (Goel, 2004).

El área que encierran las curvas histeréticas del disipador de fluido viscoso, representan la energía disipada por el dispositivo durante un ciclo de oscilación.

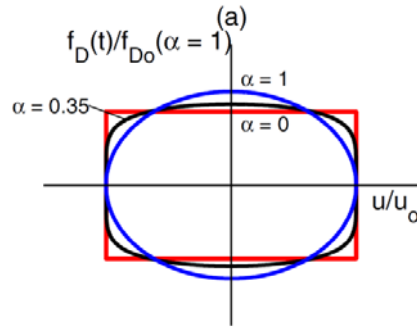


Figura 2.10 Relación fuerza - desplazamiento de un disipador viscoso no lineal, sujeta a movimiento armónico (Goel, 2004).

En 1992 Constantinou y Symans demostraron que el cálculo de frecuencias y formas modales de un edificio no amortiguado podía servir para estimar la respuesta sísmica de estructuras amortiguadas, es así que se determinó una expresión para determinar el porcentaje de amortiguamiento viscoso adicional a partir de un sistema lineal de un grado de libertad el cual fue extrapolado a un sistema de varios grados de libertad.

La relación de la fuerza y velocidad de un amortiguador viscoso lineal está determinado por:

$$F_{Dj} = C_j * \dot{u}_{Dj} \quad (2.9)$$

Donde C_j es el coeficiente de amortiguamiento, u_{Dj} es el desplazamiento relativo del dispositivo y \dot{u}_{Dj} es la velocidad del disipador. La relación entre el desplazamiento relativo del disipador y la distorsión de entrepiso (Δ_{rj}) es.

$$u_{Dj} = f_j \Delta_{rj} \quad (2.10)$$

Donde f_j es el factor de desplazamiento. Este factor es igual a uno para la configuración chevron del disipador e igual a $\cos\theta_j$ para la configuración diagonal, donde θ_j es el ángulo de inclinación del disipador j (Constantinous et al., 1998). En la Figura 2.11 se muestran las diferentes configuraciones para los sistemas de amortiguamiento y su respectivo factor de amplificación de desplazamiento (Ramírez, et al., 2001).

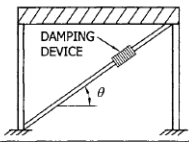
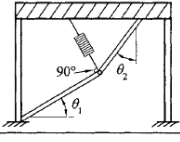
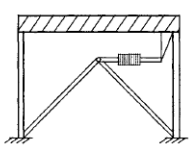
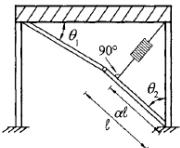
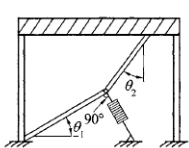
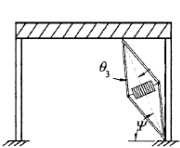
Diagonal		$f = \cos \theta$	Upper Toggle		$f = \frac{\sin \theta_2}{\cos(\theta_1 + \theta_2)} + \sin \theta_1$
Chevron		$f = 1.00$	Reverse Toggle		$f = \frac{\alpha \cos \theta_1}{\cos(\theta_1 + \theta_2)} - \cos \theta_2$
Lower Toggle		$f = \frac{\sin \theta_2}{\cos(\theta_1 + \theta_2)}$	Scissor-Jack		$f = \frac{\cos \psi}{\tan \theta_2}$

Figura 2.11 Configuración de sistemas de amortiguamiento y factor de amplificación de desplazamiento (f) (Ramírez, et al., 2001).

Si se asume que un edificio está sometido a una vibración armónica tal como:

$$\{u\} = A\{\phi\}_m \sin\left(\frac{2\pi}{T_m}\right) \quad (2.11)$$

Donde A es el desplazamiento de la azotea; T_m es el período de vibración del modo m ; y $\{\phi\}$ son las formas modales relativas del modo m . La energía disipada por el sistema de amortiguamiento por los ciclos de movimiento del modo m está definido por:

$$E_D = \frac{2\pi^2}{T_m} \sum_j C_j f_j^2 A^2 \phi_{rj}^2 \quad (2.12)$$

Donde: $\phi_{rj} = \phi_{jm} - \phi_{(j-1)m}$

La máxima energía de deformación E_s es igual a la máxima energía cinética y está definido por:

$$E_s = \frac{2\pi^2}{T_m^2} \sum_i \left(\frac{W_i}{g}\right) A^2 \phi_{im}^2 \quad (2.13)$$

Si reemplazamos las ecuaciones 2.12 y 2.13 en la ecuación 2.2 se tiene que el porcentaje de amortiguamiento viscoso adicional del modo m está dado por:

$$\varepsilon_m = \left(\frac{T_m}{4\pi}\right) \frac{\sum_j C_j f_j^2 \phi_{rj}^2}{\sum_i \left(\frac{W_i}{g}\right) \phi_{im}^2} \quad (2.14)$$

La ecuación 2.14 es idéntica a la deducida en Constantinou et al. (1998) excepto que el factor del desplazamiento (f) es usado en lugar de $\cos\theta_j$.

La relación de la fuerza y velocidad de un amortiguador viscoso no lineal está determinado por:

$$F_{Dj} = C_j * |\dot{u}_{Dj}|^{\alpha_j} \sin \dot{u}_{Dj} \quad (2.15)$$

Donde C_j es el coeficiente de amortiguamiento y α_j es el exponente de amortiguamiento de no linealidad del j-ésimo nivel. La energía disipada por el sistema de amortiguamiento por los ciclos de movimiento del modo m está definido por:

$$E_D = \sum_j \left(\frac{2\pi}{T_m}\right)^{\alpha_j} C_{Nj} \lambda_j (A f_j \phi_{rj})^{1+\alpha_j} \quad (2.16)$$

Donde $\lambda_j = 4 * 2^{\alpha_j} \frac{\Gamma(1+\frac{\alpha_j}{2})}{\Gamma(2+\alpha_j)}$, si se reemplaza la ecuación 2.16 y 2.13 en la ecuación 2.2 se tiene que el porcentaje de amortiguamiento viscoso adicional del modo m está dado por:

$$\varepsilon_v = \frac{\sum_j (2\pi)^{\alpha_j} T_1^{2-\alpha_j} \lambda_j C_j f_j^{1+\alpha_j} A^{\alpha_j-1} \phi_{rj}^{1+\alpha_j}}{8\pi^3 \sum_i \left(\frac{W_i}{g}\right) \phi_{il}^2} \quad (2.17)$$

Si en la ecuación (2.17) reemplazamos T_1 por $2\pi/w_1$, W_i/g por m_i y f por $\cos\theta_j$, donde w_1 es la frecuencia natural de vibración y m_i es la masa el i-ésimo nivel, se tiene la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_v = \frac{\sum_j C_j (\phi_{rj} \cos \theta_j)^{1+\alpha_j} \lambda_j}{2\pi A^{1-\alpha_j} w_1^{2-\alpha_j} \sum_i m_i \phi_i^2} \quad (2.18)$$

2.1.2.2 Disipadores viscoelásticos

Los materiales viscoelásticos han sido implementados, desde los 50's, con el objetivo de controlar las vibraciones en los soportes de los equipos de ventilación (Ross et al., 1959). Desde entonces han venido empleando los materiales viscoelásticos en equipos de ventilación y estructuras aero espaciales para reducir las vibraciones (Morgenthaler, 1987; Gehling, 1987).

Su aplicación en obras civiles inicia en 1969 cuando 10,000 disipadores viscoelásticos son instalados en cada una de las torres del World Trade Center in New York, con el fin de ayudar a controlar las deformaciones originadas por el viento (Mahmoodi, 1969).

Los dispositivos viscoelásticos típicos por corte, consisten de capas viscoelásticas que se separan por capas de acero, tal como se muestra en la figura 2.12. Estos dispositivos disipan energía cuando se produce la deformación por corte del material viscoelástico debido al movimiento relativo entre el centro de la placa y la placa de extremo.

Los disipadores viscoelásticos pueden ser colocados en cualquier sitio sobre la estructura, siempre y cuando en esa misma zona ocurran deformaciones por corte, usualmente estos disipadores son colocados en los contraventeos, como se muestra en la figura 2.12.

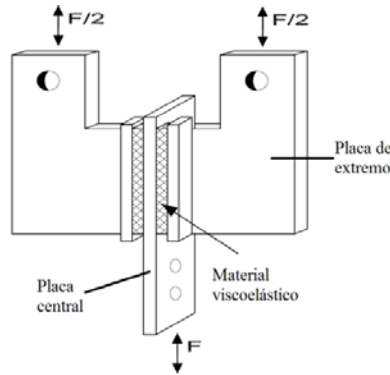


Figura 2.12 Disipador viscoelástico típico.

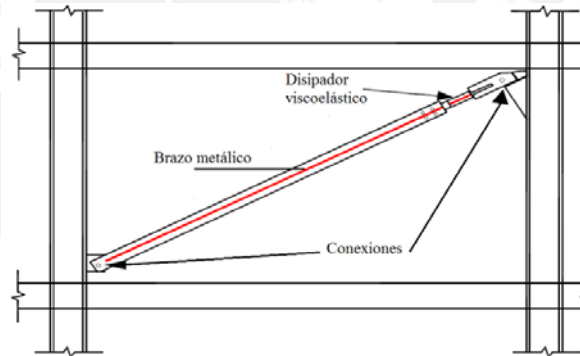


Figura 2.13 Ubicación del disipador viscoelástico sobre contraventeo tipo diagonal.

El comportamiento de los disipadores viscoelásticos se controla por el comportamiento en corte de las capas viscoelásticas. En general el comportamiento del material viscoelástico sólido presenta una dependencia de la temperatura ambiente y la frecuencia de la excitación (Constantinou & Symans, 1992).

Para un aplicación práctica, ha sido demostrado que las propiedades del disipador viscoelástico pueden ser obtenidas mediante la ecuación (2.9), el cual depende de la frecuencia y la temperatura ambiente (Chang, et al., 1996).

$$G' = e^{10.17443T - 3.10205} F^{0.475466} \quad (2.9)$$

Donde G' es el módulo de almacenamiento (Mpa) para el 20% del esfuerzo, e es el logaritmo natural, T es la temperatura ($^{\circ}\text{C}$) y F es la frecuencia (Hz).

En la figura 2.14 se muestra la relación típica fuerza - desplazamiento para del disipador viscoelástico

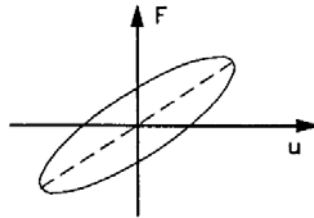

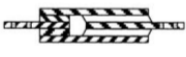
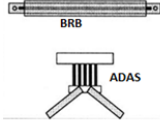


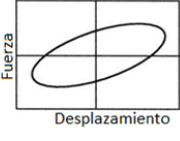
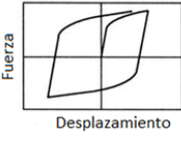
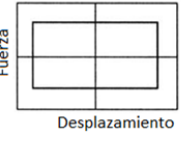
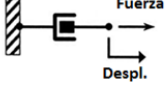
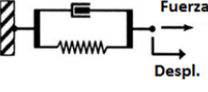
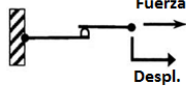


Figura 2.14 Relación fuerza - desplazamiento idealizada de un disipador viscoelástico.

2.2 Principales características de los sistemas pasivos de disipación de energía.

En la tabla 2.1 se muestra un resumen de los disipadores de control pasivo que comúnmente son usados en América del Norte. Para cada tipo de disipador se muestra: el diseño básico de construcción, la curva histéretica y el modelo físico idealizado además de las principales ventajas y desventajas (Symans, et al., 2008).

Tabla 2.1 Resumen de disipadores de control pasivo y sus principales características (Symans, et al., 2008).

	Disipadores dependientes de la velocidad		Disipadores dependientes de la deformación	
	Disipador de fluido viscoso	Disipador sólido viscoelástico	Disipador metálico o hysterético	Disipador friccional
Diseño básico				
Curva hysterética idealizada				
Modelo físico idealizado			Modelo idealizado no disponible	
Ventajas	<ul style="list-style-type: none"> - Se activa a bajos desplazamientos. - Mínima fuerza restitutiva. - Para amortiguadores, el modelamiento del disipador es bastante simplificado. - Propiedades mecánicas independientes de la frecuencia y la temperatura. 	<ul style="list-style-type: none"> - Se activa a bajos desplazamientos. - Proporciona fuerza restitutiva. - Comportamiento lineal, lo cual implica un modelamiento simplificado. 	<ul style="list-style-type: none"> - Comportamiento hysterético estable. - Confiabilidad a largo plazo. - Propiedades mecánicas independientes de la frecuencia y la temperatura. - Materiales y comportamiento con el cual los ingenieros se encuentran familiarizados. 	<ul style="list-style-type: none"> - Gran disipación de energía por ciclo. - Propiedades mecánicas independientes de la frecuencia y la temperatura.
Desventajas	<ul style="list-style-type: none"> - Posibles fugas de los líquidos en los sellos afectando confiabilidad. 	<ul style="list-style-type: none"> - Capacidad de deformación limitado. - Propiedades mecánicas dependientes de la frecuencia y la temperatura. - Posible desunión o desgarramiento de material viscoelástico unido a piezas metálicas afectando confiabilidad. 	<ul style="list-style-type: none"> - Daño en el dispositivo después del terremoto requiere reemplazo del mismo. - Comportamiento no lineal requiere llevar a cabo análisis no lineal. 	<ul style="list-style-type: none"> - Condiciones de la interfaz de roce, pueden cambiar en el tiempo afectando confiabilidad. - Comportamiento no lineal con cambios drásticos que pueden excitar modos superiores y requiere llevar a cabo análisis no lineal. - No proporciona fuerza restitutiva.

3 DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICACIONES

3.1 Diseño por desempeño

El objetivo básico de diseño sismorresistente es el de evitar el colapso de estructuras durante sismos de gran intensidad que se presentan durante su vida útil y que además las estructuras no presenten daños de consideración durante sismos moderados, es decir aquellos sismos que son frecuentes durante su vida útil.

La experiencia de sismos recientes ha mostrado las limitaciones de nuestro código de diseño sismorresistente (E.030) para definir de manera clara el posible desempeño de las edificaciones en diferentes escenarios sísmicos. En la norma E.030, la metodología de diseño sismorresistente solo considera un nivel de movimiento del terreno (sismo severo), para el cual la edificación no debería colapsar, obviando la posibilidad de que puedan ocurrir daños y pérdidas importantes asociadas a sismos de naturaleza más frecuente.

En 1992 se iniciaron los esfuerzos por desarrollar un marco de referencia que hiciera posible la elaboración de una nueva generación de códigos basados en el concepto del diseño por desempeño.

El desempeño se cuantifica por la respuesta de la estructura debido a un movimiento sísmico, dicha respuesta se relaciona con el daño que sufre la estructura y el impacto que tienen estos daños en las actividades posteriores al evento. Este concepto no es solo aplicable a edificios, sino que puede ser extendido a todo tipo de estructuras e incluso a sus componentes no estructurales y contenidos.

A lo largo de los años, se han hecho esfuerzos por desarrollar la ingeniería sísmica basada en desempeño, muchos de ellos pueden diferir en notaciones y terminologías, pero no en los conceptos. Todos presentan varios niveles y objetivos de desempeño. Las propuestas más conocidas son las presentadas por La Sociedad de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC) a través del Comité Visión 2000, el ATC 40 publicado en 1996, FEMA 273 Y 274, entre otros.

Para el desarrollo de la siguiente tesis se tomó la propuesta desarrollada por el Comité Visión 2000, publicado en su libro *Recommended Lateral Force Requirements and commentary - apéndice G*, en el año 1995, siendo la versión más reciente su séptima edición publicado en el año 1999.

3.1.1 Niveles de desempeño

Según el Comité Visión 2000, se denomina niveles de desempeño a la expresión del grado

máximo de daño que experimenta una edificación en función a un nivel específico de sismo de diseño; considerándose las condiciones de los elementos estructurales, no estructurales y su contenido, relacionado con la función de la edificación.

En la Tabla 3.1 se resume alguna de las principales características asociadas a los cinco niveles de desempeño, propuestas por el comité Visión 2000, y su relación con los estados de daño.

Tabla 3.1 Estado de daño y niveles de desempeño (SEAOC, 1999).

Nivel de desempeño	Descripción de los daños	Estado de daño	Límite de desplazamiento del sistema
Totalmente operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. La estructura permanece segura para ser ocupada, el equipamiento y los servicios se encuentran disponibles para su uso.	despreciable	ΔFE
Operacional	Daños ligeros en elementos estructurales y en componentes no estructurales. Las instalaciones y los servicios están operativos o podrían estar parcialmente interrumpidos, pero de fácil recuperación.	Leve	$\Delta FE + 0.30\Delta P$
Resguardo de vida	Daño estructural y no estructural moderado. La estructura aún conserva un margen de seguridad contra el colapso. El edificio podría repararse aunque no siempre sea económicamente aconsejable.	Moderado	$\Delta FE + 0.60\Delta P$
Cerca al colapso	Daño estructural severo. Falla de elementos no estructurales. La seguridad de los ocupantes se encuentra comprometida, las réplicas podrían ocasionar el colapso.	Extenso	$\Delta FE + 0.80\Delta P$
Colapso	Colapso estructural. No es posible reparar la edificación.	Completo	$\Delta FE + 1.00\Delta P$

Por otro lado el Comité Visión 2000, presenta un enfoque basado en desplazamientos, definiendo niveles de desempeño en términos de parámetros cuantificables (desplazamiento inelástico - ΔP) y en términos de pérdidas económicas. En primer lugar debe simplificarse la curva de capacidad, empleando un modelo bilineal, con el objetivo de determinar el punto de fluencia efectiva (ΔFE). A partir de ese punto queda definido el inicio del comportamiento inelástico, el cual se divide en cuatro sectores dependiendo del porcentaje de desplazamiento inelástico disponible. Estas definiciones se ilustran en la Figura 3.1.

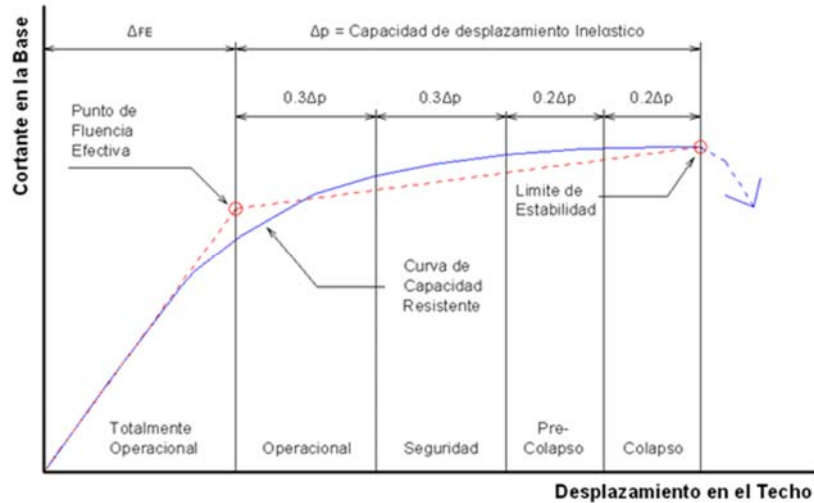


Figura 3.1 Curva de capacidad sectorizada (SEAO, 1999).

3.1.2 Niveles de peligro sísmico

Los niveles de peligro sísmico son expresados en términos de periodo de recurrencia o periodo de retorno y probabilidad de excedencia. En periodo de retorno puede ser directamente relacionado con una probabilidad de excedencia para un número especificado de años.

La Tabla 3.2 muestra los intervalos de recurrencia y la probabilidad de excedencia para cada uno de los movimientos sísmicos considerados por el Comité Visión 2000.

Tabla 3.2 Niveles de peligro sísmico según la propuesta del Comité Visión 2000.

Nivel de peligro sísmico	Comité Visión 2000	
	Intervalo de recurrencia	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy Raro	970 años	5% en 50 años

3.1.3 Elección de los objetivos de desempeño

El comité Visión 2000 estableció tres objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificaciones, clasificando estos tres grandes grupos según su importancia y un determinado nivel de peligro sísmico.

Los edificios como viviendas, oficinas, etc. deben de cumplir con el objetivo básico (**OB**), los edificios como hospitales, centros educativos, etc. deben de cumplir con el objetivo esencial (**OE**) y los edificios como centrales nucleares, plantas industriales, etc. deben de cumplir con el objetivo de seguridad crítica (**OSC**). En la tabla 3.3 se muestran los objetivos de desempeño sísmico (OB,

OE y OSC) establecidos por el comité Visión 2000.

Tabla 3.3 Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (SEAOC, 1999).

		Niveles de desempeño sísmico			
		Totalmente operacional	Operacional	Resguardo de vida	Cerca al colapso
Niveles sísmicos de diseño	Frecuentes (43 años)	OB		Desempeño Inaceptable	
	Ocasionales (72 años)	OE	OB	(para edificios nuevos)	
	Raros (475 años)	OSC	OE	OB	
	Muy raros (970 años)		OSC	OE	OB

OB: Objetivo básico OE: Objetivo esencial OSC: Objetivo de seguridad crítica

Estudios de peligro sísmico realizados por Instituto Geofísico del Perú (IGP), en el año 2014, han permitido obtener mapas de peligro sísmico que muestran las aceleraciones esperadas para diferentes intervalos de retorno recurrencia y para cada capital de departamento de Perú.

Si para la ciudad de Lima se relacionan las intensidades de peligro sísmico definido por el comité Visión 2000 (tabla 3.2) y el estudio de peligro sísmico realizado por el IGP se puede concluir que para un determinado nivel de peligro sísmico le corresponde una determinada aceleración máxima (PGA) tal como se muestra en la tabla 3.4.

Tabla 3.4 Aceleración máxima (PGA) asociado a un nivel de peligro sísmico para la ciudad de Lima (IGP, 2014).

Niveles de peligro sísmico	Aceleración máxima (PGA)	
	(cm/s ²)	(g)
Sismos frecuentes (50 años)	189	0.2
Sismos ocasionales (75 años)	220	0.22
Sismos raros (475 años)	444	0.45
Sismos muy raros (975 años)	541	0.55

Para el desarrollo de esta tesis se consideró que el sismo en servicio (SS) está representado por los sismos frecuentes y ocasionales cuyos intervalos de recurrencia son de 50 y 75 años, respectivamente. El sismo de diseño (SD) está representado por el sismo raro cuyo intervalo de recurrencia es de 475 años. El sismo máximo posible (SMP) está representado por el sismo muy raro cuyo intervalo de recurrencia es de 975 años.

3.2 Relación daño estructural y distorsión de entrepiso

El manual *Multi-hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model* (HAZUS) define 36

tipos de edificios según su sistema estructural y las subdividen en categorías según sean de madera, acero, concreto, albañilería o casas móviles. En la tabla 3.5 se puede apreciar esta clasificación.

Tabla 3.5 Tipos de sistema estructural según la definición de HAZUS.

N°	Designación	Descripción	Clasificación de acuerdo a su altura			
			Rango		Edificio Típico	
			Nombre	N° Pisos	N° Pisos	Metros
1	W1	Madera, pórticos ligeros (≤ 465 m ²)	-	Todos	1	4
2	W2	Madera, pórticos ligeros (> 465 m ²)	-	Todos	2	7
3	S1L	Pórticos de acero	Bajos	1-3	2	7
4	S1M		Medianos	4-7	5	18
5	S1H		Altos	8+	13	48
6	S2L	Pórticos de acero arriostrado	Bajos	1-3	2	7
7	S2M		Medianos	4-7	5	18
8	S2H		Altos	8+	13	48
9	S3	Pórticos de acero liviano	-	Todos	1	5
10	S4L	Pórticos de acero arriostrado	Bajos	1-3	2	7
11	S4M		Medianos	4-7	5	18
12	S4H		Altos	8+	13	48
13	S5L	Pórticos de acero con paredes de bloques sin reforzar	Bajos	1-3	2	7
14	S5M		Medianos	4-7	5	18
15	S5H		Altos	8+	13	48
16	C1L	Pórticos de concreto armado	Bajos	1-3	2	7
17	C1M		Medianos	4-7	5	18
18	C1H		Altos	8+	13	37
19	C2L	Muros de ortogonal de concreto armado	Bajos	1-3	2	7
20	C2M		Medianos	4-7	5	18
21	C2H		Altos	8+	13	37
22	C3L	Pórticos de concreto armado con muros de albañilería sin reforzar.	Bajos	1-3	2	7
23	C3M		Medianos	4-7	5	18
24	C3H		Altos	8+	13	37
25	PC1	Paredes de concreto prefabricadas Tilt-Up.	-	Todos	1	5
26	PC2L	Pórtico prefabricados de concreto armado con muros de corte de concreto armado.	Bajos	1-3	2	6
27	PC2M		Medianos	4-7	5	15
28	PC2H		Altos	8+	13	37
29	RM1L	Muros de albañilería armada con diafragmas de madera o acero.	Bajos	1-3	2	6
30	RM1M		Medianos	4+	5	15
31	RM2L	Muros de albañilería armada con diafragmas de concreto prefabricado.	Bajos	1-3	2	6
32	RM2M		Medianos	4-7	5	15
33	RM2H		Altos	8+	13	37
34	URML	Muros de cargas de albañilería sin reforzar.	Bajos	1-2	1	12
35	URMM		Medianos	3+	3	5
36	MH	Casas móviles	-	Todos	1	4

Para cada tipo de edificio establecido hay un nivel de daño estructural asociado: Leve, moderado, extenso y completo, similar a lo establecido por el Comité Visión 2000.

El Manual HAZUS presenta cuatro niveles de diseño denominados: pre código, bajo, moderado y alto. El nivel de diseño denominado pre código sirve para estructuras que no se hallan en zonas sísmicas, el nivel de diseño llamado bajo para estructuras que se hallan en zonas de muy baja sismicidad, el nivel de diseño moderado para aquellas que se encuentran en zonas de moderada intensidad y el nivel de diseño denominado alto para estructuras que se hallan en zonas de alta peligrosidad sísmica. El nivel de diseño que podría usarse en el Perú es el nivel moderado para edificios existentes y el nivel alto edificios nuevos.

Para un edificio con sistema estructural aperturado de concreto armado de mediana altura (C1M)

se expone en la tabla 3.6 los estados de daño y sus derivas características para un nivel de diseño sísmico alto, dicha tabla fue extraída y adaptada del Multihazard Loss Estimation Methodology (HAZUS).

Tabla 3.6 Descripción del daño y distorsión característica para edificios tipo C1M (HAZUS).

Daño estructural	Descripción	Distorsión objetivo
leve	Puede observarse grietas de corte y de flexión cerca a la unión de algunas vigas y columnas.	0.42%
Moderado	La mayoría de vigas y columnas presentan grietas. Algunos elementos como vigas han alcanzado la fluencia. Es evidente la presencia de largas grietas de flexión y en algunos lugares el concreto de recubrimiento se ha desprendido.	0.83%
Extenso	Algunos pórticos han alcanzado su capacidad última evidente por la presencia de largas grietas de flexión, concreto desprendido y refuerzo principal y transversal deformado. Resulta de un colapso parcial.	2.50%
Completo	La estructura ha colapsado o está a punto de hacerlo debido a la falla frágil, agotamiento de ductilidad o pérdida de la estabilidad del sistema.	6.66%

Si se relacionan los niveles de desempeño propuesto por el Comité Visión 2000 y las derivas objetivo asociado al daño estructural del edificio, definido en el manual Hazus, se llega a la relación que se muestra en la tabla 3.7.

Tabla 3.7 Niveles de desempeño y distorsión objetivo para un edificio tipo C1M.

Nivel de desempeño	Estado de daño	Distorsión objetivo (Comité Visión2000)	Distorsión objetivo C1M (Hazus)
Totalmente operacional	despreciable	< 0.2%	-
Operacional	Leve	< 0.5%	0.42%
Resguardo de vida	Moderado	< 1.5%	0.83%
Cerca al colapso	Extenso	< 2.5%	2.50%
Colapso	Completo	> 2.5%	6.60%

4 METODOLOGÍA DE ANÁLISIS Y DISEÑO

4.1 Definiciones básicas

- **Estructura sismorresistente:** Son todos los elementos que componen la estructura excluyendo los disipadores.
- **Sistema disipador:** Conjunto de elementos estructurales que incluyen los disipadores y sus conectores, así como pasadores, pernos y todos los elementos estructurales o riostras necesarias para transferir las fuerzas desde los disipadores a la estructura sismorresistente o a la fundación.
- **Sistema sismorresistente:** Son todos los elementos estructurales que componen la estructura y el sistema disipador.
- **Sistema estructural básico (SEB):** Este sistema estructural está conformado por una estructura sismorresistente tal como se especifica en la tabla N° 7 de la norma E.030 (2018), del RNE. Este tipo de sistema estructural (SEB) no cumple necesariamente con los requisitos de resistencia y desplazamiento especificados en la norma técnica E.030 (2018).
- **Sistema estructural con disipador (SED):** Este sistema estructural está compuesto por el SEB más el sistema disipador.
- **Sistema estructural convencional (SEC):** Este sistema estructural está conformado por el SEB, pero que necesariamente debe cumplir con los requisitos de resistencia y desplazamiento especificados en la norma técnica E.030 (2018).

Enseguida se presenta un método para el análisis y diseño de edificios con disipadores de energía. El método consta de los siguientes pasos:

4.2 Definición del sistema estructural a ser implementado con disipadores.

Las estructuras que se implementen con un sistema de disipación de energía deberán contar con un sistema sismorresistente, independiente del sistema de disipación (ASCE-7, 2016). Para el caso del Perú el sistema sismorresistente estará conformado tal como se especifica en la tabla N° 7 de la norma técnica E.030 (2018). Dicho sistema deberá tener la resistencia requerida para soportar las fuerzas definidas en el ítem 4.3, de esta tesis, pero no será necesario que satisfaga los límites de distorsión del entrepiso establecido por la norma E.030.

