

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

ESCUELA DE POSGRADO



**“DISEÑO COMPARATIVO DE EDIFICACIÓN DE 7 PISOS CON AISLAMIENTO
DE BASE UTILIZANDO ACERO GRADO 60 y 75”**

TESIS PARA OPTAR EL GRADO ACADÉMICO DE MAGÍSTER EN INGENIERÍA
CIVIL

AUTOR

FERNANDO UBALDO ENCISO MIRANDA

ASESOR

Mag. Ing. DANIEL ROBERTO QUIUN WONG

Mayo 2021

RESUMEN

El Perú está ubicado en el conocido cinturón de fuego, donde interactúan la placa de nazca bajo la sudamericana, el mismo que se desarrolla con una velocidad promedio de 7-8 cm/año (DeMets et al, 1980; Norabuena et al, 1999), por lo que estamos expuestos a movimientos tectónicos importantes con periodos de recurrencia cortos, terremotos que han causado muchas muertes e ingentes pérdidas económicas; Arequipa está ubicada en una zona sísmica.

Debido a esta amenaza sísmica es que la innovación tecnológica estructural propone la protección sísmica de las estructuras a través de dispositivos pasivos como aisladores y disipadores de energía visco elásticos, de fricción o metálicos. Estos permiten que las estructuras tengan un mejor comportamiento estructural, desacoplando la estructura del suelo con estos dispositivos reduciendo drásticamente el movimiento sísmico en la superestructura, pudiendo ser imperceptible por los usuarios, mejorando su funcionalidad y operatividad de la edificación postsismo; sin embargo, se tiene un incremento en el costo comparado con un diseño tradicional. Al no tener mucha demanda sísmica la superestructura, se puede utilizar aceros de alta resistencia para reducir secciones de concreto y minimizar densidades de acero pudiendo tener intersecciones de acero (nudos) con poca interferencia.

En la tesis se utiliza aisladores LRB (goma con núcleo de plomo) para una edificación de 7 pisos regular en planta y elevación, con una relación de esbeltez de 2, presentando dos estructuraciones dual y aporticada. Comparamos sus características estructurales de las edificaciones para un diseño convencional y luego de proponer el sistema de aislamiento con 2 tipos de dispositivos LRB para cada estructuración se diseña la propuesta de edificación aislada con estructuración dual con acero de construcción grado 60 y la edificación aporticada con acero grado 75. Se realiza una comparación de metrados y presupuesto de partidas de estructuras para las 2 estructuraciones con cantidades de acero y concreto en columnas y vigas.

Se concluye que es conveniente estructurar las edificaciones aisladas aporticadas y utilizar acero grado 75 u 80 sin incrementar sustancialmente el costo de una edificación aislada.

SUMMARY

Peru is located in the well-known belt of fire, where the Nazca plate under the South American plate interacts, the same one that develops with an average speed of 7-8 cm / year (DeMets et al, 1980; Norabuena et al, 1999), so we are exposed to important tectonic movements with short repetition periods, earthquakes that have caused many deaths and huge economic losses; Arequipa is located in a seismic zone.

Due to this seismic threat, the structural technological innovation proposes the seismic protection of structures through passive devices such as insulators and visco-elastic, friction or metallic energy dissipators. These devices allow the structures to have a better structural behavior, decoupling the structure from the ground with these devices, drastically reducing the seismic movement in the superstructure, which can be imperceptible by users, improving its functionality and operability of the post-earthquake building; however, there is an increase in cost compared to a traditional design. As the superstructure does not have much seismic demand, high-strength steels can be used to reduce concrete sections and minimize steel densities, being able to have steel intersections (knots) with little interference.

In the thesis, LRB insulators (lead core rubber) are used for a building of 7 levels with regular plan and elevation, with a slenderness ratio of 2, presenting two dual and porticoed structures. We compare the structural characteristics of the buildings for a conventional design and after proposing the insulation system with 2 types of LRB devices for each structuring, the isolated building proposal is designed with dual structuring with 60-degree construction steel and the building provided with 75-degree steel. A comparison of metrics and budget of structure items is made for the 2 structures with quantities of steel and concrete in columns and beams.

It is concluded that it is convenient to structure the porched isolated buildings and use 75 or 80-degree steel without substantially increasing the cost of an isolated building.

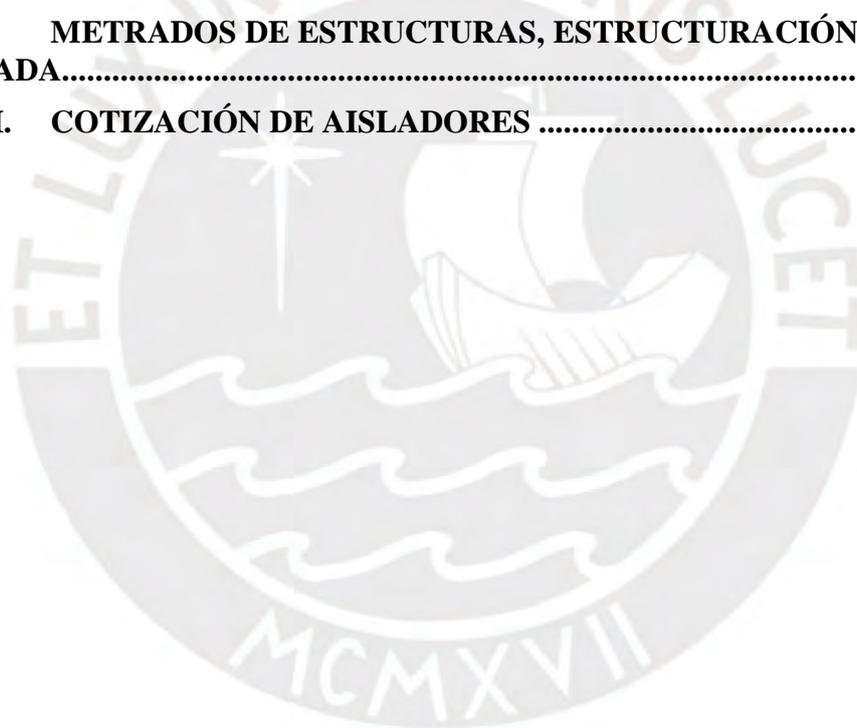
ÍNDICE

RESUMEN	1
SUMMARY	2
ÍNDICE.....	3
LISTA DE TABLAS	7
LISTA DE FIGURAS	10
CAPÍTULO 1: PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO.....	14
1.1. INTRODUCCIÓN	14
1.2. OBJETIVOS Y ALCANCE	16
1.3. METODOLOGÍA	16
1.4. ORGANIZACIÓN DE LA TESIS	17
CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO	19
2.1. DISEÑO DE EDIFICACIONES.....	19
2.1.1. RESEÑA HISTORICA.....	19
2.1.2. HECHOS HISTÓRICOS	21
2.1.3. ACEROS DE ALTA RESISTENCIA	21
2.1.4. ACERO GRADO 60 y 75	23
2.2. SISTEMAS DE AISLAMIENTO DE BASE.....	24
2.3. AISLADORES ELASTOMÉRICOS.....	26
2.3.1. AISLADORES ELASTOMÉRICOS DE NÚCLEO DE PLOMO (LRB).	26
2.4. NORMATIVA Y CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO	
ESTRUCTURAL.....	28
2.4.1. NORMA E.030 “DISEÑO SISMORRESISTENTE” (2016 y 2018)	28
2.4.2. NORMA E.031 “AISLAMIENTO SÍSMICO” Y ESTÁNDAR ASCE/SEI 7-16,	
CAPÍTULO 17.	30
2.4.2.1. <i>Requerimientos generales de diseño.....</i>	<i>31</i>
2.4.2.2. <i>Propiedades del sistema de aislamiento, límites superior e inferior.....</i>	<i>33</i>
2.4.2.3. <i>Criterios para el movimiento sísmico del suelo.....</i>	<i>34</i>
2.4.2.4. <i>Procedimientos de análisis. Norma E.031.....</i>	<i>35</i>
2.4.2.5. <i>Procedimiento de FEE o fuerza lateral equivalente.</i>	<i>37</i>
2.4.2.6. <i>Análisis dinámico espectral.....</i>	<i>39</i>
CAPÍTULO 3: ANÁLISIS ESTRUCTURAL	41
3.1. CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO	41
3.2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO.....	43
3.2.1. Cargas y combinaciones de cargas consideradas para la edificación empotrada en la	
cimentación. 44	
3.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES PARA	
PRIMERA ESTRUCTURACIÓN, DUAL.....	44
3.3.1.1. <i>Losas.....</i>	<i>45</i>
3.3.1.2. <i>Vigas estructurales.....</i>	<i>45</i>
3.3.1.3. <i>Columnas estructurales.....</i>	<i>45</i>
3.3.1.4. <i>Muros de corte.....</i>	<i>46</i>
3.3.1.5. <i>Escalera.....</i>	<i>46</i>

3.4. METRADO MANUAL DE CARGAS POR GRAVEDAD.....	47
3.5. MODELAMIENTO COMPUTACIONAL DE LA ESTRUCTURA CON BASE FIJA PARA PRIMERA ESTRUCTURACIÓN. SISTEMA DUAL.	48
3.5.1. ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL.....	48
3.5.2. FUERZAS POR PISO Y PESO SÍSMICO.....	49
3.5.3. ACELERACIONES, DESPLAZAMIENTOS Y CORTANTES DE PISO EN ESTRUCTURA CON BASE FIJA PARA PRIMERA ESTRUCTURACIÓN.....	50
3.6. DISEÑO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO CON PRIMERA ESTRUCTURACIÓN. DISEÑO CON ACERO GRADO 60.....	52
3.6.1. INCLUSIÓN DEL PISO TÉCNICO Y PROPUESTA DE UBICACIÓN DE AISLADORES.....	52
3.6.2. DISEÑO ESTÁTICO PARA AISLAMIENTO PROPUESTO.....	54
3.6.2.1. <i>Propiedades de la estructura y espectro de diseño requerido.</i>	54
3.6.3. MODELAMIENTO COMPUTACIONAL DE ESTRUCTURA AISLADA PARA PRIMERA ESTRUCTURACIÓN. DUAL.....	59
3.6.3.1. <i>Desplazamientos totales máximos.</i>	62
3.6.3.2. <i>Aceleraciones de piso.</i>	63
3.6.4. VERIFICACIONES PARA AISLADORES.....	63
3.6.4.1. <i>Verificación de carga axial en aisladores.</i>	64
3.6.4.2. <i>Verificación por carga de viento.</i>	66
3.7. CÁLCULO DE LAS FUERZAS DE DISEÑO PARA PRIMERA ESTRUCTURACIÓN. DUAL.....	67
3.7.1. FUERZAS LATERALES PARA LA SUBESTRUCTURA Y SISTEMA DE AISLACIÓN, PRIMERA ESTRUCTURACIÓN.....	67
3.7.2. FUERZA CORTANTE PARA LA SUPERESTRUCTURA DUAL.....	68
3.7.2.1. <i>Valores mínimos de la cortante para la superestructura.</i>	68
3.7.2.2. <i>Distribución vertical de la fuerza sísmica.</i>	69
3.8. PROPUESTA SEGUNDA ESTRUCTURACIÓN, ESTRUCTURA PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO PARA DISEÑO CON ACERO GRADO 75.....	71
3.8.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	72
3.8.1.1. <i>Losas.</i>	72
3.8.1.2. <i>Vigas estructurales.</i>	72
3.8.1.3. <i>Columnas estructurales.</i>	73
3.8.1.4. <i>Escalera.</i>	73
3.8.2. METRADO MANUAL DE CARGAS GRAVITACIONALES.....	73
3.8.3. MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA CON BASE FIJA PARA LA SEGUNDA ESTRUCTURACIÓN. PÓRTICOS.....	74
3.8.3.1. <i>Análisis dinámico modal espectral.</i>	74
3.8.3.2. <i>Fuerzas sísmicas por peso sísmico.</i>	75
3.8.3.3. <i>Aceleraciones, desplazamientos y cortantes de piso en estructura con base fija.</i>	75
3.8.4. DISEÑO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO DE LA PROPUESTA CON PÓRTICOS PARA DISEÑO CON ACERO GRADO 75.....	78
3.8.4.1. <i>Inclusión del piso técnico y propuesta de ubicación de aisladores.</i>	78
3.8.4.2. <i>Diseño estático para aislamiento propuesto.</i>	79
3.8.5. MODELAMIENTO ESTRUCTURAL CON PÓRTICOS PARA DISEÑO CON ACERO DE REFUERZO GRADO 75, AISLADA.....	82
3.8.5.1. <i>Desplazamientos totales máximos.</i>	83
3.8.5.2. <i>Aceleraciones de piso.</i>	84

3.8.6.	VERIFICACIONES PARA AISLADORES.....	85
3.8.6.1.	<i>Verificación por máxima deformación.....</i>	<i>85</i>
3.8.6.2.	<i>Verificación por estabilidad al pandeo.....</i>	<i>85</i>
3.8.6.3.	<i>Verificación por volteo.....</i>	<i>85</i>
3.8.6.4.	<i>Verificación de carga axial en aisladores.....</i>	<i>85</i>
3.8.7.	CÁLCULO DE LAS FUERZAS DE PISO PARA PROPUESTA DE PÓRTICOS, DISEÑO CON ACERO DE REFUERZO GRADO 75.....	87
3.8.7.1.	<i>Fuerzas de diseño para la subestructura y sistema de aislamiento.....</i>	<i>88</i>
3.8.8.	FUERZA CORTANTE PARA LA SUPERESTRUCTURA DE PÓRTICOS PARA DISEÑO CON ACERO GRADO 75.....	88
3.8.8.1.	<i>Valores mínimos de la cortante para la superestructura.....</i>	<i>88</i>
3.8.8.2.	<i>Distribución vertical de la fuerza.....</i>	<i>90</i>
CAPÍTULO 4: COMPARACIÓN ESTRUCTURAL.....		92
4.1.	COMPARACIONES GENERALES.....	93
4.2.	PRIMERA ESTRUCTURACIÓN, DUAL, PARA DISEÑO CON ACERO GRADO 60.....	94
4.2.1.	DESPLAZAMIENTOS.....	94
4.2.2.	DERIVAS DE PISO.....	95
4.2.3.	ACELERACIONES DE PISO.....	96
4.2.4.	FUERZAS DE PISO.....	96
4.3.	SEGUNDA ESTRUCTURACIÓN, APORTICADA, PARA DISEÑO CON ACERO GRADO 75.....	98
4.3.1.	DESPLAZAMIENTOS.....	98
4.3.2.	DERIVAS DE PISO.....	99
4.3.3.	ACELERACIONES DE PISO.....	100
4.3.4.	FUERZAS DE PISO.....	101
4.4.	COMPARACIÓN DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO.....	102
4.4.1.	AISLADORES EN ESTRUCTURACIÓN DUAL.....	102
4.4.2.	AISLADORES EN ESTRUCTURACIÓN APORTICADA.....	103
CAPÍTULO 5: DISEÑO ESTRUCTURAL.....		106
5.1.	SOLICITACIONES Y COMBINACIONES DE CARGA.....	106
5.2.	EDIFICACIÓN DUAL PARA DISEÑO CON ACERO GRADO 60.....	106
5.2.1.	VIGAS DE SUPERESTRUCTURA.....	106
5.2.2.	COLUMNAS SUPERESTRUCTURA, ESTRUCTURACIÓN DUAL.....	110
5.2.3.	PLACAS ESTRUCTURALES.....	115
5.3.	DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICACIÓN APORTICADA CON ACERO GRADO 75.....	119
5.3.1.	VIGAS SUPERESTRUCTURA.....	119
5.3.2.	COLUMNAS SUPERESTRUCTURA.....	122
CAPÍTULO 6: ANÁLISIS COMPARATIVO DE METRADOS Y PRESUPUESTO 130		
6.1.	PLANOS ESTRUCTURALES.....	130
6.2.	METRADOS.....	130
6.2.1.	ESTRUCTURA DUAL, DISEÑO CON ACERO GRADO 60.....	131
6.2.2.	ESTRUCTURA APORTICADA, DISEÑO CON ACERO GRADO 75.....	131

CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	134
BIBLIOGRAFIA.....	136
ANEXOS.....	138
ANEXO I. ANÁLISIS Y DISEÑO DE AISLADORES DE BASE LRB.	138
A01. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS CON AISLADORES DE BASE 138	
ANEXO II. CUADROS COMPARATIVOS DEL ANÁLISIS SISMICO.	150
A02. COMPARACIÓN DE ESTRUCTURACIONES.....	150
ANEXO III. DISEÑO DE SUBESTRUCTURA: ESTRUCTURACIÓN DUAL ..	156
A03. ELEMENTOS ESTRUCTURALES CONCRETO ARMADO SUBESTRUCTURA 156	
ANEXO IV. PLANOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL.....	162
A04 A.EDIFICACIÓN DUAL, DISEÑO CON ACERO GRADO 60.....	162
A04 B.EDIFICACIÓN APORTICADA, DISEÑO CON ACERO GRADO 75.....	164
ANEXO V. METRADOS DE ESTRUCTURAS, ESTRUCTURACIÓN DUAL Y APORTICADA.....	168
ANEXO VI. COTIZACIÓN DE AISLADORES	179



LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1.	Aceleración PGA para suelo rígido	29
Tabla 2.2.	Propiedades para distintos perfiles de suelo	29
Tabla 2.3.	Factores de amplificación del suelo por perfil de suelo	29
Tabla 2.4.	Periodos T_p y T_L para cada perfil de suelo	29
Tabla 2.5.	Desempeño esperado. Estándar ASCE 7-16, Página 729.....	30
Tabla 2.6.	Irregularidades estructurales según ASCE 7-16, resumen de tablas 12.3-1 y 12.3-2.....	31
Tabla 2.7.	Regularidad estructural permitida por la norma E.031.	31
Tabla 2.8.	Factores λ para fabricantes desconocidos.....	34
Tabla 2.9.	Factores λ para fabricantes calificados.....	34
Tabla 2.10.	Factores de amortiguamiento, B_M	35
Tabla 3.1.	Secciones de vigas estructurales.....	45
Tabla 3.2.	Cargas por peso propio en piso típico.....	47
Tabla 3.3.	Cargas por área y sísmica resultante.....	48
Tabla 3.4.	Resultados de ratios de masa participativa en estructura de base fija.	49
Tabla 3.5.	Resultados por peso sísmico del edificio.	50
Tabla 3.6.	Parámetros sísmicos para estructura con base fija.	50
Tabla 3.7.	Aceleraciones de piso de estructura con base fija, dirección X-X.	51
Tabla 3.8.	Aceleraciones de piso de estructura con base fija, dirección Y-Y.	51
Tabla 3.9.	Desplazamientos y derivas por sismo X-X en estructura con base fija.	51
Tabla 3.10.	Desplazamientos por sismo Y-Y en estructura con base fija.....	51
Tabla 3.11.	Fuerzas por piso para estructura con base fija, sismo X-X y sismo Y-Y.	52
Tabla 3.12.	Peso sísmico recibido por cada aislador.....	54
Tabla 3.13.	Características de la estructura requeridas para diseño de aisladores.....	55
Tabla 3.14.	Propiedades para los aisladores LRB.....	55
Tabla 3.15.	Diseño de aisladores propuestos.....	56
Tabla 3.16.	Parámetros nominales de aisladores propuestos.	57
Tabla 3.17.	Límite superior de las propiedades de los aisladores propuestos.....	58
Tabla 3.18.	Límite inferior de las propiedades de los aisladores propuestos.....	58
Tabla 3.19.	Resultados de periodos y masa participativa para límite superior.	61
Tabla 3.20.	Resultados de periodos y masa participativa para propiedades nominales.....	61
Tabla 3.21.	Resultados de periodos y masa participativa para límite inferior.	61
Tabla 3.22.	Desplazamientos para el sismo MCE en dirección X-X.	62
Tabla 3.23.	Desplazamientos para el sismo MCE en dirección Y-Y.	62
Tabla 3.24.	Aceleraciones de piso para sistema dual, sismo X-X.....	63
Tabla 3.25.	Aceleraciones de piso para sistema dual, sismo Y-Y.....	63
Tabla 3.26.	Verificación por máxima deformación en aisladores.....	63
Tabla 3.27.	Verificación por estabilidad en aisladores.....	64
Tabla 3.28.	Verificación por volteo en aisladores.....	64
Tabla 3.29.	Carga axial máxima en compresión.....	64
Tabla 3.30.	Carga máxima a tracción por tipo de aislador.	64
Tabla 3.31.	Carga máxima a compresión para sismo MCE X-X.....	65
Tabla 3.32.	Carga máxima a compresión para sismo MCE Y-Y.....	65
Tabla 3.33.	Cargas mínimas en aisladores para sismo MCE X-X.	66
Tabla 3.34.	Cargas mínimas en aisladores para sismo MCE Y-Y.	66
Tabla 3.35.	Mínima fuerza de activación del sistema	67
Tabla 3.36.	Fuerza de viento en la estructura aislada.....	67
Tabla 3.37.	Fuerzas V_b de acuerdo a límites de propiedades.	68
Tabla 3.38.	Cortante V_s de acuerdo a límites de propiedades.	68
Tabla 3.39.	Cálculo de V_{s1} para los límites de propiedades.	68
Tabla 3.40.	Cálculo de V_{s2} para los límites de propiedades. Fuerza de Viento.....	69
Tabla 3.41.	Fuerza de activación del sistema para 1.5 veces las propiedades nominales.....	69
Tabla 3.42.	Cálculo de V_{s3} para los límites de propiedades.	69