4.3 Cálculo de la fuerza cortante en la base.

El cortante basal sísmico usado para el diseño de la estructura sismorresistente no debe ser menor que $V_{mín.}$, donde $V_{mín.}$ se determina como el mayor valor que resulte de las ecuaciones 4.1 y 4.2 (ASCE-7, 2016).

El cortante basal de diseño no se puede reducir más del 25% del corte basal del edificio sin disipadores, lo que se traduce en no permitir una reducción más allá de un amortiguamiento, viscoso equivalente adicionado por los disipadores, de 10% del crítico.

$$V_{mín.} = \frac{V}{B_1} \quad (4.1)$$

$$V_{mín.} = 0.75V \quad (4.2)$$

Donde:

V: Cortante basal de la estructura sismorresistente (SEB), calculado tal como se especifica en el artículo 29.4 de la norma técnica E.030 (2018).

B1: Factor de amortiguamiento dado por la tabla 4.1 para un amortiguamiento viscoso equivalente total igual a β_m y un período de vibración igual a T_1 , con $m=1$ (modo fundamental).

Tabla 4.1 Factor de amortiguamiento (ASCE-7, 2016).

Amortiguamiento viscoso equivalente total (β_m)	Coefficiente de amortiguamiento (B_1)
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.8
40	2.1
50	2.4
60	2.7
70	3.0
80	3.3
90	3.6
≥ 100	4.0

4.4 Elección del desempeño.

Se debe definir el nivel de desempeño que la estructura espera alcanzar para un determinado nivel de peligro sísmico y el daño aceptado para el mismo, según lo expuesto en el capítulo 3.1.3.

4.5 Definición de la distorsión objetivo del entrepiso.

El nivel de desempeño de la estructura para un determinado nivel de peligro sísmico está asociado a una determinada distorsión del entrepiso, denominada distorsión objetivo. Dicha distorsión se debe definir según lo indicado en la tabla 3.7.

4.6 Selección del procedimiento de análisis.

Las estructuras con sistemas pasivos de disipación de energía deberán diseñarse usando un procedimiento de análisis lineal o no lineal o una combinación de ambos (ASCE-7, 2016). El procedimiento de análisis no lineal será explicado a detalle debido a que es la metodología que se propone y se recomienda emplear en el análisis.

4.6.1 Análisis dinámico lineal (análisis modal espectral).

Se permite el uso del procedimiento de análisis modal espectral solo si la estructura sismorresistente y el sistema disipador cumple con las siguientes condiciones (ASCE-7, 2016):

- En cada dirección de análisis el sistema sismorresistente tiene al menos dos disipadores configurados para resistir torsión en cada piso.
- El amortiguamiento efectivo total del modo fundamental en cada dirección de análisis no debe ser mayor que el 35% del amortiguamiento crítico.

4.6.2 Análisis dinámico no lineal tiempo historia.

El procedimiento de análisis dinámico no lineal se puede usar para el diseño de todas las estructuras con sistemas pasivos de disipación de energía (ASCE-7, 2016).

Este análisis es un método sofisticado que incorpora de manera directa las propiedades no lineales de todos los elementos que componen el sistema sismorresistente, permitiendo calcular la demanda inelástica de sus componentes en cualquier instante de tiempo para un registro sísmico en particular, mediante métodos iterativos de integración numérica que actualizan las propiedades de rigidez y amortiguamiento de los elementos en función de la amplitud de deformación, frecuencia de excitación y duración de la carga sísmica.

El análisis dinámico no lineal sigue siendo la mejor alternativa para llevar a cabo el proceso de diseño en sistemas que se espera responderán en el rango inelástico y/o posean irregularidades ya sea en planta o elevación.

4.6.2.1 Modelamiento de los materiales.

Existen una variedad de modelos teóricos que pueden representar el comportamiento no lineal de los materiales (acero y concreto). Los modelos que mejor representan el comportamiento no lineal del acero y el concreto son el modelo elastoplástico del acero con endurecimiento curvo y el modelo de Mander para concreto confinado. En la presente investigación se emplearon ambos modelos.

En la Figura 4.1 se observa el modelo elastoplástico del acero con endurecimiento curvo, donde la zona

elástica y de fluencia están representadas por una recta y la zona de endurecimiento por deformación está representada por una curva parabólica. Donde ϵ_y es la deformación unitaria de fluencia del acero ($\epsilon_y=0.002$), ϵ_h es la deformación unitaria antes del inicio de la deformación por endurecimiento ($\epsilon_h = 0.01$), ϵ_{su} es la máxima deformación unitaria del acero ($\epsilon_{su}=0.09$), f_{sy} es el esfuerzo de fluencia ($f_{sy}=420\text{Mpa}$) y f_{su} es el esfuerzo máximo de tensión del acero ($f_{su} = 620\text{Mpa}$).

En la Figura 4.2 se observa el modelo de Mander para concreto confinado donde ϵ_{cc} es la deformación unitaria del concreto simple, asociada al esfuerzo máximo de compresión, ϵ_{cu} deformación unitaria última, f'_{cc} es el esfuerzo de compresión máxima del concreto confinado y f'_{cu} es el esfuerzo de compression donde ocurre la primera fractura del refuerzo transversal.

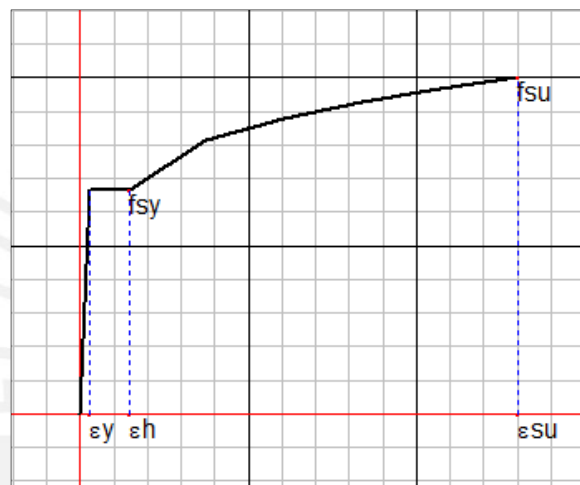


Figura 4.1 Modelo elastoplástico del acero con endurecimiento curvo (SAP2000, 2017).

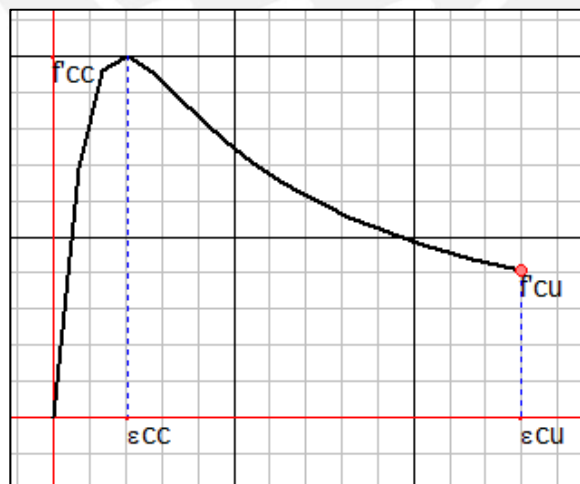


Figura 4.2 Modelo de Mander para concreto confinado (SAP2000, 2017).

4.6.2.2 Modelamiento del sistema estructural

El comportamiento de los elementos estructurales por lo general son modelados usando la relación demanda - deformación (rotación, desplazamiento o curvatura), con el fin de determinar su comportamiento más allá del rango lineal.

En la figura 4.1 se muestra el diagrama que relaciona la demanda normalizada y la deformación (rotación, desplazamiento o curvatura). Donde Q es la fuerza de demanda y Q_y es la fuerza de fluencia del elemento. Para elementos donde la respuesta está controlada por flexión o tensión, la relación $Q/Q_y = 1$ es la fuerza de fluencia. Para elementos donde la respuesta está controlada por compresión la relación $Q/Q_y = 1$ por lo general es la fuerza donde el concreto empieza a fisurarse y el endurecimiento por deformación en secciones bien confinadas puede asociarse con el endurecimiento por deformación del refuerzo longitudinal. Para elementos donde la respuesta está controlada por corte, la relación $Q/Q_y = 1$ por lo general es la fuerza que representa la resistencia al corte de diseño, por lo general, no sigue el endurecimiento por deformación (ASCE-41, 2013).

En la Figura 4.3 se representa una respuesta lineal desde A (componente sin carga) al punto de fluencia B, después continua una respuesta lineal con reducción de rigidez del punto B a C, después continua una reducción repentina de la resistencia desde el punto C a D, continua el desplazamiento desde en punto D hasta E con una carga constante hasta la pérdida de la resistencia desde en punto E en adelante. Los parámetros a y b representan los rangos de deformación que ocurre después de la fluencia, o deformación plástica. El parámetro c es la resistencia residual después de la repentina reducción de resistencia en el tramo C y D. Los parámetros a, b y c están definidos numéricamente en las Tablas 4.3 y 4.4 (ASCE-41, 2013).

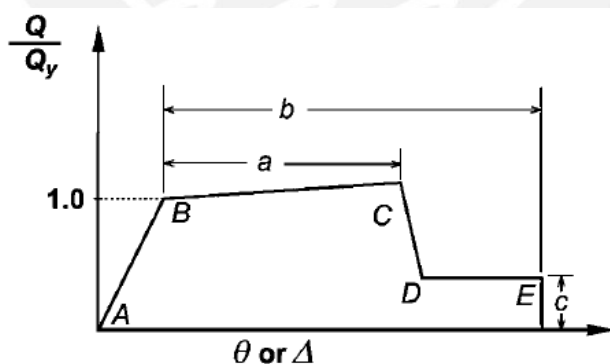


Figura 4.3 Diagrama demanda normalizada - deformación.

En ítem 3.1.1 se desarrolló los niveles de desempeño propuesto por el SEAOC (1999), así como la descripción de los daños estructurales y no estructurales en cada nivel de desempeño. En programas como el SAP2000 los niveles de desempeño específico para cada elemento estructural (vigas, columnas, etc.) han sido incorporados siguiendo las especificaciones del ASCE-41 (2013). En la Tabla 4.2 se muestra la relación de los niveles de desempeño propuestos por el SEAOC (1999) y el ASCE-41 (2013)

En la Figura 4.4 se muestran los criterios de aceptación (IO, LS y CP), sobre la gráfica fuerza normalizada – deformación. Los valores de aceptación son las deformaciones (rotación, deformación o curvaturas), que indican el nivel de daño de los elementos estructurales (vigas, columnas, etc.). En las Tablas 4.3 y 4.4 se indican las rotaciones para cada nivel de desempeño.

Tabla 4.2 Relación de niveles de desempeño propuesto por el SEAOC (2009) y el ASCE-41 (2013)

Niveles de desempeño	
SEAOC	ASCE-41
Totalmente operacional	Operacional (O)
Operacional	Ocupación inmediata (IO)
Resguardo de vida	Seguridad de vida (LS)
Cerca al colapso	Prevención del colapso (CP)
Colapso	Colapso

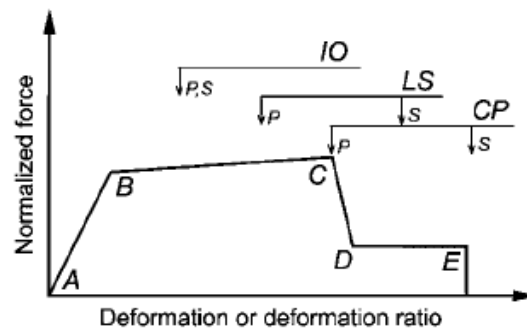


Figura 4.4 Criterios de aceptación para deformaciones (ASCE-41, 2013).

Tabla 4.3 Parámetros de modelamiento y criterio de aceptación numérica para procedimientos no lineales – Vigas de concreto armado (ASCE-41, 2013)

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotations Angle (radians)	Residual Strength Ratio	c	Plastic Rotations Angle (radians)				
				IO	LS	CP		
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d						
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

NOTE: f'_c in lb/in.² (MPa) units.

^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^bWhere more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^c“C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Tabla 4.4 Parámetros de modelamiento y criterio de aceptación numérica para procedimientos no lineales – Columnas de concreto armado (ASCE-41, 2013)

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotations Angle (radians)	Residual Strength Ratio	c	Plastic Rotations Angle (radians)				
				IO	LS	CP		
Condition i. ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤0.1	=0.002		0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥0.6	=0.002		0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii. ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d						
≤0.1	≥0.006	≤3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤0.1	≥0.006	≥6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006	≤3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥0.6	≥0.006	≥6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤0.1	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥0.6	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

NOTE: f'_c is in lb/in.² (MPa) units.

^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^bRefer to Section 10.4.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^cWhere $P > 0.7A_s f'_c$, the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at ≤ d/3 and the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the design shear. Axial load P should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.

^d V is the design shear force from NSP or NDP.

4.6.2.3 Modelamiento del sistema disipador.

Los modelos matemáticos de disipadores dependientes de la deformación deberán representar el comportamiento histerético de los dispositivos de manera consistente con datos experimentales y deberán tomar en cuenta todo cambio significativo de resistencia, rigidez y forma del lazo histerético. Los modelos matemáticos de disipadores dependientes de la velocidad de deformación deberán incluir un coeficiente de velocidad que sea consistente con los datos experimentales. Si este coeficiente cambia en el tiempo y/o la temperatura, tal comportamiento deberá ser modelado explícitamente. Los elementos del sistema disipador que conectan partes de los dispositivos con la estructura, deberán ser incluidos en el modelo (ASCE-7, 2016).

4.6.2.4 Parámetros de respuesta.

Para cada excitación sísmica considerada en el análisis no lineal de la respuesta en el tiempo deberá determinarse el valor máximo de los esfuerzos internos de los elementos que componen el sistema disipador y el valor máximo del desplazamiento relativo entre dos pisos consecutivos de la estructura. En el caso de disipadores dependientes de la velocidad de deformación, deberá determinarse además la deformación máxima y la velocidad de deformación máxima entre los extremos de cada uno de los dispositivos. En el caso de disipadores dependientes de la deformación, deberá determinarse solo la primera de estas variables.

Los valores de diseño correspondientes a los esfuerzos internos, deformaciones y velocidades de deformación de cada uno de los elementos que componen el sistema disipador y la distorsión del entrepiso, podrán calcularse como el promedio de los valores máximos correspondientes a cada excitación sísmica, siempre y cuando se consideren al menos siete juegos de registros, cada juego de registros consiste en un par de componentes de aceleración horizontal. De lo contrario los valores de diseño deberán ser calculados como el valor máximo obtenido para los registros considerados. Deberán utilizarse como mínimo tres juegos de registros (ASCE-7, 2016).

4.7 Definición de la distorsión máxima del entrepiso.

Del análisis realizado según lo expuesto en el capítulo 4.5, se deberá determinar la distorsión máxima del entrepiso del SED. Si la distorsión máxima es mayor a la distorsión definida en el capítulo 4.4 se procederá a modificar el sistema disipador o el SEB si fuera posible hasta que la deriva máxima sea menor o igual que la distorsión objetivo.

4.8 Parámetros de diseño.

4.8.1 Estructura sismorresistente.

La estructura sismorresistente debe satisfacer los requerimientos de resistencia de la norma técnica E.60

(2009), del RNE. Para el diseño se emplearán las fuerzas obtenidas del análisis dinámico modal espectral (ADME), tal como se especifica en la norma técnica E.030 (2018), considerándose un cortante basal sísmico no menor a $V_{mín}$, indicado en el ítem 4.3.

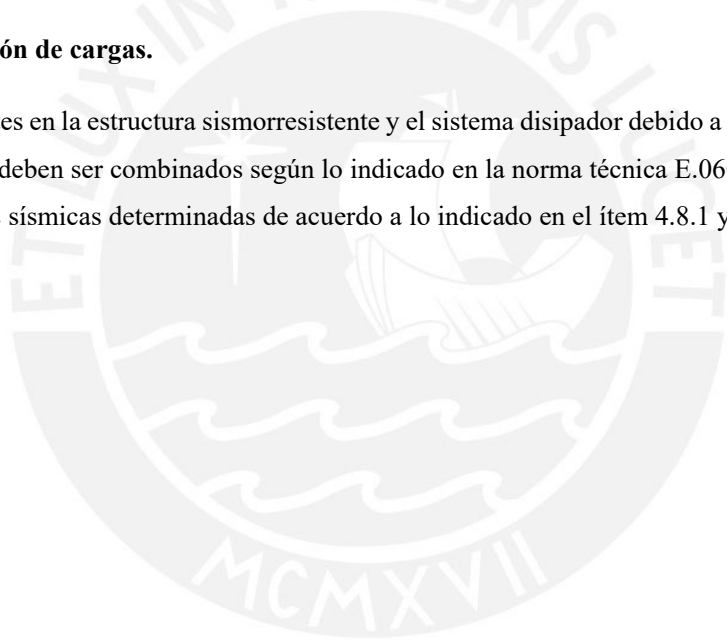
La estructura sismorresistente deberá ser diseñado como mínimo considerando el valor de $V_{mín}$, excluyendo el sistema disipador del modelo matemático, lo cual debiese ser conservador en comparación con lo indicado en el ítem 4.3.

4.8.2 Sistema disipador.

Los disipadores y los demás elementos que componen el sistema disipador deben dimensionarse para resistir las fuerzas, desplazamientos y velocidades provenientes del ADNLTH considerando el sismo máximo posible (SMP) (ASCE-7, 2016). De acuerdo a lo expuesto en el ítem 3.2, el sismo máximo posible estará representado por un sismo cuyo intervalo de recurrencia es de 975 años.

4.8.3 Combinación de cargas.

Las cargas actuantes en la estructura sismorresistente y el sistema disipador debido a cargas de gravedad y cargas sísmicas deben ser combinados según lo indicado en la norma técnica E.060 (2009), del RNE, usando las fuerzas sísmicas determinadas de acuerdo a lo indicado en el ítem 4.8.1 y 4.8.2.



5 EJEMPLO DE APLICACIÓN

5.1 Descripción de la estructura sismorresistente del sistema estructural básico (SEB)

Se consideró un edificio de 4 pisos estructurado en base a pórticos de concreto armado, cuyo uso se destina a una clínica. La estructura es regular tanto en planta como en elevación y está ubicada en la ciudad de Lima y se construirá sobre un suelo rígido, que de acuerdo a la norma E.030 se clasifica como suelo tipo S1.

En la Figura 5.1 se muestra la planta del edificio que tiene dimensiones de 40m x 40m, también se puede apreciar que la estructura cuenta con 5 crujías de 8m medido entre ejes de columnas tanto en la dirección X (paralelo al eje 1) e Y (paralelo al eje A). El techo está conformado por una losa maciza de 0.2 m de espesor, que se consideran actuando como diafragmas rígidos.

La estructura sismorresistente está formado por pórticos de concreto armado, las columnas son de sección cuadrada de 0.7m de lado y vigas de 0.4m de ancho y 0.7m de peralte, en todos los pisos. En la Figura 5.2 se muestra la elevación típica de la estructura sismorresistente, la altura libre entre pisos es de 4.5 m en todos los pisos. En la figura 5.3 se muestra una vista isométrica del edificio.

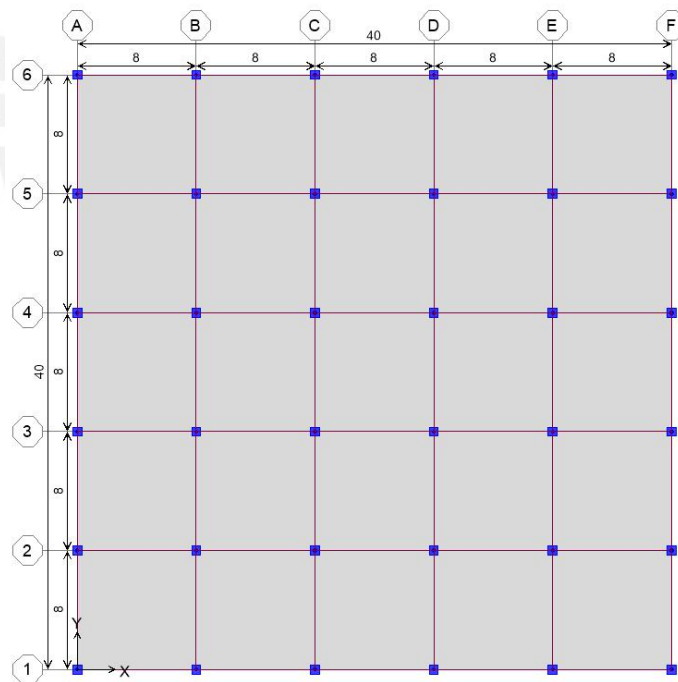


Figura 5.1 Planta típica.

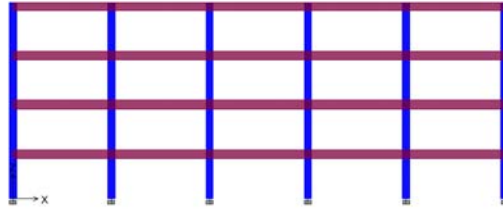


Figura 5.2 Elevación típica de pórticos.

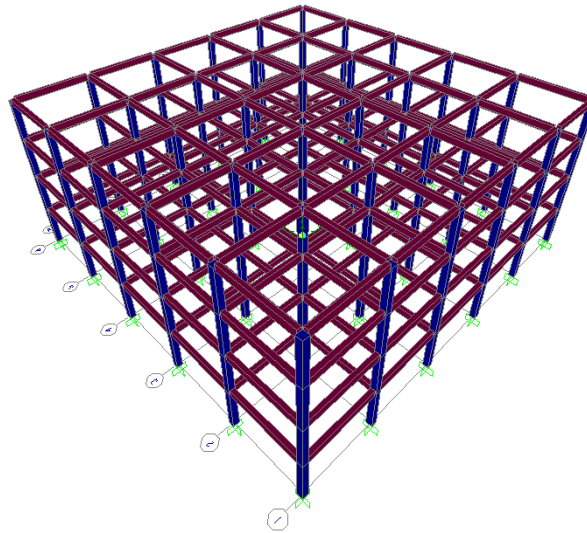


Figura 5.3 Modelo estructural tridimensional (SAP2000, 2018).

5.2 Cargas

La carga viva se obtiene según las recomendaciones de la norma técnica E.020-2006, del RNE, según el uso de la edificación. Para las cargas muertas se consideró además de los valores indicados en la Tabla 5.1 el peso propio de los elementos estructurales (vigas y columnas), calculados por el software SAP2000.

Tabla 5.1 Cargas consideradas para el análisis.

	Piso típico		Azotea	
Carga muerta				
Peso propio (losa maciza)	4.80	KN/m ²	4.80	KN/m ²
Acabados	1.00	KN/m ²	1.00	KN/m ²
Tabiquería	1.50	KN/m ²	-	KN/m ²
Carga viva				
Sobre carga	4.00	KN/m ²	3.00	KN/m ²

5.3 Materiales

En la Tabla 5.2 se muestran los valores de las propiedades de los materiales que conforman la estructura sismorresistente.

Tabla 5.2 Propiedades de los materiales empleados.

Concreto			
f _c =	21	Mpa	Resistencia a compresión
E _c =	21737	Mpa	Módulo de elasticidad
γ =	240	Mpa	Peso específico
ν =	0.2		Coficiente de poisson
Acero			
f _y =	420	Mpa	Esfuerzo de fluencia
E _s =	200000	Mpa	Módulo de elasticidad

5.4 Análisis dinámico por combinación modal espectral (ADME) del SEB

El análisis del SEB se realizó siguiendo las especificaciones del RNE.

5.4.1 Parámetros sísmicos

En la Tabla 5.3 se muestran los parámetros para el análisis sísmico, que fueron determinados de acuerdo a las especificaciones de la norma técnica E.030 (2018), del RNE.

El espectro inelástico de pseudo - aceleraciones, utilizado para el análisis de la estructura, se muestra en la Fig. 5.4.

Tabla 5.3 Parámetros para el análisis sísmico (E.030, 2018)

Parametros Sísmicos	Dirección	
	X	Y
Z	0.45	0.45
U	1.5	1.5
S	1.0	1.0
T _P (s)	0.4	0.4
T _L (s)	2.5	2.5
R	8	8
C = 2.5 T ≤ T _P		
C = 2.5*(T _P /T) T _P < T ≤ T _L		
C = 2.5*(T _P *T _L /T ²) T > T _L		

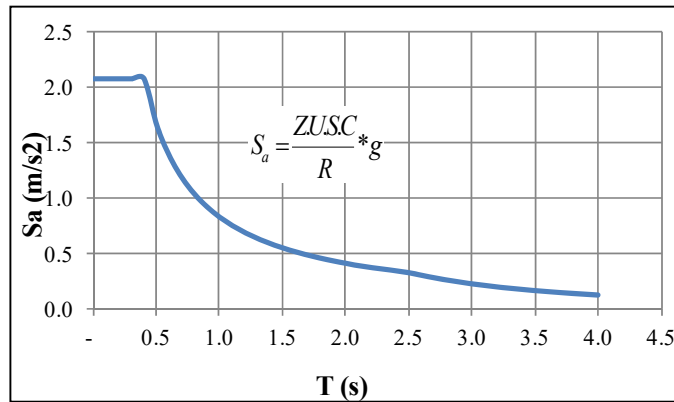


Figura 5.4 Espectro inelástico de pseudo-aceleración.

Donde:

- **Z:** Factor de zona.
- **U:** Coeficiente de uso e importancia.
- **S:** Factor de amplificación del suelo.
- **R:** Coeficiente de reducción de fuerza sísmica.
- **C:** Factor de amplificación sísmica.
- **T:** Período fundamental de la estructura.
- **T_P** y **T_L**: Períodos que dependen del tipo de suelo.
- **Sa:** Espectro inelástico de pseudo-aceleración.

5.4.2 Períodos fundamentales de vibración de la estructura.

En la Tabla 5.4 se muestran los períodos fundamentales de la estructura, tanto en la dirección X e Y.

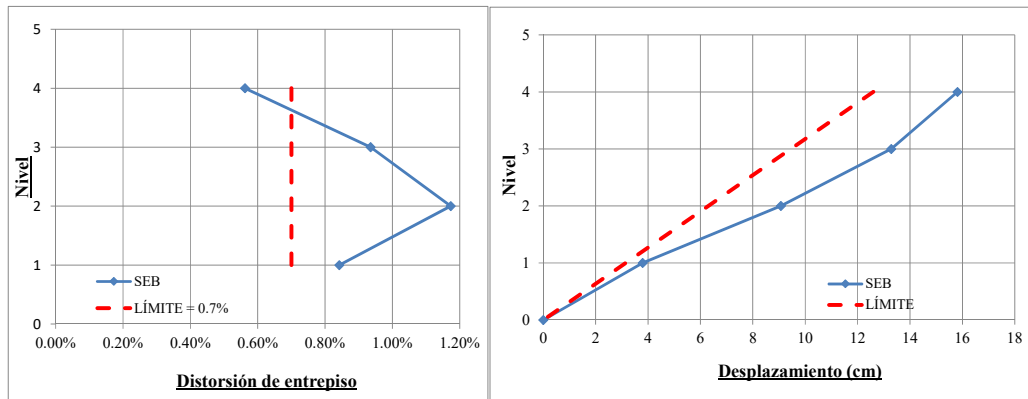
Tabla 5.4 Período fundamental de la estructura en la dirección X e Y.

Modo	Periodo (s)		Frecuencia (Hz)		Participación de masa (%)	
	X	Y	X	Y	X	Y
1	0.85	-	1.2	-	83.0	-
2	-	0.85	-	1.2	-	83.0

5.4.3 Desplazamientos laterales y distorsiones de entrepiso

La norma E.030 establece que las estructuras de concreto armado podrán ser analizadas considerando las inercias de las secciones brutas, ignorando la fisuración y el refuerzo. Los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0.75R los resultados obtenidos del análisis lineal con solicitaciones sísmicas reducidas. Esto se interpreta como los desplazamientos que tendría el edificio al entrar en régimen inelástico ante un sismo severo.

En la figura 5.5 se muestra las distorsiones y desplazamientos obtenidos del análisis. La norma E.030 especifica que para edificios de concreto armado, el límite permisible de distorsión del entrepiso es **0.7%**. Del análisis se ha obtenido una distorsión máxima de **1.2%**, en el segundo nivel, que es superior al límite establecido en la norma E.030.



(a)

(b)

Figura 5.5 (a) Distorsión de entrepiso y (b) desplazamiento lateral, según norma E.030.

5.4.4 Cálculo de la fuerza cortante mínima en la base (V)

Según se especifica en la norma técnica E.030, para estructuras regulares, se debe verificar que en cada dirección de análisis, la fuerza cortante en la base del edificio debe ser mayor o igual al 80% del valor de la fuerza cortante basal calculado del análisis estático. El cortante basal estático se estima de acuerdo a la siguiente expresión:

$$V_{\text{estático}} = \frac{ZUCS}{R} * P$$

Debiendo considerarse el siguiente valor mínimo:

$$\frac{C}{R} \geq 0.11$$

De los parámetros sísmicos definidos en el capítulo 5.4.1 y la relación $C/R \geq 0.11$, se obtiene el valor de C igual a 1.18.

El peso de la edificación (P) se obtiene usando el 100% de la carga muerta y el 50% de la carga viva. Para el edificio en estudio el valor de P es igual a 7687 t.

En la Tabla 5.5 podemos apreciar el valor obtenido para la fuerza cortante mínima en la base (V), según la norma técnica E.030, del RNE.

Tabla 5.5 Cortante mínima en la base, según norma técnica E.030, del RNE.

V _{estático} (KN)	V _{dinámico} (KN)	80% V _{estático} (KN)	V (KN)
7505	6082	6004	6082

5.5 Diseño del SEB

5.5.1 Consideraciones generales

La norma técnica E.060 (2009), del RNE, señala que los elementos estructurales se diseñan considerando que la resistencia de diseño (ϕR_n) debe ser por lo menos igual a la resistencia requerida (R_u), cumpliéndose la siguiente relación:

$$R_u \leq \phi R_n$$

El método de diseño indicado en la norma técnica E.060, es conocido también como el método de diseño a rotura. Este método consiste en amplificar las cargas de servicio y reducir la resistencia nominal de los elementos por medio de factores de amplificación y reducción, respectivamente.

La resistencia requerida para cargas muertas (CM), cargas vivas (CV) y de sismo (CS) debe ser como mínimo obtenida de las siguientes combinaciones de cargas:

- $U = 1.4CM + 1.7CV$
- $U = 1.25(CM+CV) +/- CS$
- $U = 0.9CM +/- CS$

El diseño de las vigas y columnas han sido obtenidas empleando el software SAP2000, siguiendo las consideraciones establecidas en la norma técnica E.060 (2009), del RNE. En el anexo B se muestra los planos estructurales del sistema estructural básico (SEB). Las Figuras 5.6 y 5.7 muestran el área de acero requerido por flexión y flexo-compresión en vigas y columnas, respectivamente. Las Figuras 5.8 y 5.9 muestran el detalle de refuerzo de las vigas y columnas de los pórticos exteriores e interiores del edificio.

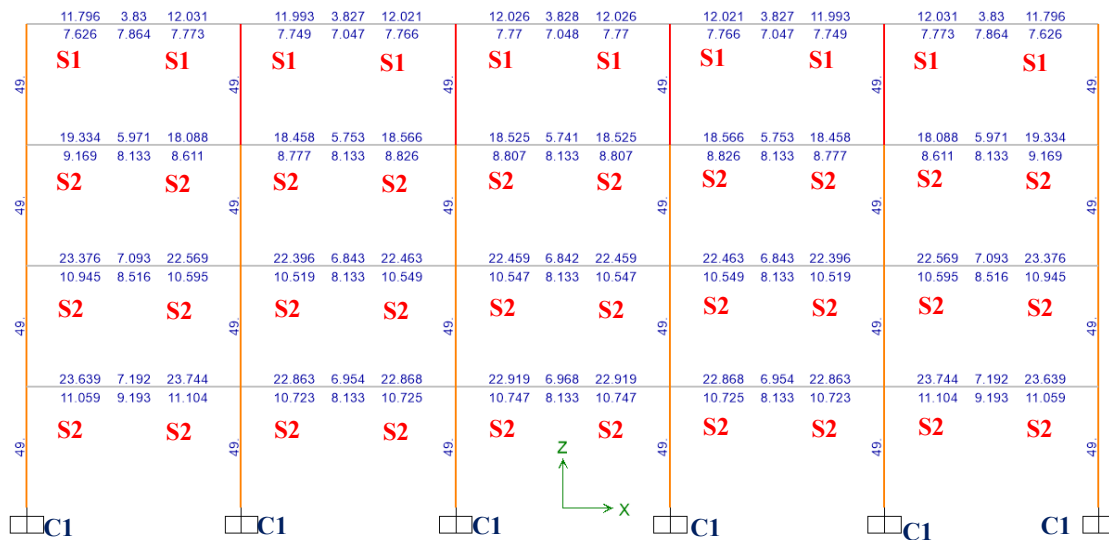


Figura 5.6 Área de acero requerido (típico) en pórticos exteriores (en cm²), debido a la flexión y flexo-compresión en vigas y columnas, respectivamente.

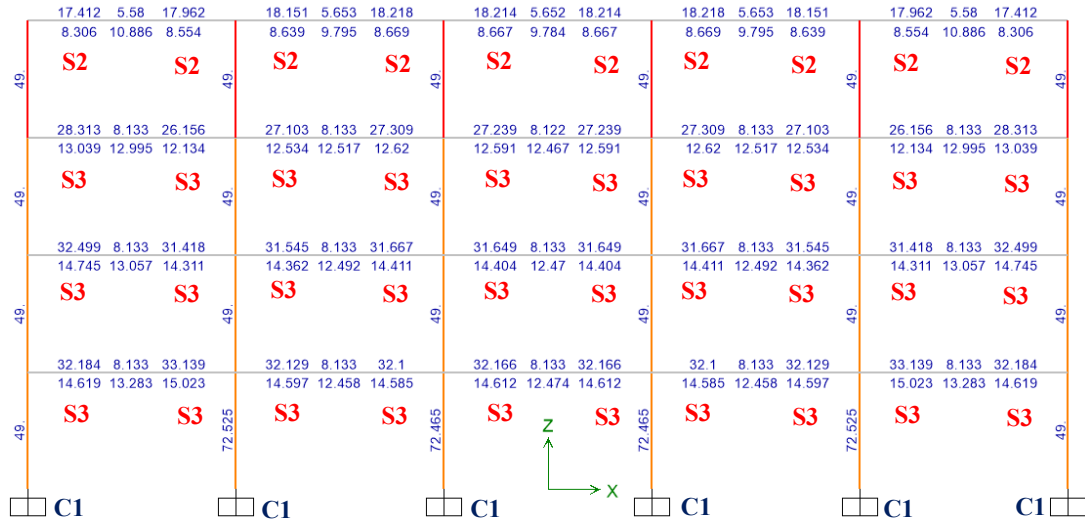


Figura 5.7 Área de acero requerido (típico) en pórticos interiores (en cm^2), debido a la flexión y flexo-compresión en vigas y columnas, respectivamente.

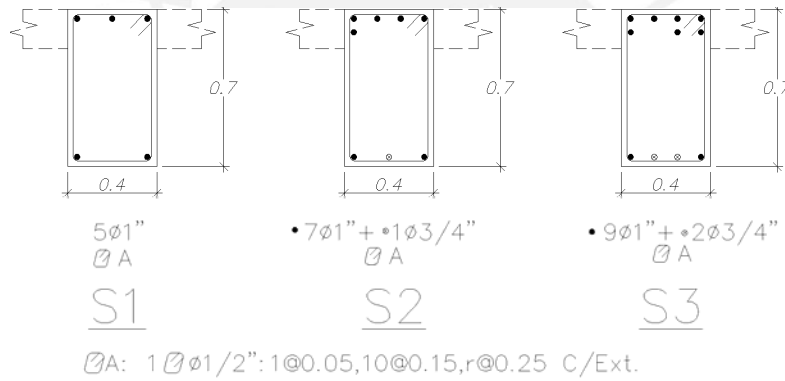


Figura 5.8 Detalles de refuerzo típico de vigas.

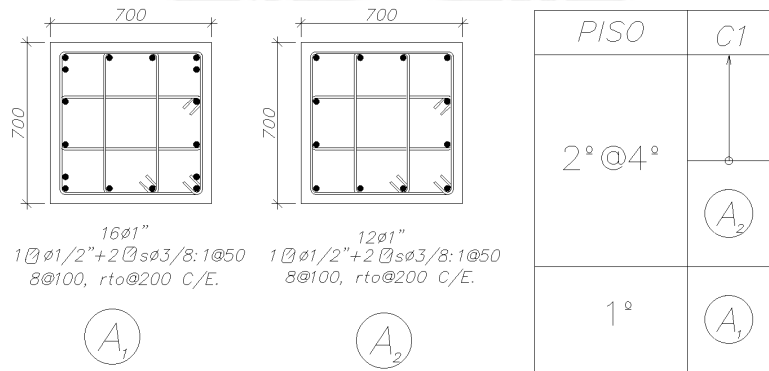


Figura 5.9 Detalle de refuerzo de columna C1.

5.6 Aplicación del método propuesto para el análisis y diseño de edificios con disipadores de energía.

En el ítem 5.4 y 5.5 se verificó que le SEB no cumple por desplazamientos, pero sí por resistencia, según las especificaciones de las normas técnicas E.030 (2018) y E.060 (2009), del RNE. Con el fin de mejorar el desempeño estructural y cumplir con los requerimientos de análisis y diseño del RNE se propuso implementar el SEB con disipadores de energía, del tipo fluido viscoso, siguiendo la metodología propuesta en el capítulo IV.

5.6.1 Elección del desempeño

Según la clasificación de edificaciones propuesta por el SEAOC, el edificio en estudio califica como una edificación esencial (clínica privada). El desempeño que se espera alcanzar es operacional y resguardo de vida, ante sismos con intervalos de recurrencia de 475 años (SD) y 970 años (SMP) respectivamente, tal como se muestra en la Tabla 5.6.

Tabla 5.6 Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (SEAOC, 1999).

		Niveles de desempeño sísmico			
		Totalmente operacional	Operacional	Resguardo de vida	Cerca al colapso
Niveles sísmicos de diseño	Frecuentes (43 años)	OB		Desempeño Inaceptable (para edificios nuevos)	
	Ocasionales (72 años)	OE	OB		
	Raros (475 años)	OSC	OE	OB	
	Muy raros (970 años)		OSC	OE	OB

OB: Objetivo básico OE: Objetivo esencial OSC: Objetivo de seguridad crítica

5.6.2 Definición de la distorsión objetivo del entrepiso

Según lo indicado en la Tabla 3.7, para alcanzar un desempeño operacional y resguardo de vida, para el edificio en estudio, se debe verificar que las distorsiones máximas del entrepiso no sean mayores a 0.5% y 1.5% para el sismo de diseño y el sismo máximo probable, respectivamente.

Las distorsiones de entrepiso indicados en el párrafo anterior son referenciales, ya que estos dependen de varios factores como la configuración estructural, altura, etc. No es parte de esta tesis definir las distorsiones de entrepiso.

La experiencia ha demostrado que la distorsión máxima de entrepiso de 0.7% indicada en la norma peruana es conservadora y está al lado de seguridad.

Los límites de distorsión de entrepiso establecidos para alcanzar el desempeño operacional y resguardo de vida, para el edificio en estudio, será de **0.7%** y **1.5%**, respectivamente.

5.6.3 Análisis dinámico no lineal tiempo historia (ADNLTH)

Para realizar el ADNLTH del SEB se consideró el diseño indicado en el ítem 5.5, y para el SEC se consideró el diseño indicado en el anexo C. Previo al ADNLTH se realizó un análisis estático no lineal, considerando las cargas de gravedad (100% de la carga muerta y 50% de la carga viva), con la finalidad de considerar los efectos iniciales (reducción de rigidez, deformaciones, fuerzas actuantes, etc.) en la estructura, debido a las cargas de gravedad.

Cada uno de los sistemas considerados (SEB, SED y SEC) fue analizado de forma independiente en sus dos direcciones de análisis (X e Y), para los niveles de intensidad sísmica asociados al sismo de diseño (SD) y al sismo máximo posible (SMP).

La integración numérica de la ecuación del movimiento de cada uno de los sistemas y registros analizados, se realizó mediante el método de Hilber-Hughes-Taylor (Hilber, et al., 1977).

Para el análisis se realizó un modelo de plasticidad concentrada (rótulas plásticas) ubicadas en los extremos de los elementos estructurales (vigas y columnas). Las rótulas plásticas se definieron según las especificaciones del ASCE-41 (2013), de acuerdo a lo indicado en el ítem 4.6.2.2.

5.6.3.1 Registros de aceleraciones del suelo utilizados para el análisis

Los registros de aceleración del suelo son función de la ubicación (tipo de suelo), del equipo que las registra, de la distancia a la fuente, de la atenuación de las ondas y también de los contenidos de frecuencia originados por la fuente sísmica (Gálvez, 2011).

Para el análisis se han empleado tres juegos de registros que contemplan una vulnerabilidad sísmica asociadas a diferentes terremotos, estaciones sísmicas y aceleraciones máximas de suelo. Cada juego de registros consiste en un par de componentes de aceleración horizontal. En la Tabla 5.7 se muestran los registros de aceleraciones del suelo medidos en suelo firme (grava gruesa y densa), dichos registros han sido obtenidos de la página web del CISMID. Estos registros se escalaron a un PGA de 0.45g y 0.55g para el SD y SMP, respectivamente.

Tabla 5.7 Registros de aceleraciones del suelo medidos en suelo firme (grava gruesa y densa)

Registros en suelo tipo grava gruesa y densa									
Estación	Fecha	Componente	Código	Distancia epicentral (Km)	Distancia hipocentral (Km)	Profundidad (Km)	Aceleración máxima		Magnitud (Mw)
							(cm/s ²)	(g)	
Parque de la Reserva	17-Oct-66	N82W N08E	7035	237	239	24	180	0.18	7.5
			7036				270	0.27	
Parque de la Reserva	31-May-70	N82W N08E	7038	361	367	64	105	0.11	7.9
			7039				98	0.10	
Parque de la Reserva	3-Oct-74	N08E N82W	7050	114	114	13	179	0.18	8.1
			7051				193	0.20	

La Figura 5.10 muestra los espectros de pseudo-aceleraciones obtenidos a partir del escalamiento, a un PGA = 0.45g, de los registros indicados en la Tabla 5.7. Para el escalamiento se ajustaron los espectros

de pseudo-aceleraciones de cada registro al espectro de pseudo-aceleraciones de la norma técnica E.030 (2018), considerando los siguientes valores: $R=1$, $U=1$, $S=1$, $Z=0.45$ y un amortiguamiento del 5%.

El escalamiento usado, se basa en el procedimiento desarrollado en la tesis doctoral de Jonathan Hancock (2006), que consiste en ajustar los acelerogramas en el dominio del tiempo utilizando ondas para igualar los espectros de pseudo-aceleraciones de cada acelerograma a un espectro de pseudo-aceleraciones objetivo (Hancock, 2006). El espectro de pseudo-aceleraciones objetivo, en esta tesis, está representado por el espectro de pseudo-aceleraciones de la norma E.030 (2018).

El procedimiento de escalamiento propuesto por Jonathan Hancock (2006), modifica el contenido de frecuencias de los Acelerogramas para lograr un ajuste al espectro de pseudo-aceleraciones en todo el rango de periodos o frecuencias. Programas como el SeismoMatch realizan el ajuste de espectros a un espectro objetivo, siguiendo el procedimiento desarrollado por Jonathan Hancock. Los registros empleados para el análisis han sido escalos utilizando el programa SeismoMatch (2018).

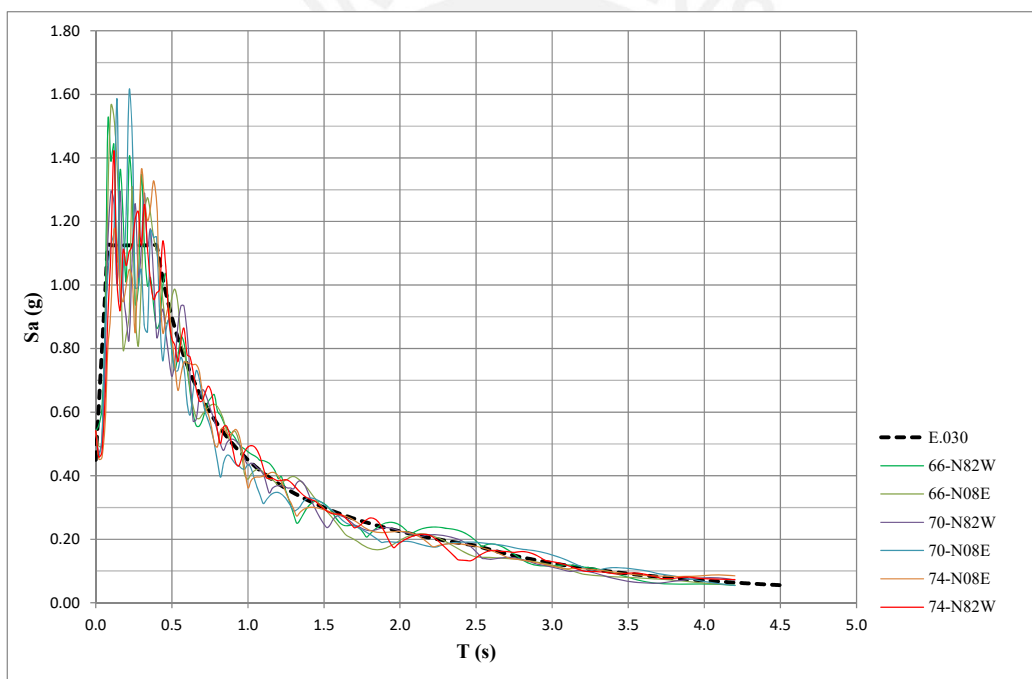
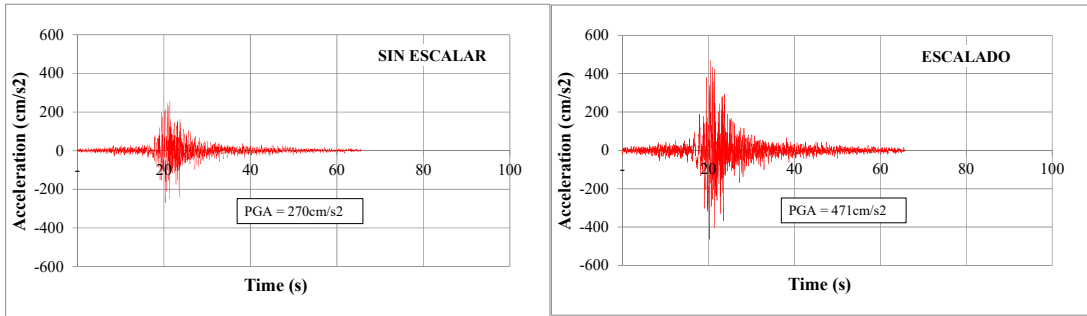
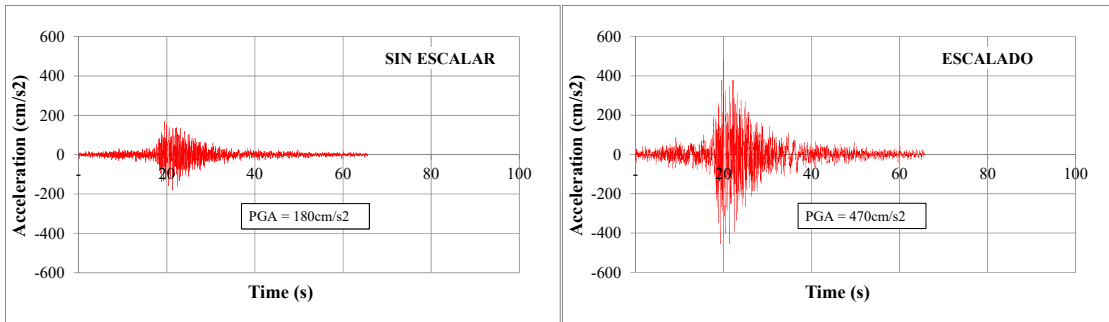


Figura 5.10 Espectro de pseudo-aceleraciones, para un amortiguamiento de 5%.

En las Figuras 5.11, 5.12 y 5.13 se muestran los registros de aceleraciones del terreno sin escalar y escalados a un PGA de 0.45g.

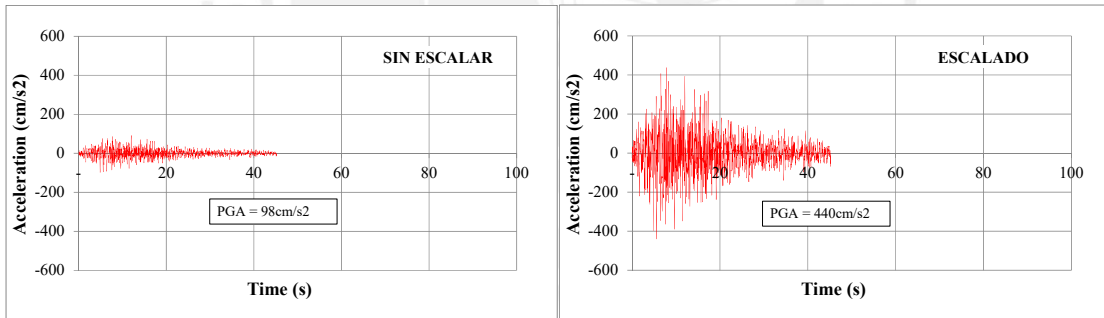


(a) Componente N08E.

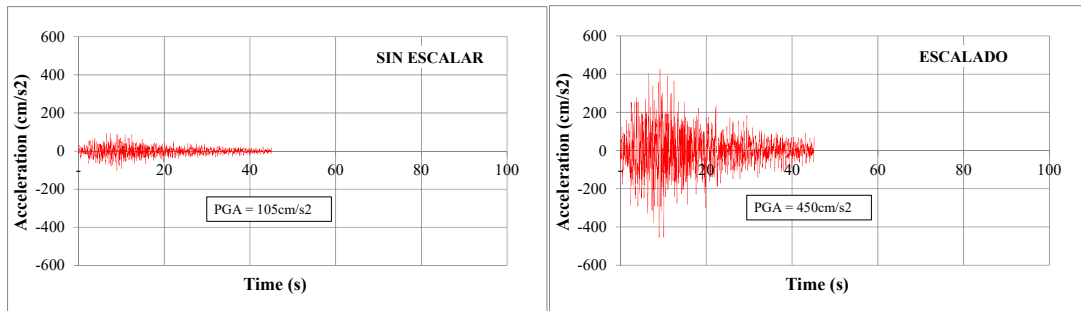


(b) Componente N82W.

Figura 5.11 (a) y (b) Acelerogramas del registro Parque de la Reserva de 1966.

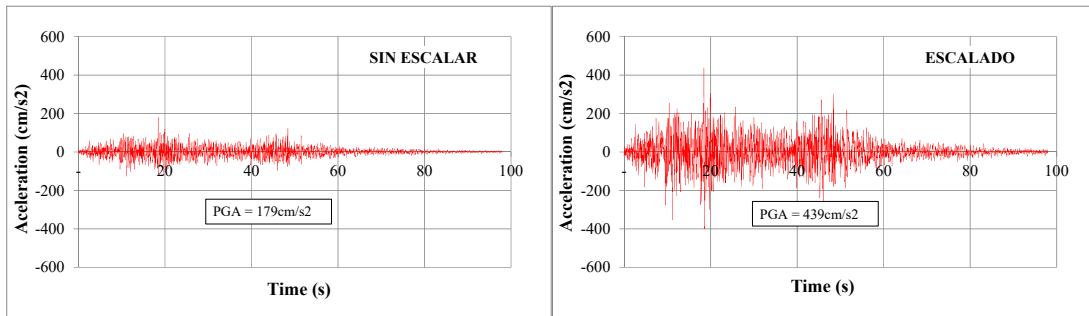


(c) Componente N08E.

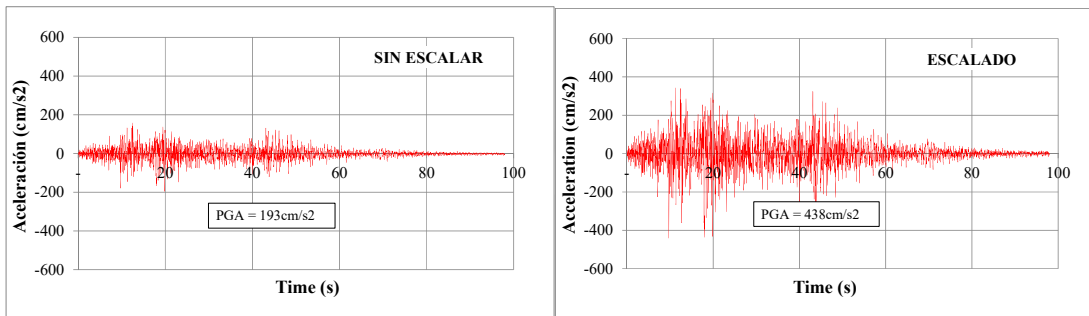


(d) Componente N82W.

Figura 5.12 (c) y (d) Acelerogramas del registro Parque de la Reserva de 1970.



(e) Componente N08E.



(f) Componente N82W.

Figura 5.13 (e) y (f) Acelerogramas del registro del Parque de la Reserva de 1974.

En las Figuras 5.14, 5.15 y 5.16 se muestran las comparaciones de los espectros de amplitudes de Fourier de los registros sísmicos, de 1966, 1970 y 1974, sin escalar y escalados a un PGA de 0.45g. Para comparar las amplitudes de Fourier de los registros sísmicos escalados con registros sin escalar, se han dividido las amplitudes de Fourier de los registros escalados por un factor de escala, los factores de escala para cada registro sísmico se muestra en la Tabla 5.8.

En las Figuras 5.14, 5.15 y 5.16 se observa que el contenido de frecuencias de los registros escalados se ha modificado principalmente en el rango de 0 a 1 Hz, en este rango de frecuencia se encuentran los edificio medianos a altos (de 10 pisos a más). Se observa también que en el rango de 1 a 10 Hz la variación del contenido de frecuencias es mínima, en este rango de frecuencias se encuentran los edificios bajos a medianos (de 7 pisos a menos). Los edificios en estudio como el SEB y el SEC tienen periodos de 0.85 y 0.54 segundos, respectivamente, para estos edificios en particular los registros escalados representan adecuadamente el contenido de frecuencias del suelo.

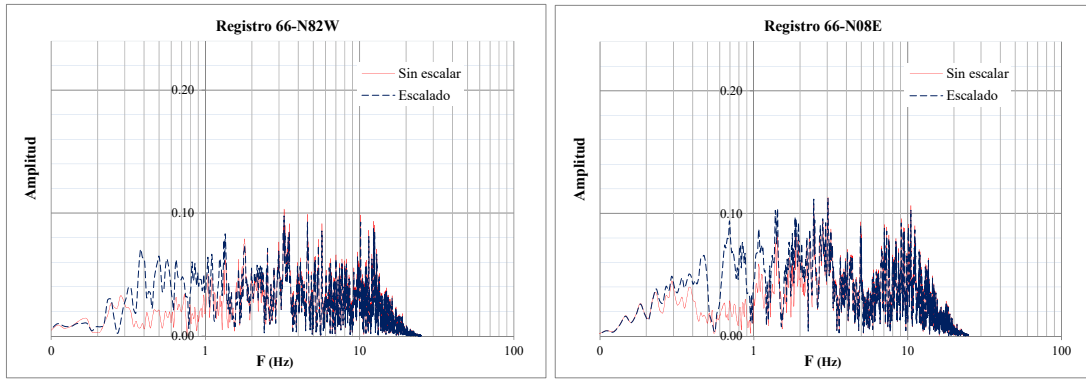


Figura 5.14 Comparación de los espectros de amplitudes de Fourier para el registro de 1966 componentes N82W y N08E.

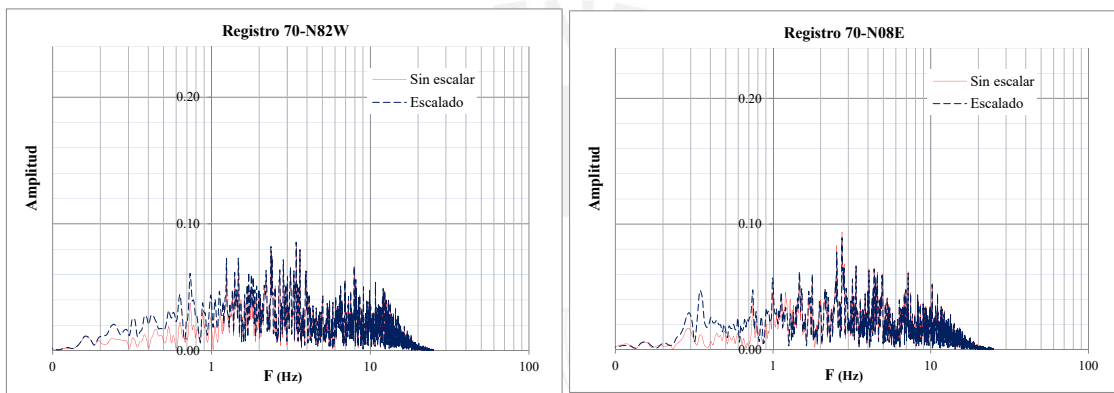


Figura 5.15 Comparación de los espectros de amplitudes de Fourier para el registro de 1970 componentes N82W y N08E.

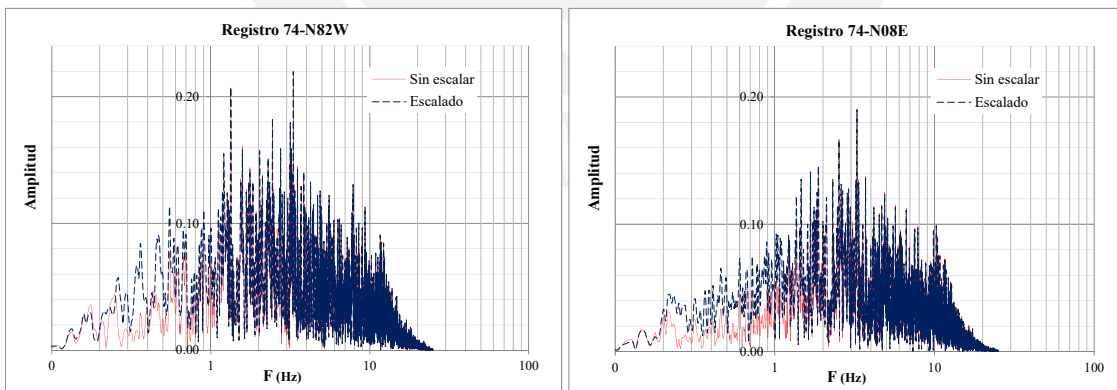


Figura 5.16 Comparación de los espectros de amplitudes de Fourier para el registro de 1974 componentes N82W y N08E.

Tabla 5.8 Factores de escala para reducir las amplitudes de Fourier.