Tabla 3.43.	Cálculo de V_s a utilizar.....	69
Tabla 3.44.	Cálculo de coeficientes para distribución vertical de fuerzas de diseño por piso.	70
Tabla 3.45.	Cálculo de fuerzas de diseño por piso por el método de fuerza lateral equivalente para el límite superior de propiedades, Sismo en dirección X-X.....	70
Tabla 3.46.	Cálculo de fuerzas de diseño por piso por el método de fuerza lateral equivalente para el límite superior de propiedades, Sismo en dirección Y-Y.....	70
Tabla 3.47.	Cálculo de fuerzas por piso con el software CSI ETABS para el límite superior de propiedades en dirección X-X y Y-Y.....	71
Tabla 3.48.	Envolvente de fuerzas de diseño por piso en dirección X-X y Y-Y.	71
Tabla 3.49.	Secciones de vigas estructurales, propuesta pórticos.	73
Tabla 3.50.	Cargas por peso propio en piso típico.	73
Tabla 3.51.	Cargas por área y sísmica resultante.....	74
Tabla 3.52.	Ratios de masa participativa para propuesta estructural con pórticos.	74
Tabla 3.53.	Peso sísmico de edificación aporticada.....	75
Tabla 3.54.	Parámetros sísmicos para estructura con base fija.	76
Tabla 3.55.	Aceleraciones de piso de estructura con base fija, dirección X-X.	76
Tabla 3.56.	Aceleraciones de piso de estructura con base fija, dirección Y-Y.	76
Tabla 3.57.	Desplazamientos y derivas para propuesta con pórticos en dirección X-X.....	77
Tabla 3.58.	Desplazamientos derivas para propuesta con pórticos en dirección Y-Y.....	77
Tabla 3.59.	Fuerzas por piso para propuesta con pórticos con base fija, sismo X-X y sismo Y-Y.	77
Tabla 3.60.	Ubicación y nomenclatura de aisladores.....	78
Tabla 3.61.	Peso sísmico recibido por aislador.....	79
Tabla 3.62.	Características de la estructura requeridas para diseño de aislamiento.	79
Tabla 3.63.	Diseño de aisladores propuestos.	80
Tabla 3.64.	Parámetros nominales de los aisladores.	81
Tabla 3.65.	Límite superior de las propiedades de los aisladores propuestos.....	81
Tabla 3.66.	Límite inferior de las propiedades de los aisladores propuestos.	82
Tabla 3.67.	Resultados de periodos y masa participativa para límite superior.	82
Tabla 3.68.	Resultados de periodos y masa participativa para prop. Nominales.	83
Tabla 3.69.	Resultados de periodos y masa participativa para límite inferior.	83
Tabla 3.70.	Desplazamientos para el sismo MCE en dirección X-X.	83
Tabla 3.71.	Desplazamientos para el sismo MCE en dirección Y-Y.	84
Tabla 3.72.	Aceleraciones de piso sistema pórticos, sismo en X-X.....	84
Tabla 3.73.	Aceleraciones de piso sistema pórticos, sismo en Y-Y.....	84
Tabla 3.74.	Verificación por deformación en aisladores.....	85
Tabla 3.75.	Verificación por estabilidad en aisladores.....	85
Tabla 3.76.	Verificación por volteo en aisladores.....	85
Tabla 3.77.	Carga axial máxima en compresión para deformación angular requerida.....	85
Tabla 3.78.	Carga máxima a tracción por tipo de aislador.	86
Tabla 3.79.	Carga máxima a compresión para sismo MCE X-X.	86
Tabla 3.80.	Carga máxima a compresión para sismo MCE Y-Y.....	86
Tabla 3.81.	Cargas mínimas en aisladores para sismo MCE X-X.	87
Tabla 3.82.	Cargas mínimas en aisladores para sismo MCE Y-Y.	87
Tabla 3.83.	Fuerzas V_b de acuerdo a límites de propiedades.	88
Tabla 3.84.	Cortante V_s de acuerdo a límites de propiedades.	88
Tabla 3.85.	Cálculo de V_{s1} para los límites de propiedades.	89
Tabla 3.86.	Cálculo de V_{s2} para los límites de propiedades. Fuerza de Viento.....	89
Tabla 3.87.	Fuerza de activación del sistema para 1.5 veces las propiedades nominales.....	89
Tabla 3.88.	Cálculo de V_{s3} para los límites de propiedades.	89
Tabla 3.89.	Cálculo de V_s a utilizar.....	89
Tabla 3.90.	Cálculo de coeficientes para distribución vertical de fuerzas de diseño por piso.	90
Tabla 3.91.	Fuerzas de diseño por piso por el método de fuerza lateral equivalente para el límite superior de propiedades, sismo en dirección X-X.....	90
Tabla 3.92.	Fuerzas de diseño por piso por el método de fuerza lateral equivalente para el límite superior de propiedades, sismo en dirección Y-Y.....	90

Tabla 3.93.	Cálculo de fuerzas por piso con el software ETABS para el límite superior de propiedades en dirección X-X y Y-Y.....	91
Tabla 3.94.	Envolvente de fuerzas de diseño por piso, sismo en dirección X-X y Y-Y.....	91
Tabla 4.1.	Comparación de análisis y respuesta estructural estructuración Dual y pórticos.....	92
Tabla 4.2.	Propiedades de unidades de aislamiento, Dual, Gr60.....	102
Tabla 4.3.	Propiedades de unidades de aislamiento sistema aporticado.....	103
Tabla 5.1.	Cargas sin amplificar para columna C'-C'.....	111
Tabla 5.2.	Combinaciones de carga para columna C'-C'.....	112
Tabla 5.3.	Puntos $\phi P - \phi M$ para diagrama de interacción C'-C'.....	112
Tabla 5.4.	Momentos nominales según Pu.....	114
Tabla 5.5.	Cargas sin amplificar para placa P'-P'.....	115
Tabla 5.6.	Combinaciones de diseño para placa P'-P'.....	116
Tabla 5.7.	Puntos $\phi P - \phi Mn$ para diagrama de interacción placa P'-P'.....	116
Tabla 5.8.	Solicitación de cortantes para placa P'-P'.....	117
Tabla 5.9.	Solicitación de cortante para placa P'-P'.....	118
Tabla 5.10.	Cargas sin amplificar para columna más esforzada.....	123
Tabla 5.11.	Combinaciones de carga para columna más esforzada.....	123
Tabla 5.12.	Puntos $\phi P - \phi M$ para diagrama de interacción de columna más esforzada.....	124
Tabla 5.13.	Momentos nominales según Pu.....	126
Tabla 6.1.	Resumen metrado estructura dual.....	131
Tabla 6.2.	Resumen metrado estructura pórticos.....	131
Tabla 6.3.	Comparación de metrados, estructura dual y aporticada.....	132
Tabla 6.4.	Presupuesto estructura dual y aporticada.....	133
Tabla A1.	Desplazamientos en unidades de aislamiento, Dual Gr60.....	157
Tabla A2.	Momentos P-delta por unidad de aislamiento, Dual Gr60.....	157
Tabla A3.	Solicitaciones de carga para C55x55, Gr60.....	160
Tabla A4.	Combinaciones de carga para C55x55, Gr60.....	160
Tabla A5.	Puntos del diagrama de interacción C55x55, Gr60.....	161
Tabla A6.	Diagrama de interacción en dirección X-X y Y-Y, Gr60.....	161

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1.	Sistemas de protección sísmica.	20
Figura 2.2.	Diagramas esfuerzo-deformación de aceros.	23
Figura 2.3.	Métodos: ACI y E.060 para determinar f_y	24
Figura 2.4.	Estructura con aislamiento sísmico y con base fija.	25
Figura 2.5.	Disminución de la demanda sísmica de aceleración y amortiguamiento de la estructura.	25
Figura 2.6.	Modelo bilineal usado en el diseño de aisladores sísmicos.	27
Figura 2.7.	Mapa de zonificación de peligro sísmico.	28
Figura 3.1.	Ubicación del proyecto. Fuente: Google maps.	41
Figura 3.2.	Primera planta del proyecto arquitectónico.	41
Figura 3.3.	Corte 1-1 en dirección Y-Y (más corta).	42
Figura 3.4.	Definición del sistema de aislamiento para análisis.	44
Figura 3.5.	Vista en planta modelo en ETABS.	48
Figura 3.6.	Primer, segundo y tercer modo de estructura con base fija.	49
Figura 3.7.	Propuesta de aislamiento para el proyecto.	53
Figura 3.8.	Propuesta de aislamiento, planta de piso técnico.	53
Figura 3.9.	Ubicación y nomenclatura de aisladores.	53
Figura 3.10.	Ingreso de parámetros de aisladores límite superior.	59
Figura 3.11.	Asignación del caso carga sismo MCE en dirección X-X límite superior.	60
Figura 3.12.	Primer y Segundo modo para modelo de estructura aislada con límite superior de propiedades.	61
Figura 3.13.	Planta típica de propuesta con acero de refuerzo grado 75.	72
Figura 3.14.	Primer modo de estructura con base fija, $T=0.96s$. Eje X-X.	75
Figura 3.15.	Propuesta de aislamiento para el proyecto, sobre el techo de sótano.	78
Figura 3.16.	Propuesta de aislamiento, planta de piso técnico.	78
Figura 4.1.	Desplazamientos en estructura dual para sismo X-X e Y-Y.	94
Figura 4.2.	Derivas de piso estructura dual para sismo X-X e Y-Y.	95
Figura 4.3.	Aceleraciones de piso sistema dual para sismo X-X e Y-Y.	96
Figura 4.4.	Fuerzas de piso estructura dual por sismo en X-X e Y-Y.	97
Figura 4.5.	Desplazamientos en estructura aporticada para sismo X-X e Y-Y.	98
Figura 4.6.	Derivas de piso para sismo X-X e Y-Y, Gr75.	99
Figura 4.7.	Aceleraciones de piso sismo X-X e Y-Y, estructuración pórticos, Gr75.	100
Figura 4.8.	Fuerzas de piso por sismo en X-X e Y-Y, estructuración pórticos, Gr75.	101
Figura 4.9.	Límites de propiedades para sistema de aislamiento, estructuración dual.	102
Figura 4.10.	Fuerzas axiales en aisladores para estructuración dual.	103
Figura 4.11.	Límites de propiedades para sistema de aislamiento, estructuración aporticada.	104
Figura 4.12.	Fuerzas axiales en aisladores para estructuración aporticada.	104
Figura 5.1.	Envoltorio de momentos en vigas eje 2-2. Sistema dual y diseño con acero Gr60.	107
Figura 5.2.	Envoltorio de momentos en vigas eje 3-3. Sistema dual y diseño con acero Gr60.	107
Figura 5.3.	Envoltorio de momentos en vigas ejes A-A y B-B. Sistema dual y diseño Gr60.	108
Figura 5.4.	Sección de columnas C y CT.	111
Figura 5.5.	Diagrama de interacción, cargas en dirección X-X.	112
Figura 5.6.	Diagrama de interacción, cargas en dirección Y-Y.	113
Figura 5.7.	Sección de placa P'-P'.	115
Figura 5.8.	Diagrama de interacción, cargas en dirección X-X.	116
Figura 5.9.	Diagrama de interacción, cargas en dirección Y-Y.	117
Figura 5.10.	Envoltorio de momentos en vigas eje 3-3. Modelo pórticos.	119
Figura 5.11.	Envoltorio de momentos en vigas eje 2-2. Modelo pórticos.	120
Figura 5.12.	Envoltorio de momentos en vigas eje A-A y B-B. Modelo pórticos.	120
Figura 5.13.	Sección de columnas, más y menos reforzada.	123
Figura 5.14.	Diagrama de interacción, cargas en dirección X-X.	124
Figura 5.15.	Diagrama de interacción, cargas en dirección Y-Y.	124
Figura 5.16.	Dibujo del diseño de pórtico eje 2 (X-X), diseño con acero grado 60.	127

Figura 5.17.	Dibujo del diseño estructuración pórticos, eje 2(X-X), diseño con acero grado 75.....	128
Figura 5.18.	Capacidad resistente de viga del eje 2(X-X) con el acero colocado.	129
Figura A1.	Diagrama de flujo para diseño aislamiento. www.prismaing.com	148
Figura A2.	Desplazamientos con base fija.....	150
Figura A3.	Derivas de piso con base fija.....	151
Figura A4.	Cortantes de piso con base fija.	152
Figura A5.	DTM para estructuras aisladas.	152
Figura A6.	Derivas de piso en estructuras aisladas.	153
Figura A7.	Aceleraciones de piso en estructuras aisladas.	153
Figura A8.	Cortantes de piso para estructuras con base aislada.....	154
Figura A9.	Cortantes de diseño por piso para estructuras aisladas.....	154
Figura A10.	Fuerzas de diseño por piso para estructuras aisladas.	155
Figura A11.	Efecto P-delta por unidades de aislamiento.....	156
Figura A12.	Momentos flectores en vigas de subestructura.	158
Figura A13.	Sección de viga 35x70.....	158
Figura A14.	Disposición de elementos estructurales en la subestructura, Gr60.	159
Figura A15.	Momentos flectores en subestructura, Gr60.....	159
Figura A16.	Fuerzas cortantes en subestructura, Gr60.....	160
Figura A17.	Fuerzas axiales en subestructura, Gr60.....	160



AGRADECIMIENTO

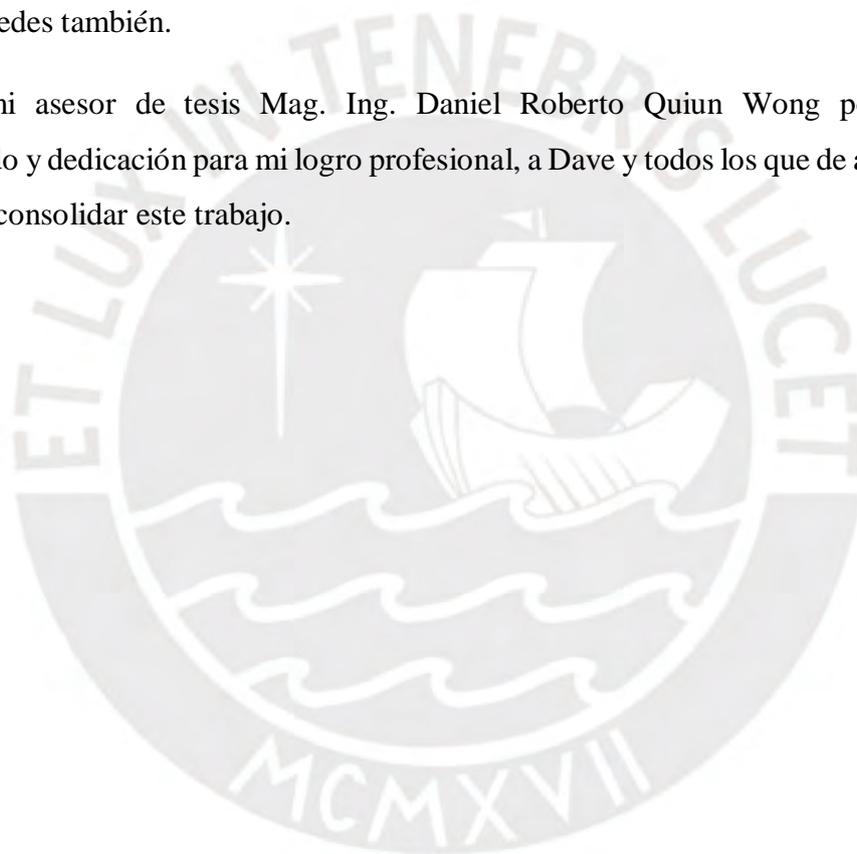
A Dios, a la Virgencita de Chapi y mi abuelo por creer en mi antes que yo.

A mi familia por estar allí siempre.

A mis docentes, profesores y maestros de la maestría de ingeniería civil de la PUCP que nos enseñaron valores y con su comportamiento ético nos dan razones para emularlos.

A mis compañeros de estudio y mis amigos que se alegran de mis logros que son el logro de ustedes también.

A mi asesor de tesis Mag. Ing. Daniel Roberto Quiun Wong por el apoyo desinteresado y dedicación para mi logro profesional, a Dave y todos los que de alguna forma ayudaron a consolidar este trabajo.



DEDICATORIA



A mi familia por el apoyo recibido y entender que el tiempo invertido en el desarrollo de la presente tesis es el esfuerzo que se necesita para los logros personales.

A mis colegas, dejando como ejemplo que, a pesar de la edad, cuando tenemos sueños estos se consolidan trabajando permanentemente y si nos gusta, no es trabajo.

A mis hijos que son mi orgullo, dejándoles una muestra más de esfuerzo, que sé, ellos lo mejoraran.

Fe-En-Mi 2021

CAPÍTULO 1: PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO

1.1. INTRODUCCIÓN

Las estructuras han sido creadas para mejorar el hábitat de las personas, estas han sido puestas a prueba por la naturaleza, que en nuestro país al estar ubicado en el mapa mundial en el llamado cinturón de fuego se tiene una gran amenaza sísmica y Arequipa no está ajena a ésta.

Tradicionalmente las edificaciones vienen siendo diseñadas por resistencia, rigidez y ductilidad, para poder comportarse adecuadamente ante los sismos. Sin embargo, se delega mucha de la responsabilidad sísmica a la ductilidad. En el terremoto de Pisco, 2007(7.9Mw), las edificaciones de colegios y hospitales diseñados cumpliendo la norma sísmica tuvieron buen desempeño, sin embargo, muchas estructuras no cumplen con la demanda de ductilidad requerida, debido a la alta variabilidad en desarrollar ductilidad debido a factores de incertidumbre como la mano de obra o una supervisión deficiente. También en los últimos años se ha apreciado ingentes pérdidas de recursos económicos como en el sismo de Chile 2010(Maule) \$30,000millones dólares o Japón 2011 \$ 300,000 millones de dólares. Por este y otros motivos se empiezan a utilizar dispositivos pasivos aisladores y disipadores de energía viscoelásticos, de fricción o metálicos que permiten a las estructuras mejorar su comportamiento como un aumento del amortiguamiento, reducir la amplitud del movimiento, así como las fuerzas y desplazamientos en la superestructura, reduciendo los daños en los elementos no estructurales y contenidos, la sensación del movimiento y mantener en operatividad la edificación postsismo.

Los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB) fueron inventados en Nueva Zelanda el año de 1975 y rápidamente su uso se extendió a Japón (1982) y Estados Unidos de América (1985), por su buena rigidez efectiva y amortiguamiento. Se ha observado el desempeño de este tipo de aisladores en terremotos como el de Northridge (EE.UU.) en 1994 y Kobe (Japón) en 1995 con buenos resultados y en el sismo de Maule 2010 en Chile, motivo por el cual se propone su utilización. En el Perú su uso data del año 2012, existiendo en el artículo 15 de la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” del Reglamento Nacional de Edificaciones, aprobado por Resolución Ministerial N° 355-2018-VIVIENDA,

dispone que los nuevos establecimientos de salud públicos y privados de nivel II y III, según la clasificación del Ministerio de Salud, categorizados como Edificaciones Esenciales A1, deben contar con sistemas de aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3; tenemos diversos proveedores como: Robinson seismic limited, Bridgestone, Dinamic Isolation Systems(DIS), Tensa grupo de eccher, Freyssinet, Vulco, entre otros.

Para la aplicación de estos sistemas se deben cumplir los requerimientos de la norma peruana E.030 Diseño Sismorresistente, tales como considerar una mínima fuerza cortante en la base, distorsión de entrepiso máxima permisible y las disposiciones de la nueva norma E.031 Aislamiento Sísmico publicada en 2019, la que se basa en el ASCE/SEI 7-2016, Structural Engineering Institute and the American Society of Civil Engineers, “Minimum Design Loads for Building and Other Structures” y la norma chilena de aislamiento de base NCh 2745 – 2013.

Los dispositivos que acepten grandes deformaciones prácticamente desacoplarían o filtrarían los movimientos del terreno, llegando a la superestructura aceleraciones y velocidades menores. Adicionalmente, se puede diseñar con sismos de mayor intensidad, como el sismo máximo esperado(MCE) y lograr que la estructura no requiera grandes demandas de ductilidad. El aislamiento sísmico no es muy eficiente para edificaciones ubicadas a poca distancia epicentral, por la influencia de la componente sísmica vertical, siendo los pulsos largos los que preocupan; Arequipa se encuentra a 120 Km de la costa (epicentros de sismos severos) y la ocurrencia de sismos son superficiales, de forma que utilizar aisladores LRB tendrían un buen comportamiento. Adicionalmente, debido a que las demandas de ductilidad de la estructura aislada serán menores, se puede utilizar aceros de mayor resistencia como el grado 75 que no presentan una alta ductilidad como el grado 60, pero suficiente para el sistema aislado, de forma que el diseño permite reducir secciones de acero longitudinal, teniendo menor congestionamiento en los nudos y hasta podría permitir reducir secciones estructurales de concreto.

1.2. OBJETIVOS Y ALCANCE

Objetivo General

- Optimizar el comportamiento estructural y diseño de un edificio de 7 niveles destinado a oficinas, ubicado en la ciudad de Arequipa, con aisladores elastoméricos en la base y utilizando en el diseño del concreto armado aceros grado 60 y 75.

Objetivos Específicos

- Realizar el análisis estructural del edificio de concreto armado considerado convencional de siete (7) pisos y sótano con base fija, donde la estructura cumpla la rigidez lateral requerida por la norma sísmica vigente.
- Análisis y diseño de la superestructura con aisladores LRB del edificio de 7 pisos con estructuración de base fija convencional (dual) con acero grado 60.
- Análisis y diseño de la superestructura con aisladores LRB del edificio de 7 pisos con estructuración aporticada optimizada con acero grado 75 (Alta resistencia).
- Comparar el comportamiento estructural para la superestructura y sistemas de aislamiento.
- Presentar diseño con primera estructuración dual de superestructura con acero grado 60 y segunda estructuración aporticada con grado 75. Comparación de partidas de estructuras para las 2 estructuraciones con cantidades de acero y concreto en columnas y vigas.

1.3. METODOLOGÍA

Para la presente tesis se utilizarán modelos matemáticos del edificio utilizando el programa ETABS versión 18 para resolver el análisis sísmico dinámico modal espectral y el análisis estructural. Se realizará la estructuración y predimensionamiento del edificio de 7 pisos y sótano con los criterios para una edificación tradicional en base fija, debiendo cumplir con la distorsión máxima contemplada en la norma E.030 del año 2016 (0.7%) para concreto armado, resultando una estructura dual. Se determinan las cargas gravitacionales en el edificio, carga muerta de acuerdo con los pesos específicos de los materiales para los elementos estructurales y no estructurales, la carga viva de acuerdo al servicio (norma E.020 vigente); para la verificación de la herramienta se ha realizado un

metrado manual que ha verificado con la herramienta de análisis; luego se hace el análisis sísmico de la edificación con la herramienta indicada. Luego se considerará a la edificación de 7 pisos con la estructuración mencionada dotándola de aislamiento sísmico a nivel del techo del sótano incorporando un piso técnico constituido por una losa maciza de concreto armado con dados de concreto armado para apoyar los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB), teniendo un procedimiento de diseño donde: se conocerá el peso que deberá soportar cada aislador estática o hiperestáticamente, se considera un periodo natural objetivo, es decir, el periodo al que queremos que nuestra estructura llegue dado un amortiguamiento objetivo. Según esto, se asignarán propiedades específicas para cada aislador, habiendo considerado en el presente trabajo 2 tipos, donde se ha tomado características mecánicas de los aisladores de las empresas Bridgestone y DIS; así se logrará conocer las propiedades globales del sistema de aislamiento, con un proceso iterativo para las propiedades nominales, mínima y máxima. Por último, se realizará el diseño estructural de la superestructura con el aislamiento propuesto de acuerdo con la norma E.060 “Concreto Armado” con acero grado 60.

También, se considera una nueva estructuración basada fundamentalmente en pórticos de concreto armado, que satisfaga únicamente las consideraciones para diseño de estructuras sísmicamente aisladas. Se siguen todos los pasos mencionados para la estructuración anterior indicada y se diseñará la superestructura aporticada de todos los elementos estructurales con acero grado 75; se elaborarán los croquis y planos estructurales del diseño de dos pórticos en cada dirección principal en planta y se realizará un metrado y presupuesto para realizar comparaciones finales.

1.4. ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

La presente tesis está organizada de la siguiente manera:

Capítulo 1. Planteamiento metodológico. Se efectúa una revisión de la introducción, objetivos y metodología de la presente tesis.

Capítulo 2. Marco teórico. Se presenta las características mecánicas del Acero de refuerzo grado 60 y grado 75, los sistemas de aislamiento y el procedimiento a seguir para el análisis y diseño de edificaciones aisladas. En este capítulo se presenta las formulaciones y tablas requeridas para cumplir con los

requerimientos normativos para el análisis estático y sísmico de las edificaciones estructuradas dual y aporticada.

Capítulo 3. Análisis estructural. Se presenta el procedimiento y cálculos para la edificación planteada con dos (2) estructuraciones, la primera que cumpla con un diseño convencional (base fija) dotándola de resistencia, rigidez y ductilidad para lo que se requirió muros de corte comúnmente llamado placas de concreto armado y columnas en T (dual), con esta misma estructuración se diseñara la estructura con aislamiento en el primer piso con aisladores elastoméricos LRB; la segunda un sistema completamente aporticado conformada con columnas y vigas con dimensiones que fundamentalmente fueron utilizadas en la estructuración dual; el análisis realizado es análisis sísmico dinámico modal espectral.

Capítulo 4. Comparación estructural. Se establece una comparación de los análisis realizados para las 2 estructuraciones dual y aporticada respecto de sus pesos, periodos fundamentales, desplazamientos y derivas, aceleraciones en pisos y fuerzas de diseño.