Registro	Componente	PGA (cm/s ²)		Factor de escala
		Sin escalar	Escalado	
17-Oct-66	N82W	180	470	2.6
	N08E	270	471	1.7
31-May-70	N82W	105	440	4.2
	N08E	98	450	4.6
3-Oct-74	N08E	179	439	2.5
	N82W	193	438	2.3

5.6.4 Análisis dinámico no lineal tiempo - historia del SEB.

Para ADNLTH del SEB se modeló la estructura según lo indicado en el ítem 4.6.2.2 y para el análisis se consideró lo indicado en el ítem 5.6.3.

El programa SAP2000 permite calcular las propiedades de las rótulas plásticas, basándose en las recomendaciones del ASCE-41 (2013). En la Figura 5.17 se muestran las consideraciones tomadas para la asignación de rótulas plásticas en vigas y columnas en el programa SAP2000.

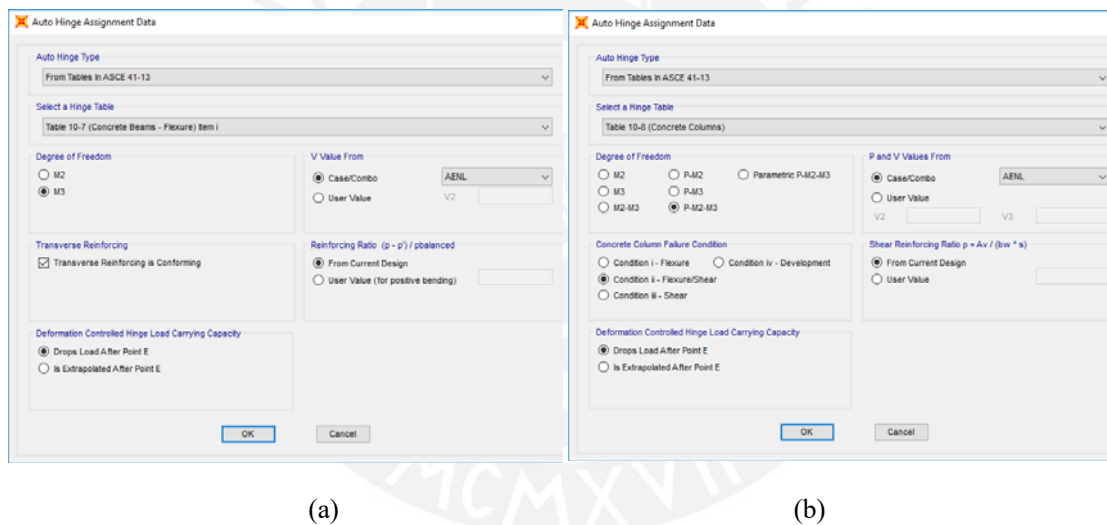


Figura 5.17 (a) y (b) Asignación de rótulas plásticas en vigas y columnas, respectivamente, según ASCE-41 (2013), (SAP2000, 2017).

En las Figuras 5.18, 5.19 y 5.20 se muestran los diagramas momento – rotación, para las vigas de sección S1, S2 y S3. También se observan los momentos nominales (KN.m) y las rotaciones (rad.) permisibles para determinar los niveles de desempeño sísmico (Ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención del colapso).

En la Figura 5.21 se muestra el diagrama carga axial – momento (nominal), de la columna C1 del primer piso, a partir de dicho diagrama se determinó el diagrama momento rotación para la columna C1, tal como se muestra en la Figura 5.22.

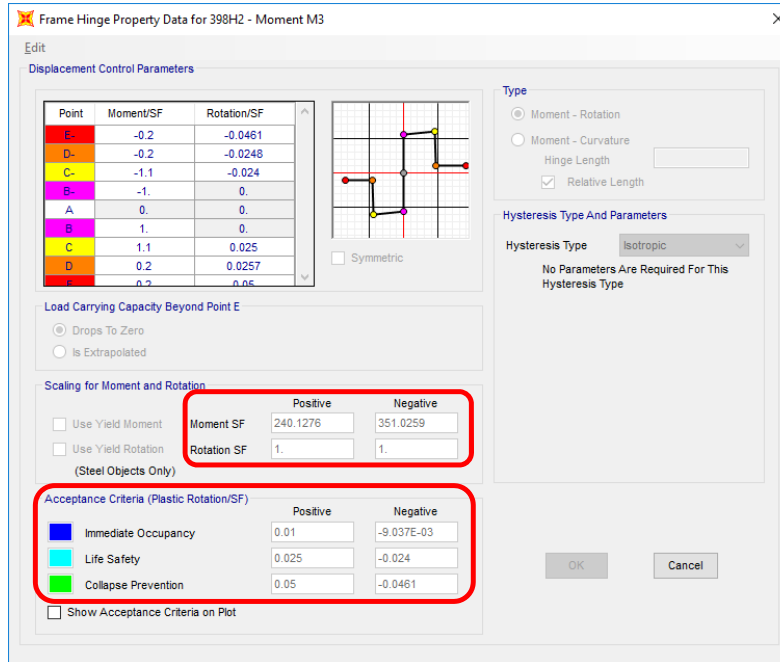


Figura 5.18 Diagrama momento - rotación de la sección S1.

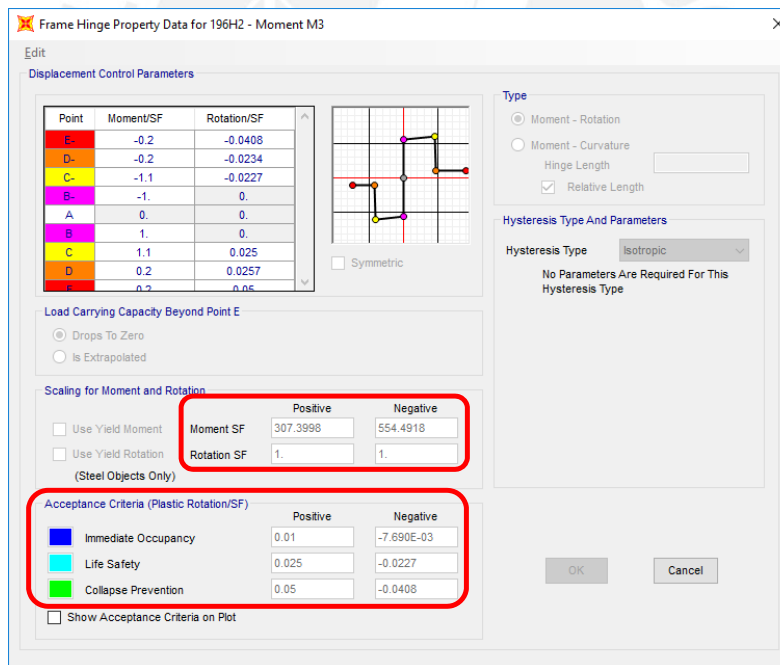


Figura 5.19 Diagrama momento - rotación de la sección S2.

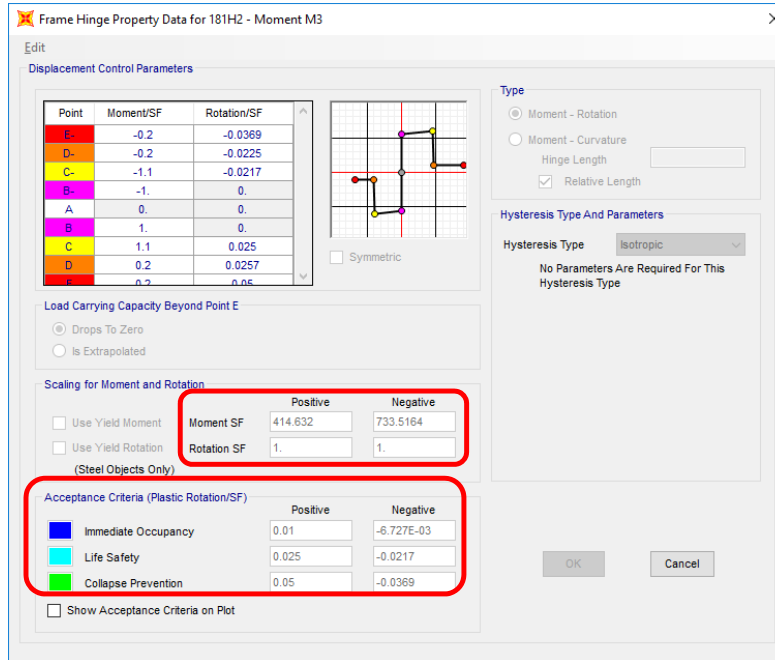


Figura 5.20 Diagrama momento - rotación de la sección S3.

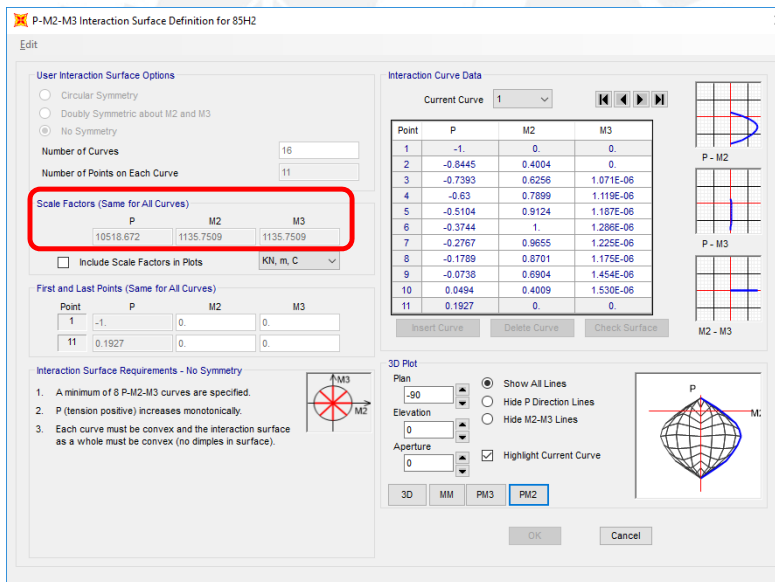


Figura 5.21 Diagrama carga axial – momento (nominal) de la columna C1, del primer piso.

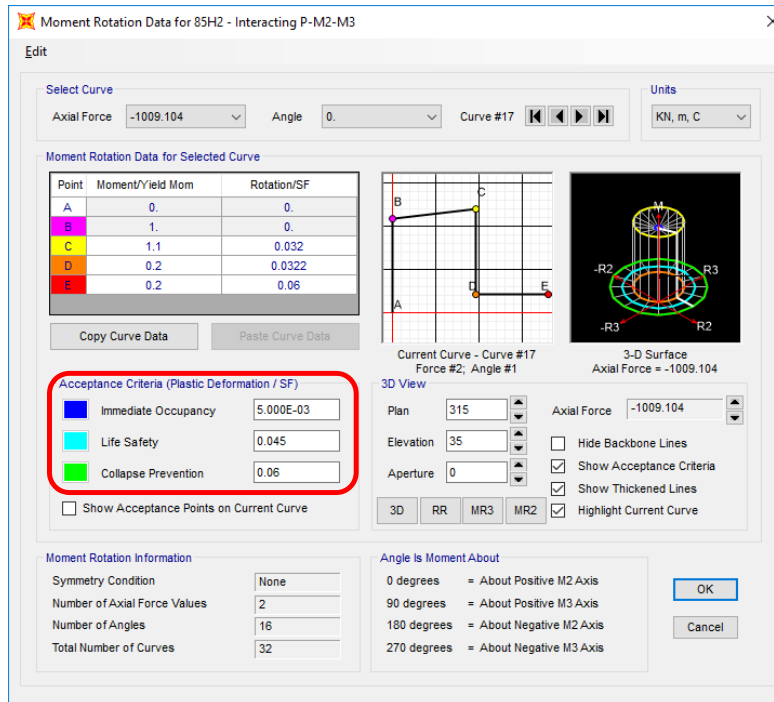


Figura 5.22 Diagrama momento - rotación de la columna C1, del primer piso.

5.6.4.1 Respuesta del SEB

En la Figura 5.23 se observa que la máxima distorsión del entrepiso obtenida del análisis, utilizando los registros escalados a un PGA de 0.45g, corresponden al registro de 1974-N82W cuyo valor es mayor a la distorsión objetivo (**0.7%**).

En las Figuras 5.24 se muestran los desplazamientos máximos para los registros de 1966, 1970 y 1974, escalados a un PGA de 0.45g. Donde se verifica que los desplazamientos exceden los límites establecidos.

Se concluye que el SEB no cumple con los límites de distorsión de entrepiso establecidos en el ítem 5.6.2.

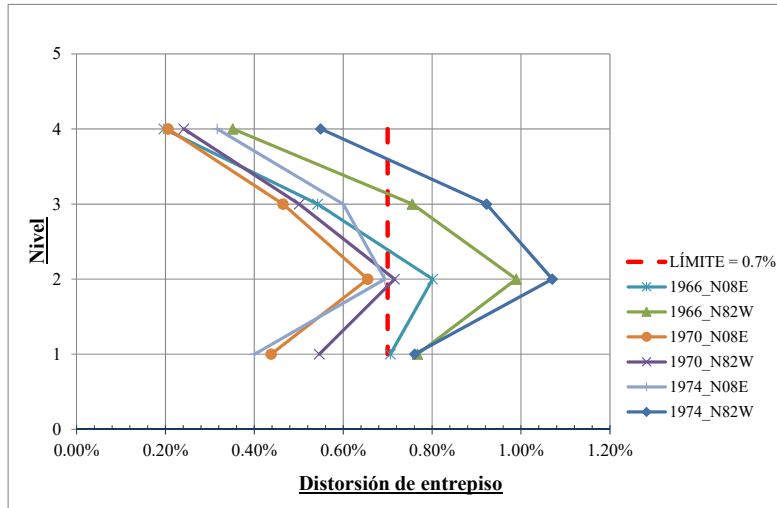


Figura 5.23 Distorsiones máximas del entrepiso, correspondientes a los registros de 1966, 1970 y 1974, escalados a un PGA de 0.45g.

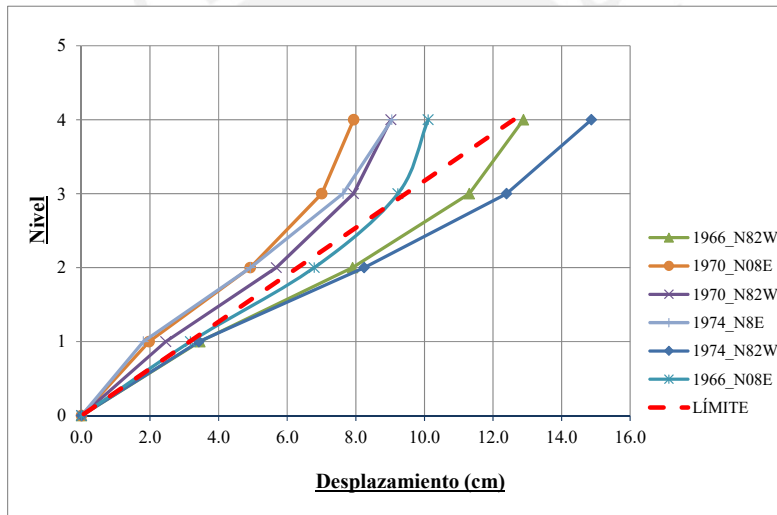


Figura 5.24 Desplazamientos máximos, correspondientes a los registros de 1966, 1970 y 1974, escalados a un PGA de 0.45g.

5.6.5 Análisis dinámico no lineal tiempo historia del SED.

El SED es una solución estructural no convencional, cuyos elementos estructurales (vigas y columnas) tienen las mismas dimensiones que el SEB al cual se le han añadido disipadores de energía, con el objetivo de alcanzar el desempeño esperado para el sismo de diseño (operacional) y el sismo máximo posible (resguardo de vida), tal como se indica en el ítem 5.6.1.

El ANLTH del SED se realizó según lo expuesto en ítem 5.6.3, para el cual se consideró el diseño obtenido en el ítem 5.5.

5.6.5.1 Descripción del SED

Este sistema estructural está compuesto por el SEB más la incorporación de disipadores de energía del tipo fluidos viscosos, en configuración diagonal, tal como se muestran en las Figuras 5.25, 5.26, 5.27 y 5.28.

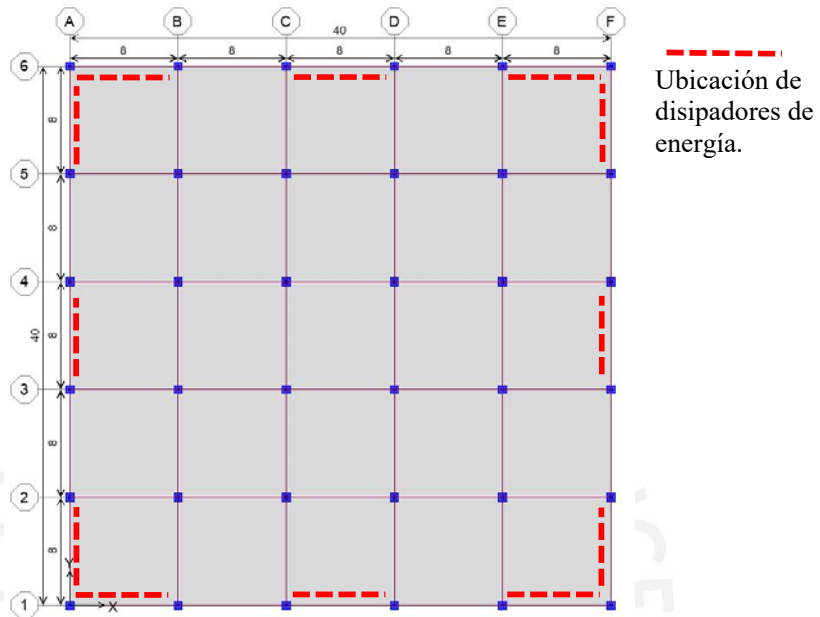


Figura 5.25 Planta típica del SED.

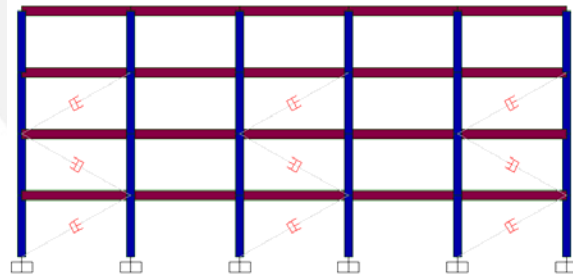


Figura 5.26 Elevación de pórticos de los ejes 1, 6, A y F.

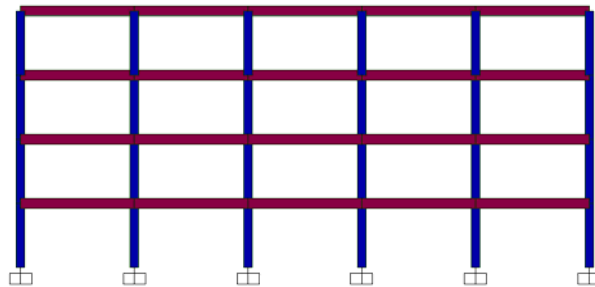


Figura 5.27 Elevación de pórticos de los ejes 2, 3, 4, 5, B, C, D y E.

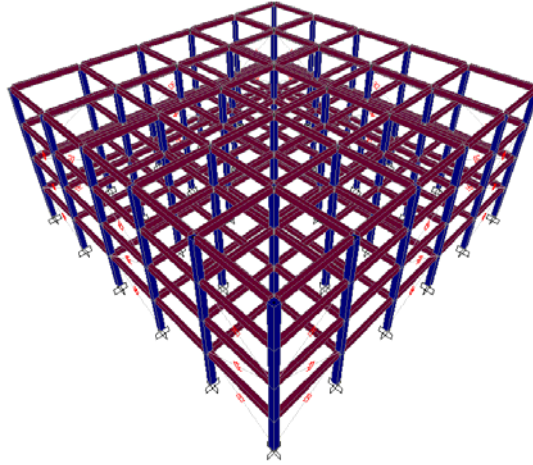


Figura 5.28 Modelo estructural tridimensional del SED – SAP2000.

5.6.5.2 Estimación de los parámetros del sistema disipador.

- **Rigidez del disipador (K)**

Está representado por la rigidez del perfil metálico, en configuración diagonal, que conecta al disipador con la estructura y cuyo valor se determina con la ecuación (5.1).

$$K = \frac{EA}{L} \quad (5.1)$$

Donde E es el módulo de elasticidad del acero ($E=200000\text{Mpa}$), A y L son el área transversal y la longitud del perfil metálico, respectivamente.

Para el análisis inicial, se asumió un perfil metálico tubular (HSS 12x0.5 - A500 Gr.B), el AISC-341 (2010) recomienda que la relación de esbeltez (L/r) no sea mayor a lo indicado en la ecuación (5.2).

$$\frac{L}{r} \leq 4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 105 \quad (5.2)$$

Donde r es el radio de giro y F_y es el esfuerzo de fluencia ($F_y=290\text{Mpa}$). En la Tabla 5.9 se muestra un resumen de las propiedades del perfil metálico asumido y la rigidez del disipador ($K=252329\text{KN/m}$).

Tabla 5.9 Resumen de propiedades de la diagonal y rigidez del disipador.

Perfil HSS 12.5x0.5 (A500 Gr.B)							Esbeltez (L/r)	Rigidez del disipador (K)
Mod. De Elasticidad (E)	Diámetro (D)	Espesor (t)	Límite (D/t) ≤ 27	Área (A)	Longitud (L)	Radio de giro (r)		
(Mpa)	(cm)	(cm)		(m ²)	(m)	(m)	(KN/m)	
200000	31.75	1.18	26.88	0.011	9.0	0.11	83	252329

- **Coefficiente de amortiguamiento (C)**

El coeficiente de amortiguamiento (C) se puede estimar con la ecuación (2.18). En la Tabla 5.10 se muestra el predimensionamiento del coeficiente de amortiguamiento donde $C = 2780\text{KN.s/m}$. Para el

análisis se consideró $C = 3000 \text{ KN.s/m}$.

Tabla 5.10 Predimensionamiento del coeficiente de amortiguamiento (C).

PISO	Masa (ton.s ² /m)	θ (°)	$\cos \theta$	ϕ_i	$\phi_i \text{ norm.}$	ϕ_{rj}	$\phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta$	$m_i \phi_i^2$ (ton.s ² /m)
1	197	29.4	0.87	0.01086	0.2090	0.2090	0.0777	8.59
2	197	29.4	0.87	0.02799	0.5388	0.3297	0.1540	57.06
3	197	29.4	0.87	0.04339	0.8352	0.2964	0.1312	137.13
4	189	29.4	0.87	0.05195	1.0000	0.1648	0.0544	189.43
							0.4173	392.21

Amortiguamiento del sistema estructural.	$\xi_1 =$	5%
Distorsión máxima de entrepiso.	Drift máx. =	0.012
Distorsión objetivo.	Drift obj. =	0.007
Coefficiente de amortiguamiento (tabla 4.1).	B1 =	1.7
Amortiguamiento viscoso total (tabla 4.1).	$\xi_{ef} =$	27%

Exponente de amortiguamiento.	$\alpha =$	0.5
	$\lambda =$	3.5
Desplazamiento de la azotea.	A s/d =	15.8 cm
	A/B =	9.4 cm
	$A^{1-\alpha} =$	0.31
Período fundamental.	T =	1.04 s
Frecuencia natural de vibración.	$\omega =$	6.04 Hz
	$\omega^{2-\alpha} =$	14.85
Coefficiente de amortiguamiento por piso.	$C_{piso} =$	1667 ton.s/m
Número de disipadores por piso.	n =	6
	$C_{disipador} =$	278 ton.s/m
	$C_{asumido} =$	3000 KN.s/m

- **Exponente de amortiguamiento (α)**

El valor de α , debe ser propuesto por el diseñador. Se recomienda usar valores entre 0.20 y 1.00 para aplicaciones sísmicas, según lo expuesto en el ítem 2.1.2.1. Para el caso de estudio se usó un valor de α igual a 0.5.

5.6.5.3 Respuesta del SED

En la Figura 5.29 se observa que las máximas distorsiones del entrepiso correspondiente a los registros de 1966, 1970 y 1974, escalados a un PGA de 0.45g, son menores a la distorsión objetivo (**0.7%**), por tanto se verifica que el edificio en estudio alcanza un desempeño operacional para el sismo de diseño (SD).

En la figura 5.30 se observa que las máximas distorsiones del entrepiso correspondientes a los registros de 1966, 1970 y 1974 escalados a un PGA de 0.55g, son menores a la distorsión objetivo (**1.5%**). Se verifica que el edificio en estudio alcanza un desempeño resguardo de vida para el sismo máximo posible (SMP).

En las Figuras 5.31 y 5.32 se muestran los desplazamientos máximos para los registros de 1966, 1970 y 1974, escalados a un PGA de 0.45g y 0.55g respectivamente. Donde se verifica que los desplazamientos no exceden los límites establecidos.

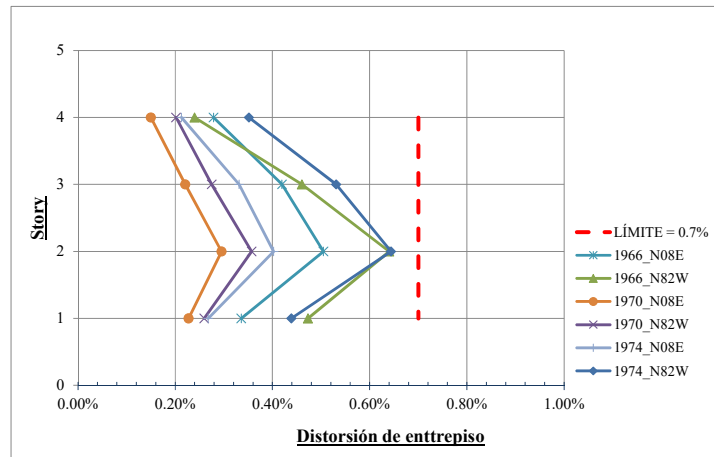


Figura 5.29 Distorsiones máximas de entrepiso, correspondientes a los registros de 1966, 1970 y 1974, escalados a un PGA de 0.45g.

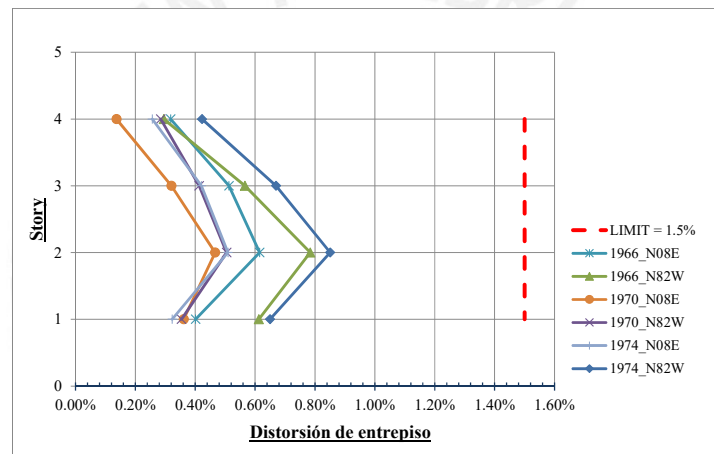


Figura 5.30 Distorsiones máximas de entrepiso, correspondientes a los registros de 1966, 1970 y 1974, escalados a un PGA de 0.55g.

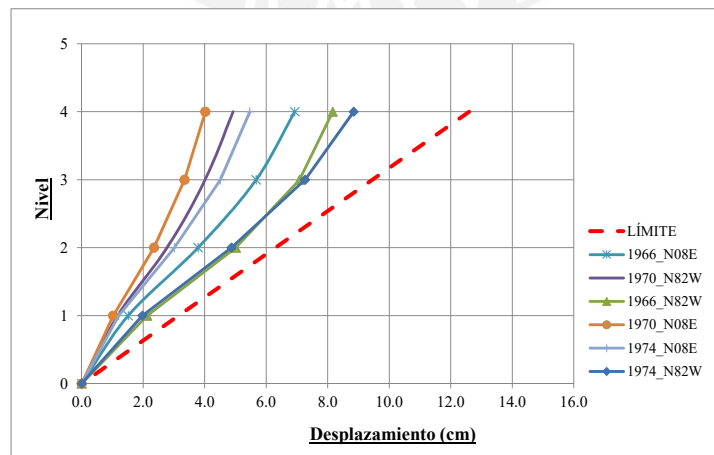


Figura 5.31 Desplazamientos máximos, correspondientes a los registros de 1966, 1970 y 1974, escalados a PGA de 0.45g.

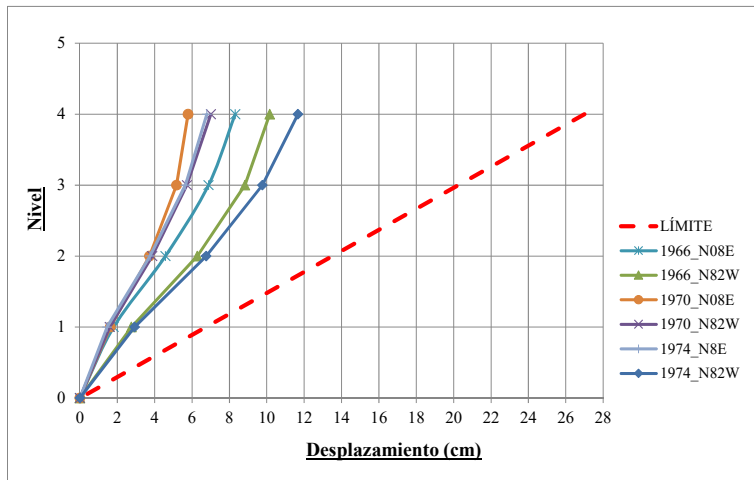


Figura 5.32 Desplazamientos máximos, correspondientes a los registros de 1966, 1970 y 1974, escalados a PGA de 0.55g.