Capítulo 5. Diseño estructural. Se presenta el diseño en concreto armado con la norma E.060 año 2009 y ACI 318-año 2014 para las 2 estructuraciones dual y aporticada con aislamiento sísmico; la primera utilizando acero Grado 60 y la segunda aislada con acero Grado 75; en ambos casos el concreto tiene una resistencia de 280 Kg/cm².

Capítulo 6. Análisis comparativo de metrados y presupuesto. Se establece una comparación de algunas partidas de las cantidades de acero y concreto resultante de los análisis y diseño de la estructuración Dual con acero grado 60 comparándola con la aporticada con acero grado 75.

Capítulo 7. Conclusiones y recomendaciones del trabajo realizado.

Bibliografía.

Anexo I a VI.

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

2.1. DISEÑO DE EDIFICACIONES

2.1.1. RESEÑA HISTORICA

Las edificaciones de concreto armado en Perú son diseñadas para resistir las cargas provenientes de los pesos (gravitacionales) y de los sismos (Terremotos), debiendo tener un adecuado comportamiento ante el sismo de diseño (NTE E.030). Las edificaciones tienen componentes fundamentales como:

- Elementos estructurales, aquellos que contribuyen a la estabilidad de la estructura.
- Elementos no estructurales, aquellos que cumplen una función de utilización de la estructura como tabiques, parapetos, cielos rasos, puertas, ventanas, etc.
- Contenidos, que involucran equipos o aditamentos que se encuentran en la edificación como televisores, computadoras, proyectores, etc.

Para un adecuado diseño se debe proveer a la estructura de resistencia, rigidez, estabilidad y ductilidad.

Por los años 70's se difundía mucho el criterio de flexibilizar las edificaciones promoviendo sistemas estructurales aporticados para disipar energía con ductilidad. Sin embargo, en diferentes sismos ocurridos las estructuras no han podido desarrollar grandes deformaciones laterales ocurriendo fallas globales por estabilidad (desplazamientos son proporcionales a daños), por ejemplo, sismos de San Fernando-California 1971-02-09, Valparaíso-Chile 1985-03-03 y México 1985-09-19, con muchas muertes y pérdidas económicas.

Desde fines de los 90's las normas cambiaron la flexibilización para plantear estructuras rígidas; sin embargo, las estructuras si bien reducen sus deformaciones por el incremento de su rigidez lateral, responden con altas aceleraciones y velocidades a nivel de los pisos, es así que en los sismos posteriores se sigue protegiendo fundamentalmente la vida humana, pero teniendo grandes pérdidas económicas por el colapso de elementos no estructurales y contenidos.

La ingeniería estructural en los últimos años viene realizando investigaciones para reducir los daños por sismos proponiendo los sistemas de protección sísmica que se indican en la figura 2.1.

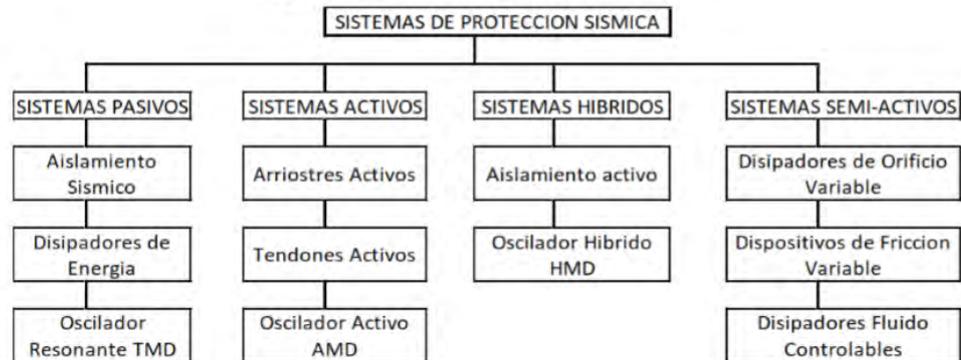


Figura 2.1. Sistemas de protección sísmica.

Fuente: Aguiar, Roberto (2014).

El diseño de edificaciones se hace convencionalmente con una fuerza menor a la determinada elásticamente, llamada Fuerza sísmica inelástica:

$$F_{diseño} = \frac{F_{elastica}}{R}$$

Donde R fundamentalmente depende del daño esperado o tipo de falla esperada, siendo para: pórticos de concreto armado R=8, muros de albañilería estructural R=3, así estas estructuras se diseñan con 12.5% y 33% de la fuerza elástica. Los avances en la ingeniería estructural están proponiendo diseñar con R=1. Lo que significa que, para el sismo de diseño, la estructura se comportará elásticamente y no se fisurará.

Elegir la serviciabilidad de la estructura es una tarea difícil, los sismos son poco predecibles y nos basamos en probabilidades para determinarlos. El criterio convencional de la NTE E.030 es que, para la ocurrencia de los sismos frecuentes, la estructura se encuentra en el rango elástico y no tendrá daños; para el sismo de diseño, se incursiona en el rango inelástico con limitación de daño; y para el sismo excepcional, se proteja la estructura ante la vida. La incompatibilidad entre el análisis elástico y la respuesta altamente inelástica durante terremotos severos es la causa de colapsos de las estructuras. El criterio actual para la estructura diseñada aislada sísmicamente es que, ante sismos excepcionales, la superestructura sea diseñada prácticamente elástica ($R \leq 2$), donde los contenidos y los elementos no estructurales no sufran daño para evitar muchas pérdidas económicas post-sismo.

2.1.2. HECHOS HISTÓRICOS

En 1978 se construye estructura con aisladores sísmicos con elastoméricos y núcleo de plomo: viaducto de Toe-toe en North Island, en Nueva Zelanda; en 1981 edificio William Clayton en Wellington, Nueva Zelanda. Estos tipos de aisladores fueron llamados LRB (Lead Rubber Bearing) y son muy utilizados actualmente. Carmona-Rosas (2015).

En Estados Unidos, la publicación llamada “Tentative Seismic Isolation Design Requirements” (SEAOC 1986) inicia la elaboración de normatividad, la cual planteaba el diseño con métodos estáticos, en 1990 decide incluirlo en el “Blue Book” como un apéndice con los requerimientos de “General Requirements for the Design and Construction of Seismic Isolated Structures”; en 1991 es modificada e incluida como un apéndice no obligatorio del UBC (Uniform Building Code); en sus actualizaciones del SEAOC 1996, UBC 1994 y 1997 han incorporado el análisis dinámico de las estructuras. Carmona-Rosas, (2015).

En 1995 el Consejo de Seguridad Sísmica para Edificios, incorporo los requerimientos para el diseño de estructuras con aislación sísmica y disipación de energía en los requerimientos de NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program) y en 1997 las instituciones SEAOC, UBC y NEHRP compatibilizan sus normas. Chile incorpora desde el 2003 en su norma NCh 2745 Of.2003 el diseño de estructuras aisladas. En últimos sismos ocurridos como el de California-1994 (6.7 Mw), Kobe -1995 (6.9 Mw), Chile 2010 (8.8 Mw), entre otros, se ha demostrado un buen comportamiento de las estructuras aisladas por lo que su uso se ha incrementado enormemente (al año 2010, Japón 3000 edificios y Chile 112), no solo en países que ya utilizan esta tecnología por décadas sino también en aquellos que recién comienzan como en Perú; iniciamos en el 2012 con edificios como el edificio Corporativo de Graña y Montero y el edificio en la facultad de ingeniería civil de la Universidad Nacional de Ingeniería en Lima.

2.1.3. ACEROS DE ALTA RESISTENCIA

La sección 1505 del ACI 318-63 especificaba dos requisitos:

a) Cuando se utilicen refuerzos con resistencia a la fluencia, f_y , mayor a 60,000 psi, el límite elástico que se utilizará en el diseño se reducirá a $0.85 f_y$ o

60,000 psi, el que sea mayor, a menos que se demuestre por medio de pruebas de tensión que el esfuerzo obtenido en la prueba, no supera el esfuerzo de fluencia para una deformación que no excede de 0.003.

b) Los diseños no se basarán en un esfuerzo de fluencia, f_y , que exceda de 75,000 psi. El diseño del refuerzo en tracción no se basará en un esfuerzo de fluencia, f_y , que exceda de 60,000 psi a menos que las pruebas se realicen de acuerdo con la sección 1508 (b).

El comentario de la sección 1505 del ACI 318-63 mencionaba que “En esta sección se limita el uso de aceros de alta resistencia para garantizar la seguridad y el rendimiento satisfactorio”. La sección 1508 del mismo establecía que: “Cuando el diseño de refuerzos con esfuerzos de fluencia en tensión excede los 60,000 psi el control de fisuración se vuelve más importante. Estructuras totalmente aceptables se han construido, sobre todo en Suecia, con un límite elástico de diseño cercano a 100,000 psi ... “. Lovera, Luis (2016).

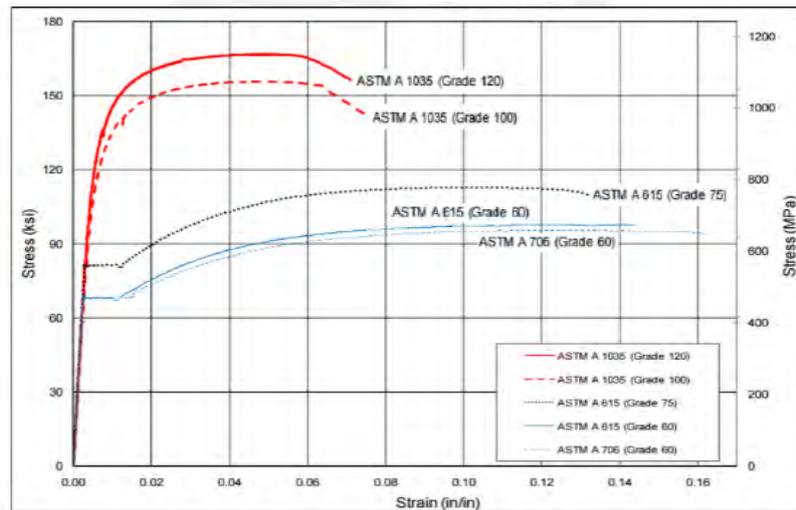
El ASTM ha actualizado las normas A615 y A706, incorporando en ellas el acero de Grado 80, y ha publicado la norma ASTM A1035 para aceros de refuerzo de grado 100 y 120. Lovera, Luis (2016).

La norma E.060 en su Art. 3.5.3.2, especifica que para aceros con $f_y > 420\text{MPa}$ (grado 60), la resistencia a la fluencia debe tomarse como la resistencia obtenida en una deformación unitaria de 0.35% y en el Art. 9.5 especifica que para diseño la resistencia del acero longitudinal y estribos no deben ser mayor a 550MPa. Según Ahmad y Shah(1985) para acero grado 75 la deformación en el diagrama esfuerzo deformación en la plataforma de fluencia es $\epsilon_{sh}=0.0078$, que verificaremos en nuestro diseño. Lovera, Luis (2016).

El ACI 318-19 presenta la tabla 20.2.2.4(a) indicando los usos del acero, aceptando uso de acero de barras corrugadas A706M con una resistencia de 550 Mpa en pórticos a momento especiales. El uso de refuerzo de alto grado, levantó preocupación sobre la serviciabilidad (fisuración y deflexiones), las que fueron abordadas a través de una serie de cambios al refuerzo mínimo en losas y vigas, momento efectivo de inercia y requisitos para el cálculo de la deflexión en losas en dos direcciones.

2.1.4. ACERO GRADO 60 y 75

Se muestran en la figura 2.2 curvas típicas de esfuerzo deformación para diferentes normas de fabricación y diferentes grados. Se aprecia la disminución de la ductilidad conforme tienen mayor grado y la pérdida de una plataforma de fluencia.



Fuente: http://mmfx.com/doc2/Mechanical_Properties_ASTM_A1035.pdf

Figura 2.2. Diagramas esfuerzo-deformación de aceros.

Fuente: Lovera, Luis (2016)

Para la determinación de f_y cuando no se tiene definida una plataforma de fluencia, el esfuerzo de fluencia que determina el grado del acero se determina, según el ACI 318-14, por el método “offset” para un desplazamiento de 0.2%. Según el artículo 3.5.3.2 de la norma E.060, es el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0.35%, tal como puede apreciarse que gobierna el f_y en la figura 2.3 (Lovera, Luis 2016).

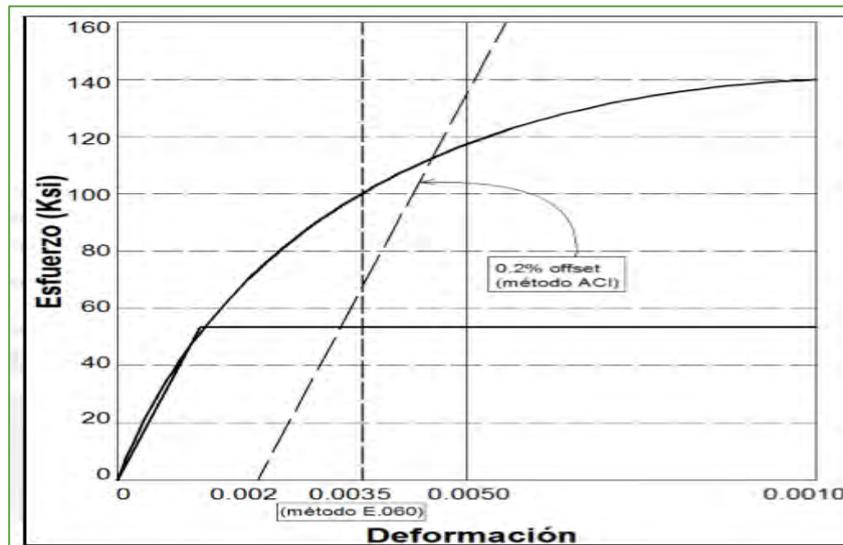


Figura 2.3. Métodos: ACI y E.060 para determinar f_y .

Fuente: Lovera, Luis (2016).

Por todo lo indicado, en la presente tesis se utilizará para el diseño de las estructuras de concreto armado acero A615 grado 60 ($f_y=4200\text{Kgf/cm}^2$) y el grado 75 ($f_y=5250\text{Kgf/cm}^2$), pudiendo considerarse ambos, como elastoplásticos; así mismo, el ACI 318-19 acepta el uso del acero A706M con una resistencia de 550MPa ($f_y=5600\text{Kgf/cm}^2$), que corresponde al grado 80, donde ambos aceros para diseño tendrían las mismas propiedades que el acero propuesto en la tesis A615.

2.2. SISTEMAS DE AISLAMIENTO DE BASE

Sistemas de protección sísmica cuya función es aislar (desacoplar) la estructura del movimiento del suelo producido por los sismos. Los dispositivos que conforman el sistema de aislamiento tienen muy poca rigidez lateral en comparación con la estructura que aíslan; entonces, si la sollicitación de fuerzas laterales sobrepasa el límite de comportamiento elástico de los dispositivos de aislamiento, éstos incursionan con el régimen inelástico disipando energía en forma de deformación; la superestructura se mantiene como un cuerpo rígido si se aleja de 3 a 4 veces el periodo elástico de la superestructura con base fija, caso contrario el aislamiento no es efectivo. (Villagómez, 2015), figura 2.4.

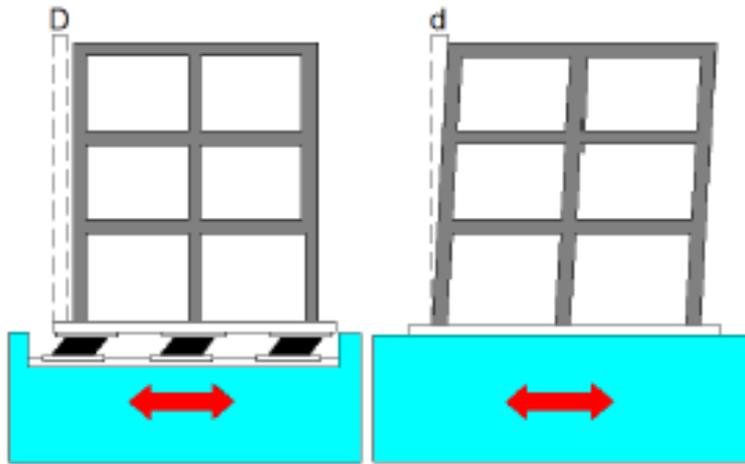


Figura 2.4. Estructura con aislamiento sísmico y con base fija
Fuente: Villagómez, 2015.

El periodo de vibración predominante de la estructura, con sistema de aislamiento sísmico será similar al del sistema de aislamiento. Observando en la figura 2.5, el espectro de respuesta de aceleraciones para la estructura, nos encontraríamos en la zona de periodos largos que tiene solicitaciones de aceleración considerablemente bajas. Al mismo tiempo, el sistema de aislamiento provee un amortiguamiento que es mayor al amortiguamiento clásico del 5% considerado para una estructura convencional, el cual reduce la ordenada del espectro de diseño.

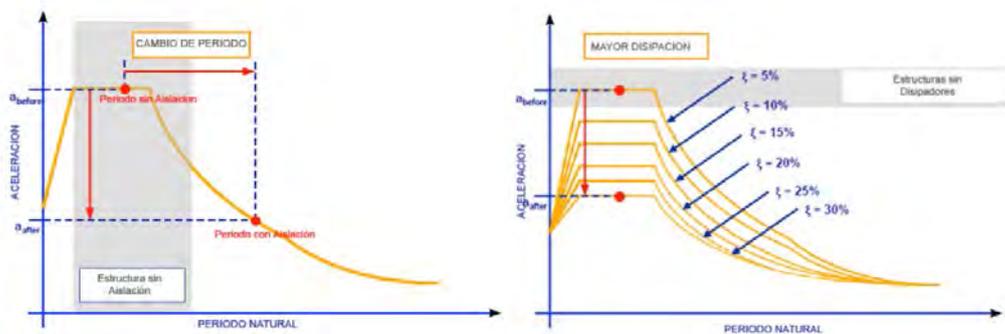


Figura 2.5. Disminución de la demanda sísmica de aceleración y amortiguamiento de la estructura.

Fuente: Méndez Galindo, 2013.

Aquí se puede observar que, si el periodo alcanzado por el sistema completo es mayor al periodo T_L (periodo que define el inicio de la zona del factor C, NTE E.030), entonces el desplazamiento llegará a ser constante.

Existen estudios comparativos en sistemas de protección sísmica como el de Rosas, Jorge (2012), donde los aisladores de base tienen mejor desempeño que los amortiguadores viscosos, metálicos y de fricción.

2.3. AISLADORES ELASTOMÉRICOS

Como se explicó dentro de los sistemas de protección sísmica, se utilizará los aisladores elastoméricos (Sistemas Pasivos); en inglés, elastomeric bearings, están constituidos de láminas de goma y acero intercaladas, unidas entre sí mediante un proceso llamado “vulcanización” que permite que trabajen en conjunto. De esta manera, la rigidez lateral del dispositivo está dada por las láminas de caucho que pueden deformarse en su plano y la rigidez vertical está determinada por el confinamiento que ejercen las láminas de acero para que las láminas de caucho no se expandan lateralmente (*Mendo, 2015*). Los aisladores tienen la función de desacoplar el movimiento que transmite el sismo a través del suelo, tienen baja rigidez lateral y capacidad de desplazamiento lateral, aportan amortiguamiento mayor al clásico, alta rigidez y capacidad de carga axial, capacidad restitutiva y alta rigidez para desplazamientos bajos, tienen un periodo de vibración muy grande de forma que la superestructura se comporte como un sólido rígido, adicionalmente, los aisladores pueden tener un amortiguamiento de 4 a 5 veces el amortiguamiento clásico de la superestructura.

2.3.1. AISLADORES ELASTOMÉRICOS DE NÚCLEO DE PLOMO (LRB).

Los aisladores elastoméricos llevan un núcleo de plomo en el centro, típicamente entre 15 a 33% del diámetro total del aislador que trabajan con rigidez en paralelo (*Mendo, 2015*). Cuando ocurre la acción sísmica y el plomo llega a alcanzar su fluencia, este disipa energía en forma de calor, al terminar la excitación este se cristaliza (el clima juega un factor importante si no es de alta pureza) y ayudado por las láminas de caucho regresa a condiciones similares a la original. Las características que se obtienen por este comportamiento son:

- Razón de amortiguamiento crítico entre 25 y 30%.
- Máxima deformación por corte entre 125 y 200%.

- Alta rigidez inicial debido al plomo (esfuerzo de fluencia del plomo alrededor de 105 Kgf/cm²), por lo tanto, ahorro en sistemas de restricción contra viento y mejoramiento en fuerzas de restitución lateral (Mendo, 2015).
- La rigidez, esfuerzo de fluencia y amortiguamiento que el plomo alcanza pueden reducirse con ciclos repetidos (historia de carga) por el aumento de temperatura.
- Alto costo de fabricación debido a sus componentes.

En cuanto al modelo matemático utilizado para los aisladores tipo LRB, el modelo bilineal representa una buena aproximación. Para definir este modelo (figura 2.6) se requiere de la fuerza lateral correspondiente a desplazamiento nulo (Q), fuerza de fluencia (F_y) correspondiente al desplazamiento de fluencia (D_y) y la rigidez inicial (K₁). Las demás propiedades mecánicas se expresarían en las ecuaciones (II.1 a II.4).

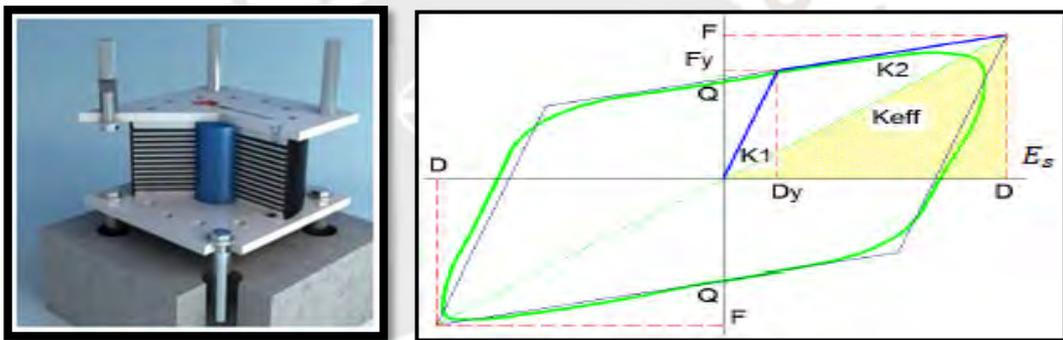


Figura 2.6. Modelo bilineal usado en el diseño de aisladores sísmicos
Fuente: Mendo, 2015.

$$(Ec. II.1.) \quad k_1 = F_y/D_y \quad , \quad k_2 = k_1 - \frac{Q}{D_y}$$

$$(Ec. II.2.) \quad k_{eff} = k_2 + \frac{Q}{D}$$

$$(Ec. II.3.) \quad W = 2\pi k_{eff} D^2 \beta_{eff}$$

$$(Ec. II.4.) \quad \beta_{eff} = \frac{W}{2\pi k_{eff} D^2}$$

Donde k_2 representa la rigidez secante o post-fluencia, K_{eff} representa la rigidez efectiva del sistema, β_{eff} representa el amortiguamiento efectivo del sistema y W es la energía disipada en un aislador durante un ciclo completo de ensayo. Si se quisiera realizar un modelamiento lineal elástico de la estructura aislada en un

programa de modelamiento computacional, solo sería necesario ingresar la rigidez y amortiguamiento efectivos. Para un modelo no lineal tendría que ingresarse como mínimo la rigidez inicial, el esfuerzo de fluencia y la relación rigidez post-fluencia/rigidez inicial. Ya que estos aisladores tienen forma circular, las propiedades serán las mismas en todas las direcciones laterales.