En las Figuras 5.33 y 5.34 se muestran las rótulas plásticas, de los pórticos ubicados en los ejes 1 y 2, correspondientes al registro de 1974-N82W escalado a un PGA de 0.45g y 0.55g, respectivamente. Se observa que los pórticos del eje 1 (pórticos con disipadores) acumulan más daño que los pórticos del eje 2 (pórticos sin disipadores), debido a que las fuerzas sísmicas se concentran mayormente en los pórticos donde se ubican los disipadores de energía.

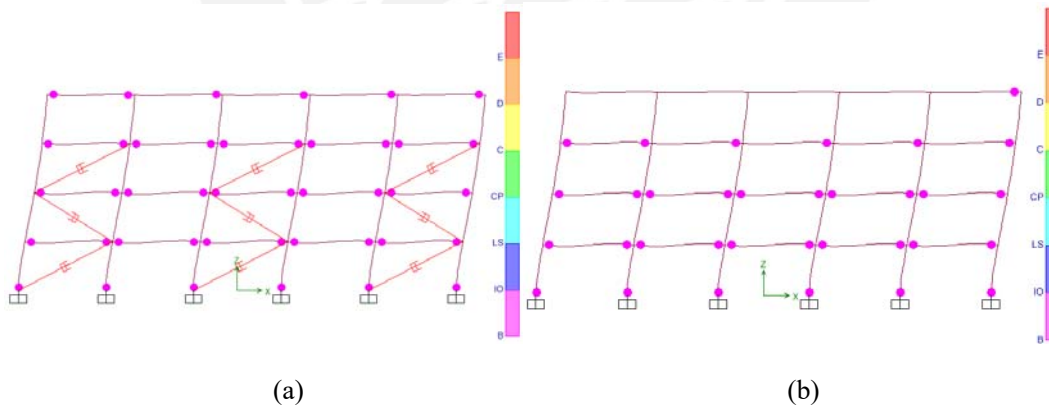


Figura 5.33 (a) y (b) Formación de rótulas plásticas de los pórticos ubicados en los ejes 1 y 2, respectivamente, correspondiente al registro de 1974-N82W (PGA=0.45g).

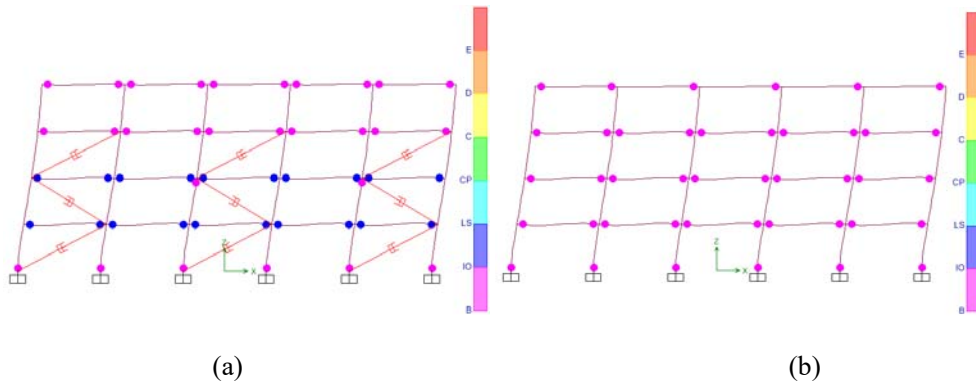


Figura 5.34 (a) y (b) Formación de rótulas plásticas de los pórticos ubicados en los ejes 1 y 2, respectivamente, correspondiente al registro de 1974-N82W (PGA=0.55g).

El sistema disipador debe diseñarse para el sismo máximo posible (SMP). En la Tabla 5.11 se muestran las fuerzas máximas que actúan en los disipadores, para el SMP.

Tabla 5.11 Fuerzas desarrolladas por los disipadores debido al SMP.

Piso	Disipador	Ubicación (Ejes)	Fuerza desarrollada (KN)
1	D1-1	A-B	1200
	D1-2	C-D	
	D1-3	E-F	
2	D2-1	A-B	1200
	D2-2	C-D	
	D2-3	E-F	
3	D3-1	A-B	1200
	D3-2	C-D	
	D3-3	E-F	

En la Figura 5.35 se muestran las curvas de histéresis correspondiente a un disipador del primer, segundo y tercer piso debido al SMP. A partir de dicha curva se puede identificar el comportamiento fuerza - desplazamiento del disipador. Se observa que la curva de histéresis tiene una tendencia rectangular (similar al de un disipador friccional, $\alpha = 0$), debido a que el exponente de amortiguamiento $\alpha = 0.5$.

El área que encierran las curvas histeréticas del disipador de fluido viscoso, representan la energía disipada por el dispositivo durante los ciclos de oscilación.

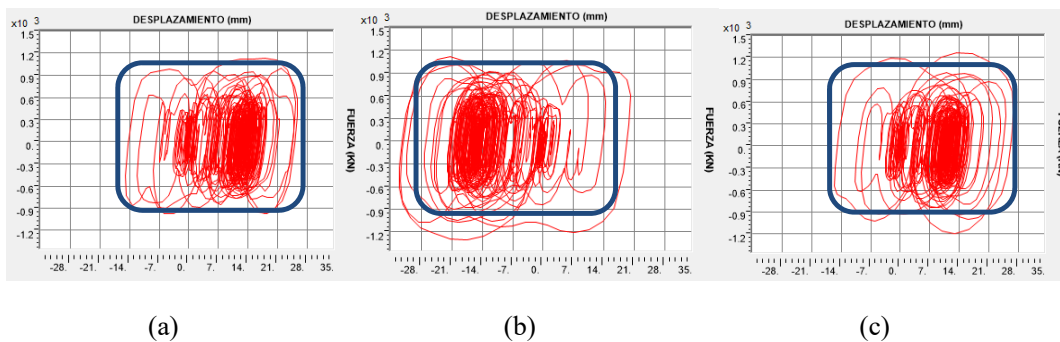


Figura 5.35 (a), (b) y (c) Curvas de histéresis correspondiente a un disipador del primer, segundo y tercer piso respectivamente, debido al SMP.

5.6.5.4 Diseño del SED

La estructura sismorresistente del SED debe diseñarse según lo indicado en el ítem 4.8.1. De manera conservadora se consideró que el cortante basal sísmico de diseño ($V_{\text{mín}}$) sea igual al cortante basal sísmico de diseño del SEB (V), calculado según las especificaciones de la norma técnica E.030, del RNE. La norma ASCE7 (2016) propone reducir el $V_{\text{mín}}$ tal como se indica en el ítem 4.8.1.

Para el diseño de la estructura sismorresistente del SED se consideró el mismo refuerzo obtenido en el diseño del SEB (ver diseño en el ítem 5.5), pero es necesario verificar el diseño de los pórticos donde serán instalados los disipadores de energía. La verificación del diseño de dichos pórticos se realizó para el SMP. La norma técnica E.030 (2018) indica que para verificar la resistencia de los elementos se dividen los resultados del análisis entre $R=2$, empleándose las normas aplicables a cada material.

La Figura 5.36 muestra las fuerzas sísmicas de diseño transmitidas por los disipadores a los pórticos A-B y 1-2. Para las columnas más críticas que podrían sufrir levantamiento (columnas ubicadas en las esquinas del edificio), se verificó que la carga axial que actúa debido a las cargas de gravedad en servicio (considerando un 25% de carga viva) y el peso de la zapata es de 1100 KN, dicha fuerza es mayor a la fuerza de levantamiento ($900\text{KN}/1.25 = 720\text{KN}$).

En la Figura 5.37 se muestra el detalla del refuerzo de la columna C-1, del primer piso. En la Tabla 5.12 se muestran las cargas de gravedad, las cargas sísmicas y las combinaciones de cargas, para su verificación. En la Figura 5.38 se observa que las cargas de demanda se encuentran dentro del diagrama carga – momento de la columna C-1, por lo que se verifica que el diseño por flexo-compresión es adecuado.

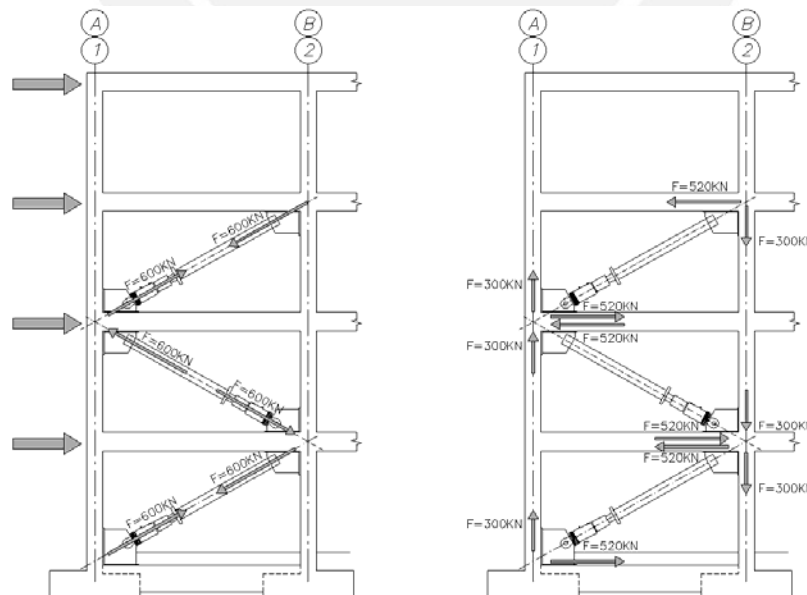


Figura 5.36 Fuerzas sísmicas de diseño transmitidas por los disipadores a los pórticos A-B y 1-2, debido al SMP.

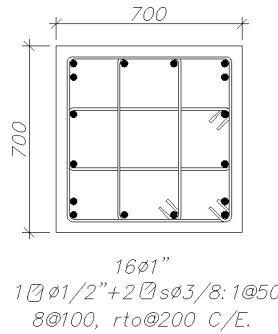


Figura 5.37 Detalle de refuerzo de columna C-1, ubicado entre los ejes 3 y F del primer piso.

Tabla 5.12 Cargas de gravedad y sísmicas que actúan en la columna C-1 y combinaciones de cargas para su verificación.

Cargas Nudo inferior							Cargas Nudo superior						
		P	V2	V3	M2	M3			P	V2	V3	M2	M3
CM	DEAD	-142	0.0	2.9	4.2	-7.9	CM	DEAD	-137	0.0	2.9	-7.9	-7.9
CV	LIVE	-48	0.0	1.4	2.0	-3.7	CV	LIVE	-48	0.0	1.4	-3.7	-3.7
RSISXX	R.SISXX	-102	-34.1	2.1	0.2	-42.8	RSISXX	R.SISXX	-102	-34.1	2.1	-10.1	-20.6
RSISYY	R.SISYY	-102	-34.1	2.1	0.2	-42.8	RSISYY	R.SISYY	-102	-34.1	2.1	-10.1	-20.6

COMBOS	P	V2	V3	M2	M3	COMBOS	P	V2	V3	M2	M3
0.9CM+SISXX	-229	-34.1	4.7	4.0	-50.0	0.9CM+SISXX	-225	-34.1	4.7	-17.2	-27.8
0.9CM-SISXX	-26	34.1	0.5	3.6	35.7	0.9CM-SISXX	-22	34.1	0.5	2.9	13.5
0.9CM+SISYY	-229	-34.1	4.7	4.0	-50.0	0.9CM+SISYY	-225	-34.1	4.7	-17.2	-27.8
0.9CM-SISYY	-26	34.1	0.5	3.6	35.7	0.9CM-SISYY	-22	34.1	0.5	2.9	13.5
1.25(CM+CV)+SISXX	-339	-34.1	7.5	7.9	-57.3	1.25(CM+CV)+SISXX	-333	-34.1	7.5	-24.6	-35.1
1.25(CM+CV)-SISXX	-136	34.1	3.3	7.6	28.3	1.25(CM+CV)-SISXX	-130	34.1	3.3	-4.4	6.1
1.25(CM+CV)+SISYY	-339	-34.1	7.5	7.9	-57.3	1.25(CM+CV)+SISYY	-333	-34.1	7.5	-24.6	-35.1
1.25(CM+CV)-SISYY	-136	34.1	3.3	7.6	28.3	1.25(CM+CV)-SISYY	-130	34.1	3.3	-4.4	6.1
1.4CM+1.7CV	-280	0.0	6.4	9.3	-17.3	1.4CM+1.7CV	-273	0.0	6.4	-17.3	-17.3

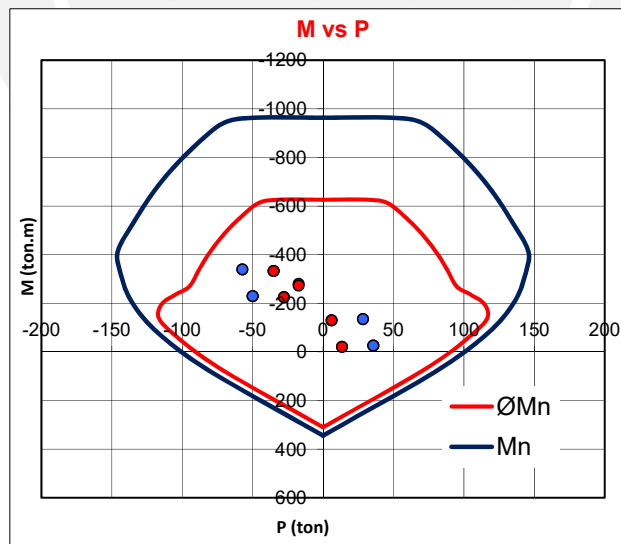


Figura 5.38 Diagrama carga - momento para la columna C-1.

En la Tabla 5.13 se muestra el resumen de las características finales de los disipadores seleccionados. Dichos dispositivos cumplen con las especificaciones de diseño, establecidos en el ítem 4.8.2. Ver elevación con la ubicación de los disipadores en el anexo B.

Tabla 5.13 Características de los disipadores seleccionados.

N° de disipadores	Coeficiente de amortiguamiento (C)	Exponente de velocidad (α)	Rigidez del disipador (K)	Fuerza axial
	(KN-s/m)		(KN/m)	1°, 2° y 3° piso (KN)
36	3000	0.5	252329	1200

En la Tabla 5.14 se observa que la resistencia a compresión y tracción de la diagonal es mayor a las fuerzas desarrolladas por los disipadores, por lo que se considera que el diseño es adecuado.

Tabla 5.14 Resistencia a compresión y tracción del perfil HSS 12.5x0.5 (A500 Gr.B).

Perfil HSS 12.5x0.5 (A500 Gr.B)					Esbeltez (L/r)	Resistencia a compresión ϕP_n	Resistencia a tracción ϕT_n
Mod. De Elasticidad (E)	Esfuerzo de fluencia (Fy)	Área (A)	Longitud (L)	Radio de giro (r)			
(Mpa)	(Mpa)	(m2)	(m)	(m)		(KN)	(KN)
200000	290	0.011	9.0	0.11	83	20152	2964

5.6.6 Análisis dinámico no lineal tiempo historia del SEC

El SEC es una solución convencional del SEB, cuyos elementos estructurales (vigas y columnas) fueron dimensionados hasta alcanzar el desempeño esperado para el sismo de diseño (operacional) y el sismo máximo posible (resguardo de vida), tal como se indica en el ítem 5.6.1.

Antes de realizar el ADNLTH se realizó el ADME con el fin de verificar las distorsiones del entrepiso y realizar el diseño de los elementos estructurales, siguiendo las consideraciones establecidas en los ítems 5.4 y 5.5. Los resultados del ADME y diseño del SEC se muestran en los anexos C y D, respectivamente.

El ADNLTH se realizó según lo indicado en el ítem 5.6.3

5.6.6.1 Descripción del SEC

El sistema estructural sismorresistente del SEC está conformado por pórticos de concreto armado, las columnas son de sección cuadrada de 1.0m de lado y vigas de 0.5m de ancho y 1.0m de peralte, en todos los pisos. En las figuras 5.39, 5.40 y 5.41 se muestran la planta y elevación típica y una vista isométrica del SEC, respectivamente.

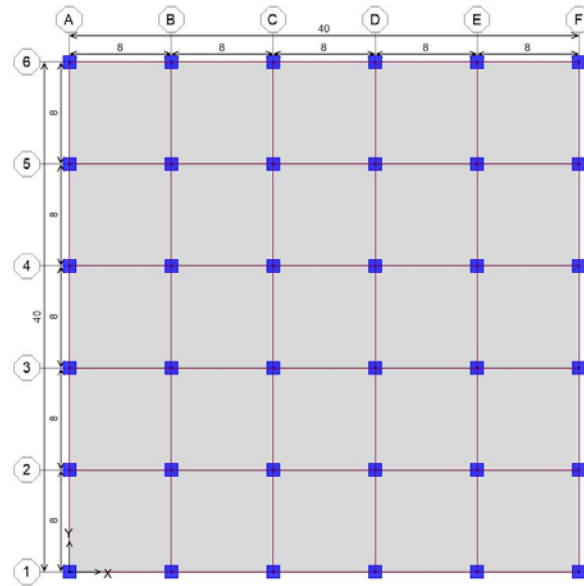


Figura 5.39 Planta típica del SEC.

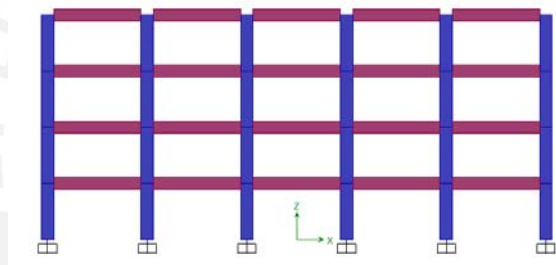


Figura 5.40 Elevación típica de pórticos.

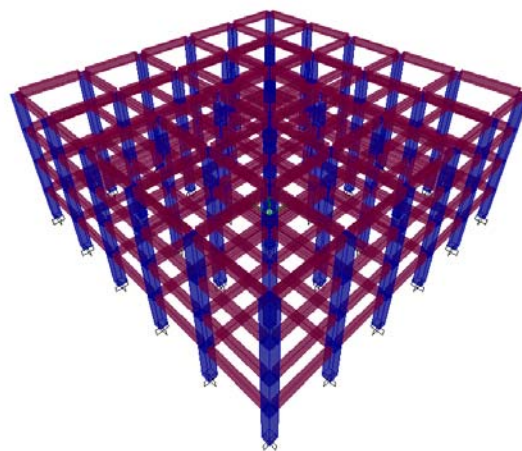


Figura 5.41 Modelo estructural del SEC – SAP2000.

5.6.6.2 Respuesta del SEC

En la figura 5.42 se observa que las máximas distorsiones del entrepiso, correspondiente a los registros

de 1966, 1970 y 1974, escalados a un PGA de 0.45g, son menores a la distorsión objetivo (**0.7%**), por tanto se verifica que el edificio en estudio alcanza un desempeño operacional para el sismo de diseño (SD).

En la figura 5.43 se observa que las máximas distorsiones del entrepiso, correspondiente a los registros de 1966, 1970 y 1974, escalados a un PGA de 0.55g, son menores a la distorsión objetivo (**1.5%**), por tanto se verifica que el edificio en estudio alcanza un desempeño resguardo de vida para el sismo máximo posible (SMP).

En las figuras 5.44 y 5.45 se muestran los desplazamientos máximos para los registros de 1966, 1970 y 1974, escalados a un PGA de 0.45g y 0.55g, respectivamente. Donde se verifica que los desplazamientos no exceden los límites establecidos.

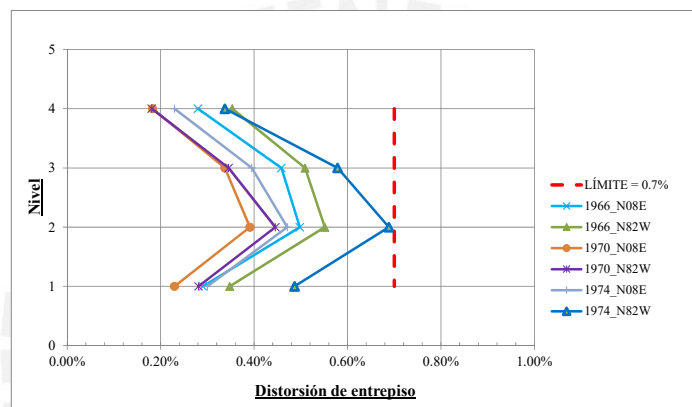


Figura 5.42 Distorsiones máximas del entrepiso, correspondientes a los registros de 1966, 1970 y 1974, escalado a PGA de 0.45g.

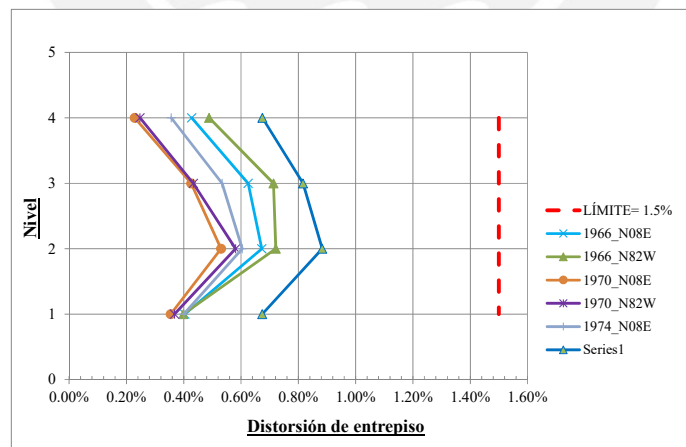


Figura 5.43 Distorsiones máximas del entrepiso, correspondientes a los registros de 1966, 1970 y 1974, escalados a un PGA de 0.55g.

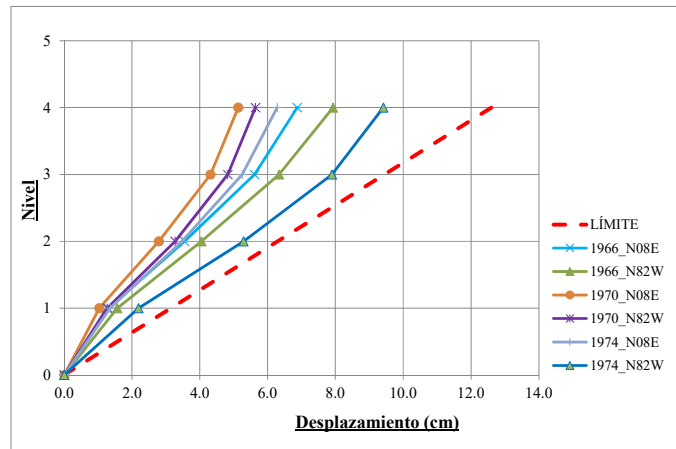


Figura 5.44 Desplazamientos máximos, correspondientes a los registros de 1966, 1970 y 1974, escalados a un PGA de 0.45g.

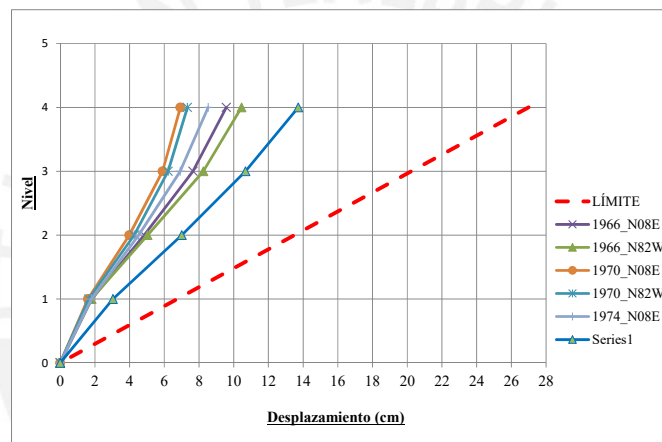


Figura 5.45 Desplazamientos máximos, correspondientes a los registros de 1966, 1970 y 1974, escalados a un PGA de 0.55g.

En las Figuras 5.46 (a) y (b) se muestran las rótulas plásticas, de los pórticos interiores, correspondientes al registro de 1974-N82W, escalados a un PGA de 0.45g y 0.55g, respectivamente. Se observa que el pórtico interior sometido a un PGA de 0.55g es el que sufre mayor daño estructural.

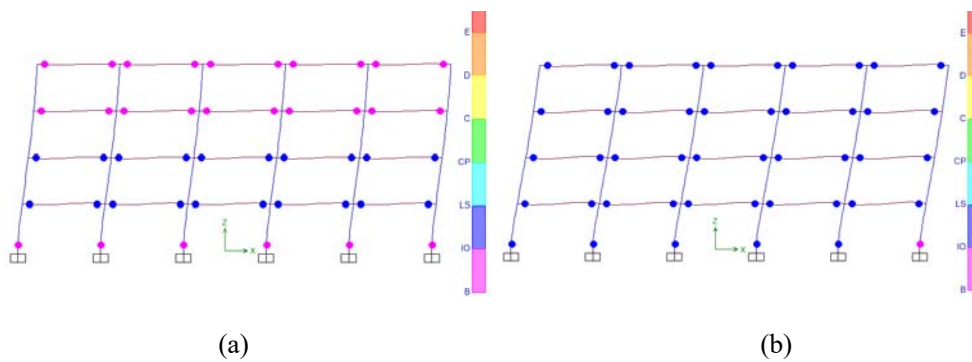


Figura 5.46 Formación de rótulas plásticas de pórticos interiores, para un PGA de 0.45g y 0.55g, respectivamente, correspondiente al registro de 1974-N82W.

6 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

6.1 Resultados del ADME y ADNLTH.

En el siguiente capítulo se comparan y analizan los resultados obtenidos del ADME y ADNLTH de los sistemas estructurales planteados (SEB, SED y SEC). Para el ADNLTH se han comparado los resultados obtenidos del registro de 1974-N82W, debido a que los resultados máximos son obtenidos para este registro.

6.1.1 Resultados del ADME

En la tabla 6.1 y en las figuras 6.1 y 6.2 se comparan los desplazamientos y distorsiones del SEB y SEC obtenidos del ADME, donde se observa que el SEC representa una solución estructural convencional del SEB debido a que se ha logrado reducir la distorsión máxima del entrepiso de 1.17% a 0.66%, el cual resulta ser menor a la distorsión límite (0.7%) especificado en la norma técnica E.030, del RNE. También se observa que en promedio la distorsión del entrepiso se ha reducido en un 44%.

Tabla 6.1 Desplazamientos y distorsiones máximas del SEB y SEC, obtenidos del ADME.

NIVEL	H (m)	SEB		SEC		Reducción de distorsión (%)
		Desplazamiento (cm)	Distorsión	Desplazamiento (cm)	Distorsión	
4	4.5	15.8	0.0056	8.9	0.0032	43
3	4.5	13.3	0.0094	7.5	0.0054	43
2	4.5	9.1	0.0117	5.1	0.0066	44
1	4.5	3.8	0.0084	2.1	0.0047	45

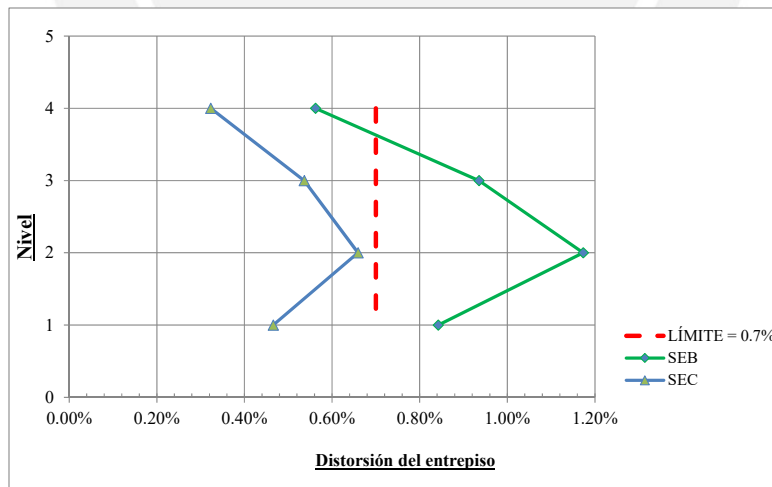


Figura 6.1 Distorsiones máximas del entrepiso del SEB Y SEC, obtenidos del ADME.

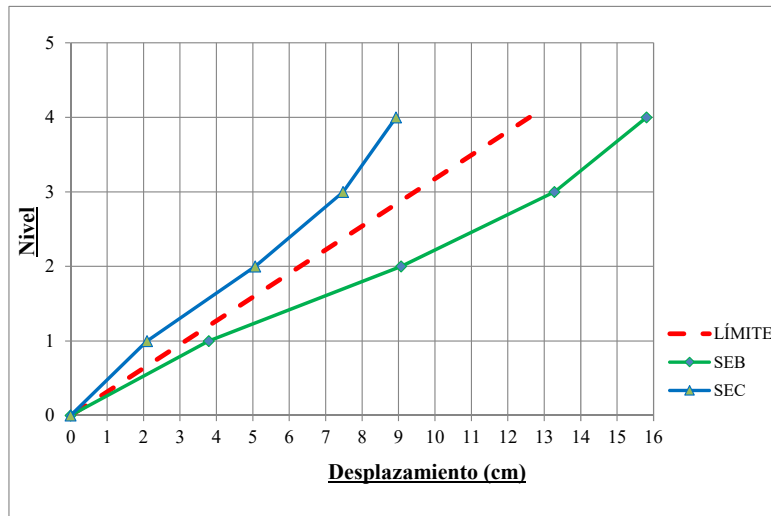


Figura 6.2 Desplazamientos máximos del SEB y SEC, obtenidos del ADME.

6.1.2 Resultados del ADNLTH

En la tabla 6.2 y en las figuras 6.3 y 6.4 se comparan los desplazamientos y distorsiones del SEB, SED y SEC obtenidos del ADNLTH para el registro de 1974-N82W escalado a un PGA de 0.45g. En la tabla 6.2 se observa que los sistemas estructurales planteados como solución (SED y SEC) alcanzan el desempeño esperado (operacional), para el sismo de diseño (SD).

Con el SED se ha logrado reducir la distorsión máxima del entrepiso de 1.14% a 0.64%, lo que representa una reducción del 43% y que en promedio las distorsiones del entrepiso se han reducido en un 37%.

Con el SEC se ha logrado reducir la distorsión máxima del entrepiso de 1.14% a 0.69%, lo que representa una reducción del 39% y que en promedio las distorsiones de entrepiso se han reducido en un 34%.

Tabla 6.2 Desplazamientos y distorsiones máximas del SEB, SED y SEC, obtenidos del ANLTH – registro 1974-N82W escalado a un PGA de 0.45g.

NIVEL	H (m)	SEB		SED		SEC		Reducción de distorsión SED (%)	Reducción de distorsión SEC (%)
		Desplazamiento (cm)	Distorsión	Desplazamiento (cm)	Distorsión	Desplazamiento (cm)	Distorsión		
4	4.5	14.9	0.0041	8.8	0.0035	9.4	0.0034	15	18
3	4.5	13.1	0.0087	7.3	0.0053	7.9	0.0058	39	33
2	4.5	9.2	0.0114	4.9	0.0064	5.3	0.0069	43	39
1	4.5	4.1	0.0090	2.0	0.0044	2.2	0.0049	51	46
Promedio								37	34

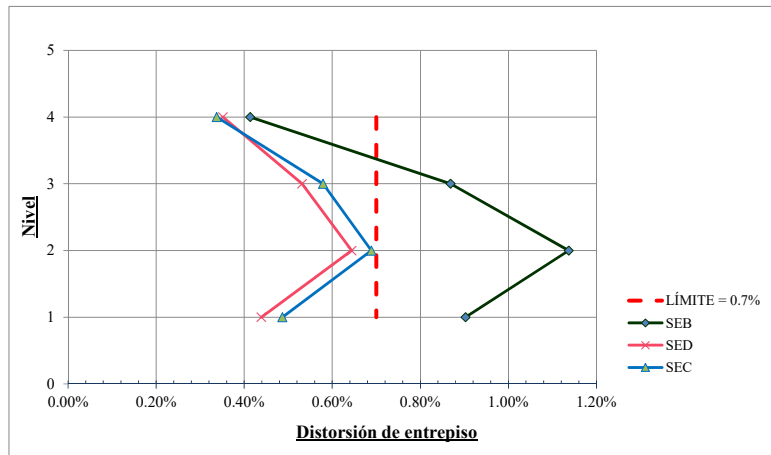


Figura 6.3 Distorsiones máximas del entrepiso del SEB, SED y SEC, obtenidos del ANLTH - registro 1974-N82W escalado a un PGA de 0.45g.

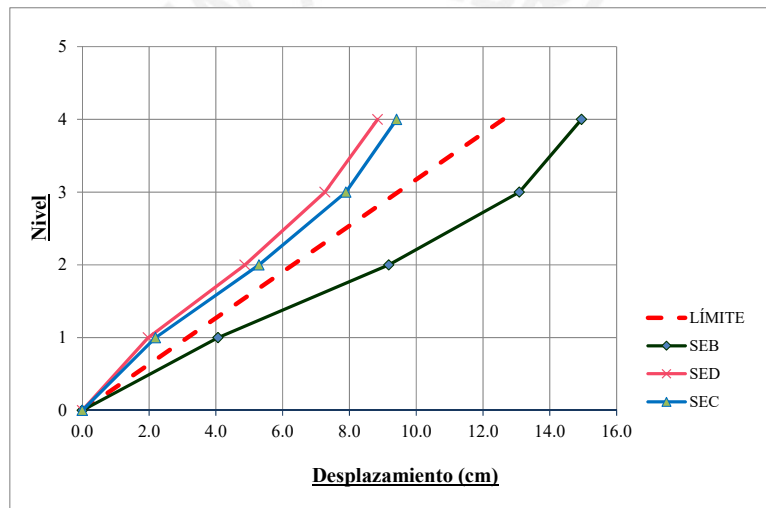


Figura 6.4 Desplazamientos máximos del SEB, SED y SEC, obtenidos del ANLTH - registro 1974-N82W escalado a un PGA de 0.45g

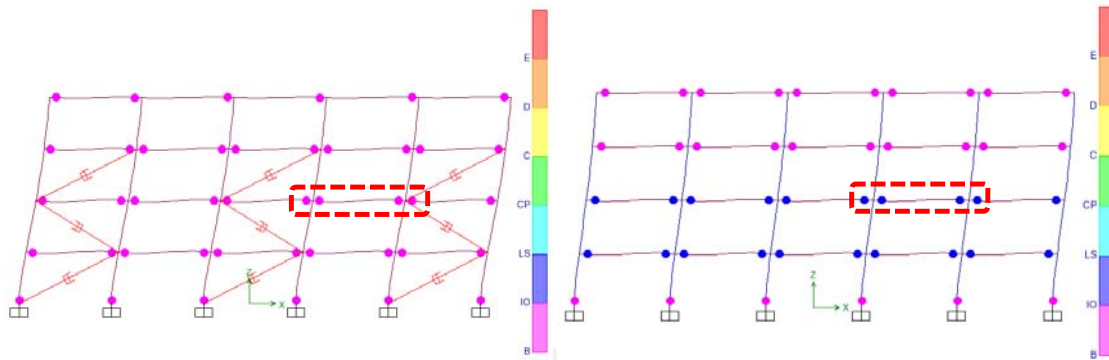
Ambos sistemas estructurales planteados como solución (SED y SEC), satisfacen los requisitos de deformación y resistencia especificados en el RNE y además cumplen con los objetivos de desempeño propuestos en esta tesis. Bajo estas consideraciones ambos sistemas son comparables estructuralmente.

6.2 Comparación del daño estructural del SED y SEC

En la Figura 6.5 se observan las rótulas plásticas de los pórticos más exigidos del SED y SEC correspondiente al registro de 1974-N82W escalado a un PGA de 0.45g. Según el FEMA 273 las rótulas de color magenta indican una rotación menor a 0.005 rad. (daño estructural leve) y las rótulas de color azul indican una rotación mayor o igual a 0.005 rad. y menor a 0.02 rad. (daño estructural moderado).

En las figuras 6.6 (a) y (b) se observan los diagramas momento curvatura de las vigas más exigidas del

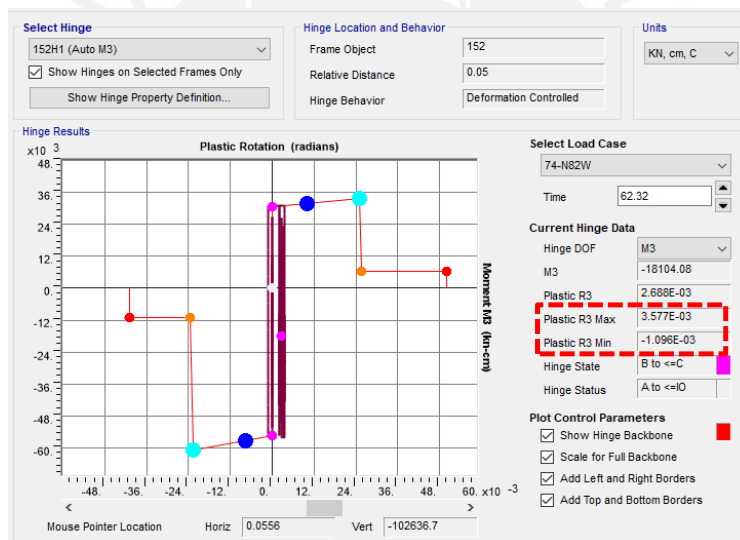
SED y SEC, respectivamente, correspondiente al registro de 1974-N82W escalado a un PGA de 0.45g. La rotación de la viga más exigida del SED es de 0.0036 rad. y de 0.0059 rad. del SEC, lo que indica un mayor daño estructural en el SEC.



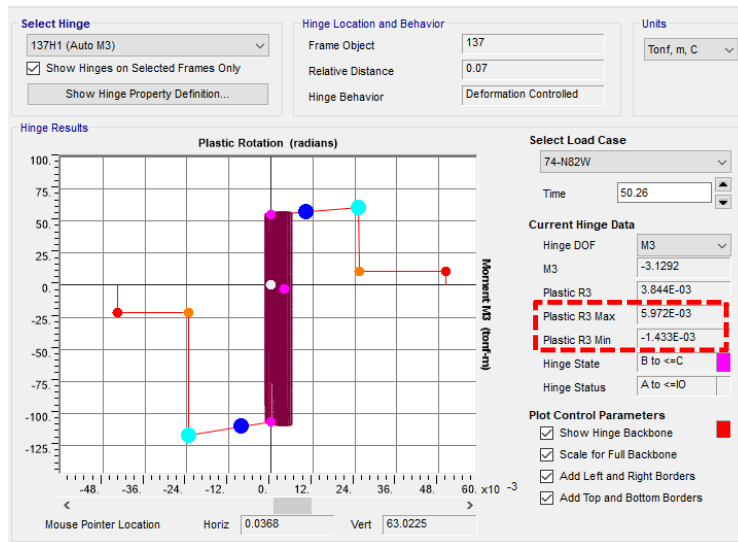
(a)

(b)

Figura 6.5 (a) y (b) Formación de rótulas plásticas de los pórticos más exigidos del SED y SEC, respectivamente, correspondiente al registro de 1974-N82W (PGA=0.45).



(a)

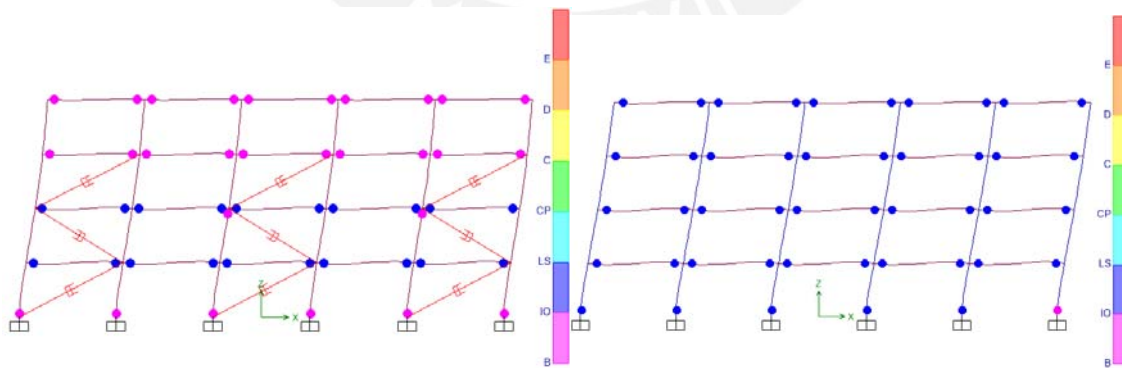


(b)

Figura 6.6 (a) y (b) Diagramas momento rotación de las vigas más críticas del SED y SEC, respectivamente, correspondiente al registro de 1974-N82W (PGA=0.45g).

En la Figura 6.7 se observan las rótulas plásticas de los pórticos más exigidos del SED y SEC correspondiente al registro de 1974-N82W escalado a un PGA de 0.55g. En el pórtico del SED se puede observar un daño estructural leve y moderado y en el pórtico del SEC se observa un daño moderado en todo el pórtico.

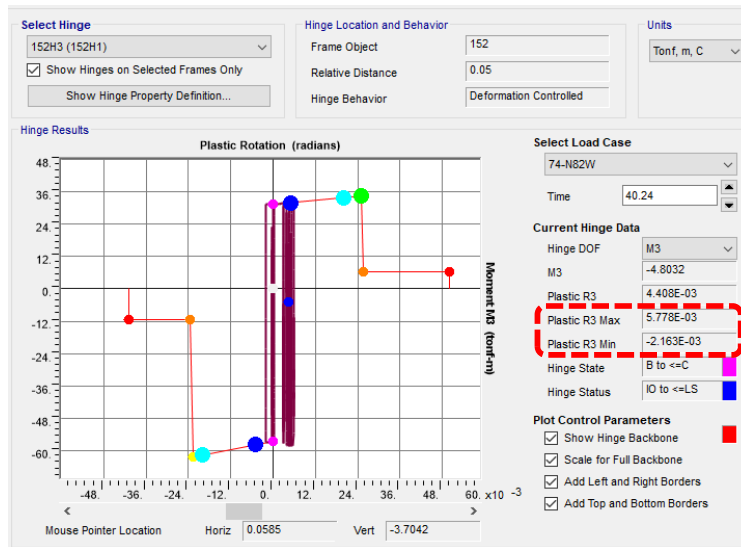
En las figuras 6.8 (a) y (b) se observan los diagramas momento curvatura de las vigas más exigidas del SED y SEC, respectivamente, correspondiente al registro de 1974-N82W escalado a un PGA de 0.55g. La rotación de la viga más exigida del SED es de 0.0057 rad. y de 0.0087 rad. del SEC, lo que indica un mayor daño estructural en el SEC.



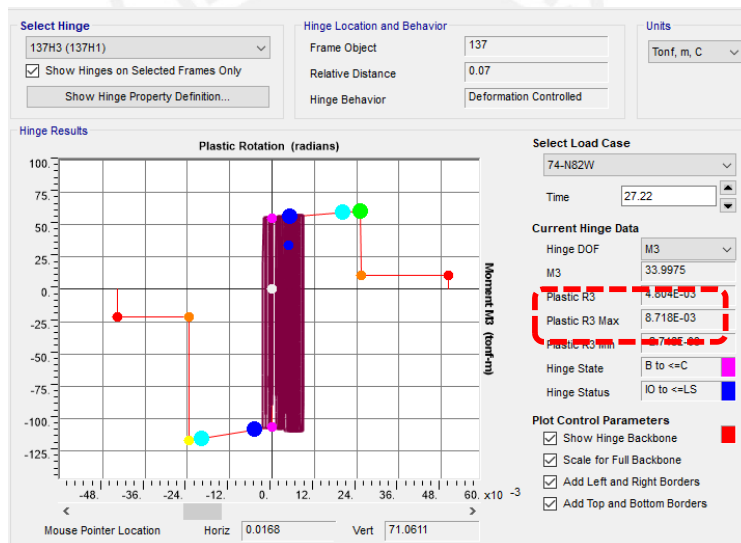
(a)

(b)

Figura 6.7 (a) y (b) Formación de rótulas plásticas de los pórticos más exigidos del SED y SEC, respectivamente, correspondiente al registro de 1974-N82W (PGA=0.55).



(a)



(b)

Figura 6.8 (a) y (b) Diagrama momento rotación de las vigas más críticas del SED y SEC, respectivamente, correspondiente al registro de 1974-N82W (PGA=0.55g).

La energía sísmica que ingresa a la estructura se disipa por medio del comportamiento elástico e inelástico del sistema estructural y el amortiguamiento.

En la Figura 6.9 se muestra como se disipa la energía sísmica que ingresa al SED. El 75% de la energía que ingresa se disipa por medio de los disipadores de energía, el 20% por medio del amortiguamiento modal y el 5% por la deformación elástica e inelástica de las vigas y columnas.

En la Figura 6.10 se muestra como se disipa la energía sísmica que ingresa al SEC. El 55% de la energía que ingresa se disipa por medio del amortiguamiento modal y el 45% se disipa por la deformación elástica e inelástica de las vigas y columnas.

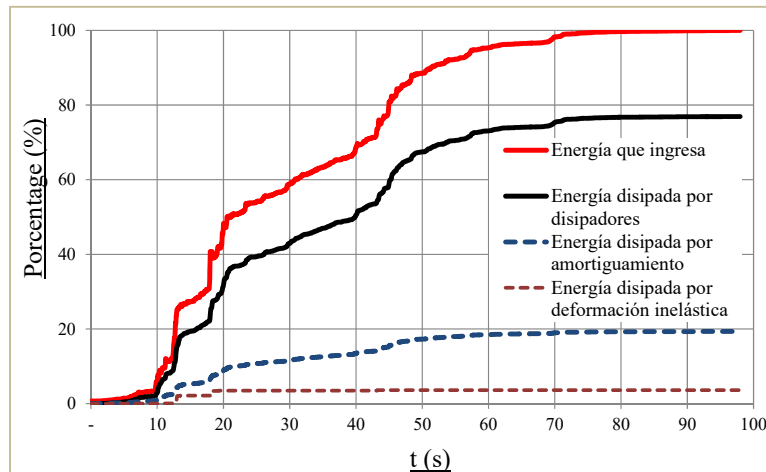


Figura 6.9 Disipación de energía para el SED correspondiente al registro de 1974-N82W (PGA=0.45g)

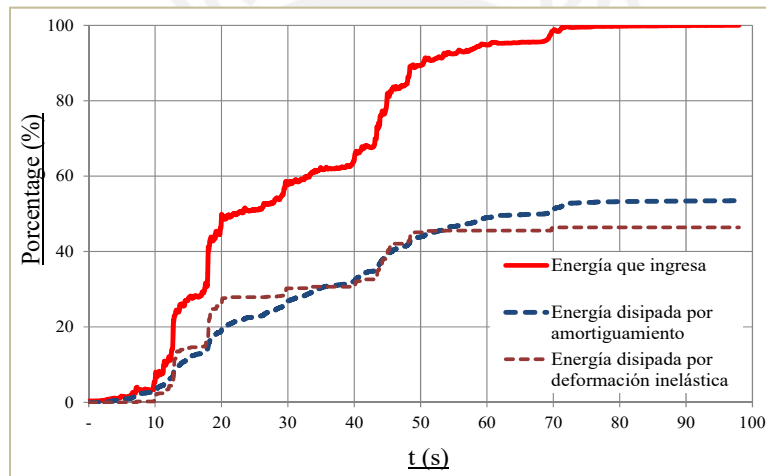


Figura 6.10 Disipación de energía para el SEC correspondiente al registro de 1974-N82W (PGA=0.45g)

6.3 Comparación de costos

Para determinar el costo directo de construcción del casco estructural del SED y SEC se han tomado las siguientes consideraciones.

- Para el diseño de la cimentación se asumió una capacidad admisible del suelo igual a 0.4Mpa.
- El metrado de los materiales se realizó de los planos obtenidos del diseño del SED y SEC, ver planos en el anexo B y D. Para el metrado del acero de todos los elementos estructurales se consideró un 5% adicional debido a los desperdicios. Adicionalmente para el caso de las vigas y columnas se consideró un 10% adicional y para el caso de las losas un 5% adicional debido a los empalmes por traslapes.

➤ Para estimar el costo de los disipadores se solicitó una cotización a la empresa CDV ingeniería antisísmica, la cual es representante de Taylor Divices en Perú. Para realizar la cotización se brindó como información las características obtenidas en el diseño del disipador (ver cotización en el anexo A).

➤ Los costos unitarios fueron obtenidos de la revista Costos (Edición octubre, 2016).

En las tablas 6.3 y 6.4 se observa un resumen de los metrados, costos unitarios y costo por metro cuadrado de construcción del SED y SEC, respectivamente. El costo directo de construcción del SED es de \$176.37 por metro cuadrado y del SEC es de \$177.66 por metro cuadrado, obteniéndose una diferencia de \$1.29 por metro cuadrado, siendo el SED el más económico. Los costos indicados no incluyen el IGV.

Tabla 6.3 Estimación del costo directo de construcción del SED, sin IGV.

		Área construida		6400 m2		
SISTEMA ESTRUCTURAL CON DISIPADOR (SED).						
Item	Descripción	Und.	Metrado	C.U. (S/.)	Parcial (S/.)	Total (S.)
01	CONCRETO ARMADO					877,961.30
01.01	ZAPATAS					
01.01.01	CONCRETO $f_c=210$ kg/cm ²	m ³	374.54	334.27	125,198.82	
01.01.02	ACERO DE REFUERZO $f_y=4200$ kg/cm ²	kg	13,050.78	4.27	55,726.82	
01.03	VIGAS DE CIMENTACIÓN					
01.03.01	CONCRETO $f_c=210$ kg/cm ²	m ³	19.87	325.25	6,463.37	
01.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS	m ²	99.36	45.00	4,471.20	
01.03.03	ACERO DE REFUERZO $f_y=4200$ kg/cm ²	kg	4,043.07	4.27	17,263.90	
01.02	COLUMNAS					
01.02.01	CONCRETO $f_c=210$ kg/cm ²	m ³	326.34	501.00	163,496.34	
01.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE COLUMNAS	m ²	1,856.96	56.91	105,679.59	
01.02.03	ACERO CORRUGADO $FY=4200$ kg/cm ² GRADO 60	kg	78,377.55	4.27	334,672.15	
01.03	VIGAS					
01.03.01	CONCRETO $f_c=210$ kg/cm ²	m ³	497.28	377.44	187,693.36	
01.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS	m ²	2,486.40	65.00	161,616.00	
01.03.03	ACERO DE REFUERZO $f_y=4200$ kg/cm ²	kg	91,176.49	4.27	389,323.61	
01.04	LOSAS MACIZAS					
01.04.01	CONCRETO $f_c=210$ kg/cm ²	m ³	1,155.20	377.44	436,018.69	
01.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSA	m ²	5,776.00	50.13	289,550.88	
01.04.03	ACERO DE REFUERZO $f_y=4200$ kg/cm ²	kg	128,772.98	4.27	549,860.63	
02	DISIPADORES DE ENERGÍA					250,777.62
02.01.01	DISIPADOR SÍSMICO VISCOSO TAYLOR	und.	36	17218.06	619,850.00	
02.01.02	TUBO METÁLICO HSS 12.5X0.5 A500 Gr.B	kg.	19426	9.66	187,653.94	
Costo directo						(S.) 1,128,739
Costo por m2						(\$./m2) 176.37

Tabla 6.4 Estimación del costo directo de construcción del SEC, sin IGV.

						Área construida	6400 m ²
SISTEMA ESTRUCTURAL CONVENCIONAL (SEC)							
Item	Descripción	Und.	Metrado	C.U. (S./.)	Parcial (S./.)	Total (S.)	
01	CONCRETO ARMADO					1,137,021.05	
01.01	ZAPATAS				269,670.07		
01.01.01	CONCRETO f _c =210 kg/cm ²	m ³	576.00	334.27	192,539.52		
01.01.02	ACERO DE REFUERZO f _y =4 200 kg/cm ²	kg	18,063.36	4.27	77,130.55		
01.02	COLUMNAS				1,058,374.57		
01.02.01	CONCRETO f _c =210 kg/cm ²	m ³	666.00	501.00	333,666.00		
01.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE COLUMNAS	m ²	2,648.00	56.91	150,697.68		
01.02.03	ACERO CORRUGADO F _Y = 4200 kg/cm ² GRADO 60	kg	134,428.78	4.27	574,010.89		
01.03	VIGAS				1,057,732.93		
01.03.01	CONCRETO f _c =210 kg/cm ²	m ³	864.00	377.44	326,108.16		
01.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS	m ²	3,628.80	65.00	235,872.00		
01.03.03	ACERO DE REFUERZO f _y =4 200 kg/cm ²	kg	116,101.35	4.27	495,752.77		
01.04	LOSAS MACIZAS				1,275,430.20		
01.04.01	CONCRETO f _c =210 kg/cm ²	m ³	1,155.20	377.44	436,018.69		
01.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSA	m ²	5,776.00	50.13	289,550.88		
01.04.03	ACERO DE REFUERZO f _y =4 200 kg/cm ²	kg	128,772.98	4.27	549,860.63		
Costo directo						(S.)	1,137,021
Costo por m²						(\$./m²)	177.66

En la Figura 6.11 se observa una comparación de costos directos por elementos estructurales del SED y SEC.

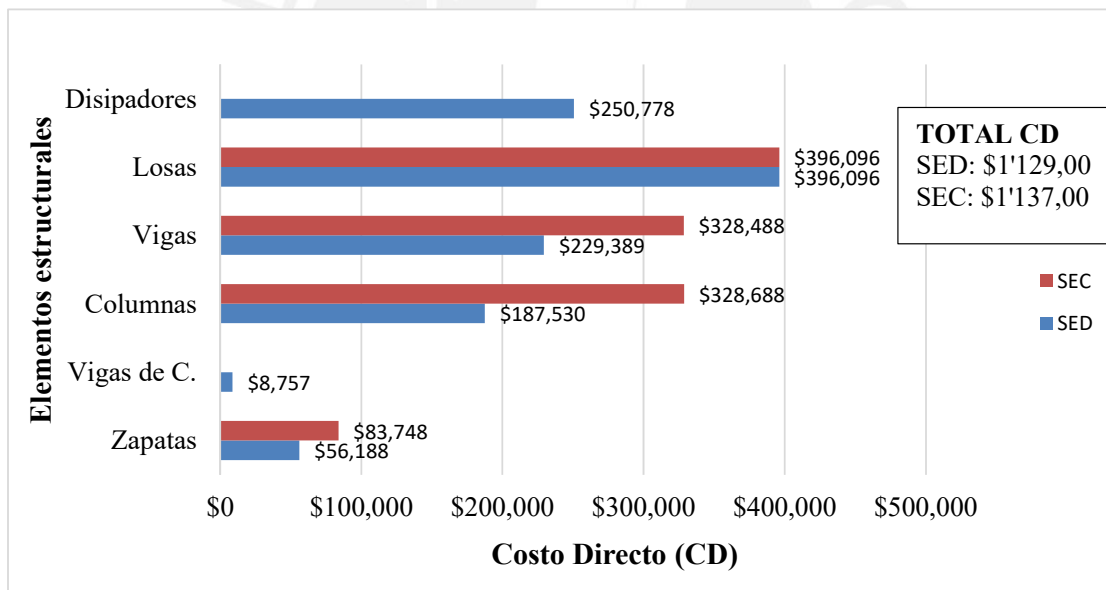


Figura 6.11 Comparación de costos por elementos estructurales del SEC y SED.

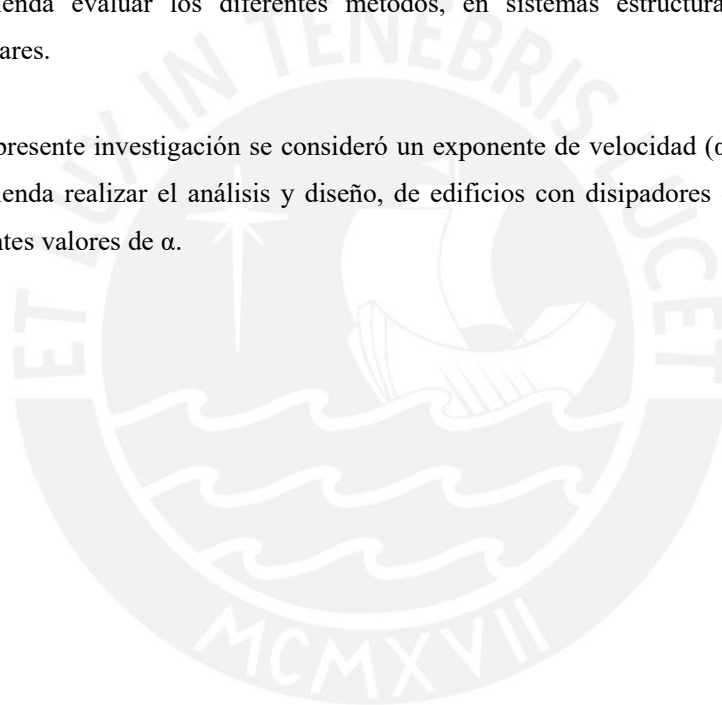
7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Conclusiones

1. El método propuesto para el diseño de edificios con disipadores pasivos de energía, está desarrollado siguiendo los lineamientos planteados en el ASCE7-10 y puede ser aplicado para el diseño de edificios regulares.
2. Se verificó que el SED es una solución estructural adecuada, que ha permitido reducir los desplazamientos laterales debidos al sismo. Para el sismo de diseño la distorsión máxima de entrepiso se ha reducido de 1.14% a 0.64% (37% en promedio), siendo el límite de la distorsión de entrepiso 0.7%.
3. Se verificó que el SEC es una solución estructural adecuada, que ha permitido reducir los desplazamientos laterales debidos al sismo. Para el sismo de diseño la distorsión máxima de entrepiso se ha reducido de 1.14% a 0.69% (34% en promedio), siendo el límite de la distorsión de entrepiso 0.7%.
4. Se verificó que los sistemas estructurales planteados como solución (SED y SEC) han alcanzado el desempeño operacional y resguardo de vida para el sismo de diseño y sismo máximo posible, respectivamente.
5. Se verificó que el daño estructural en el SED es menor que el SEC. Para el SED el 75% de energía sísmica que ingresó al sistema se disipó por los disipadores de energía, el 20% por medio del amortiguamiento modal y el 5% por deformación elástica e inelástica de las vigas y columnas (daño estructural). Para el SEC el 55% de la energía sísmica que ingresó al sistema se disipó por medio del amortiguamiento modal y el 45% por deformación elástica e inelástica de las vigas y columnas (daño estructural).
6. Se verificó que es más económico implementar el edificio con disipadores de energía del tipo fluido viscoso (SED) que incorporarle más rigidez por medio de columnas y vigas más robustas (SEC). El costo directo de construcción del casco estructural del SED es de \$176.37 por m² y del SEC es de \$177.66 por m², lográndose un ahorro de \$1.29 por m², teniendo en cuenta las consideraciones indicadas en esta tesis.

7.2 Recomendaciones

1. En el Perú, en estos últimos años, se han venido construyendo y diseñando edificios con disipadores de energía, lo cual hace necesario que se reglamente su diseño y construcción.
2. El diseño por desempeño es una metodología relativamente nueva, en el Perú, que debe ser implementado en el Reglamento Nacional de Edificaciones. Se debe realizar verificaciones para el sismo en servicio, sismo de diseño y el sismo máximo posible.
3. En el ASCE-7, se especifican diversos métodos para el análisis de edificios con disipadores pasivos de energía, entre ellos el método de análisis modal espectral, se recomienda evaluar los diferentes métodos, en sistemas estructurales regulares e irregulares.
4. En la presente investigación se consideró un exponente de velocidad (α) igual a 0.5, se recomienda realizar el análisis y diseño, de edificios con disipadores de energía, para diferentes valores de α .