2.4. NORMATIVA Y CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

2.4.1. NORMA E.030 “DISEÑO SISMORRESISTENTE” (2016 y 2018)

Indica que las estructuras que llevan aislamiento sísmico en la base deben cumplir las disposiciones del capítulo II de la norma E.030 y la norma E.031.

Las disposiciones del capítulo II se refieren a la zonificación por peligro sísmico (figura 2.7), clasificación por perfiles de suelo (tabla 2.2), parámetros de sitio tales como el factor de suelo, periodos límite de zona de periodos cortos y de periodos largos (T_p y T_L) (tablas 2.3 y 2.4); factor de amplificación sísmica ($C(T)$) que define el espectro de aceleraciones de diseño (ecuaciones II.5 a II.7).



*Figura 2.7. Mapa de zonificación de peligro sísmico.
Fuente: Norma RNE E.030.*

Tabla 2.1. Aceleración PGA para suelo rígido
Fuente: Norma E.030, RNE.

Tabla N° 1 FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Tabla 2.2. Propiedades para distintos perfiles de suelo
Fuente: Norma E.030, RNE.

Tabla N° 2 CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
Perfil	\bar{v}_s	\bar{N}_{60}	\bar{s}_u
S ₀	> 1500 m/s	-	-
S ₁	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S ₂	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S ₃	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S ₄	Clasificación basada en el EMS		

Tabla 2.3. Factores de amplificación del suelo por perfil de suelo
Fuente: Norma E.030, RNE.

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Tabla 2.4. Periodos T_p y T_L para cada perfil de suelo
Fuente: Norma E.030, RNE.

Tabla N° 4 PERÍODOS " T_p " Y " T_L "				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T_p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T_L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Las ecuaciones que definen el factor de amplificación sísmica (C), que depende del periodo T son:

$$(Ec. II.5.) \quad Si \ T < T_p \quad \Rightarrow \ C = 2.5$$

$$(Ec. II.6.) \quad Si T_p < T < T_L \Rightarrow C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$(Ec. II.7.) \quad Si T > T_L \Rightarrow C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$

2.4.2. NORMA E.031 “AISLAMIENTO SÍSMICO” Y ESTÁNDAR ASCE/SEI 7-16, CAPÍTULO 17.

Publicada en el año 2019, es la norma técnica peruana a utilizarse para el diseño de estructuras aisladas y correlacionándola con el capítulo 17 (aislamiento sísmico) del estándar ASCE/SEI 7-16, *Seismic Design Requirements for Seismically Isolated Structures*, así como algunos comentarios del capítulo C17 del mismo estándar (tabla 2.5).

La norma técnica E.031 es aprobada con D.S. No 030-2019-VIVIENDA, en fecha 06 de noviembre 2019, conteniendo 8 Capítulos y 42 Artículos y 3 Anexos; documento que se incorpora al Reglamento Nacional de Edificaciones.

En general, el ASCE 7-16, trata de lograr un desempeño para estructuras aisladas como se muestra en la tabla C17.2-1 *Performance Expected for Minor, Moderate and Major Earthquakes*, que se muestra en el capítulo C17 del estándar.

Tabla 2.5. Desempeño esperado. Estándar ASCE 7-16, Página 729.

Performance Measure	Earthquake Ground Motion Level ^a		
	Minor	Moderate	Major
Life safety: Loss of life or serious injury is not expected	F, I	F, I	F, I
Structural damage: Significant structural damage is not expected	F, I	F, I	I
Nonstructural damage: Significant nonstructural or content damage is not expected	F, I	I	I

^aF indicates fixed base; I indicates isolated.

De la tabla deducimos que una estructura que quiere proteger los daños de los elementos no estructurales para sismos moderados y mayor sismo esperado deberán ser protegidos con aislamiento sísmico.

2.4.2.1. Requerimientos generales de diseño

El estándar ASCE 7-16 indica que el factor de uso o importancia para toda estructura sísmicamente aislada deberá ser 1, sin importar su categoría de riesgo asignada. Justificación: a) Mayor certeza en relación a sistemas estructurales convencionales para el verdadero nivel de demanda en la estructura debido a que el sistema de aislamiento provoca pequeños desplazamientos en la superestructura; y b) El objetivo del diseño con estos sistemas es conservar la operatividad de la edificación y debería separarse en categorías de importancia según su uso (Mendo, 2015).

Tabla 2.6. Irregularidades estructurales según ASCE 7-16, resumen de tablas 12.3-1 y 12.3-2.

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES SEGÚN ASCE 7 - 2016			
TIPO	IRREGULARIDADES EN ALTURA - VERTICALES	TIPO	IRREGULARIDADES EN PLANTA - HORIZONTALES
1a	Irregularidades de Rigidez - Piso blando	1a	Irregularidad torsional
1b	Irregularidades de Rigidez extremo-Piso blando	1b	Irregularidad torsional extrema
2	Irregularidades de Masa o peso	2	Esquinas entrantes
3	Irregularidades geométrica vertical	3	Discontinuidad del diafragma
4	Discontinuidad en el plano de los elementos verticales resistentes a fuerzas laterales	4	Desfase fuera del plano
5a	Irregularidades de Piso debil, discontinuidad de resistencia	5	Sistemas no paralelos
5b	Irregularidades de Piso debil, discontinuidad extrema de resistencia		

Tabla 2.7. Regularidad estructural permitida por la norma E.031.

TABLA N°1		
CATEGORIA Y REGULARIDAD DE EDIFICACIONES AISLADAS		
CATEGORIA DE LA EDIFICACIÓN	ZONA	RESTRICCIONES
A y B	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2 y 1	Sin restricciones
C	4	No se permiten irregularidades extremas
	3, 2 y 1	Sin restricciones

Para el diseño de la superestructura según el ASCE 7-16 se permiten irregularidades estructurales, de las que solamente se consideran como irregularidades las de tipos 1b horizontal o 1a, 1b, 5a, 5b verticales de las presentadas en la tabla 2.6. Si la estructura aislada tuviera alguna de las irregularidades mencionadas, entonces se tendría que afectar por un factor de redundancia “ ρ ” que amplificaría las fuerzas de diseño, caso contrario, su valor sería de 1 (estructuras regulares).

Por otro lado, se debe considerar un sistema de restricción contra fuerzas de viento, resistencia contra fuego y asegurar que el sistema de aislamiento produzca una fuerza de restitución lateral ($0.025W$ más grande que la fuerza lateral al 50% del desplazamiento máximo).

Se especifica que debemos verificar la estabilidad por carga vertical y el volteo, sobre todo en estructuras con esbeltez alta (Altura/ Dimensión de la base).

- Estabilidad por carga vertical: Se debe verificar la estabilidad vertical de cada aislador del sistema de aislamiento sujeto al desplazamiento máximo total. Las combinaciones de cargas a utilizarse serán el promedio, ecuación II.8, la máxima ecuación II.9, y la mínima ecuación II.10, que deberán calcularse de aplicar las fuerzas sísmicas horizontales Q_E causadas por el sismo MCE (sismo máximo considerado) :

$$(Ec. II.8.) \quad 1.0D + 0.5L(ASCE 7-16) \quad y \\ 1.0CM + 0.5CV(E.031)$$

$$(Ec. II.9.) \quad 1.2D + 0.2S_{MS}D + 0.5L + \rho Q_E (ASCE 7-16) \quad y \\ 1.25(CM + CV) + 0.5(1.5 \cdot Z \cdot S)CM + CSH (E.031)$$

$$(Ec. II.10.) \quad (0.9 - 0.2S_{MS})D + \rho Q_E (ASCE 7-16) \quad y \\ 0.9CM - 0.5(1.5 \cdot Z \cdot S)CM - CSH (E.031)$$

Donde, D (o CM) es la carga muerta sobre una unidad de aislamiento, L (o CV) es la carga viva, S_{MS} es la aceleración para periodos cortos afectada por el factor modificador de suelo f_a para el sismo MCE, CSH es el efecto del sismo horizontal y ρ el factor de redundancia. Cabe indicar que usualmente la ecuación II.9. se verifica para la máxima compresión y II.10. para la posible tracción en aisladores.

- Estabilidad por volteo, *overturning*: El factor de seguridad contra el volcamiento global en la interfase de aislamiento no será menor que 1.0, donde se utiliza al peso W como la fuerza vertical resistente.

La estructura aislada debe tener una separación con estructuras colindantes no menor que el desplazamiento total máximo, DTM.

Entre otros puntos generales, se habla del programa de inspección y reemplazo de elementos del sistema de aislamiento, el control de calidad por profesionales de diseño y las pruebas a realizarse a los aisladores prototipo.

2.4.2.2. *Propiedades del sistema de aislamiento, límites superior e inferior*

El criterio de propiedades límite superior e inferior se expone por medio de factores “ λ ” presentados como:

$\lambda_{(ae,máx)}$ y $\lambda_{(ae,mín)}$, factores modificatorios para determinar el máximo y mínimo valor de una propiedad del aislador, que considera las condiciones ambientales y de envejecimiento.

$\lambda_{(tvs,máx)}$ y $\lambda_{(tvs,mín)}$, factores modificatorios para determinar el máximo y mínimo valor de una propiedad del aislador, que considera las condiciones de temperatura, velocidad de carga y “scragging”, que es la degradación temporal de las propiedades mecánicas de los aisladores elastoméricos como resultado de acciones cíclicas.

$\lambda_{(fab,máx)}$ y $\lambda_{(fab,mín)}$, factores modificatorios para determinar el máximo y mínimo valor de una propiedad del aislador, que considera la variabilidad en la fabricación de aisladores de la misma dimensión.

Estos factores deben ser determinados para cada tipo de aislador en ensayos dinámicos normalizados, realizados por el fabricante y posteriormente aprobados por el ingeniero responsable del diseño estructural. Cuando no han sido aprobados por el ingeniero responsable, se usan las ecuaciones II.11 y 12. Dichas ecuaciones se presentan en el ASCE/SEI 7-16, capítulo 17.

$$(Ec. II.11.) \quad \lambda_{\max} = (1 + (0.75 \cdot (\lambda_{(ae,max)} - 1))) \cdot \lambda_{(tvs,max)} \cdot \lambda_{(fab,max)} \geq 1.8$$

$$(Ec. II.12.) \quad \lambda_{\min} = (1 - (0.75 \cdot (1 - \lambda_{(ae,min)}))) \cdot \lambda_{(tvs,min)} \cdot \lambda_{(fab,min)} \leq 0.6$$

Para los valores de λ determinados mediante ensayos dinámicos, el ASCE 7-16 propone los límites en el capítulo 17C (tablas 2.8. y 2.9.), utilizadas en la norma E.031 también.

Tabla 2.8. Factores λ para fabricantes desconocidos.

TABLA N° 2: FACTORES DE MODIFICACIÓN MÁXIMOS Y MÍNIMOS PARA FABRICANTES DESCONOCIDOS							
	Interfaz sin lubricación	Interfaz lubricada	Aislador de bajo amortiguamiento	Aislador de caucho con núcleo de plomo	Aislador de Caucho con núcleo de Plomo	Aislador de Alto Amortiguamiento	Aislador de Alto Amortiguamiento
Variable	u o Qd	u o Qd	K	Kd	Qd	Kd	Qd
Mínimo Factor de Modificación λ_{max}	2.1	3.2	1.8	1.8	1.8	2.2	1.8
Máximo Factor de Modificación λ_{min}	0.6	0.6	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8

Tabla 2.9. Factores λ para fabricantes calificados.

TABLA N° 3: FACTORES DE MODIFICACIÓN MÁXIMOS Y MÍNIMOS PARA FABRICANTES CALIFICADOS							
	Interfaz sin lubricación	Interfaz lubricada	Aislador de bajo amortiguamiento	Aislador de caucho con núcleo de plomo	Aislador de Caucho con núcleo de Plomo	Aislador de Alto Amortiguamiento	Aislador de Alto Amortiguamiento
Variable	u o Qd	u o Qd	K	Kd	Qd	Kd	Qd
Mínimo Factor de Modificación λ_{max}	1.6	2.25	1.3	1.3	1.5	2	1.7
Máximo Factor de Modificación λ_{min}	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8

Se deben fabricar modelos matemáticos de fuerza-deformación que incluyan los límites superior e inferior de las propiedades para cada tipo de aislador utilizado. Las propiedades de rigidez efectiva y amortiguamiento efectivo del sistema se calculan con las ecuaciones II.13 y II.14.

$$(Ec. II.13.) \quad k_M = \frac{\sum |F_M^+| + \sum |F_M^-|}{2D_M}$$

$$(Ec. II.14.) \quad \beta_M = \frac{\sum E_M}{2\pi k_M D_M^2}$$

Donde, $\sum E_M$ es la energía total disipada en el sistema de aislamiento durante un ciclo completo de respuesta en el desplazamiento D_M , $\sum |F_M^+|$ y $\sum |F_M^-|$ son la suma, para todas las unidades de aislamiento de los valores absolutos de fuerza para un desplazamiento positivos y negativos iguales a D_M .

2.4.2.3. Criterios para el movimiento sísmico del suelo

Se requiere que el diseño de estructuras con aislamiento de base sea considerando el sismo de 2475 años de periodo de retorno(MCE); para conformar un espectro de respuesta se requiere realizar estudios de sitio para el Perú, relacionados con el comportamiento a periodos cortos y a periodos largos y de acuerdo al tipo de suelo (criterio utilizado por el estándar ASCE 7-16 en los Estados Unidos de América). La norma E.031 decide amplificar el espectro propuesto por la norma E.030 y modificarlo en su primer tramo según la ecuación:

$$(Ec. II.15.) \quad Si \ T < 0.2T_p \quad \Rightarrow \ C = 1 + 7.5\left(\frac{T}{T_p}\right)$$

Los factores de amortiguamiento de acuerdo al aporte que el aislamiento de base proporcione, reducirán los desplazamientos.

Tabla 2.10. Factores de amortiguamiento, B_M
Fuente: Estándar ASCE 7-16.

AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO β_M (porcentaje del crítico)	FACTOR 'BM'
≤2	0.8
5	1
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥50	2

2.4.2.4. Procedimientos de análisis. Norma E.031.

Se definen 3 tipos de procedimientos de análisis:

- Procedimiento de fuerza estática equivalente. FEE.

Para utilizar este procedimiento debe evaluarse para los límites superior e inferior de las propiedades del sistema de aislamiento, y los más restrictivos gobernarán.

1. La estructura está localizada en zonas sísmicas 1 o 2, o en la zona 3 sobre suelos del tipo S1 o S2, o en la zona 4 sobre suelos tipo S1.
2. El periodo efectivo de la estructura aislada en el desplazamiento traslacional T_M , es menor o igual que 5.0 segundos.

3. La estructura sobre la interface de aislamiento es menor o igual a 4 pisos o a 65 pies (20 metros), en altura estructural medida desde el nivel de base. La excepción es que se permite si no se presentan tensión o levantamiento en los aisladores según el ASCE 7-16.
4. El amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento en el desplazamiento máximo β_M , es menor o igual que 30%.
5. El periodo efectivo de la estructura aislada T_M es mayor que 3 veces el periodo de base fija de la estructura sobre el sistema de aislamiento, determinado utilizando un análisis racional modal.
6. La estructura sobre el sistema de aislamiento no tiene irregularidad estructural como las definidas en la tabla 2.6 o 2.7.
7. El sistema de aislamiento cumple con el siguiente criterio:
 - a. La rigidez efectiva del sistema de aislamiento en el desplazamiento traslacional debe ser mayor que un tercio de la rigidez efectiva, a un 20% del desplazamiento máximo.
 - b. El sistema de aislamiento es capaz de producir una fuerza restauradora como se especifica en 2.4.2.1.
 - c. El desplazamiento máximo del sistema de aislamiento sísmico debe ser como mínimo el desplazamiento total máximo D_{TM} .

- Procedimiento de Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral. ASDME.

El ASDME puede ser usado en el diseño de estructuras sísmicamente aisladas cuando se cumplan los criterios 1, 2, 3, 4 y 6, especificados para el análisis por fuerza estática equivalente.

- Procedimiento de Análisis Tiempo - Historia. ATH.

Este procedimiento se permite para cualquier estructura aislada sísmicamente y para todas las estructuras que no cumplan con los criterios del procedimiento de ASDME y los resultados para diseño no serán menores a estos; es común utilizar este procedimiento para verificar aceleraciones de piso y deformaciones.

2.4.2.5. Procedimiento de FEE o fuerza lateral equivalente.

Se determina un desplazamiento D_M , que el sistema de aislamiento debe admitir como mínimo. Este se determina tanto para el límite superior como para el límite inferior, en la dirección más crítica de la respuesta según la ecuación II.16.

$$(Ec. II.16.) \quad D_M = \frac{S_{aM} T_M^2}{4\pi^2 B_M}$$

$$(Ec. II.17.) \quad S_{aM} = 1.5(Z \cdot U \cdot C \cdot S)g \quad \text{Con estudios de micro trepidación.}$$

Donde S_{aM} es la ordenada del espectro elástico de pseudoaceleraciones del sismo máximo considerado, g es la aceleración de la gravedad, T_M es el periodo efectivo de la estructura sísmicamente aislada en el desplazamiento D_M , B_M es el coeficiente de amortiguamiento efectivo descrito en la tabla 2.10.

Después se determina un periodo efectivo T_M , según la ecuación II.18.

$$(Ec. II.18.) \quad T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_M g}}$$

Donde W es el peso sísmico de la estructura sobre la interfaz de aislamiento, k_M es la rigidez efectiva en el desplazamiento máximo determinada en la ecuación II.13, g es la aceleración de la gravedad.

Después se determina un desplazamiento total máximo D_{TM} según la ecuación II.19.(Art. 20.3 E.031), donde P_T , es la relación del periodo efectivo traslacional al periodo rotacional efectivo del sistema de aislamiento, no menor que 1.0.

$$(Ec. II.19.) \quad D_{TM} = D_M \left[1 + \left(\frac{y}{P_T^2} \right) \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$$

El desplazamiento D_{TM} , no debe tomarse menor a 1.15 veces D_M .

Se calcula la fuerza lateral para el sistema de aislamiento y los elementos estructurales bajo el nivel de base(cimentación) mínima V_b , determinado para los límites superior e inferior de las propiedades, según la ecuación II.20.

$$(Ec. II.20.) \quad V_b = k_M D_M$$

Los elementos sobre el nivel de base deben diseñarse para resistir una fuerza V_s a partir de V_{st} , que se calculan con las ecuaciones II.21 y II.22.

$$(Ec. II.21.) \quad V_{st} = V_b \left(\frac{W_s}{W} \right)^{(1-2.5\beta m)}$$

$$(Ec. II.22.) \quad V_s = \frac{V_{st}}{R_a}$$

Donde R_a es un coeficiente relacionado el tipo de sistema estructural de la superestructura (3/8 del valor de R para una estructura de base fija, no mayor que 2.0 ni menor que 1.0), V_{st} es la fuerza de diseño sísmico sin reducir o cortante en elementos sobre el nivel de base, W es el peso sísmico efectivo de la estructura sobre la interface de aislamiento, W_s es el peso sísmico efectivo excluyendo el peso sísmico efectivo del nivel de base. Este peso W_s será igual a W si la distancia promedio desde la parte superior de los aisladores a la parte inferior del piso técnico excede a 0.9 metros.

Los límites de V_s serán:

- La fuerza sísmica lateral requerida para una estructura de base fija con el mismo peso W_s y un periodo T_M igual al periodo del sistema de aislamiento usando el límite superior de las propiedades.
- La cortante de base para la fuerza de diseño por viento factorizada.
- La fuerza sísmica lateral V_{st} calculada con Ec. II.21 y con V_b igual a la fuerza para activar completamente el sistema de aislamiento sísmico utilizando el mayor valor de:
 - o Las propiedades del sistema de aislamiento correspondiente al límite superior.
 - o 1.5 veces las propiedades nominales, requeridas para activar completamente el sistema de aislamiento sísmico.
 - o La capacidad máxima de un sistema "fusible" de restricción al viento.

- La fuerza de fricción de ruptura de un sistema de deslizamiento, o,
- La fuerza para cero desplazamientos de un sistema de deslizamiento después de un ciclo dinámico completo de movimiento de amplitud D_M .

Estos límites son necesarios para que la superestructura no fluya prematuramente antes que el sistema de aislamiento haya sido activado y significativamente desplazado.

Entonces, se realiza una distribución vertical de la fuerza V_s , tanto para el límite inferior como para el límite superior según los siguientes parámetros:

$$(Ec. II.23.) \quad F_1 = \frac{(V_b - V_{st})}{R_a}$$

$$(Ec. II.24.) \quad F_x = C_{vx} V_s$$

$$(Ec. II.25.) \quad C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=2}^n w_i h_i^k}$$

$$(Ec. II.26.) \quad k = 14 \beta_M T_{fb}$$

Donde F_1 es la fuerza sísmica lateral en el nivel de base o piso técnico, F_x es la fuerza sísmica lateral inducida en el nivel x , C_{vx} es un factor de distribución vertical, w_i, w_x son partes de W_s asignada a sus niveles i o x , h_i, h_x alturas sobre la interface de aislamiento del nivel i o x , T_{fb} es el periodo fundamental para la superestructura tomando su base fija.

2.4.2.6. *Análisis dinámico espectral*

Se realiza un modelo matemático que represente a la superestructura y el sistema de aislamiento representando los aisladores con link, se debe considerar la traslación en ambas direcciones, la torsión considerando la excentricidad por la no coincidencia del dentro de masas y centro de rigideces, los momentos de volteo y cargas axiales en los aisladores. Se considera la excitación horizontal sísmica simultánea del 100% de movimiento en la dirección de interés más el 30% en

dirección perpendicular. El desplazamiento total máximo será la suma vectorial de dos desplazamientos ortogonales.

- Fuerzas y desplazamientos laterales.

La fuerza lateral de diseño para los elementos bajo el nivel de base no será menor que el 90% de V_b . El desplazamiento máximo total no será tomado menor que el 80% de D_{TM} calculado según II.19, excepto que para el análisis dinámico puede utilizarse D'_M en lugar de D_M (ecuación II.27).

$$(Ec. II.27.) \quad D'_M = \frac{D_M}{\sqrt{1 + (T/T_M)^2}}$$

Donde T es el periodo de base fija de la estructura sobre el nivel de aislamiento.

Las fuerzas laterales de diseño para los elementos sobre el nivel de base (Superestructura) se calculan para el análisis estático reduciendo las fuerzas por R_a , estas fuerzas no serán menores que las calculadas para el análisis estático en cada piso, para un V_b igual a la cortante de base obtenida del análisis de espectro de respuesta en la dirección de interés. La fuerza no será menor que 100% V_s . Se permite un modelo lineal elástico donde se considere los límites superior e inferior de las propiedades del sistema de aislamiento. Si no se cumplen con los requerimientos mínimos de diseño, se debe escalar proporcionalmente.

Los límites de deriva en la superestructura será 3.5‰ para el análisis dinámico modal espectral y para análisis tiempo- historia de 5‰.

CAPÍTULO 3: ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3.1. CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO

Ubicación. - El proyecto se ubica en el distrito de Arequipa, provincia y departamento de Arequipa (figura 3.1). Se encuentra en zona sísmica 3 ($Z=0.35$), sobre un suelo intermedio tipo S2 ($S=1.15$, $T_p=0.6$, $T_L=2.0$)



Figura 3.1. Ubicación del proyecto. Fuente: Google maps.