8 BIBLIOGRAFÍA

- AISC-341, 2010. *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. s.l.:American Institute of Steel Construction.
- ASCE-41, 2013. *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. s.l.:American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, EEUU.
- ASCE-7, 2016. *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. s.l.:American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, EEUU.
- Cahis, X., 2000. *Desarrollo de un nuevo disipador de energía para diseño sismorresistente, análisis numérico y validación experimental de su comportamiento*. : Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.
- Castillo, T., 2014. *Métodos de análisis sísmicos para estructuras con disipadores de energía*. s.l.:Tesis doctoral, UNAM, México.
- Chang, K. C., Chen, S. J. & Lai, M. L., 1996. Inelastic behavior of steel frames with added viscoelastic dampers. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 122(10), pp. 1178-1186.
- Constantinou, M. C. & Symans, M. D., 1992. *Experimental and analytical investigation of seismic response of structures with supplemental fluid viscous damper..* : NCEER, New York, USA.
- Gálvez, V. A., 2011. *Evaluación del desempeño sismorresistente usando análisis no lineal en el tiempo*. s.l.:Tesis de grado, Facultad de ingeniería civil, PUCP, Lima, Perú.
- Goel, R. K., 2004. *Seismic response control of irregular structures using nonlinear dampers*. : Vancouver, Canadá.
- Hancock, J., 2006. *The Influence of Duration and the Selection and Scaling of Accelerograms in Engineering Design and Assessment*. University of London ed. London: s.n.
- Hilber, H. M., Hughes, T. J. & Taylor, R. L., 1977. Improver numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 5(3), pp. 283-292.
- IGP, 2014. *Mapas de Peligro Sísmico para el Perú*. : Instituto Geofísico del Perú, Lima, Perú.
- Martínez, E., 1993. Experiences on the use of supplementary energy dissipators on buildings structures. *Earthquake Spectra*, 9(3), pp. 581-625.
- Pekcan, G., Mander, J. B. & Chen, S. C., 1999. Fundamental consideration for the design of non-linear viscous damper. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 28(11), pp. 1405-1425.
- Perry, C. L., Fierro, E. A., Sedarat, H. & Scholl, R. E., 1993. Seismic upgrade in San Francisco

- using energy dissipation devices. *Earthquake Spectra*, 9(3), pp. 559-579.
- Ramírez, O. M. et al., 2001. *Development and Evaluation of Simplified Procedures for Analysis and Design of Buildings with Passive Energy Dissipation System*. s.l.:University of New York at Buffalo, Buffalo, EEUU.
- RNE, 2018. *Reglamento Nacional de edificaciones*. s.l.:Ministerio de vivienda y saneamiento, Lima, Perú.
- Ruvalcaba, F. R., 2005. *Evaluación del comportamiento sísmico de marcos de concreto dotados de disipadores de energía tipo TADAS, U y VISCOELÁSTICOS*. : Tesis de maestría, IPN, México.
- Sáez, A. A., 2014. *Enalución del método de análisis modal espectral para edificios con sistemas pasivos de disipación de energía utilizand registros sísmicos chilenos*. s.l.:Tesis de maestría, departamento de ingeniería civil, Universidad de Chile, Santiago de Chile, Chile.
- SEAOC, 1999. *Recommended lateral force requirements and commentary*. s.l.:Structural Engineers Association of California, California, EEUU.
- Soong, T. T. & Constantinou, M. C., 1994. *Passive and active structural vibration control in civil engineering*. s.l.:Springer, New York, USA.
- Soong, T. T. & Dargush, G. F., 1997. *Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering*. s.l.:Wiley, New York, USA.
- Symans, M. D. et al., 2008. Energy dissipation system for seismic applications: current practice and recent developments.. *Journal of Structural Engineering*, 134(1), pp. 3-21.
- Taylor, D. P. & Constantinou, M. C., 1996. *Fluid dampers for applications of seismic energy dissipation and seismic isolation*. s.l., Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, México.
- Tsai, C. S. & Tsai, K. C., 1995. TPEA Device as seismic damper for high-rise buildings. *ASCE*, 121(10), pp. 1075-1081.
- Tsai, K. C., Chen, H. W., Hong, C. P. & Su, Y. F., 1993. Desing of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistand construction. *Earthquake Spectra*, 9(3), pp. 505-528.
- Tsai, K. C. & Hong, C. P., 1992. *Steel triangular plate energy absorber for arthquake-resisntant buildings*. s.l.:The first world conference on constructional stell design, Acapulco, México.
- Whittaker, A., Bertero, V. & Alonso, J., 1989. *Earthquake simulator testing of steel plate added damping and stiffness elements*. : Eartquake engineering rsearch center, Report N° UCB/EERC-89/02, Universoty of California at Berkeley, USA.

ANEXOS

Anexo A: Cotización de disipadores viscosos TAYLOR.

Para estimar el costo de los disipadores de energía se solicitó una cotización a la empresa CDV ingeniería antisísmica. Se adjunta dicha cotización.



INFORMACIÓN CON FINES ACADÉMICOS

Lima, 02 de Noviembre del 2015

PARA : RUBÉN ANCCASI HUAYRA
(TESISTAS PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ)

ATENCIÓN : Ing. Antonio Zeballos Cabrera
(ASESOR DE TESIS)

ITEM	CANT.	DESCRIPCIÓN
1.00	12	Disipador sísmico viscoso TAYLOR F=100 Ton, C=300 ton-seg/m; ALPHA=0.6, STROKE=5cm. Incluye el servicio de asesoramiento y capacitación.
2.00	24	Disipador sísmico viscoso TAYLOR F=90Ton, C=300 ton-seg/m; ALPHA=0.6, STROKE=5cm. Incluye el servicio de asesoramiento y capacitación.

PRECIO GLOBAL: \$ 192 500.00

CONSIDERACIONES:

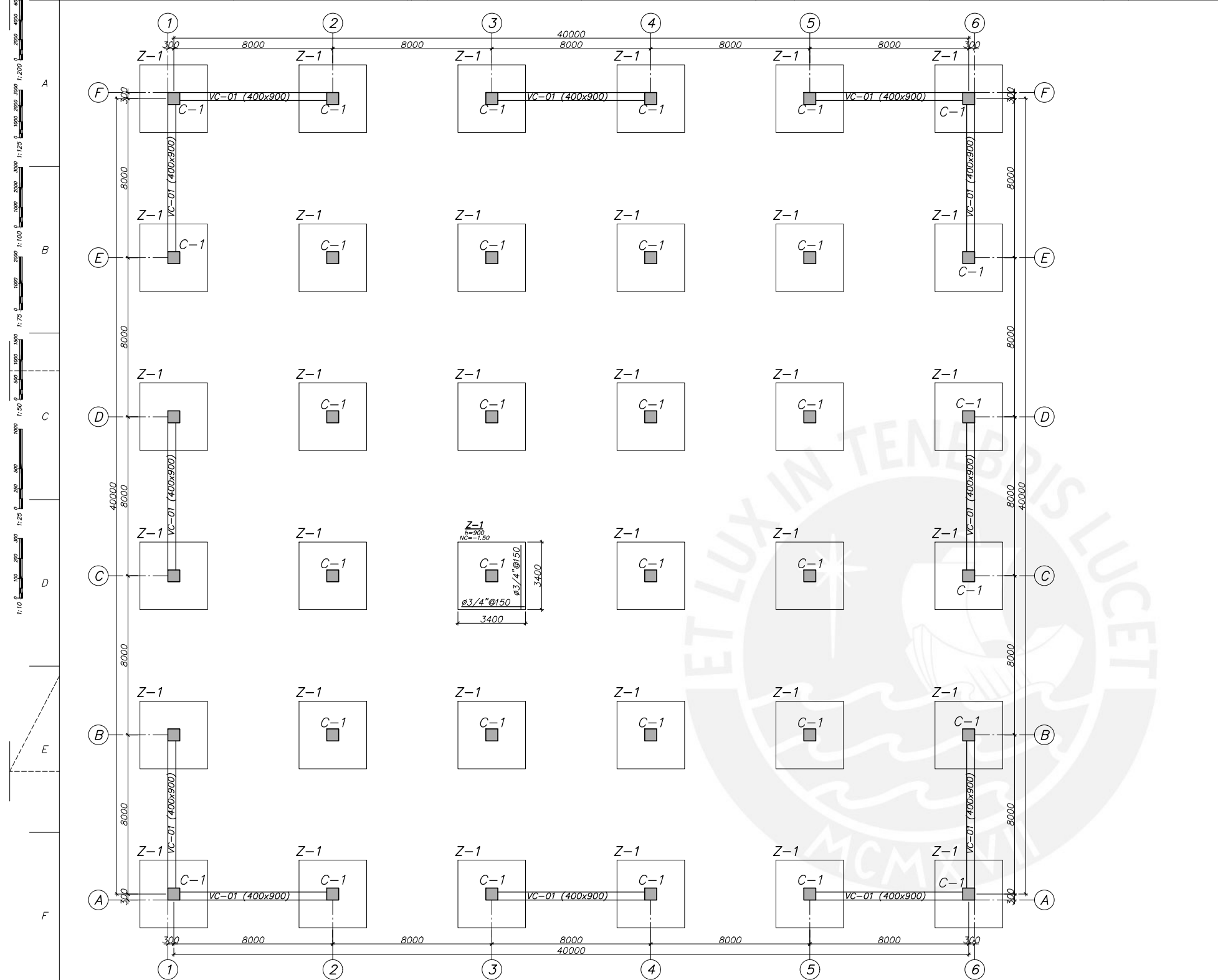
1. La presente información se entrega para fines de desarrollo de la tesis: "PROPUESTA DE UN MÉTODO PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE EDIFICIOS CON DISIPADORES DE ENERGÍA COMO SISTEMA DE PROTECCIÓN EN EL PERÚ".
2. CDV está colaborando con la presente tesis mediante la emisión de costos referenciales de los dispositivos previamente diseñados por el tesista. CDV no asume ninguna responsabilidad por el diseño y las metodologías empleadas en el desarrollo de la misma.
3. El precio de los disipadores es muy sensible con las cantidades que se requieren, el precio variará si se modifican dichas cantidades.
4. Estos precios no son fijos en el tiempo, por lo tanto no podrán ser usados para trabajos académicos posteriores a estas fechas. La actualización de precios muchas veces se da mensualmente.
5. La información presentada es únicamente para fines educativos, no podrá ser usada o tomada como referencia oficial por alguna empresa o entidad, tampoco para el desarrollo de otra investigación. Se prohíbe la difusión cuyo objetivo sea diferente a los fines de la presente tesis.

NOTAS:

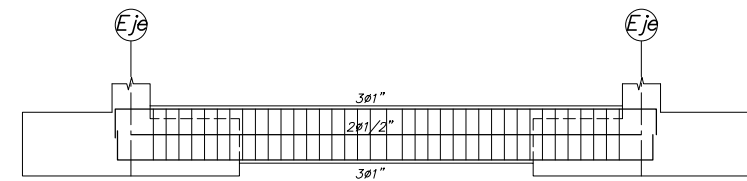
6. Los precios NO incluyen IGV.
7. Precios dados en US\$ dólares USA
8. Disipadores Sísmicos fabricados en su totalidad en EE.UU. por TAYLOR DEVICES INC.

Anexo B: Planos estructurales del sistema estructural básico (SEB) y sistema estructural con disipadores (SED).

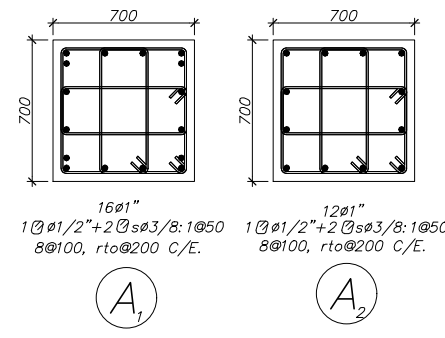




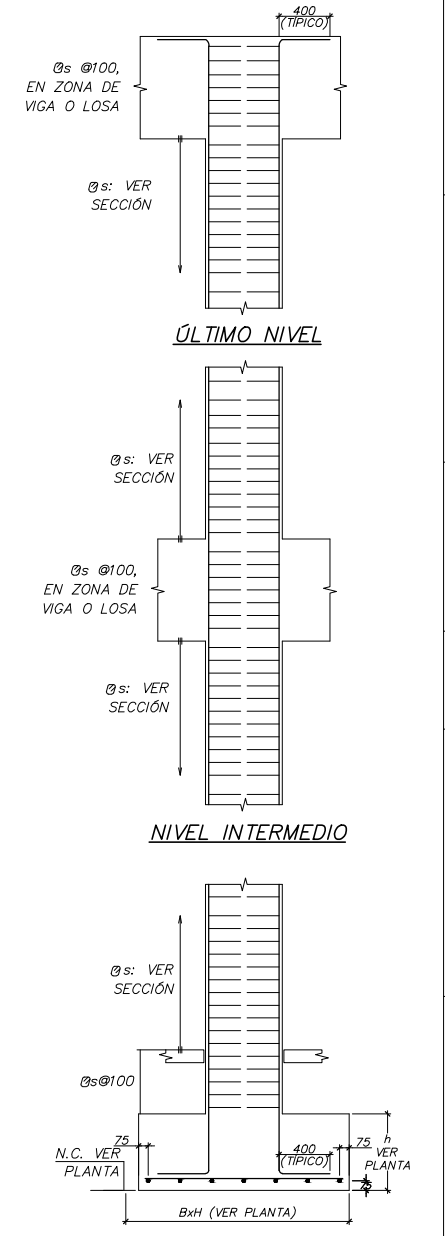
PLANTA DE CIMENTACIÓN ESCALA 1/100



VC-01(400X900) ESCALA 1/50

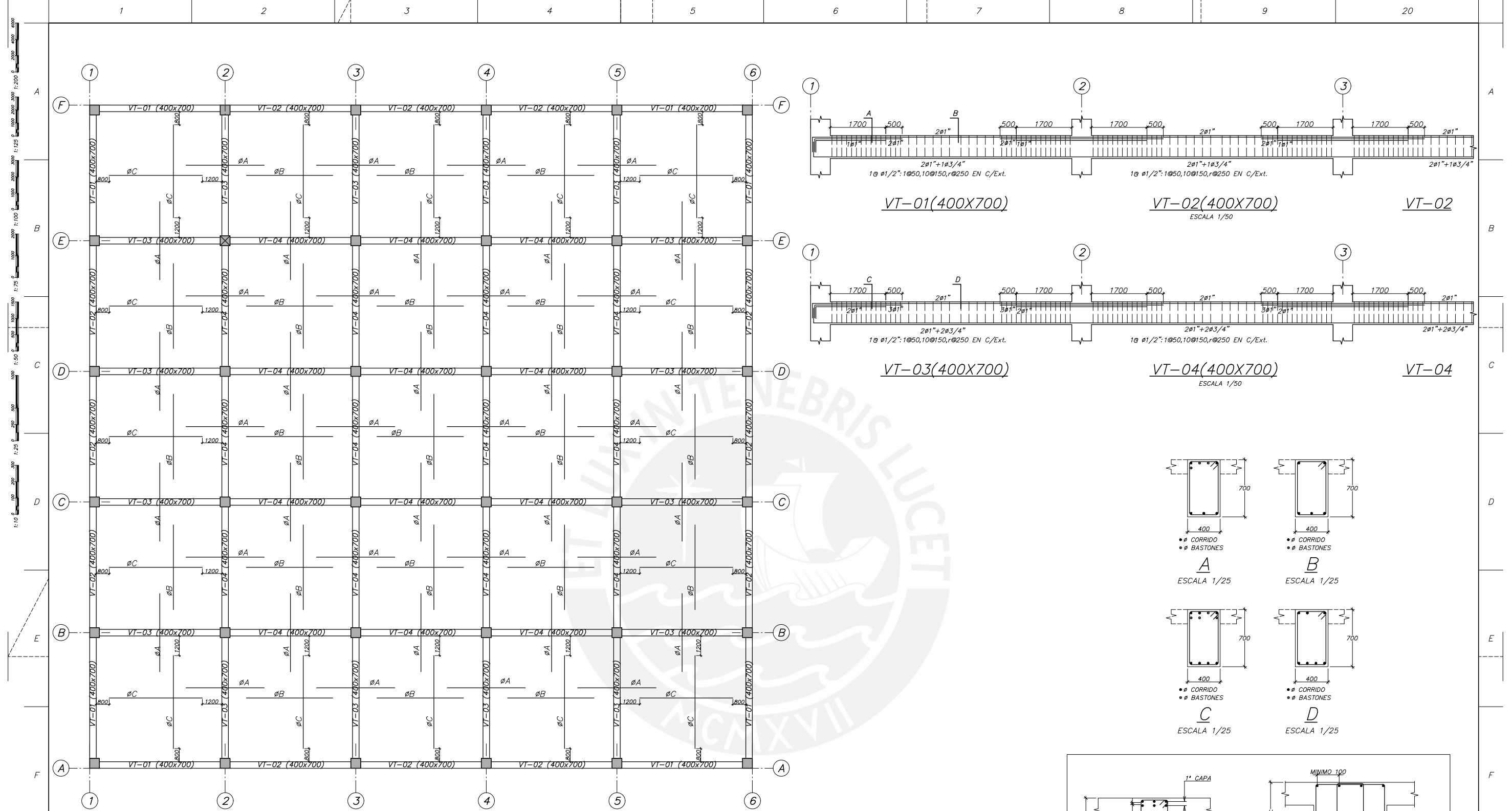


CUADRO DE COLUMNAS	
4° PISO	C-1
3° PISO	
2° PISO	A ₂
1° PISO	A ₁



ELEVACIÓN DE COLUMNA TÍPICA ESCALA 1/25

<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	PROYECTO:	CLÍNICA PRIVADA SISTEMA ESTRUCTURAL CON DISIPADORES	N° PROYECTO:	1001
	PLANO:	PLANTA DE CIMENTACIÓN + COLUMNAS	ESPECIALIDAD:	E
	DISEÑO:	R.A.H.	REVISIÓN:	A.Z.C.
	ESCALA:	INDICADA	FECHA:	10/03/19



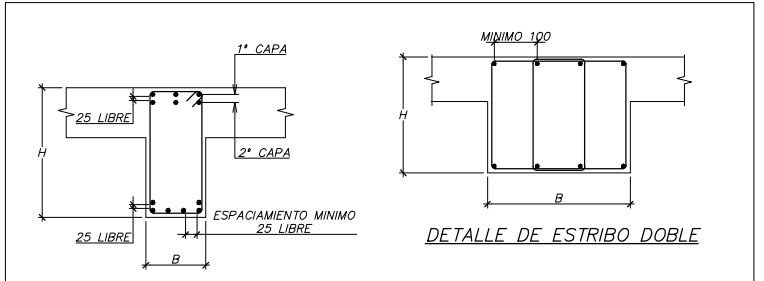
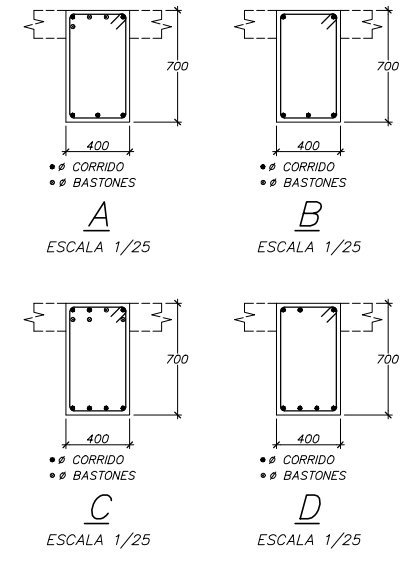
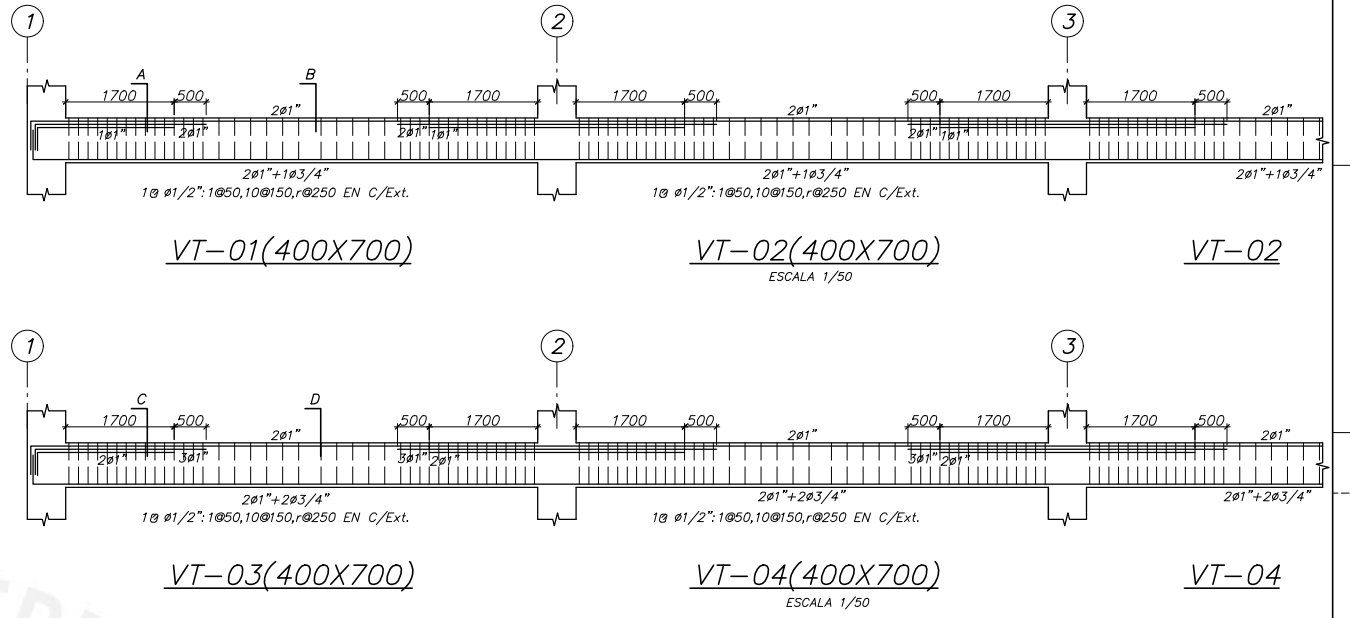
TECHO 1ER AL 3ER PISO (S/C=400 kg/m²) ESCALA 1/100

LOSA MACIZA e=200 mm
 MALLA GENERAL:
 Ø3/8" @ 300 ARRIBA
 Ø3/8" @ 200 ABAJO

ARMADURA ADICIONAL (BASTONES)

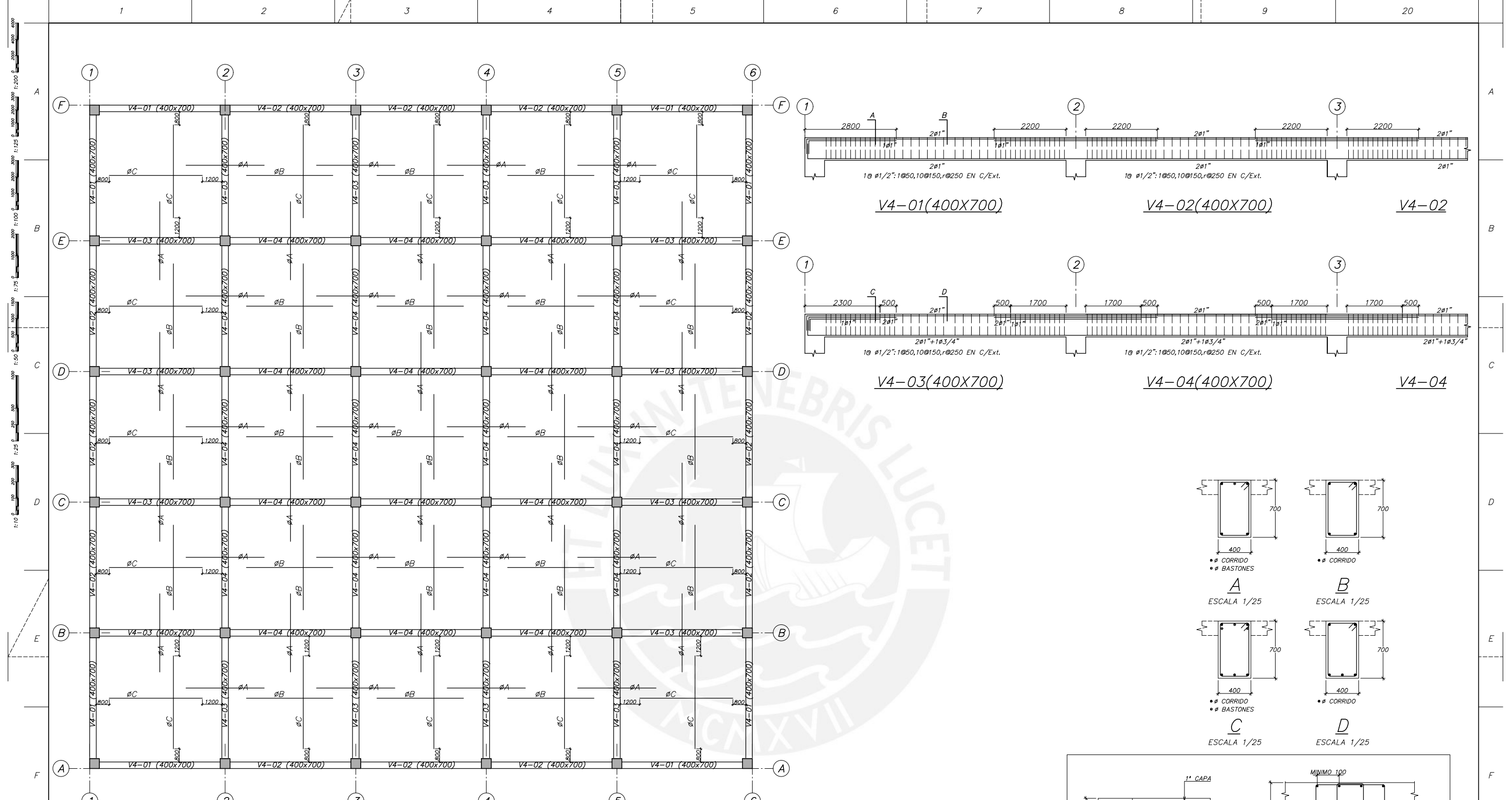
TIPO	REFUERZO	UBICACIÓN	L
ØA	Ø1/2" @ 150	ARRIBA	4500(*)
ØB	Ø3/8" @ 200	ABAJO	5000(*)
ØC	Ø1/2" @ 300	ABAJO	Ver planta

(*) LOS BASTONES DEBERÁN UBICARSE CENTRADO CON RESPECTO A LA VIGA DE APOYO.



NOTA. — LAS ARMADURAS INDICADAS EN LA ELEVACIÓN DE LAS VIGAS SE REFIEREN A UNA CAPA, SIN EMBARGO EN CASO DE SER NECESARIO SE COLOCARÁN EN DOS CAPAS.

DETALLE TÍPICO DE UBICACIÓN TRANSVERSAL DE LA ARMADURA EN VIGAS (B Y H SEGÚN CORTES)

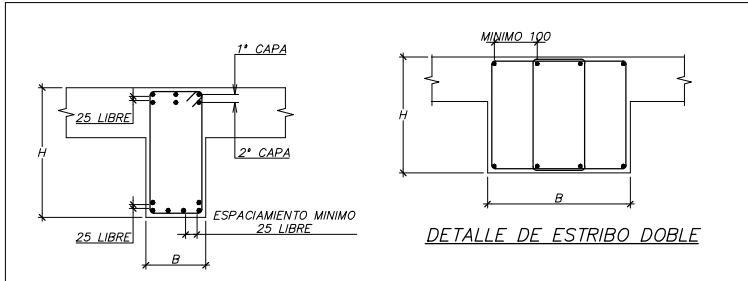
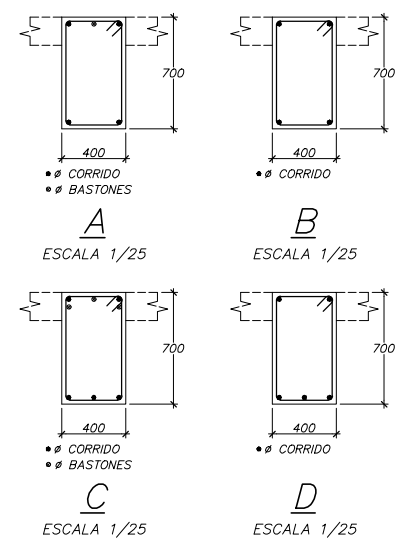
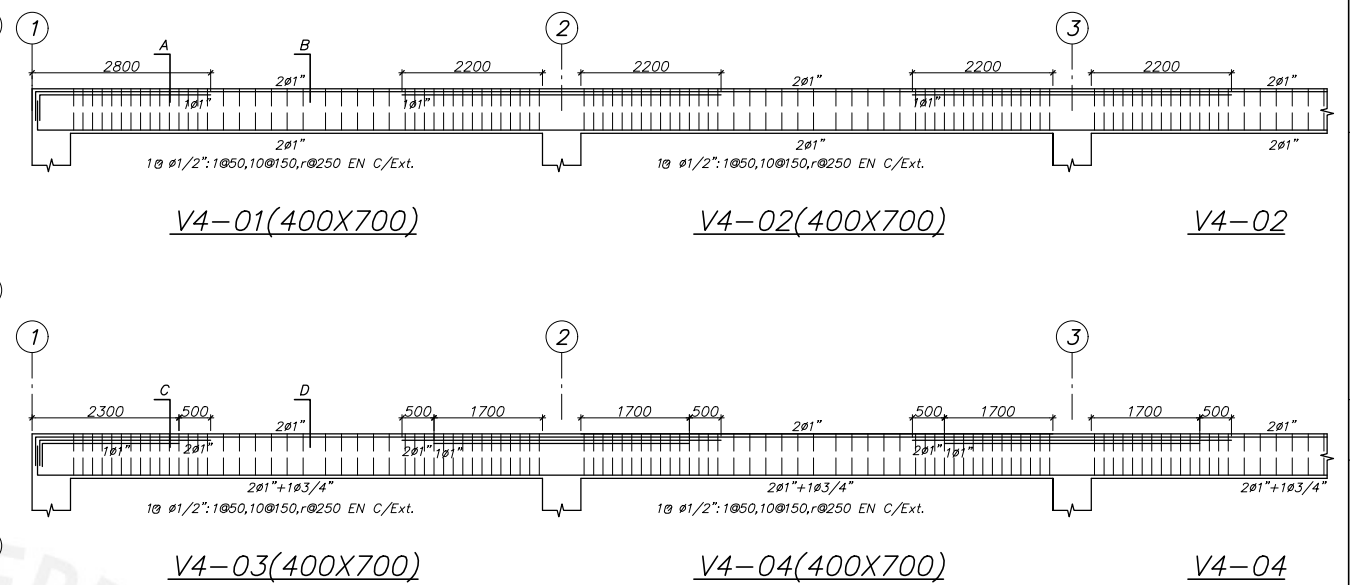


TECHO 4TO PISO (S/C=400 kg/m²) ESCALA 1/100

LOSA MACIZA e=200 mm
 MALLA GENERAL:
 Ø3/8" @300 ARRIBA
 Ø3/8" @200 ABAJO

ARMADURA ADICIONAL (BASTONES)			
TIPO	REFUERZO	UBICACIÓN	L
ØA	Ø1/2" @150	ARRIBA	4500(*)
ØB	Ø3/8" @200	ABAJO	5000(*)
ØC	Ø1/2" @300	ABAJO	Ver planta

(*) LOS BASTONES DEBERÁN UBICARSE CENTRADO CON RESPECTO A LA VIGA DE APOYO.