Distribución arquitectónica. - El edificio tiene 7 pisos destinados a oficinas y un sótano destinado a almacén de archivos; la estructura es regular de forma rectangular. Las dimensiones en planta son de 28.25 m x 11.40 m y una altura total de 19.60 metros; la escalera metálica de emergencia está separada sísmicamente de la estructura a diseñar, como se muestra en la figura 3.2. Se aprecian escaleras de concreto armado interiores que llegan hasta el primer nivel y el ascensor llega hasta el nivel de sótano (estructuralmente se planteó eje vertical DE entre ejes D y E), servicios higiénicos ubicados en la esquina superior derecha en todos los niveles. En la azotea se encuentra un pequeño cuarto de máquinas para el ascensor y la llegada de escalera interior.

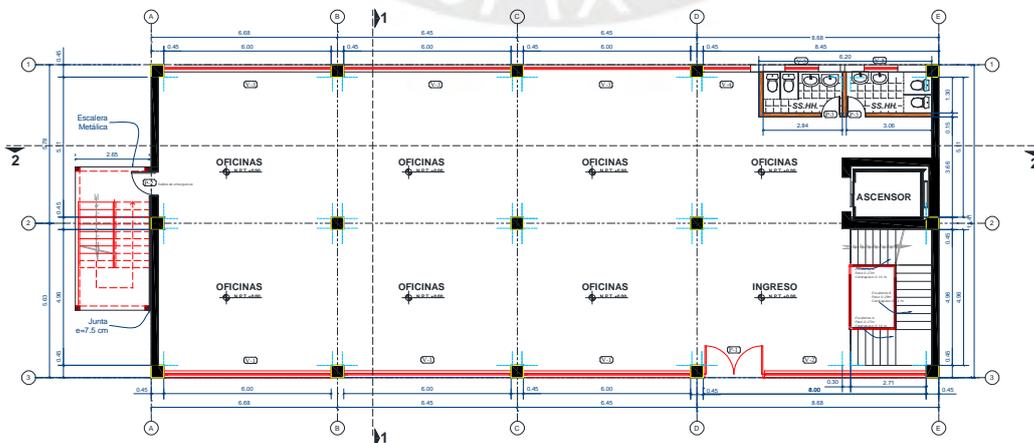


Figura 3.2. Primera planta del proyecto arquitectónico.

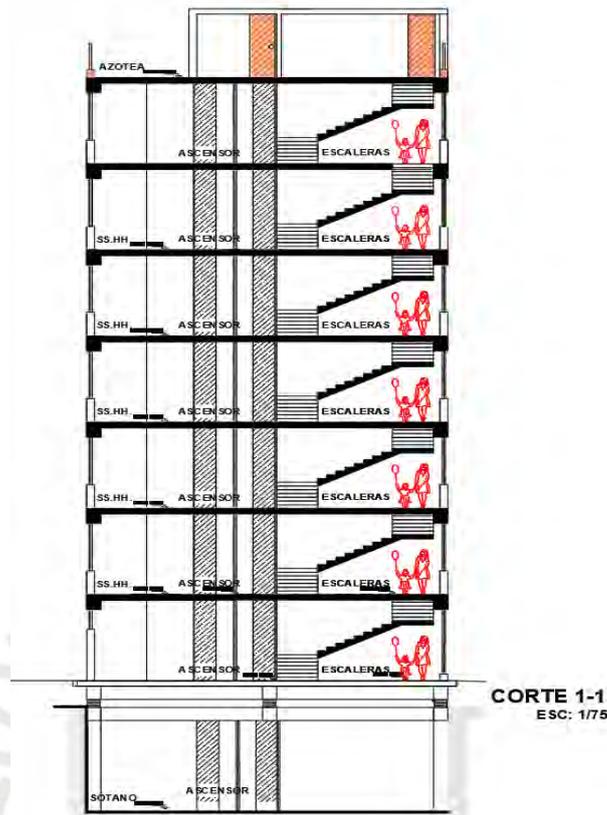


Figura 3.3. Corte 1-1 en dirección Y-Y (más corta).

Se tienen 3 ejes principales en números en dirección X-X (más larga) que tiene una luz a ejes de 5.40 y 5.60 m y 5 ejes principales en letras en dirección Y-Y (Vertical) con luces a ejes de 5.45 m; en los ejes 1 y 3, se tienen vanos de bajo alfeizar, mientras que en los ejes A y E se tiene cerramiento ya sea por tabiquería o muros estructurales; la altura de piso a techo es de 2.80 m.

Especificación de Materiales para diseño y construcción. - La edificación utilizará elementos de concreto armado, por lo que se utilizarán los siguientes materiales:

- Concreto $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$, para todos los elementos estructurales como losas, vigas, columnas, muros de corte, muros de contención y cimentaciones.
- Acero $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, acero A615 grado 60, como refuerzo de concreto para la primera estructuración propuesta.
- Acero $f_y = 5250 \text{ Kg/cm}^2$, acero A615 grado 75, como refuerzo de concreto para la segunda propuesta de estructuración. Su uso está restringido de acuerdo a la norma E-060 del año 2009, sin embargo, teóricamente el Ing. Lovera, Luis

demuestro con análisis pushover en un edificio de 8 pisos su factibilidad. La norma ACI 318 del año 2019 en el art. 20.2.2.4 acepta el uso del acero A706M con f_y o $f_y = 550$ Mpa es decir grado 80 para pórticos a momento especiales.

3.2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

Se aplican los siguientes criterios para realizar la estructuración de la edificación:

- La primera estructuración considerará una edificación dual de concreto armado empotrada en el suelo con el criterio que no exceda la distorsión (daño aceptable en diseño convencional) indicada en la norma E.030 y con esta misma estructuración se analizará la estructura con aislamiento de base.
- El aislamiento de base consistirá en aislar la superestructura a nivel del techo de sótano con piso técnico, conformado por una losa maciza con vigas peraltadas de concreto armado y por dados de concreto donde se conectarán los aisladores; este sistema permitirá reducir las aceleraciones, desplazamientos relativos de entrepiso y por lo tanto esfuerzos en los elementos estructurales de la superestructura ante eventos sísmicos.
- Los aisladores propuestos son de núcleo de plomo (LRB) que están compuestos de goma natural y en el centro posee un núcleo de plomo (figura 2.6). El núcleo de plomo permite aumentar la disipación de energía representada por un amortiguamiento equivalente del orden de 25-30%. Durante la acción de un sismo el núcleo de plomo fluye, incurriendo en deformaciones inelásticas disipando energía en forma de calor. Luego de la acción sísmica, la goma retorna a su posición original, mientras el núcleo de plomo se recristaliza. La rigidez inicial y el amortiguamiento efectivo del aislador dependen del desplazamiento al que se le somete al aislador.
- La distribución de cargas sobre los aisladores debe ser lo más uniforme posible para garantizar los mínimos tipos de aisladores, esto se vuelve más importante en la determinación del costo y en la verificación de cargas axiales máximas y mínimas.
- La reducción de fuerza sísmica empieza a partir de la interfaz de aislamiento, es decir, el piso técnico también funciona como base para el primer piso y es el que transmite el efecto del sismo a los diferentes pisos.

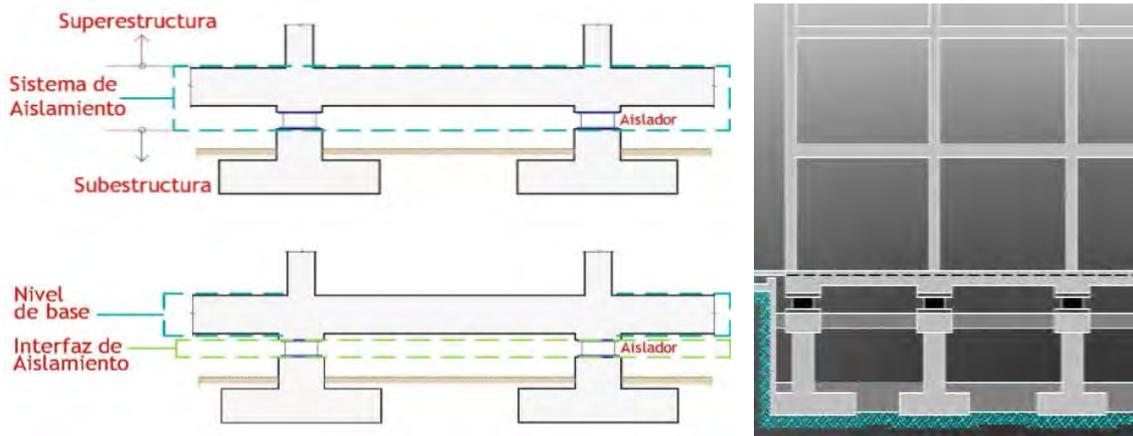


Figura 3.4. Definición del sistema de aislamiento para análisis.
Fuente: Ing. Muñoz A. 2018

- En la primera estructuración dual el ascensor llegará hasta el nivel de piso del sótano monolítico con el sistema de muros de corte y el piso técnico, estando la caja separada de los muros de contención y el aislador se apoyará en el piso del sótano como se aprecia en el modelo estructural de la Figura 3.12.
- La segunda estructuración será aporticada y no tendrá en cuenta que para el modelo fijo en su base cumpla las distorsiones aceptadas por la norma E.030 y cumplirá todas las indicaciones especificadas para la primera estructuración.

3.2.1. Cargas y combinaciones de cargas consideradas para la edificación empotrada en la cimentación.

Se ha considerado las combinaciones de carga de acuerdo a la norma E.060 vigente, para cada dirección:

$$\begin{aligned}
 U &= 1.40CM + 1.70CV \\
 \text{(Ec. II.28.) } U &= 1.25(CM + CV) \pm CS \\
 U &= 0.90CM \pm 1.00CS
 \end{aligned}$$

Donde U es la carga última factorizada, CM es la carga muerta, CV es la carga viva (sobrecarga), CS la carga sísmica. Las cargas de diseño se tomaron según la norma técnica E.020 Cargas.

3.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES PARA PRIMERA ESTRUCTURACIÓN, DUAL.

El criterio en esta estructuración es dotar a la estructura de Resistencia, Rigidez, Estabilidad y Ductilidad, limitando la distorsión a 7%.

3.3.1.1. Losas.

Se consideran losas aligeradas con ladrillo hueco de arcilla unidireccionales orientadas en la dirección Y-Y. Se utilizará la siguiente ecuación de predimensionamiento:

$$(Ec. III.1.) \quad h \geq \frac{L}{25}$$

Se utilizan losas aligeradas unidireccionales debido a que las dimensiones de los paños lo permiten y la sobrecarga, se conoce además el beneficio económico en su uso ya que se comparó con losa bidireccional (15% menor en peso y costo).

Resultando $h = 0.20$ m para una luz libre máxima de 5.10 m y apoyada en los ejes 1, 2 y 3 (2 tramos).

El piso técnico será una losa maciza bidireccional de 0.20 metros de espesor.

3.3.1.2. Vigas estructurales.

Se realiza de acuerdo a la arquitectura en su ancho y peralte, además de la ecuación de predimensionamiento:

$$(Ec. III.2.) \quad h \geq \frac{L}{10} a \frac{L}{12}, \quad b \geq 0.5 h$$

Donde las longitudes libres varían desde 4.75 a 6.00 m. proponiendo el planteamiento de vigas de peralte uniforme con 0.55m y en el piso técnico 0.70m (L/8) como se especifica en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1. Secciones de vigas estructurales.

SECCIONES DE VIGAS ESTRUCTURALES		
DESCRIPCIÓN	PERIMETRALES	INTERIORES
EJES 1-3	0.30x0.55 m ²	-
EJE 2, B, C y D	-	0.35x0.55 m ²
EJES A y E	0.30x0.55 m ²	-
EJE DE y 2a	-	0.25x0.55 m ²
PISO TÉCNICO	0.45x0.70 m ²	0.35x0.70 m ²

3.3.1.3. Columnas estructurales.

Se utiliza la siguiente ecuación de predimensionamiento:

$$(Ec. III.3.) \quad A_c = \frac{P_s}{0.35 - 0.45f'_c}$$

Para la columna central 2-B se tiene un área tributaria de 35.31 m² se considera un peso sísmico general de 1.05 tonf/m², resistencia del concreto 280 kgf/cm² y una cantidad de 07 pisos estructurales, 01 piso técnico y 01 sótano. Resultando en una carga vertical de:

$$P_s = 1.05 \times 35.31 \times 9 = 333.68 \text{ tonf}$$

$A_c = 333.68 / (0.45 \times 0.280) = 0.2648 \text{ m}^2$. Se usará sección cuadrada de lado 0.55m ($A_c = 0.3025 \text{ m}^2$).

Para una columna ubicada en el primer piso y hasta el séptimo resulta:

$$P_s = 1.05 \times 35.31 \times 7 = 259.53 \text{ tonf}$$

$$A_c = 259.53 / (0.45 \times 0.280) = 0.2060 \text{ m}^2.$$

Se usará sección cuadrada de lado 0.45m ($A_c = 0.2025 \text{ m}^2$).

3.3.1.4. Muros de corte.

Se colocan muros de corte a criterio para distribuir uniformemente los esfuerzos resultantes en la base. Esta consideración tiene que ver con lograr cargas lo más uniformes posibles en los aisladores.

Se tienen muros de corte en ejes 1A, 3A, 1B, 3B, 1C, 3C, 1D, 3D y caja de ascensor entre ejes DE y E. que se verifican para el área total de piso construido $304.41 \text{ m}^2 \times 7 \text{ pisos} = 2130.87 \text{ m}^2$

$$A_{m_{x-x}} = 340 \text{ cm} \times 2 \times 20 \text{ cm} + 80 \text{ cm} \times 8 \times 25 \text{ cm} + 8 \times 45 \text{ cm} \times 45 \text{ cm} = 45800 \text{ cm}^2$$

$$\text{Densidad de muros en X-X} = 21.5 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

$$A_{m_{y-y}} = 180 \text{ cm} \times 25 \text{ cm} \times 2 + 250 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} + 80 \text{ cm} \times 45 \text{ cm} \times 6 + 45 \text{ cm} \times 45 \text{ cm} \times 8 = 51800 \text{ cm}^2$$

$$\text{Densidad de muros en Y-Y} = 24.3 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

3.3.1.5. Escalera.

Se utiliza la siguiente ecuación para predimensionamiento:

$$(Ec. III.4.) \quad h \geq \frac{L}{30}$$

Dada una luz máxima L de 4.95 m. resulta en una garganta h de escalera de 0.175m. y se considerara solo como peso y no colaborara con la rigidez lateral.

Como recapitulación, se tendrá en la superestructura losas unidireccionales de 0.20m de espesor unidireccionales, vigas de 0.55m de peralte uniforme en cada piso, variando los anchos, interiores 0.35m y perimetrales 0.30m y en el eje auxiliar DE con 0.25m. En el piso técnico losas macizas bidireccionales de 0.20m de espesor, vigas exteriores o perimetrales de 0.45x0.70m y vigas interiores de 0.35x0.70m. Las placas o muros de corte corresponden a la caja de ascensor que tiene un espesor de 0.20m que llegara al sótano y en la dirección Y-Y se ha colocado 2 placas de 1.80x0.25m en el eje A. Las columnas tendrán una sección uniforme en la altura de 0.45x0.45m (Se ha considerado una densidad de muros 13% mayor en la dirección Y-Y).

3.4. METRADO MANUAL DE CARGAS POR GRAVEDAD

Se realiza el metrado de cargas manual para el piso típico de la estructura, dato básico para verificar el modelo en la herramienta que se utilizó para el análisis sísmico, ETABS versión 18, basado en la arquitectura presentada en la figura 3.2., resultando las tablas 3.2 y 3.3.

Tabla 3.2. Cargas por peso propio en piso típico.

METRADO POR CARGAS DE GRAVEDAD (Peso propio): PISO TÍPICO							
ELEMENTO	Peso unit.	N°	Ancho	Alto	Largo	Volumen	Peso
	Tonf/m ³		m	m	m	m ³	tonf
Viga X-X (0.30x0.55)	2.4	2	0.30	0.55	34.25	11.30	27.13
Viga Y-Y (0.30x0.55)	2.4	2	0.30	0.55	7.35	2.43	5.82
Viga X-X (0.35x0.55)	2.4	1	0.35	0.55	19.35	3.72	8.94
Viga Y-Y (0.35x0.55)	2.4	3	0.35	0.55	8.90	5.14	12.34
Viga (0.25x0.55)	2.4	1	0.25	0.55	21.65	2.98	7.14
Col. (0.45x0.45)	2.4	8	0.45	0.45	2.30	3.73	8.94
Placa L (1.80x0.25)	2.4	2	Área (m ²)	0.59	2.80	3.29	7.90
Placa T (0.80x0.80)	2.4	6	Área (m ²)	0.45	2.80	7.52	18.04
Placa (2.40x0.20)	2.4	1	Área (m ²)	0.48	2.80	1.34	3.23
Placa (3.20x0.20)	2.4	2	Área (m ²)	0.64	2.80	3.58	8.60
Losa aligerada (h=0.20m)	2.4	1	Área (m ²)	280.86	--	35.11	84.26
Escalera t=0.175m	2.4	1	Área (m ²)	0.18	12.97	2.27	5.45
Tabiquería X-X	1.8	2	0.15	1.10	25.54	8.43	15.17
Tabiquería Y-Y	1.8	1	0.15	2.60	18.04	7.04	12.66
						Peso/piso	225.62

Tabla 3.3. Cargas por área y sísmica resultante.

METRADO POR CARGAS DE GRAVEDAD : PISO TÍPICO				
ELEMENTO	Peso unit.	N°	Área	Peso/piso
	Tonf/m2		m2	Tonf
Piso terminado	0.10	1	280.86	28.09
Carga viva	0.25	1	280.86	70.22
Carga Muerta	253.70	Tonf	0.90	Tonf/m2
Carga Viva	70.22	Tonf	0.25	Tonf/m2
1.0CM+0.50CV	288.81	Tonf	1.03	Tonf/m2
1.0CM+0.25CV	271.26	Tonf	0.97	Tonf/m2

3.5. MODELAMIENTO COMPUTACIONAL DE LA ESTRUCTURA CON BASE FIJA PARA PRIMERA ESTRUCTURACIÓN. SISTEMA DUAL.

Con el predimensionamiento realizado se procede a realizar el modelamiento de la estructura en el software de cálculo estructural CSI ETABS versión 18.



Figura 3.5. Vista en planta modelo en ETABS.

Con ello se realiza el análisis sísmico dinámico modal espectral, donde ratificamos el peso sísmico de la estructura con el cálculo manual realizado de 271.26 tonf/piso (El programa da un peso 2% menor).

3.5.1. ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL.

La estructura se modelo considerando la losa como diafragma rígido, las columnas y vigas como frame y los muros de corte como Shell para incorporar las deformaciones de corte en la rigidez lateral. En el presente modelo se ha considerado los apoyos empotrados en el nivel de sótano, resultando:

- Primer modo: periodo de 0.55 segundos en dirección X-X, siendo este el periodo fundamental de la estructura.
- Segundo modo: periodo de 0.53 segundos en dirección Y-Y.
- Tercer modo: periodo de 0.41 segundos alrededor del eje Z.

En la Tabla 3.4 se observa un ligero problema de torsión en la estructura, sería necesario evaluar los desplazamientos de piso extremos y de centro de masa para verificar alguna irregularidad, esto se obviará al considerar el diseño del sistema de aislamiento.

Tabla 3.4. Resultados de ratios de masa participativa en estructura de base fija.

MASAS PARTICIPATIVAS EN ESTRUCTURA CON BASE FIJA								
Caso	Modo	Periodo	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
		sec						
Modal	1	0.55	0.75	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00
Modal	2	0.53	0.00	0.74	0.01	0.75	0.74	0.01
Modal	3	0.41	0.00	0.01	0.73	0.75	0.75	0.74
Modal	4	0.15	0.14	0.00	0.00	0.89	0.75	0.74
Modal	5	0.15	0.00	0.14	0.00	0.89	0.89	0.75
Modal	6	0.11	0.00	0.00	0.14	0.89	0.89	0.89
Modal	7	0.09	0.00	0.00	0.00	0.89	0.89	0.89
Modal	8	0.09	0.00	0.00	0.00	0.89	0.89	0.89

En la figura 3.6 se presenta gráficamente los 3 primeros modos de vibrar del edificio; se aprecia un modelado tipo Shell para considerar deformaciones por corte para la caja del ascensor ya que está compuesto por un muro de 2.40 m de longitud y dos muros de 3.20m.

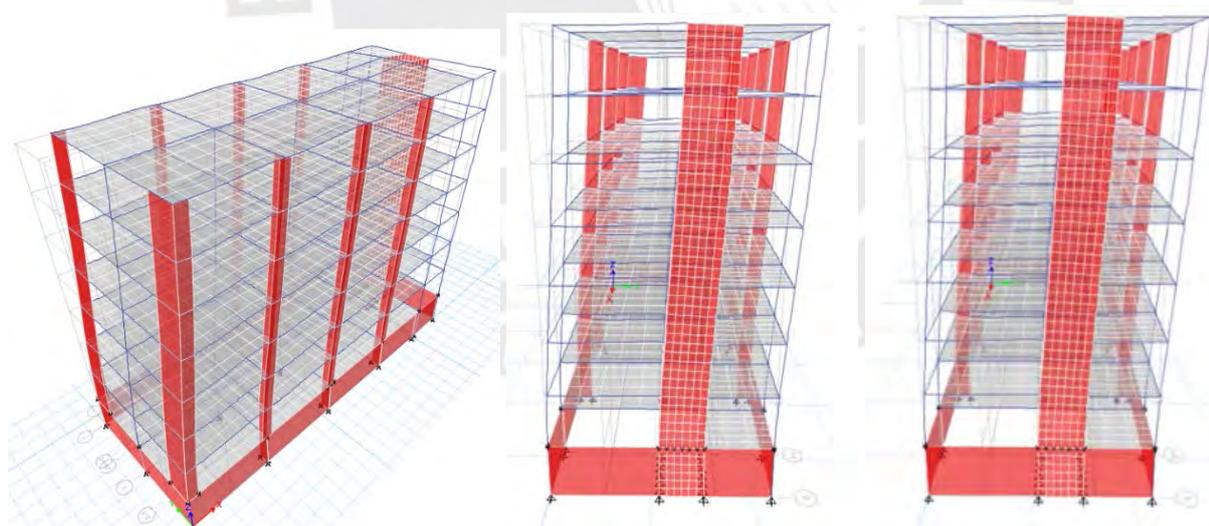


Figura 3.6. Primer, segundo y tercer modo de estructura con base fija.

3.5.2. FUERZAS POR PISO Y PESO SÍSMICO.

La resultante de peso sísmico a nivel de la base será de 1840 tonf. y el peso total de la edificación será de 2152 tonf, incluyendo el sótano. (Tabla 3.5)

Tabla 3.5. Resultados por peso sísmico del edificio.

FUERZAS POR PISO: ESTRUCTURA BASE FIJA			
PISO	CASO	PESO	P ACUM.
		Tonf	Tonf
7MO TECHO	PS=D+0.25L	235.10	235.10
6TO TECHO	PS=D+0.25L	267.48	502.58
5TO TECHO	PS=D+0.25L	267.48	770.06
4TO TECHO	PS=D+0.25L	267.48	1037.55
3ER TECHO	PS=D+0.25L	267.48	1305.03
2DO TECHO	PS=D+0.25L	267.48	1572.52
1ER TECHO	PS=D+0.25L	267.48	1840.00
SOTANO	PS=D+0.25L	311.80	2151.80

3.5.3. ACELERACIONES, DESPLAZAMIENTOS Y CORTANTES DE PISO EN ESTRUCTURA CON BASE FIJA PARA PRIMERA ESTRUCTURACIÓN.

Se calculan las aceleraciones de piso mediante un análisis dinámico espectral considerando los parámetros de la tabla 3.6, de acuerdo a la norma E-030 vigente.