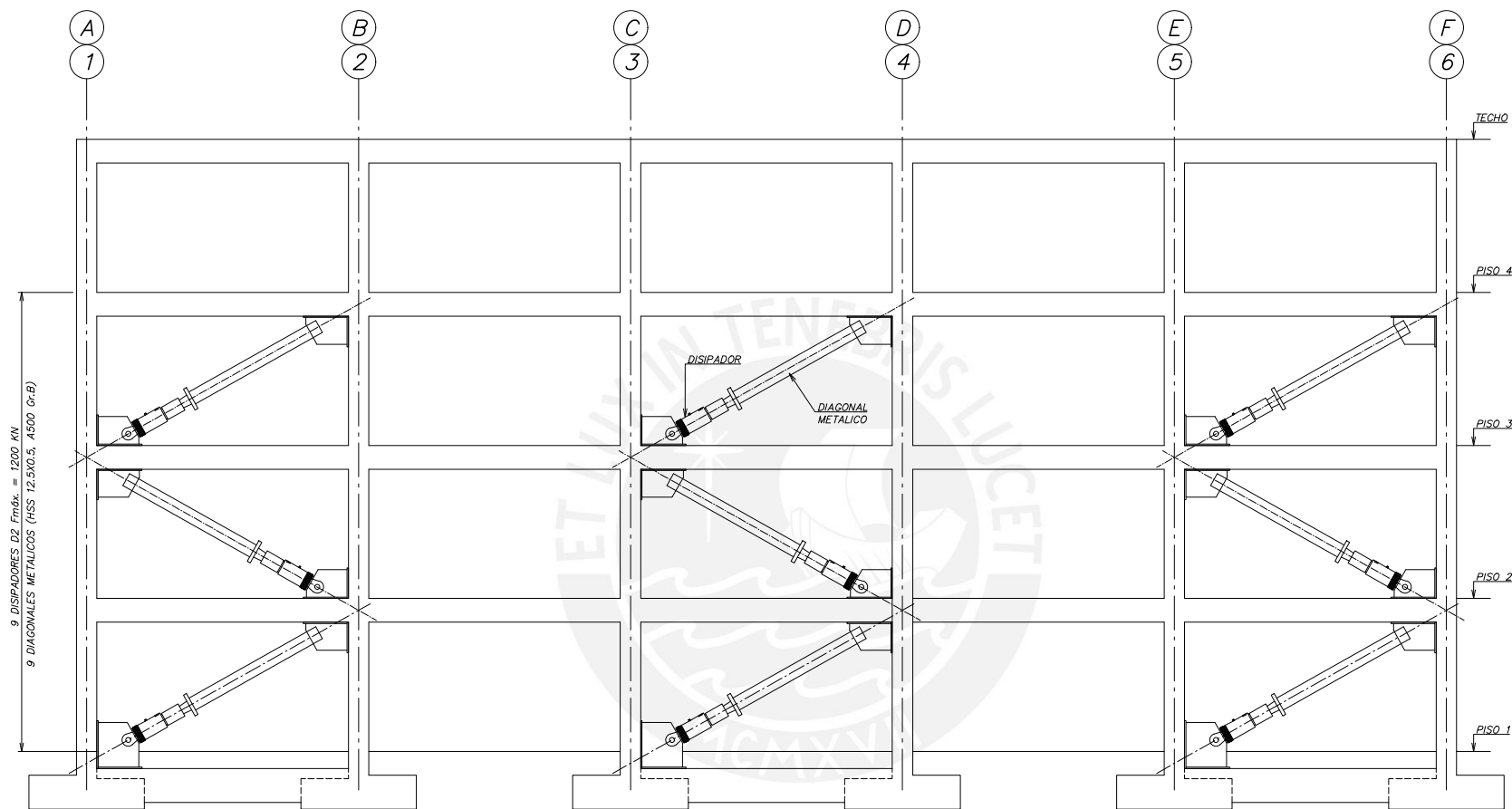


NOTA. — LAS ARMADURAS INDICADAS EN LA ELEVACIÓN DE LAS VIGAS SE REFIEREN A UNA CAPA, SIN EMBARGO EN CASO DE SER NECESARIO SE COLOCARAN EN DOS CAPAS.

DETALLE TÍPICO DE UBICACIÓN TRANSVERSAL DE LA ARMADURA EN VIGAS (B Y H SEGÚN CORTES)

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

	PROYECTO:	CLÍNICA PRIVADA SISTEMA ESTRUCTURAL CON DISIPADORES	N° PROYECTO:	1001
	PLANO:	TECHO 4TO PISO + VIGAS	ESPECIALIDAD:	E
	DISÑO:	R.A.H.	REVISIÓN:	A.Z.C.
	ESCALA:	INDICADA	FECHA:	26/01/19



DISTRIBUCION DE DISIPADORES
EN ELEVACIÓN EJES 1, 6, A y F

ESCALA 1/100



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

PROYECTO:		CLÍNICA PRIVADA SISTEMA ESTRUCTURAL CON DISIPADORES		N° PROYECTO:	1001
PLANO:		ELVACIÓN DE PÓRTICOS CON DISIPADORES		ESPECIALIDAD:	E
DISERÓ:		R.A.H.	REVISIÓN:	A.Z.C.	ESCALA:
				INDICADA	FECHA:
					26/01/16

LAMINA:	ED-04
DE:	4

Anexo C: Análisis y diseño del sistema estructural convencional (SEC)

C.1 Resultados del ADME del SEC

C.1.1 Período de vibrar de la estructura

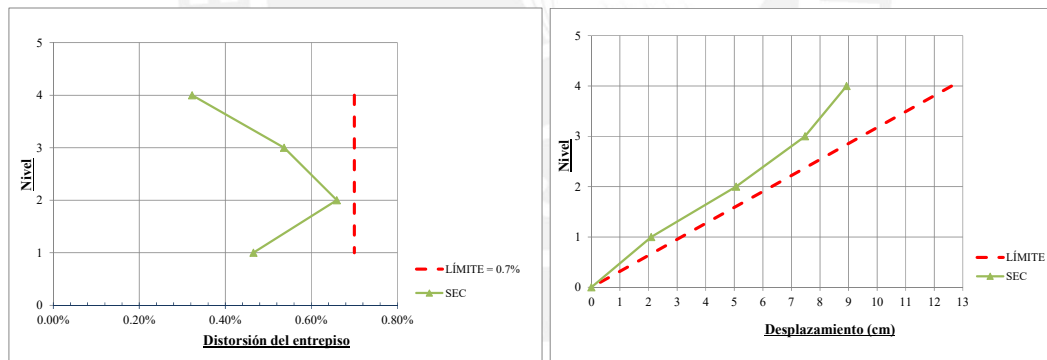
En la tabla C.1 se muestran los períodos fundamentales de la estructura, tanto en la dirección X e Y.

Tabla C.1 Período fundamental de la estructura en la dirección X e Y.

Modo	Período (seg.)		Frecuencia (Hz)		Participación de masa (%)	
	X	Y	X	Y	X	Y
1	0.54	-	1.9	-	81.0	-
2	-	0.54	-	1.9	-	81.0

D.1.2 Control de distorsiones del entrepiso

En la figura C.1 se muestra las distorsiones y desplazamientos obtenidos del análisis. La norma técnica E.030 especifica que para edificios de concreto armado, el límite permisible de distorsión del entrepiso es **0.7%**. Del análisis se ha obtenido una distorsión de **0.66%**, se verifica que el edificio en estudio satisface los requerimientos de desplazamiento establecidos en la norma técnica E.030.



(a)

(b)

Figura C.1 (a) Distorsión de entrepiso y (b) desplazamiento lateral, según norma técnica E.030.

C.2 Cálculo de la fuerza cortante mínima en la base (V)

Según se especifica en la norma E.030, para estructuras regulares, se debe verificar que en cada dirección de análisis, la fuerza cortante en la base del edificio debe ser mayor o igual al 80% del valor de la fuerza cortante basal calculado del análisis estático. El cortante basal estático se estima de acuerdo a la siguiente expresión:

$$V_{\text{estático}} = \frac{ZUCS}{R} * P$$

Debiendo considerarse el siguiente valor mínimo:

$$\frac{C}{R} \geq 0.11$$

De los parámetros sísmicos definidos en el capítulo 5.4.1 y la relación $C/R \geq 0.11$, se obtiene el valor de C igual a 1.85.

El peso de la edificación (P) se obtiene usando el 100% de la carga muerta y el 50% de la carga viva. Para el edificio en estudio el valor de P es igual a 9495.7 t.

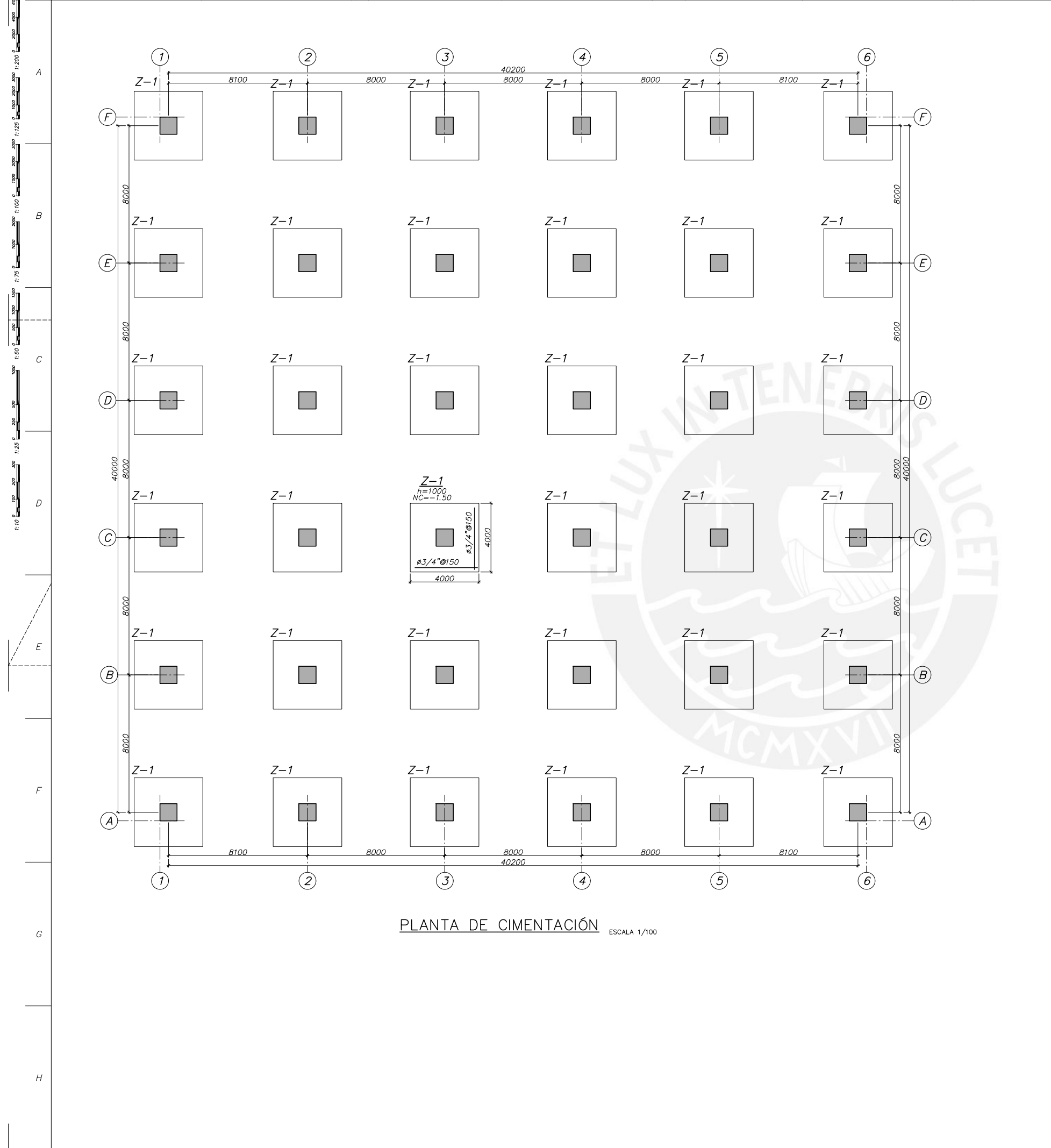
En la tabla C.2 se muestra el valor obtenido para la fuerza cortante mínima en la base (V).

Tabla C.2 Cortante mínima en la base, según norma técnica E.030.

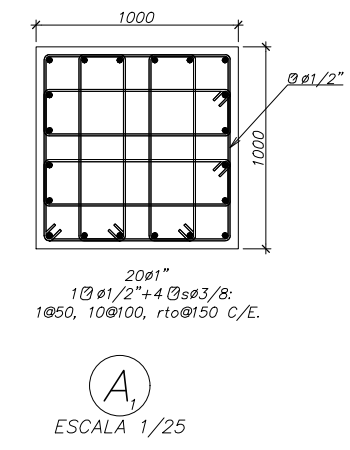
Vestático (KN)	Vdinámico (KN)	80% Vestático (KN)	V (KN)
14538	12213	11631	12213

Anexo D: Planos estructurales del sistema estructural convencional (SEC).

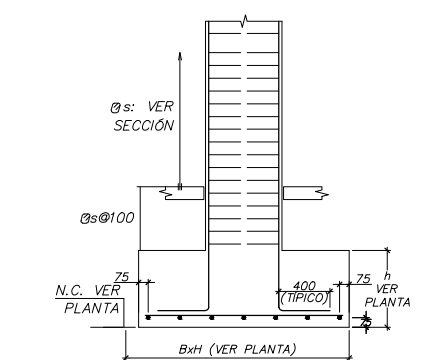
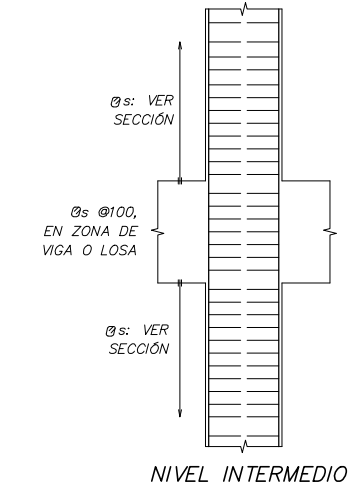
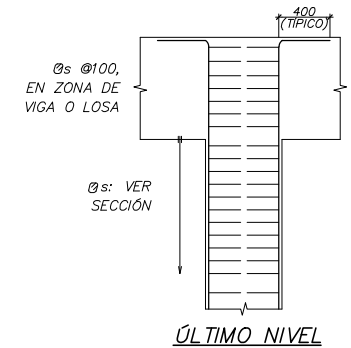




PLANTA DE CIMENTACIÓN ESCALA 1/100

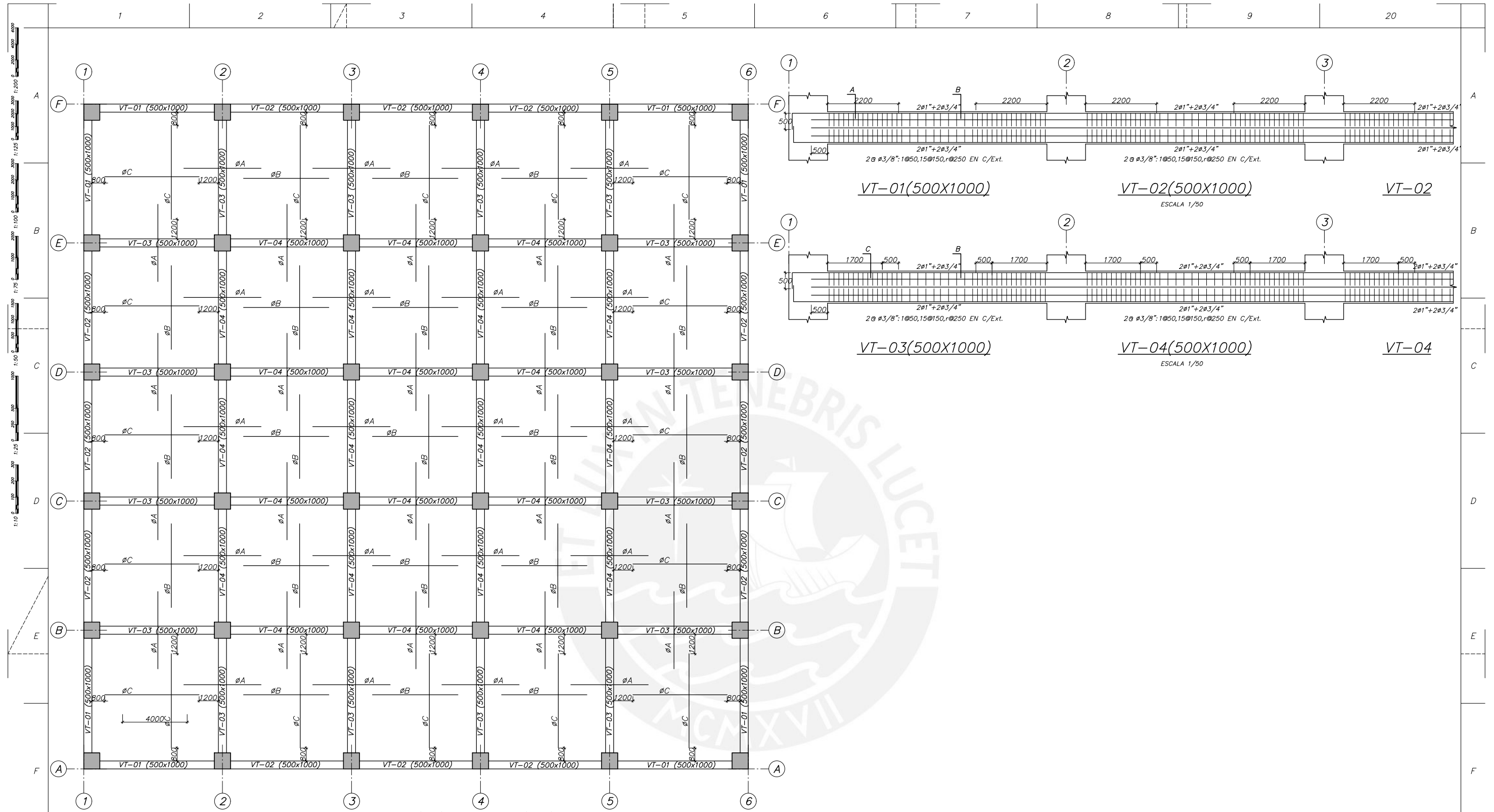


CUADRO DE COLUMNAS	
	C-1
4° PISO	
3° PISO	
2° PISO	
1° PISO	(A ₁)



ESCALA 1/25

<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	PROYECTO: CLÍNICA PRIVADA SISTEMA ESTRUCTURAL CONVENCIONAL ESPECIALIDAD: E	N° PROYECTO: 1001 LAMINA: EC-01
	PLANO: PLANTA DE CIMENTACIÓN + COLUMNAS	DE: 3
	DISEÑO: R.A.H. REVISIÓN: A.Z.C. ESCALA: INDICADA	FECHA: 11/09/19
	1 2 3 4 5 6 7 8 9 20	



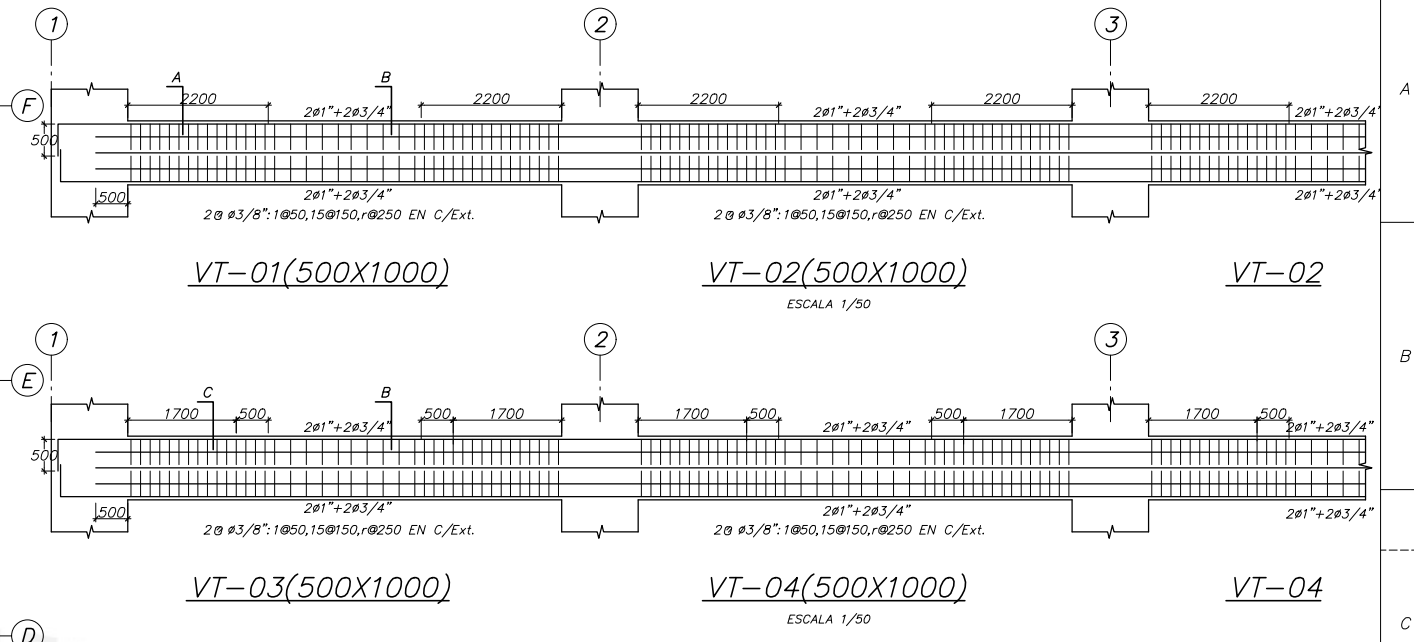
TECHO 1ER Y 2DO PISO (S/C=400 kg/m²) ESCALA 1/100

LOSA MACIZA e=200 mm
 MALLA GENERAL:
 Ø3/8"Ø300 ARRIBA
 Ø3/8"Ø200 ABAJO

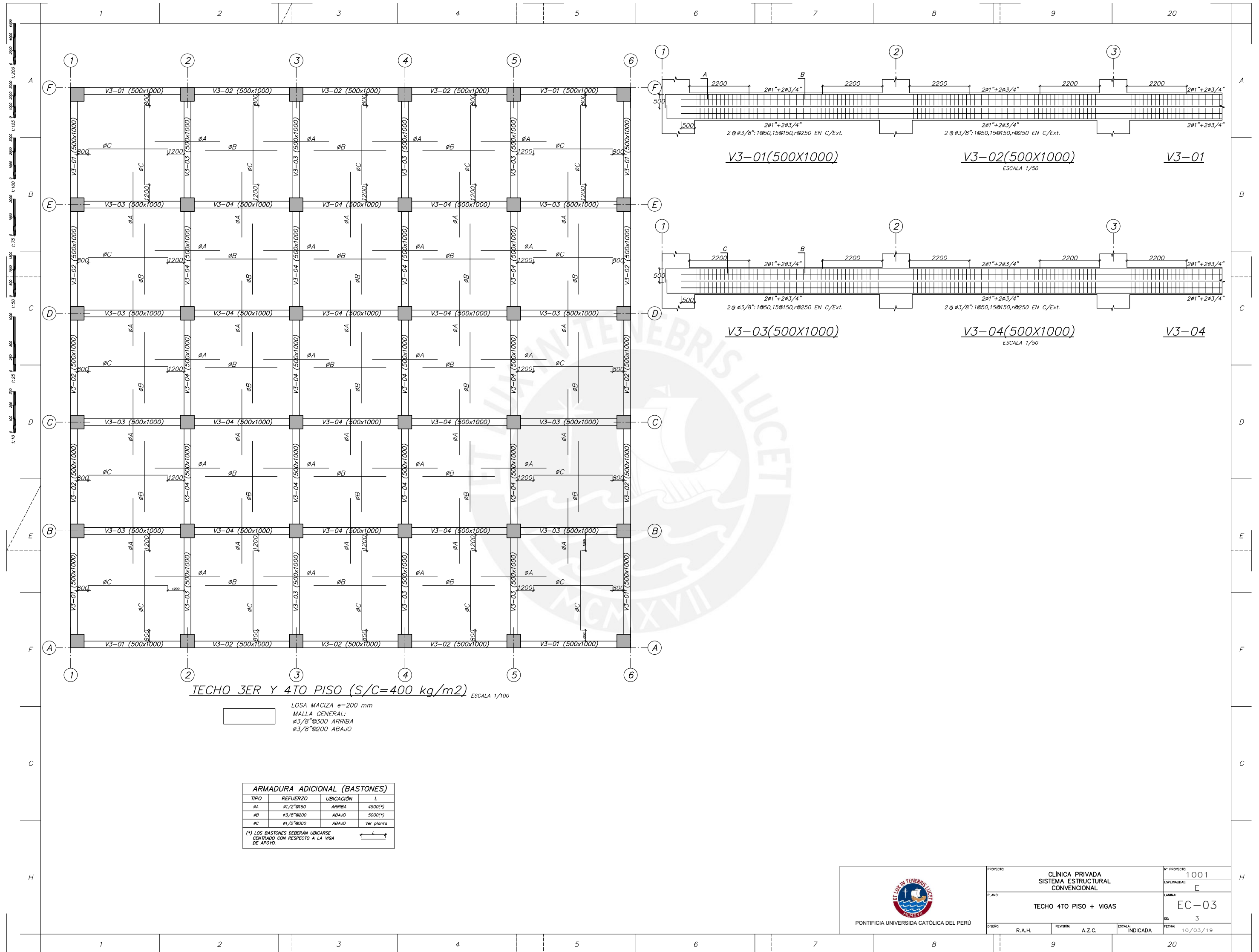
ARMADURA ADICIONAL (BASTONES)

TIPO	REFUERZO	UBICACIÓN	L
ØA	Ø1/2"Ø150	ARRIBA	4500(*)
ØB	Ø3/8"Ø200	ABAJO	5000(*)
ØC	Ø1/2"Ø300	ABAJO	Ver planta

(*) LOS BASTONES DEBERÁN UBICARSE CENTRADO CON RESPECTO A LA VIGA DE APOYO.



<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	PROYECTO:	CLÍNICA PRIVADA SISTEMA ESTRUCTURAL CONVENCIONAL	N° PROYECTO:	1001
	PLANO:	TECHO 1ER Y 2DO PISO + VIGAS	ESPECIALIDAD:	E
	DISÑO:	R.A.H.	REVISIÓN:	A.Z.C.
	ESCALA:	INDICADA	FECHA:	10/03/19




TECHO 3ER Y 4TO PISO (S/C=400 kg/m²) ESCALA 1/100

LOSA MACIZA e=200 mm
 MALLA GENERAL:
 ø3/8" @ 300 ARRIBA
 ø3/8" @ 200 ABAJO

ARMADURA ADICIONAL (BASTONES)			
TIPO	REFUERZO	UBICACIÓN	L
øA	ø1/2" @ 150	ARRIBA	4500(*)
øB	ø3/8" @ 200	ABAJO	5000(*)
øC	ø1/2" @ 300	ABAJO	Ver planta

(*) LOS BASTONES DEBERÁN UBICARSE CENTRADO CON RESPECTO A LA VIGA DE APOYO.



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

PROYECTO: CLÍNICA PRIVADA SISTEMA ESTRUCTURAL CONVENCIONAL

PLANO: TECHO 4TO PISO + VIGAS

DISEÑO: R.A.H. REVISIÓN: A.Z.C. ESCALA: INDICADA

N° PROYECTO: 1001

ESPECIALIDAD: E

LAMINA: EC-03

FECHA: 10/03/19