Tabla 3.6. Parámetros sísmicos para estructura con base fija.

Z (g)	0.35
U	1
S	1.15
C	2.5(Tp/T)
R	6
Psis (Tonf)	1840
V basal (Tonf)	309.00
ZUCS/R	0.168
80%Vb (Tonf)	247.00

El análisis sísmico dinámico dio un valor menor al especificado a la mínima basal de diseño por la norma E.030 (80% V_b para estructura regular), por lo que se tuvo que escalar hasta llegar a una fuerza cortante basal estática mínima de 247 tonf, siendo los factores de amplificación de 1.074 para la dirección X-X y de 1.089 para la dirección del sismo en Y-Y.

En las tablas 3.7 y 3.8 se presentan las aceleraciones elásticas ($R=1$) para la comparación estructural con base aislada, teniendo en el séptimo piso 1.55g para sismo en X-X y 1.75g para sismo en Y-Y.

Tabla 3.7. Aceleraciones de piso de estructura con base fija, dirección X-X.

ACELERACIONES POR PISO PARA ESTRUCTURA CON BASE FIJA X-X						
PISO	Carga	UX	UY	UZ	UX	UY
		m/sec ²	m/sec ²	m/sec ²	g	g
7MO TECHO	SSX Max	15.19	1.94	2.75	1.55	0.20
6TO TECHO	SSX Max	12.57	1.57	2.76	1.28	0.16
5TO TECHO	SSX Max	10.48	1.30	2.51	1.07	0.13
4TO TECHO	SSX Max	9.13	1.19	1.97	0.93	0.12
3ER TECHO	SSX Max	7.65	1.07	1.78	0.78	0.11
2DO TECHO	SSX Max	5.31	0.80	1.89	0.54	0.08
1ER TECHO	SSX Max	2.19	0.36	1.69	0.22	0.04

Tabla 3.8. Aceleraciones de piso de estructura con base fija, dirección Y-Y.

ACELERACIONES POR PISO PARA ESTRUCTURA CON BASE FIJA Y-Y						
PISO	Carga	UX	UY	UZ	UX	UY
		m/sec ²	m/sec ²	m/sec ²	g	g
7MO TECHO	SSY Max	1.63	17.20	1.54	0.17	1.75
6TO TECHO	SSY Max	1.30	14.20	1.60	0.13	1.45
5TO TECHO	SSY Max	1.08	11.93	1.47	0.11	1.22
4TO TECHO	SSY Max	0.97	10.37	1.14	0.10	1.06
3ER TECHO	SSY Max	0.82	8.52	1.01	0.08	0.87
2DO TECHO	SSY Max	0.56	5.62	1.33	0.06	0.57
1ER TECHO	SSY Max	0.22	2.14	1.22	0.02	0.22

De igual manera se calcularon los desplazamientos y derivas de piso reales con las fuerzas sísmicas dinámicas, resultando las Tablas 3.9. a 3.11.

Tabla 3.9. Desplazamientos y derivas por sismo X-X en estructura con base fija.

DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS DE PISO: SISMO X-X						
PISO	Carga	UX	UY	UXx0.75R	DESPLAZ. RELATIVO	DERIVA
		m	m	m		
7MO TECHO	SSX Max	0.0183	0.0026	0.0823	0.0098	0.0035
6TO TECHO	SSX Max	0.0161	0.0023	0.0725	0.0117	0.0042
5TO TECHO	SSX Max	0.0135	0.0019	0.0609	0.0132	0.0047
4TO TECHO	SSX Max	0.0106	0.0015	0.0477	0.0142	0.0051
3ER TECHO	SSX Max	0.0074	0.0011	0.0335	0.0140	0.0050
2DO TECHO	SSX Max	0.0043	0.0006	0.0195	0.0124	0.0044
1ER TECHO	SSX Max	0.0016	0.0002	0.0071	0.0071	0.0025

Tabla 3.10. Desplazamientos por sismo Y-Y en estructura con base fija.

DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS DE PISO: SISMO Y-Y						
PISO	Carga	UX	UY	UYx0.75R	DESPLAZ. RELATIVO	DERIVA
		m	m	m		
7MO TECHO	SSY Max	0.0022	0.0211	0.0951	0.0111	0.0040
6TO TECHO	SSY Max	0.0019	0.0187	0.0840	0.0133	0.0047
5TO TECHO	SSY Max	0.0016	0.0157	0.0707	0.0155	0.0055
4TO TECHO	SSY Max	0.0012	0.0123	0.0552	0.0170	0.0061
3ER TECHO	SSY Max	0.0008	0.0085	0.0381	0.0169	0.0060
2DO TECHO	SSY Max	0.0005	0.0047	0.0213	0.0141	0.0050
1ER TECHO	SSY Max	0.0001	0.0016	0.0071	0.0071	0.0026

Tabla 3.11. Fuerzas por piso para estructura con base fija, sismo X-X y sismo Y-Y.

FUERZA CORTANTE DE PISO: SISMO X-X y SISMO Y-Y						
PISO	Carga	VX	VY	Carga	VX	VY
		tonf	tonf		tonf	tonf
7MO TECHO	SSX Max	53.17	1.58	SSY Max	1.55	52.34
6TO TECHO	SSX Max	107.79	3.17	SSY Max	3.23	106.43
5TO TECHO	SSX Max	151.02	4.45	SSY Max	4.58	149.44
4TO TECHO	SSX Max	184.97	5.45	SSY Max	5.63	183.23
3ER TECHO	SSX Max	210.58	6.18	SSY Max	6.41	208.64
2DO TECHO	SSX Max	227.08	6.65	SSY Max	6.89	224.77
1ER TECHO	SSX Max	233.52	6.85	SSY Max	7.08	230.92

Se observa que los resultados obtenidos cumplen los requerimientos en cuanto a deformaciones y derivas de piso especificados en la norma E.030 para estructuras de concreto armado.

3.6. DISEÑO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO CON PRIMERA ESTRUCTURACIÓN. DISEÑO CON ACERO GRADO 60.

Como se indicó en los objetivos de la presente tesis, para esta etapa se mantendrá la misma estructuración para la superestructura como losas, vigas, columnas y muros de corte (sistema estructural dual), se le proporcionará protección sísmica con un sistema de aislamiento de base con dispositivos LRB.

3.6.1. INCLUSIÓN DEL PISO TÉCNICO Y PROPUESTA DE UBICACIÓN DE AISLADORES.

De acuerdo a la planta típica de la Figura 3.2 y 3.3, se plantean los ejes de apoyo para aisladores que coinciden con la intersección de los ejes indicados en los planos de arquitectura, así como la propuesta de los tipos de aisladores en función de la carga por cada aislador, especificadas en las figuras 3.7 y 3.8; inicialmente se propuso 2 aisladores para el ascensor. Finalmente, se decidió instalar aisladores que coincidan con la ubicación de columnas y uno en el centro geométrico del área en planta del ascensor; en la tabla 3.12 se presenta la nomenclatura de los aisladores, que corresponderá a la intersección de los ejes como se indica en la figura 3.9.

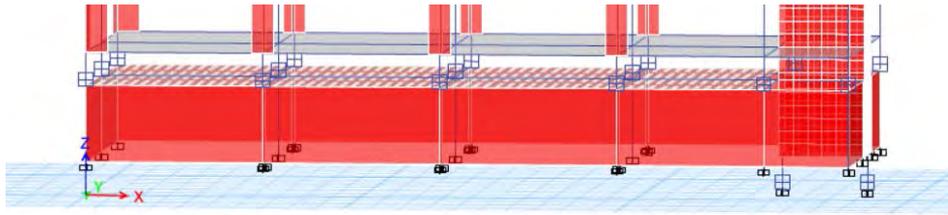


Figura 3.7. Propuesta de aislamiento para el proyecto.

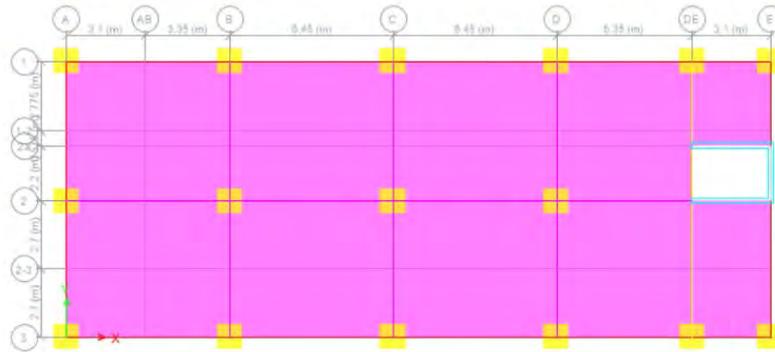


Figura 3.8. Propuesta de aislamiento, planta de piso técnico.

	A	B	C	D	DE	E
1	A1	B1	C1	D1	DE1	E1
2	A2	B2	C2	D2	ASC1	
3	A3	B3	C3	D3	DE3	E3

	A	B	C	D	DE	E
1	LRB2	LRB2	LRB2	LRB2	LRB2	LRB2
2	LRB2	LRB2	LRB2	LRB2	LRB1	
3	LRB2	LRB2	LRB2	LRB2	LRB2	LRB2

Figura 3.9. Ubicación y nomenclatura de aisladores.

También en la tabla 3.12, se presenta el peso debido a la inclusión del piso técnico con losas macizas de 0.20m de espesor, vigas de 0.35 y 0.45x0.70m² y los pedestales de concreto de 1.00x1.00x0.80 m³. Para la estructuración dual se plantean 17 aisladores elastoméricos con núcleo de plomo, en dos tipos, 01 LRB1 y 16 LRB2. Este planteamiento se realiza tratando de optimizar los tipos de aisladores en función de las cargas, entendiendo que no es conveniente decidir por un solo tipo de aislador en vista del requerimiento para los prototipos que generan costo especial de construcción.

Tabla 3.12. *Peso sísmico recibido por cada aislador.*

PESO SÍSMICO POR AISLADOR					
PISO	Link	CODIGO	TIPO AISLADOR	CARGA	FZ
					Tonf
SOTANO	K1	A1	LRB2	PSIS	100.00
SOTANO	K13	B1	LRB2	PSIS	135.88
SOTANO	K11	C1	LRB2	PSIS	137.87
SOTANO	K12	D1	LRB2	PSIS	144.92
SOTANO	K18	A2	LRB2	PSIS	119.07
SOTANO	K14	B2	LRB2	PSIS	181.41
SOTANO	K15	C2	LRB2	PSIS	181.47
SOTANO	K16	D2	LRB2	PSIS	188.22
SOTANO	K2	A3	LRB2	PSIS	97.79
SOTANO	K5	B3	LRB2	PSIS	134.89
SOTANO	K6	C3	LRB2	PSIS	140.67
SOTANO	K7	D3	LRB2	PSIS	137.87
SOTANO	K4	E1	LRB2	PSIS	85.37
SOTANO	K3	E3	LRB2	PSIS	84.56
SOTANO	K8	DE3	LRB2	PSIS	118.69
SOTANO	K9	DE1	LRB2	PSIS	117.82
BASE ASCENSOR	K17	ASC1	LRB1	PSIS	230.86
TOTAL					2337.34

3.6.2. DISEÑO ESTÁTICO PARA AISLAMIENTO PROPUESTO.

3.6.2.1. *Propiedades de la estructura y espectro de diseño requerido.*

Las propiedades de los aisladores se tomaron de las empresas DIS y Bridgestone, las cargas sobre el aislador tipo se toman para las cargas gravitacionales de 231 tonf para LRB1 y 188 tonf para LRB2. (cálculos en anexo 1). En la Tabla 3.13 se tiene el periodo objetivo mayor de 3 veces el periodo como base fija, el factor de amortiguamiento para reducir el espectro de aceleraciones para los periodos dados por el aislamiento, el desplazamiento de diseño en función de espectro de aceleración, periodo y factor de amortiguamiento. El desplazamiento total $1.15 D_M$. En el anexo I se presenta el detalle de los cálculos realizados en la tabla 3.13 y 3.15.

Tabla 3.13. Características de la estructura requeridas para diseño de aisladores.

DATOS DE ENTRADA: ESTRUCTURA AISLADA		
Periodo objetivo	TM (s)	2.88
Factor por amortiguamiento	B _D	1.61
Zona	Z (g)	0.35
Uso	U	1
Factor por tipo de suelo	S	1.15
Periodo de plataforma	T _p (s)	0.6
Límite hacia periodos largos	TI (s)	2
Coefficiente de amplificación sísmica	C	0.36
Factor de reducción por ductilidad	R	1
Aceleración sísmica diseño	SaD (g)	0.145
Máxima aceleración sísmica MCE	SaM (g)	0.218
Peso sísmico	W sísmico (tonf)	2337.34
Desplazamiento mínimo de diseño	D _M (m)	0.280
Desplazamiento total máximo	D _{TM} (m)	0.321

Tabla 3.14. Propiedades para los aisladores LRB

PROPIEDADES DE LOS AISLADORES			
Descripción	Tipo	LRB1	LRB2
Esfuerzo de fluencia del acero	σ _y (tonf/m ²)	25200	25200
Esfuerzo de corte de fluencia del Plomo(Pb)	T _y (tonf/m ²)	812.13	812.13
Deformación angular de diseño propuesta para la goma.	Y %	1.50	1.50
Módulo de corte equivalente del LRB	Geq LRB (tonf/m ²)	38.72	38.72
Módulo de corte aparente del Pb.	α _p (tonf/m ²)	59.41	59.41
Módulo de Bulk	K (tonf/m ²)	119834.40	119834.40
Módulo de elasticidad del Pb.	E _p (tonf/m ²)	1427115.15	1427115.15
Relación entre rigidez inicial y rigidez secante.	alfa	10	10
Razón de amortiguamiento efectivo inicial propuesto.	β _{eff}	0.25	0.25
Módulo de elasticidad de la goma	E ₀ (tonf/m ²)	224.180	224.180

Tabla 3.15. *Diseño de aisladores propuestos.*

Descripción	Tipo	LRB1	LRB2
Peso (tonf)	Ps (Tonf)	231.00	188.00
Cantidad (unid)	N°	1	16
Carga Ultima (tonf)	Pu (Tonf)	433.00	355.00
Rigidez efectiva inicial	Keff i (tonf/m)	111.77	90.96
Energía disipada	WD (tonf/m)	13.72	11.17
Fuerza característica 1	Q1 (tonf)	12.27	9.99
Rigidez secante	K2 (tonf/m)	67.88	55.24
Rigidez inicial	K1 (tonf/m)	678.76	552.41
Desplazamiento de fluencia	Dy (m)	0.020	0.020
Fuerza característica	Q (tonf)	13.22	10.76
Área de plomo	Ap (m2)	0.016	0.013
Diámetro de plomo	Dp (m)	0.144	0.130
Diámetro de plomo ajustado	Dp (m)	0.120	0.110
Área de plomo	Ap (m2)	0.011	0.010
Fuerza característica	Q (tonf)	9.185	7.718
Fuerza característica ajustada	Qd (tonf)	9.182	7.715
Rigidez secante	K2 (tonf/m)	78.91	63.35
Espesor de goma	tr (m)	0.010	0.010
Espesor de acero	ts (m)	0.0030	0.0030
Esfuerzo en acero	σ (tonf/m2)	9962.21	10650.77
Esfuerzo admisible de acero	σ_{adm} (tonf/m2)	18900.00	18900.00
Verificación acero	Comprobación	OK	OK
Altura total de goma	Hr (m)	0.186	0.186
Número de capas de goma	n (unid)	18.64	18.64
Número de capas de goma ajustada	n redondeo (unid)	38	38
Altura total de goma ajustada	Hr (m)	0.380	0.380
Altura de goma + acero	h (m)	0.491	0.491
Espesor de planchas de apoyo	t (m)	0.032	0.032
Altura total de aislador	H total (m)	0.555	0.555
Área de goma	Ar (m2)	0.65	0.52
Diámetro efectivo de aislador	De (m)	0.92	0.82
Diámetro ajustado	De redondear (m)	0.80	0.70
Área total	A (m2)	0.503	0.385
Primer factor de forma	S1	20.00	17.50
Verificación de 1er factor de forma	Comprobación	OK	OK
Área de goma ajustado	Ar definitivo (m2)	0.491	0.375
Rigidez secante ajustada	K2 (tonf/m)	49.45	37.91
Rigidez efectiva ajustada	Keff (tonf/m)	82.31	65.51
Módulo elástico a compresión	Ec (tonf/m2)	67136.30	59184.21
Rigidez vertical de aislador	Kv (tonf/m)	109231.72	73724.76
Rigidez vertical/rigidez efectiva	Kv/Keff	1327.11	1125.34
Verificación de rigidez vertical	Comprobación	OK	OK
Rigidez vertical total por tipo	Kv total (tonf/m)	109231.72	1179596.15
Periodo vertical de vibración	Tv (s)	0.085	
Frecuencia vertical de vibración	fv (hz)	11.710	
Verificación de frecuencia vertical	Comprobación	OK	
Rigidez efectiva total por tipo	Keff (tonf/m)	82.31	1048.22
Periodo del sistema de aislamiento	T (s)	2.884	
Desplazamiento mínimo del SA	DM (m)	0.280	

Se verifica en la tabla 3.15 el periodo de vibración del sistema de aislamiento T resultante es 2.88 s, como el inicial ingresado. Además, se verifica el amortiguamiento en la tabla 3.16. igual a 24.6%. Resulta aisladores LRB1 de 0.80m y LRB2 de 0.70 m de diámetro.

Tabla 3.16. Parámetros nominales de aisladores propuestos.

PARAMETROS NO LINEALES MCE (NOMINAL)			
Descripción	Tipo	LRB1	LRB2
Rigidez efectiva	Keff (Tonf/m)	82.31	65.51
Rigidez secante	K2 (Tonf/m)	49.45	37.91
Desplazamiento mínimo	DM (m)	0.28	0.28
Fuerza característica	Q (Tonf)	9.18	7.72
Rigidez inicial	K1 (Tonf/m)	494.52	379.05
Desplazamiento de fluencia	Dy (m)	0.02	0.02
Fuerza de fluencia	Fy (Tonf)	10.21	8.58
Energía disipada	WD (Tonf.m)	9.51	7.93
Razón del amortiguamiento crítico	β_{eff}	0.24	0.25
Rigidez efectiva total por tipo	Keff tipo (Tonf/m)	82.31	1048.22
Rigidez efectiva del sistema	Keff total (Tonf/m)	1130.53	
Amortiguamiento x Rigidez	$\beta_{eff} \times K_{eff}$	19.37	258.46
Razón del amortiguamiento crítico del SA	β_{eff}	0.246	
Factor de amortiguamiento	BM	1.61	
Periodo del SA	T(s)	2.88	



Se determinan los límites superiores e inferiores para los aisladores en función de los parámetros nominales de acuerdo los factores de modificación indicados en la tabla 2.9, considerando los valores para fabricantes calificados. Estos valores deben ser determinados en laboratorio para cada prototipo de aisladores y es el ingeniero responsable del diseño quien los aprueba.

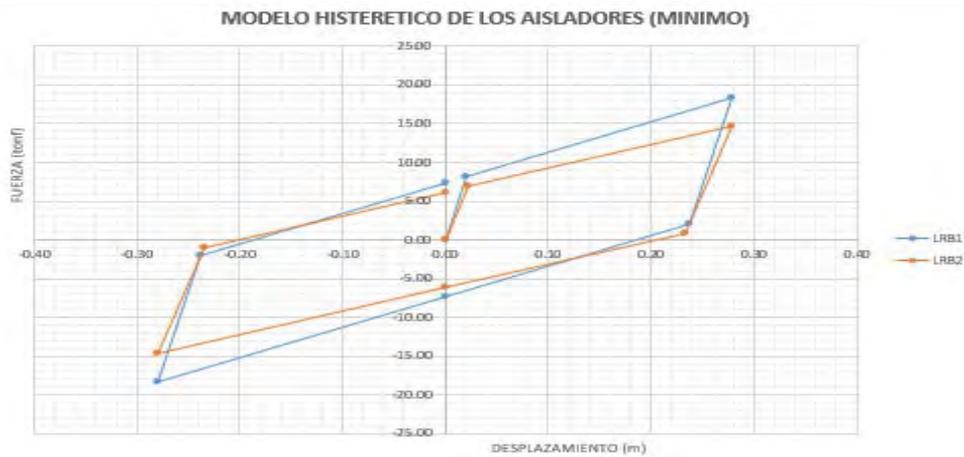
Tabla 3.17. Límite superior de las propiedades de los aisladores propuestos.

PROPIEDADES EN AISLADORES: LÍMITE SUPERIOR		
Aislador	LRB1	LRB2
K2 (tonf/m)	64.29	49.28
Q (tonf)	13.78	11.58
DM (m)	0.273	0.273
Keff (tonf/m)	114.75	91.68
K1 (tonf/m)	642.87	492.77
Dy (m)	0.0238	0.0261
Fy (tonf)	15.31	12.86
WM (tonf.m)	13.733	11.433
Keff tipo (tonf/m)	114.754	1466.930
Keff total (tonf/m)	1581.684	
β_{eff}	0.256	0.266
$\beta_{eff} \times K_{eff}$	29.326	390.644
β_{eff} total	0.266	
T (s)	2.44	



Tabla 3.18. Límite inferior de las propiedades de los aisladores propuestos.

PROPIEDADES EN AISLADORES: LÍMITE INFERIOR		
Aislador	LRB1	LRB2
K2 (tonf/m)	39.56	30.32
Q (tonf)	7.35	6.17
DM (m)	0.279	0.279
Keff (tonf/m)	65.90	52.45
K1 (tonf/m)	395.61	303.24
Dy (m)	0.0206	0.0226
Fy (tonf)	8.16	6.86
WM (tonf.m)	7.59	6.33
Keff tipo (tonf/m)	65.90	839.27
Keff total (tonf/m)	905.17	
β_{eff}	0.236	0.247
$\beta_{eff} \times K_{eff}$	15.53	207.14
β_{eff} total	0.246	
T (s)	3.22	



Con las propiedades obtenidas en las tablas 3.16, 3.17 y 3.18 se proceden a elaborar 3 modelos computacionales para cada grupo de propiedades: a) límite superior o máximo, b) nominal y c) límite inferior o mínimo. Con estos se procederán a realizar las verificaciones para los aisladores propuestos, cálculo de fuerzas de diseño, máximas cargas axiales y máximos desplazamientos.

3.6.3. MODELAMIENTO COMPUTACIONAL DE ESTRUCTURA AISLADA PARA PRIMERA ESTRUCTURACIÓN. DUAL

Se ingresan los parámetros obtenidos de los aisladores para realizar un análisis dinámico modal espectral de la estructura aislada, la rigidez efectiva y el amortiguamiento de cada aislador. Ver Figura 3.10 y 3.11.

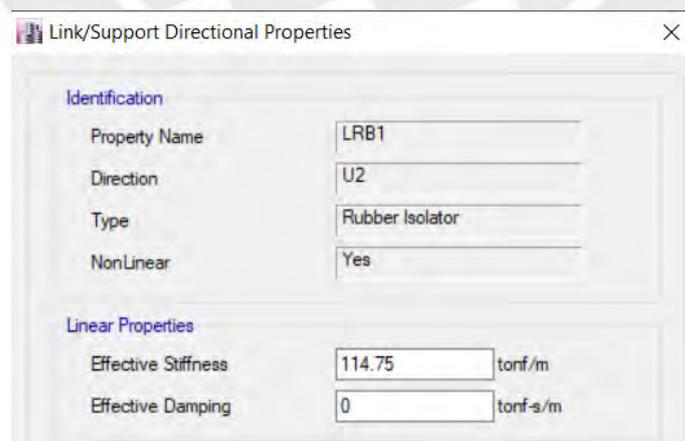


Figura 3.10. Ingreso de parámetros de aisladores límite superior.

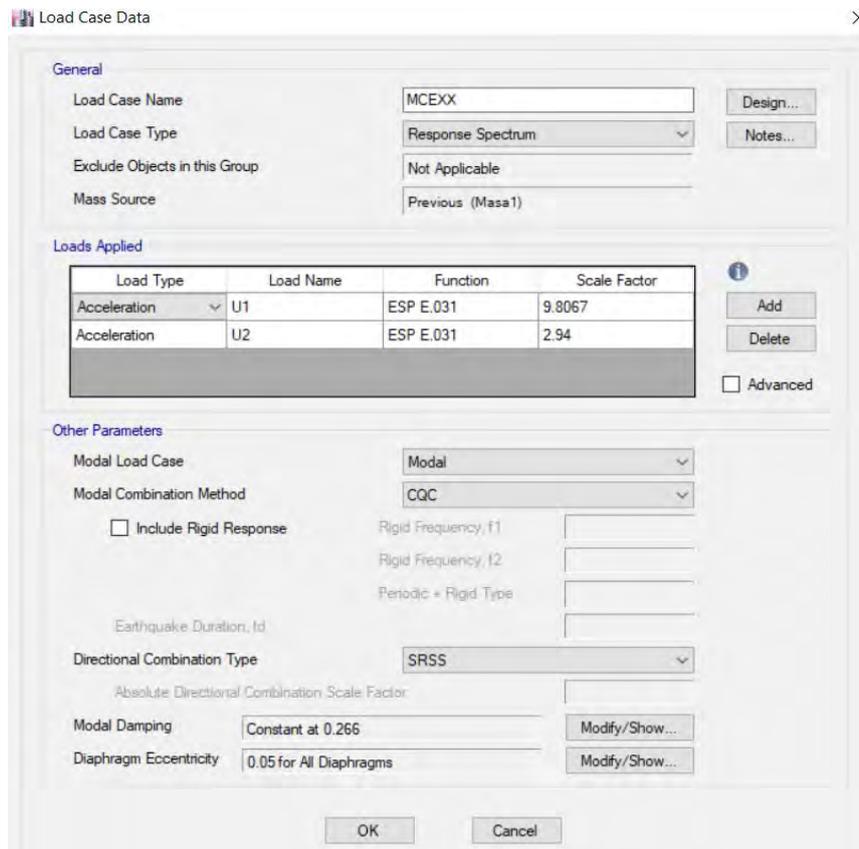


Figura 3.11. Asignación del caso carga sismo MCE en dirección X-X límite superior.

Los parámetros ingresados para la estructura con aisladores bajo el límite superior de propiedades, se observan en la figura 3.11 (Tabla 3.17.). Para un análisis dinámico espectral de acuerdo a la norma E.031 artículo 25.2.c se aplica el espectro al 100% en la dirección de análisis más el 30% en la dirección perpendicular y solo se colocarán los parámetros para máxima deformación “D_M” calculados y se calculará el desplazamiento total máximo que incluye la excentricidad accidental de + y -5.00% con la excentricidad real de la estructura.

Los resultados modales para propiedades en los límites superior, nominal e inferior, se observan en las tablas 3.19, 3.20 y 3.21. Se observa los dos modos de vibración más representativos de la estructura aislada para el límite superior en la figura 3.12.

Tabla 3.19. Resultados de periodos y masa participativa para limite superior.

RESULTADOS MODALES PARA EL LÍMITE SUPERIOR: MASAS PARTICIPATIVAS								
Caso	Modo	Periodo	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
		sec						
Modal	1	2.44	0.19	0.71	0.01	0.19	0.71	0.01
Modal	2	2.44	0.71	0.19	0.00	0.91	0.90	0.01
Modal	3	2.19	0.00	0.01	0.90	0.91	0.91	0.91
Modal	4	0.38	0.00	0.00	0.00	0.91	0.91	0.91
Modal	5	0.38	0.00	0.00	0.00	0.91	0.91	0.91
Modal	6	0.30	0.00	0.00	0.00	0.91	0.91	0.91
Modal	7	0.14	0.00	0.00	0.00	0.91	0.91	0.91

Tabla 3.20. Resultados de periodos y masa participativa para propiedades nominales.

RESULTADOS MODALES PARA PROP. NOMINALES: MASAS PARTICIPATIVAS								
Caso	ModO	Periodo	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
		sec						
Modal	1	2.86	0.18	0.72	0.01	0.18	0.72	0.01
Modal	2	2.86	0.73	0.18	0.00	0.91	0.90	0.01
Modal	3	2.57	0.00	0.01	0.90	0.91	0.91	0.91
Modal	4	0.39	0.00	0.00	0.00	0.91	0.91	0.91
Modal	5	0.39	0.00	0.00	0.00	0.91	0.91	0.91
Modal	6	0.30	0.00	0.00	0.00	0.91	0.91	0.91
Modal	7	0.14	0.00	0.00	0.00	0.91	0.91	0.91

Tabla 3.21. Resultados de periodos y masa participativa para limite inferior.

RESULTADOS MODALES PARA EL LÍMITE INFERIOR: MASAS PARTICIPATIVAS								
Caso	Modo	Periodo	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
		sec						
Modal	1	3.19	0.17	0.74	0.01	0.17	0.74	0.01
Modal	2	3.18	0.74	0.17	0.00	0.91	0.90	0.01
Modal	3	2.87	0.00	0.01	0.90	0.91	0.91	0.91
Modal	4	0.39	0.00	0.00	0.00	0.91	0.91	0.91
Modal	5	0.39	0.00	0.00	0.00	0.91	0.91	0.91
Modal	6	0.30	0.00	0.00	0.00	0.91	0.91	0.91
Modal	7	0.14	0.00	0.00	0.00	0.91	0.91	0.91

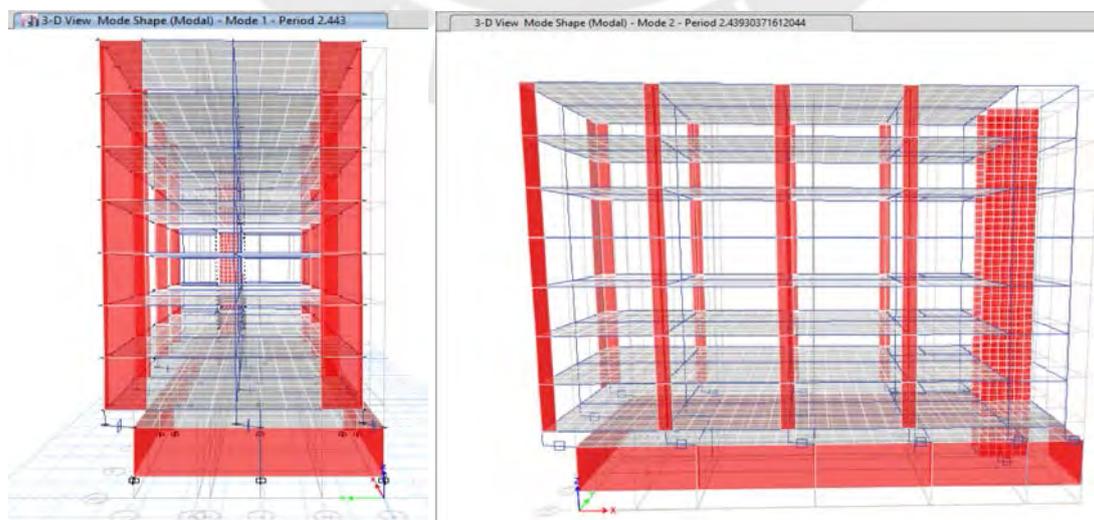


Figura 3.12. Primer y Segundo modo para modelo de estructura aislada con limite superior de propiedades.

3.6.3.1. Desplazamientos totales máximos.

Se consideran los resultados obtenidos de la estructura con aislamiento de base para el modelo que utiliza el límite inferior de propiedades de los aisladores propuestos para obtener las máximas deformaciones en la superestructura, ya que al tener mayor flexibilidad y menor razón de amortiguamiento crítico resultará los máximos desplazamientos (tablas 3.22 y 3.23).

Tabla 3.22. Desplazamientos para el sismo MCE en dirección X-X.

DESPLAZAMIENTO TOTAL MÁXIMO: SISMO MCE X-X						
PISO	ELEVACIÓN	DIR X-X	DIR Y-Y	DTM	DESPLAZ. RELATIVO	DERIVA
	m	m	m	m	m	
7MO TECHO	24.80	0.2868	0.0997	0.3036	0.0016	0.0006
6TO TECHO	22.00	0.2852	0.0992	0.3019	0.0020	0.0007
5TO TECHO	19.20	0.2833	0.0987	0.3000	0.0023	0.0008
4TO TECHO	16.40	0.2811	0.0981	0.2977	0.0027	0.0010
3ER TECHO	13.60	0.2785	0.0973	0.2950	0.0030	0.0011
2DO TECHO	10.80	0.2756	0.0964	0.2920	0.0033	0.0012
1ER TECHO	8.00	0.2725	0.0955	0.2887	0.0030	0.0011
PISO TECNICO	5.20	0.2696	0.0947	0.2857	-	-
SOTANO	4.00	0.2646	0.0929	0.2804	-	-
BASE ASCENSOR	1.20	0.2615	0.0917	0.2772	-	-
Base	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	-	-

Tabla 3.23. Desplazamientos para el sismo MCE en dirección Y-Y.

DESPLAZAMIENTO TOTAL MÁXIMO: SISMO MCE Y-Y						
PISO	ELEVACIÓN	DIR X-X	DIR Y-Y	DTM	DESPLAZ. RELATIVO	DERIVA
	m	m	m	m	m	
7MO TECHO	24.80	0.0998	0.3201	0.3353	0.0021	0.0007
6TO TECHO	22.00	0.0992	0.3181	0.3332	0.0023	0.0008
5TO TECHO	19.20	0.0986	0.3158	0.3308	0.0022	0.0008
4TO TECHO	16.40	0.0979	0.3137	0.3286	0.0026	0.0009
3ER TECHO	13.60	0.0970	0.3112	0.3260	0.0029	0.0011
2DO TECHO	10.80	0.0960	0.3085	0.3231	0.0031	0.0011
1ER TECHO	8.00	0.0949	0.3056	0.3200	0.0027	0.0010
PISO TECNICO	5.20	0.0940	0.3030	0.3172	-	-
SOTANO	4.00	0.0842	0.2983	0.3100	-	-
BASE ASCENSOR	1.20	0.0833	0.2945	0.3061	-	-
Base	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	-	-

Estos datos serán utilizados para realizar las verificaciones para cargas axiales máximas y mínimas bajo el máximo desplazamiento del sistema de aislamiento.

3.6.3.2. Aceleraciones de piso.

Las aceleraciones máximas de piso en la estructura aislada se presentarán para el modelo con propiedades del límite superior, ya que tendrán más rigidez y menor periodo de vibración como se muestra en las tablas 3.24. y 3.25.; teniendo aceleraciones máximas para las direcciones X-X e Y-Y del orden de 0.19 g.

Tabla 3.24. Aceleraciones de piso para sistema dual, sismo X-X.

ACELERACIONES POR PISO X-X						
PISO	Carga	UX	UY	UZ	UX	UY
		m/sec ²	m/sec ²	m/sec ²	g	g
7MO TECHO	MCE X-X	1.88	0.57	0.09	0.19	0.06
6TO TECHO	MCE X-X	1.85	0.56	0.10	0.19	0.06
5TO TECHO	MCE X-X	1.81	0.55	0.10	0.18	0.06
4TO TECHO	MCE X-X	1.78	0.55	0.11	0.18	0.06
3ER TECHO	MCE X-X	1.75	0.54	0.11	0.18	0.06
2DO TECHO	MCE X-X	1.74	0.54	0.10	0.18	0.05
1ER TECHO	MCE X-X	1.73	0.53	0.10	0.18	0.05

Tabla 3.25. Aceleraciones de piso para sistema dual, sismo Y-Y.

ACELERACIONES POR PISO Y-Y						
PISO	Carga	UX	UY	UZ	UX	UY
		m/sec ²	m/sec ²	m/sec ²	g	g
7MO TECHO	MCE Y-Y	0.57	1.90	0.09	0.06	0.19
6TO TECHO	MCE Y-Y	0.56	1.88	0.10	0.06	0.19
5TO TECHO	MCE Y-Y	0.54	1.85	0.10	0.06	0.19
4TO TECHO	MCE Y-Y	0.53	1.82	0.10	0.05	0.19
3ER TECHO	MCE Y-Y	0.53	1.80	0.10	0.05	0.18
2DO TECHO	MCE Y-Y	0.52	1.79	0.10	0.05	0.18
1ER TECHO	MCE Y-Y	0.52	1.77	0.10	0.05	0.18

3.6.4. VERIFICACIONES PARA AISLADORES

Las tablas 3.26 a 3.28 muestran las verificaciones de los aisladores realizadas de acuerdo a la norma E.031, ecuaciones que se presentan en el anexo I y que son desarrolladas por los profesores Kelly y Farzad.

Tabla 3.26. Verificación por máxima deformación en aisladores.

VERIFICACION POR DEFORMACION		
Ys	0.895	0.895
Yc	1.210	1.716
Yθ	0.189	0.145
Y	2.29	2.76
Yadm	6.00	6.00
Comprobación	OK	OK

Tabla 3.27. Verificación por estabilidad en aisladores.

VERIFICACION POR ESTABILIDAD		
I (m4)	0.0201	0.0118
PE (ton)	23776.34	12284.75
As (m2)	0.635	0.485
Ps (ton)	24.58	18.78
Pcrit (ton)	752.34	471.02
F.S.	1.74	1.33
Comprobación	OK	OK

Tabla 3.28. Verificación por volteo en aisladores

VERIFICACION POR VOLTEO		
Dmax (m)	0.724	0.635
F.S.	2.59	2.27
Comprobación	OK	OK

3.6.4.1. Verificación de carga axial en aisladores.

Se presenta en el anexo I (página 143) el procedimiento para determinar la capacidad máxima que admite a compresión el aislador seleccionado basado en el proveedor Bridgestone(2017), además de la carga por tracción que resiste cada aislador utilizado en la tabla 3.30; estos valores se obtuvieron de catálogos de aisladores indicados y se utilizan para cada verificación con las combinaciones de carga máxima y mínima en los aisladores obtenidos del análisis estructural realizado para las hipótesis de carga máxima y mínima de acuerdo a la norma E.031 para el límite superior, con resultados que se indican en las tablas 3.31 a 3.34.

Tabla 3.29. Carga axial máxima en compresión.

TIPO AISLADOR	Pcr (ymáx)
	Tonf
LRB1	509.68
LRB2	395.01

Tabla 3.30. Carga máxima a tracción por tipo de aislador.

TIPO AISLADOR	DIAMETRO	AREA	MODULO DE CORTE	RESISTENCIA A TRACCIÓN
	m	m2	Tonf/m2	Tonf
LRB1	0.8	0.503	52.00	78.41
LRB2	0.7	0.385	52.00	60.04

Tabla 3.31. Carga máxima a compresión para sismo MCE X-X.

MAXIMA CARGA EN AISLADORES = 1.55CM+1.25CV+QMCEXX						
PISO	AISLADOR	CODIGO - EJES	FZ	FZ MAX	TIPO AISLADOR	VERIF.
			Tonf	Tonf		
SOTANO	K1	A1	227.51	395.01	LRB2	OK
SOTANO	K13	B1	247.35	395.01	LRB2	OK
SOTANO	K11	C1	249.39	395.01	LRB2	OK
SOTANO	K12	D1	261.27	395.01	LRB2	OK
SOTANO	K18	A2	244.36	395.01	LRB2	OK
SOTANO	K14	B2	310.66	395.01	LRB2	OK
SOTANO	K15	C2	309.17	395.01	LRB2	OK
SOTANO	K16	D2	322.44	395.01	LRB2	OK
SOTANO	K2	A3	224.21	395.01	LRB2	OK
SOTANO	K5	B3	246.17	395.01	LRB2	OK
SOTANO	K6	C3	253.89	395.01	LRB2	OK
SOTANO	K7	D3	250.18	395.01	LRB2	OK
SOTANO	K4	E1	217.50	395.01	LRB2	OK
SOTANO	K3	E3	205.32	395.01	LRB2	OK
SOTANO	K8	DE3	212.02	395.01	LRB2	OK
SOTANO	K9	DE1	220.32	395.01	LRB2	OK
BASE	K17	ASC1	426.19	509.68	LRB1	OK

Tabla 3.32. Carga máxima a compresión para sismo MCE Y-Y.

MAXIMA CARGA EN AISLADORES = 1.55CM+1.25CV+QMCEYY						
PISO	AISLADOR	CODIGO - EJES	FZ	FZ MAX	TIPO AISLADOR	VERIF.
			Tonf	Tonf		
SOTANO	K1	A1	252.30	395.01	LRB2	OK
SOTANO	K13	B1	290.31	395.01	LRB2	OK
SOTANO	K11	C1	291.41	395.01	LRB2	OK
SOTANO	K12	D1	307.26	395.01	LRB2	OK
SOTANO	K18	A2	212.78	395.01	LRB2	OK
SOTANO	K14	B2	309.37	395.01	LRB2	OK
SOTANO	K15	C2	310.94	395.01	LRB2	OK
SOTANO	K16	D2	319.42	395.01	LRB2	OK
SOTANO	K2	A3	251.59	395.01	LRB2	OK
SOTANO	K5	B3	290.67	395.01	LRB2	OK
SOTANO	K6	C3	297.11	395.01	LRB2	OK
SOTANO	K7	D3	296.82	395.01	LRB2	OK
SOTANO	K4	E1	212.72	395.01	LRB2	OK
SOTANO	K3	E3	183.39	395.01	LRB2	OK
SOTANO	K8	DE3	245.96	395.01	LRB2	OK
SOTANO	K9	DE1	271.99	395.01	LRB2	OK
BASE	K17	ASC1	448.86	509.68	LRB1	OK

Tabla 3.33. Cargas mínimas en aisladores para sismo MCE X-X.

MÍNIMA CARGA AXIAL EN AISLADORES = 0.6CM-QMCEXX						
PISO	AISLADOR	CODIGO - EJES	FZ	FZ MIN	TIPO AISLADOR	RESIST. A TRACCIÓN
			Tonf	Tonf		
SOTANO	K1	A1	-7.60	-60.04	LRB2	OK
SOTANO	K13	B1	51.27	-60.04	LRB2	OK
SOTANO	K11	C1	54.42	-60.04	LRB2	OK
SOTANO	K12	D1	56.06	-60.04	LRB2	OK
SOTANO	K18	A2	16.48	-60.04	LRB2	OK
SOTANO	K14	B2	87.21	-60.04	LRB2	OK
SOTANO	K15	C2	89.85	-60.04	LRB2	OK
SOTANO	K16	D2	87.65	-60.04	LRB2	OK
SOTANO	K2	A3	-9.05	-60.04	LRB2	OK
SOTANO	K5	B3	50.14	-60.04	LRB2	OK
SOTANO	K6	C3	55.21	-60.04	LRB2	OK
SOTANO	K7	D3	51.96	-60.04	LRB2	OK
SOTANO	K4	E1	-35.59	-60.04	LRB2	OK
SOTANO	K3	E3	-22.54	-60.04	LRB2	OK
SOTANO	K8	DE3	44.58	-60.04	LRB2	OK
SOTANO	K9	DE1	31.76	-60.04	LRB2	OK
BASE	K17	ASC1	92.30	-78.41	LRB1	OK

Tabla 3.34. Cargas mínimas en aisladores para sismo MCE Y-Y.

MÍNIMA CARGA AXIAL EN AISLADORES = 0.6CM-QMCEYY						
PISO	AISLADOR	EJES	FZ	FZ MIN	TIPO AISLADOR	RESIST. A TRACCIÓN
			Tonf	Tonf		
SOTANO	K1	A1	-32.40	-60.04	LRB2	OK
SOTANO	K13	B1	8.31	-60.04	LRB2	OK
SOTANO	K11	C1	12.40	-60.04	LRB2	OK
SOTANO	K12	D1	10.07	-60.04	LRB2	OK
SOTANO	K18	A2	48.07	-60.04	LRB2	OK
SOTANO	K14	B2	88.50	-60.04	LRB2	OK
SOTANO	K15	C2	88.08	-60.04	LRB2	OK
SOTANO	K16	D2	90.67	-60.04	LRB2	OK
SOTANO	K2	A3	-36.43	-60.04	LRB2	OK
SOTANO	K5	B3	5.64	-60.04	LRB2	OK
SOTANO	K6	C3	12.00	-60.04	LRB2	OK
SOTANO	K7	D3	5.33	-60.04	LRB2	OK
SOTANO	K4	E1	-30.81	-60.04	LRB2	OK
SOTANO	K3	E3	-0.60	-60.04	LRB2	OK
SOTANO	K8	DE3	10.63	-60.04	LRB2	OK
SOTANO	K9	DE1	-19.91	-60.04	LRB2	OK
BASE	K17	ASC1	69.63	-78.41	LRB1	OK

3.6.4.2. Verificación por carga de viento.

Tomaremos la carga de viento sobre la estructura y en cada dirección suponiendo una presión uniforme del viento sobre el área expuesta de la fachada, siendo la mayor 545 m²; la presión se ha tomado como indica la norma técnica E.020 considerando los factores de presión y succión máximos. Se verifica que esta fuerza no sobrepasa la fuerza de activación del sistema (46.32 < 117.93 tonf), que es la fuerza a la cual empieza el rango no lineal de las unidades de aislamiento.

Tabla 3.35. *Mínima fuerza de activación del sistema*

PROPIEDADES PARA EL LÍMITE INFERIOR SEGÚN TIPO AISLADOR		
PROPIEDADES	LRB1	LRB2
Dy (m)	0.0206	0.0226
K1 (Tonf/m)	395.61	303.24
Cantidad	1	16
F1 (Tonf)	8.16	109.77
F1 total (Tonf)	117.93	

Tabla 3.36. *Fuerza de viento en la estructura aislada.*

VERIFICACIÓN: FUERZA CONTRA EL VIENTO				
Altura total (h)		19.60	m	
Área de fachada (A)		544.88	m ²	
Veloc. De viento diseño a 10m según E.020		85.00	Km/h	
Veloc. De viento diseño a altura h según E.020		98.56	Km/h	
Factor de forma adimensional (C) para edificios verticales	0.80	Barlovento	-0.6	Sotavento
Presión del viento	38.86		Kg/m ²	
Succión del viento	-29.14		Kg/m ²	
Fuerza promedio de presión de viento		21.17	Tonf	
Fuerza promedio de succión de viento		-15.88	Tonf	
Carga total de viento		37.05	Tonf	
Carga factorizada (x1.25)		46.32	Tonf	
Mínima fuerza de activación del sistema		117.93	Tonf	
Sistema de restricción contra el viento		OK		

Este cálculo de fuerza de viento también sirve para determinar los límites del cortante total en la superestructura V_s .

3.7. CÁLCULO DE LAS FUERZAS DE DISEÑO PARA PRIMERA ESTRUCTURACIÓN. DUAL

Se realiza un análisis estático de fuerza lateral equivalente y se compara con las cortantes obtenidas por el software para el análisis dinámico modal espectral, dividiendo estos valores entre $R=2$. Se determina una envolvente y se procede a diseñar con estas fuerzas de acuerdo con los requerimientos de la norma E.031.

3.7.1. FUERZAS LATERALES PARA LA SUBESTRUCTURA Y SISTEMA DE AISLACIÓN, PRIMERA ESTRUCTURACIÓN.

Se obtiene la mínima fuerza lateral V_b para los aisladores en el límite superior, nominal e inferior, según la ecuación (Ec. II.20.). Ver tabla 3.37.

Tabla 3.37. Fuerzas V_b de acuerdo a límites de propiedades.

	MAX	NOM	MIN
k_M MAX (tonf/m)	1581.68	1130.53	905.17
D_M (m)	0.27	0.28	0.28
V_b (tonf)	431.80	316.04	252.54
W (tonf)	2337.34	2337.34	2337.34
V_b/W	0.18	0.14	0.11
$90\%*V_b$	388.62	284.44	227.29

3.7.2. FUERZA CORTANTE PARA LA SUPERESTRUCTURA DUAL.

Se obtiene la cortante mínima reducida V_s para los estados de los aisladores en el límite superior, nominal e inferior, según la ecuación (Ec. II.21), teniendo en cuenta que se debe calcular con anterioridad la cortante mínima sin reducir V_{st} , según la ecuación (Ec. II.22). Ver tabla 3.38.

Tabla 3.38. Cortante V_s de acuerdo a límites de propiedades.

	MAX	NOM	MIN
W (tonf)	2337.34	2337.34	2337.34
W_s (tonf)	1933.61	1933.61	1933.61
β_m	0.266	0.246	0.246
V_{st} (tonf)	405.13	293.75	234.76
R	2	2	2
V_s (tonf)	202.57	146.88	117.38

3.7.2.1. Valores mínimos de la cortante para la superestructura.

No debe ser menor que:

- Fuerza lateral requerida como estructura fija:

Los resultados se presentan para los límites máximo y mínimo, tabla 3.39.

Tabla 3.39. Cálculo de V_{s1} para los límites de propiedades.

	MAX	NOM	MIN
T_M (s)	2.44	2.88	3.22
Z (g)	0.35	0.35	0.35
U	1	1	1
S	1.15	1.15	1.15
T_p (s)	0.6	0.6	0.6
T_I (s)	2	2	2
C	0.66	0.66	0.66
R	6	6	6
V_{s1} mín (tonf)	103.49	103.49	103.49

- Carga de viento: Donde las ecuaciones y factores se encuentran en la norma E.020 (Cargas). La mínima fuerza de activación del sistema se calculó en la tabla 3.35 y 3.36, en el límite inferior de propiedades.

Tabla 3.40. Cálculo de V_{s2} para los límites de propiedades. Fuerza de Viento

	MAX	NOM	MIN
V_{s2} mín (tonf)	46.32	46.32	46.32

- Fuerza de activación del sistema de aislación para 1.5 veces las propiedades nominales antes de la fluencia: La ecuación utilizada corresponde al comportamiento de los aisladores en su estado elástico. Ver tabla 3.41.

$$(Ec. III.5.) \quad k_1 = \frac{F1}{D_y}$$

Tabla 3.41. Fuerza de activación del sistema para 1.5 veces las propiedades nominales.

NOMINAL = PROPIEADADES x 1.5		
PROPIEADADES	LRB1	LRB2
Dy (m)	0.031	0.034
K1 (Tonf/m)	741.78	568.58
Cantidad	1	16
F1 (Tonf)	22.96	308.72
F1 total (Tonf)	331.68	

La $F1$ total corresponden a V_{b3} en cada estado. Para hallar V_{s3} se tendrá que utilizar las ecuaciones (Ec. II.21) y (Ec. II.22). Ver tabla 3.42.

Tabla 3.42. Cálculo de V_{s3} para los límites de propiedades.

	MAX	NOM	MIN
V_{b3} (tonf)	331.68	331.68	331.68
V_{st3} (tonf)	311.19	308.29	308.33
V_{s3} mín (tonf)	155.60	154.15	154.16

Se cumple los límites de cortante, que son menores que la fuerza cortante en la superestructura V_s , por lo tanto, $V_s > V_{s1}$, $V_s > V_{s2}$, $V_s > V_{s3}$. Ver tabla 3.43.

Tabla 3.43. Cálculo de V_s a utilizar.

	MAX	NOM	MIN
V_{s1} mín (tonf)	103.49	103.49	103.49
V_{s2} mín (tonf)	46.32	46.32	46.32
V_{s3} mín (tonf)	155.60	154.15	154.16
V_s (tonf)	202.57	154.15	154.16

3.7.2.2. Distribución vertical de la fuerza sísmica.

El cálculo de las fuerzas inerciales resulta del cálculo de las siguientes ecuaciones (Ec. II.23.), (Ec. II.24.), (Ec. II.25.) y (Ec. II.26.). Ver tabla 3.44.

Tabla 3.44. Cálculo de coeficientes para distribución vertical de fuerzas de diseño por piso.

	MAX	NOM	MIN
V _s dis (tonf)	202.57	154.15	154.16
R	2	2	2
F ₁ (tonf)	13.33	11.14	8.89
T _{fb} x-x (s)	0.55	0.55	0.55
T _{fb} y-y (s)	0.53	0.53	0.53
k x-x	2.045	1.892	1.894
k y-y	1.981	1.834	1.836

Se observa que los coeficientes exponenciales “k” son mayores para el límite superior, como se espera, aunque el capítulo 17C (comentarios) del estándar ASCE 7-16 indica que para estructuras esbeltas podría encontrarse que a partir del tercer o cuarto nivel las fuerzas en los pisos son mayores considerando el límite inferior de las propiedades en el sistema de aislamiento.

Tabla 3.45. Cálculo de fuerzas de diseño por piso por el método de fuerza lateral equivalente para el límite superior de propiedades, Sismo en dirección X-X.

ANÁLISIS ESTÁTICO: DIR X-X MAXIMO						
NIVEL	W (tonf)	h (m)	Wxh ^k	Cvx	F (tonf)	V (tonf)
7MO TECHO	238.70	19.60	104684.25	0.330	66.82	66.82
6TO TECHO	265.94	16.80	85101.91	0.268	54.32	121.13
5TO TECHO	265.94	14.00	58620.91	0.185	37.42	158.55
4TO TECHO	265.94	11.20	37146.61	0.117	23.71	182.26
3ER TECHO	265.94	8.40	20629.12	0.065	13.17	195.43
2DO TECHO	265.94	5.60	9004.52	0.028	5.75	201.17
1ER TECHO	265.94	2.80	2182.74	0.007	1.39	202.57
PISO TECNICO	346.00				13.33	215.90
			317370.06			215.90

Tabla 3.46. Cálculo de fuerzas de diseño por piso por el método de fuerza lateral equivalente para el límite superior de propiedades, Sismo en dirección Y-Y.

ANÁLISIS ESTÁTICO: DIR Y-Y MAXIMO						
NIVEL	W (tonf)	h (m)	Wxh ^k	Cvx	F (tonf)	V (tonf)
7MO TECHO	238.70	19.60	86739.84	0.324	65.66	65.66
6TO TECHO	265.94	16.80	71204.46	0.266	53.90	119.56
5TO TECHO	265.94	14.00	49616.28	0.185	37.56	157.12
4TO TECHO	265.94	11.20	31887.10	0.119	24.14	181.25
3ER TECHO	265.94	8.40	18033.17	0.067	13.65	194.90
2DO TECHO	265.94	5.60	8075.69	0.030	6.11	201.02
1ER TECHO	265.94	2.80	2045.24	0.008	1.55	202.57
PISO TECNICO	346.00				13.33	215.90
			267601.78			215.90

Tabla 3.47. Cálculo de fuerzas por piso con el software CSI ETABS para el límite superior de propiedades en dirección X-X y Y-Y.

FUERZAS DE PISO: SISMO X-X y SISMO Y-Y (R=2)						
PISO	Carga	VX	VY	Carga	VX	VY
		tonf	tonf		tonf	tonf
7MO TECHO	MCE X-X	20.50	6.13	MCE Y-Y	6.15	20.43
6TO TECHO	MCE X-X	45.36	13.56	MCE Y-Y	13.60	45.24
5TO TECHO	MCE X-X	69.49	20.79	MCE Y-Y	20.83	69.36
4TO TECHO	MCE X-X	93.09	27.87	MCE Y-Y	27.91	92.97
3ER TECHO	MCE X-X	116.19	34.81	MCE Y-Y	34.83	116.11
2DO TECHO	MCE X-X	138.88	41.63	MCE Y-Y	41.64	138.86
1ER TECHO	MCE X-X	161.23	48.36	MCE Y-Y	48.34	161.30
PISO TÉCNICO	MCE X-X	193.33	58.02	MCE Y-Y	57.96	193.55

Tabla 3.48. Envoltente de fuerzas de diseño por piso en dirección X-X y Y-Y.

PISO	DIR X-X ENVOLVENTE			DIR Y-Y ENVOLVENTE		
	VX	FX	VX DISEÑO	VY	FY	VY DISEÑO
	tonf	tonf	tonf	tonf	tonf	
7MO TECHO	66.82	66.82	66.82	65.66	65.66	65.66
6TO TECHO	121.13	54.32	121.13	119.56	53.90	119.56
5TO TECHO	158.55	37.42	158.55	157.12	37.56	157.12
4TO TECHO	182.26	23.71	182.26	181.25	24.14	181.25
3ER TECHO	195.43	13.17	195.43	194.90	13.65	194.90
2DO TECHO	201.17	5.75	201.17	201.02	6.11	201.02
1ER TECHO	202.57	1.39	202.57	202.57	1.55	202.57
PISO TECNICO	215.90	13.33	215.90	215.90	13.33	215.90

Las fuerzas sísmicas de piso obtenidas para las direcciones X-X y Y-Y se hacen actuar en el modelo que se aisló. Para el diseño de los elementos estructurales de la superestructura se utilizará un modelo empotrado a nivel del piso técnico, aplicándose las cargas e hipótesis de diseño de acuerdo a la norma E.060, tomando para el acero una resistencia de fluencia $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$.

3.8. PROPUESTA SEGUNDA ESTRUCTURACIÓN, ESTRUCTURA PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO PARA DISEÑO CON ACERO GRADO 75.

La propuesta de estructura de concreto para diseño con acero grado 75 considera menores secciones de concreto, por lo que se plantea hacer el sistema netamente aporticado, retirando los muros estructurales del eje A de la primera estructuración y la caja de ascensor. El ascensor se apoyará en el eje E, donde se reemplaza caja de ascensor por 2 columnas estructurales para que se apoye la guía del ascensor y un armado de vigas. Las secciones de losas y vigas se mantienen para conservar la rigidez lateral debido a la altura de la edificación (figura 3.13).

Será un punto importante el cálculo de desplazamientos de piso para no descuidar el comportamiento del ascensor, sin cuerpo rígido alrededor, haciendo que la base aislada controle estos desplazamientos. Se debe verificar que la deformación máxima de piso sea menor que el sistema sin aislamiento.

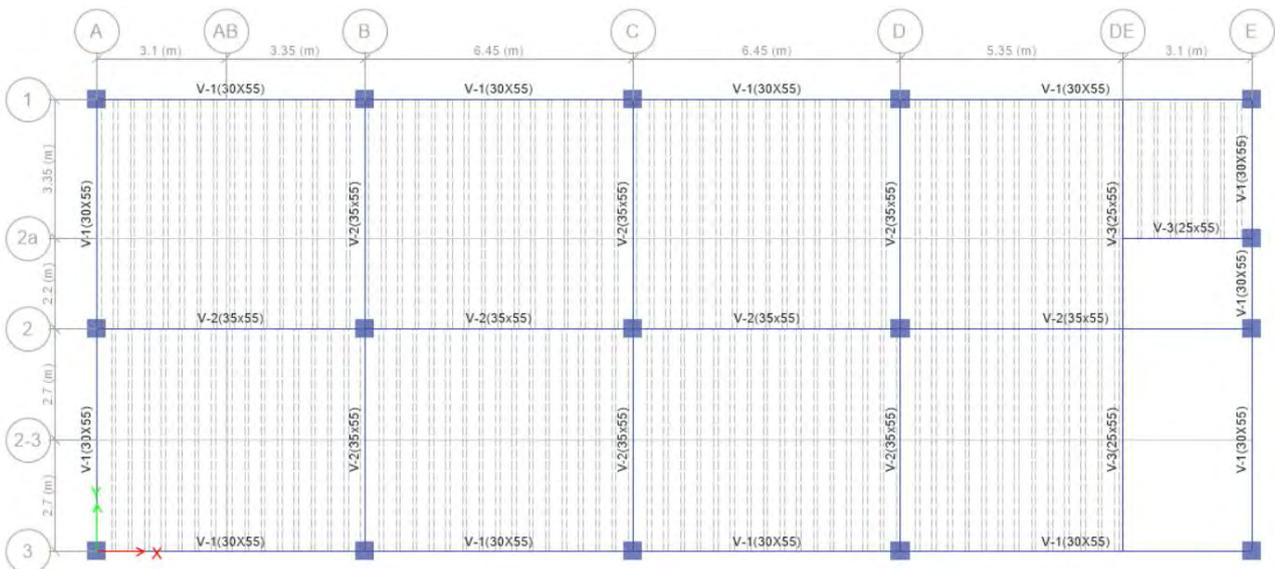


Figura 3.13. Planta típica de propuesta con acero de refuerzo grado 75.

3.8.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

3.8.1.1. Losas.

Se consideran losas aligeradas con ladrillo hueco de arcilla unidireccionales orientadas en la dirección Y-Y, con una altura $h = 0.20$ m. El piso técnico será una losa maciza bidireccional de 0.20 metros.

3.8.1.2. Vigas estructurales.

Se realiza de acuerdo a la arquitectura en su ancho y peralte, además de la ecuación de predimensionamiento:

$$(Ec. III.6.) \quad b \geq 0.5 h, \quad h \geq \frac{L}{16}$$

Donde las longitudes L varían desde 4.75 a 8.45 m, resulta el planteamiento de vigas de la tabla 3.49.

Tabla 3.49. Secciones de vigas estructurales, propuesta pórticos.

SECCIONES DE VIGAS ESTRUCTURALES: GR. 75		
DESCRIPCIÓN	PERIMETRALES	INTERIORES
EJES 1-3	0.30x0.55 m ²	-
EJE 2-B-C-D	-	0.35x0.55 m ²
EJES A-E	0.30x0.55 m ²	-
EJE DE-2a	-	0.25x0.55 m ²
PISO TÉCNICO	0.45x0.70 m ²	0.35x0.70 m ²

3.8.1.3. Columnas estructurales.

Se utilizan las secciones antes planteadas:

Columnas de 0.55x0.55m² para el sótano y del primer piso hasta el séptimo, una sección de 0.45x0.45 m².

3.8.1.4. Escalera.

Dada una luz máxima de 4.95 m. resulta en una garganta de escalera de 0.175m.

3.8.2. METRADO MANUAL DE CARGAS GRAVITACIONALES.

Se realiza el metrado de cargas para el piso típico de la estructura, basado en la arquitectura presentada en la figura 3.2., resultando las tablas 3.50 y 3.51.

Tabla 3.50. Cargas por peso propio en piso típico.

METRADO POR CARGAS DE GRAVEDAD (Peso propio): PISO TÍPICO							
ELEMENTO	Peso unit.	N°	Ancho	Alto	Largo	Volumen	Peso
	Tonf/m ³		m	m	m	m ³	tonf
Viga X-X (0.30x0.55)	2.4	2	0.30	0.55	26.45	8.73	20.95
Viga Y-Y (0.30x0.55)	2.4	1	0.30	0.55	19.65	3.24	7.78
Viga X-X (0.35x0.55)	2.4	1	0.35	0.55	26.45	5.09	12.22
Viga Y-Y (0.35x0.55)	2.4	3	0.35	0.55	10.05	5.80	13.93
Viga (0.25x0.55)	2.4	1	0.25	0.55	13.10	1.80	4.32
Col. (0.45x0.45)	2.4	16	0.45	0.45	2.80	9.07	21.77
Losa aligerada (h=0.20m)	2.4	1	Área (m ²)	280.86	--	35.11	84.26
Escalera t=0.175m	2.4	1	Área (m ²)	0.175	12.97	2.27	5.45
Tabiquería X-X	1.8	2	0.15	1.10	25.54	8.43	15.17
Tabiquería Y-Y	1.8	1	0.15	2.60	18.04	7.04	12.66
						Peso/piso	198.52

Tabla 3.51. Cargas por área y sísmica resultante.

METRADO POR CARGAS DE GRAVEDAD (Peso propio): PISO TÍPICO				
ELEMENTO	Peso unit.	N°	Área	Peso/piso
	Tonf/m2		m2	Tonf
Piso terminado	0.12	1	280.86	33.70
Carga viva	0.25	1	280.86	70.22
Carga Muerta	232.22	Tonf	0.83	Tonf/m2
Carga Viva	70.22	Tonf	0.25	Tonf/m2
1.0CM+0.25CV	249.77	Tonf	0.89	Tonf/m2
1.0CM+0.50CV	267.33	Tonf	0.95	Tonf/m2

3.8.3. MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA CON BASE FIJA PARA LA SEGUNDA ESTRUCTURACIÓN. PÓRTICOS.

Se procede a realizar el modelamiento de la estructura en el software CSI ETABS versión 18, para realizar el análisis sísmico dinámico modal espectral, donde ratificaremos el peso sísmico de la estructura con el cálculo manual realizado de 249.77 tonf/piso.

El análisis se realizará con espectro respuesta de la norma E.030.

3.8.3.1. Análisis dinámico modal espectral.

- Primer modo: periodo de 0.96 segundos en dirección X-X, siendo este el periodo fundamental de la estructura.
- Segundo modo: periodo de 0.86 segundos en dirección Y-Y.
- Tercer modo: periodo de 0.76 segundos en rotación.

Tabla 3.52. Ratios de masa participativa para propuesta estructural con pórticos.

MASAS PARTICIPATIVAS EN ESTRUCTURA CON BASE FIJA								
Caso	Modo	Periodo	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
		sec						
Modal	1	0.96	0.82	0.00	0.00	0.82	0.00	0.00
Modal	2	0.86	0.00	0.83	0.00	0.82	0.83	0.00
Modal	3	0.76	0.00	0.00	0.83	0.83	0.83	0.83
Modal	4	0.31	0.10	0.00	0.00	0.92	0.83	0.83
Modal	5	0.28	0.00	0.10	0.00	0.92	0.93	0.83
Modal	6	0.25	0.00	0.00	0.10	0.92	0.93	0.93
Modal	7	0.18	0.04	0.00	0.00	0.96	0.93	0.93
Modal	8	0.16	0.00	0.04	0.00	0.96	0.97	0.93
Modal	9	0.15	0.00	0.00	0.00	0.96	0.97	0.93
Modal	10	0.15	0.00	0.00	0.00	0.96	0.97	0.93

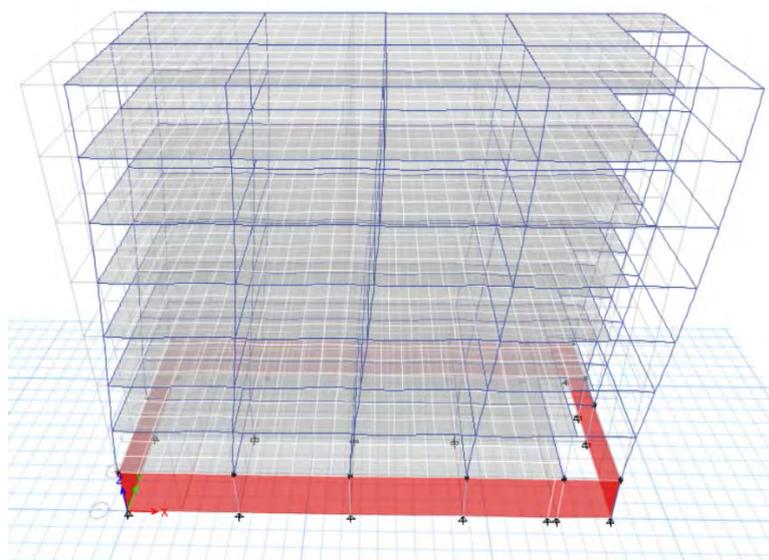


Figura 3.14. Primer modo de estructura con base fija, $T=0.96s$. Eje X-X

3.8.3.2. Fuerzas sísmicas por peso sísmico.

Como se observa el peso sísmico de una edificación destinada a oficinas será considerar la carga muerta más el 25% de la carga viva; a nivel de la base será de 1638 tonf., y el peso total de la edificación será de 1956 tonf, incluyendo el sótano.

Tabla 3.53. Peso sísmico de edificación aporticada

FUERZAS POR PISO: BASE FIJA PROPUESTA CON ACERO GRADO 75				
PISO	COMBO	UBICACIÓN	P.	P ACUM.
			Tonf	Tonf
7MO TECHO	PS=D+.25L	Bottom	213.53	213.53
6TO TECHO	PS=D+.25L	Bottom	237.43	450.96
5TO TECHO	PS=D+.25L	Bottom	237.43	688.38
4TO TECHO	PS=D+.25L	Bottom	237.43	925.81
3ER TECHO	PS=D+.25L	Bottom	237.43	1163.23
2DO TECHO	PS=D+.25L	Bottom	237.43	1400.66
1ER TECHO	PS=D+.25L	Bottom	237.43	1638.08
SOTANO	PS=D+.25L	Bottom	318.25	1956.34

3.8.3.3. Aceleraciones, desplazamientos y cortantes de piso en estructura con base fija.

Se calculan las aceleraciones de piso mediante un análisis dinámico modal espectral considerando los parámetros de tabla 3.54, de acuerdo con la norma E.030 vigente.

Tabla 3.54. *Parámetros sísmicos para estructura con base fija.*

Z (g)	0.35
U	1
S	1.15
C	1.586
R	8
Psis (Tonf)	1638.08
V basal (Tonf)	130.68
ZUCS/R	0.080
80%Vb (Tonf)	104.54

Ya que el periodo natural de la estructura es 0.96 s, el valor de C no será el de la plataforma y debe calcularse del espectro de respuesta. El 80% de la cortante basal estática es de 104.54 tonf, por tanto, no se escalan los resultados dinámicos.

Tabla 3.55. *Aceleraciones de piso de estructura con base fija, dirección X-X.*

ACELERACIONES POR PISO PARA ESTRUCTURA CON BASE FIJA X-X						
PISO	Carga	UX	UY	UZ	UX	UY
		m/sec ²	m/sec ²	m/sec ²	g	g
7MO TECHO	SSX Max	9.48	0.63	0.81	0.97	0.06
6TO TECHO	SSX Max	8.09	0.53	1.02	0.82	0.05
5TO TECHO	SSX Max	7.35	0.50	0.92	0.75	0.05
4TO TECHO	SSX Max	6.81	0.45	0.92	0.69	0.05
3ER TECHO	SSX Max	6.30	0.41	0.88	0.64	0.04
2DO TECHO	SSX Max	5.50	0.35	0.89	0.56	0.04
1ER TECHO	SSX Max	3.37	0.20	0.85	0.34	0.02

Tabla 3.56. *Aceleraciones de piso de estructura con base fija, dirección Y-Y.*

ACELERACIONES POR PISO PARA ESTRUCTURA CON BASE FIJA Y-Y						
PISO	Carga	UX	UY	UZ	UX	UY
		m/sec ²	m/sec ²	m/sec ²	g	g
7MO TECHO	SSY Max	0.25	10.28	0.76	0.03	1.05
6TO TECHO	SSY Max	0.17	8.96	0.99	0.02	0.91
5TO TECHO	SSY Max	0.19	8.11	0.90	0.02	0.83
4TO TECHO	SSY Max	0.19	7.44	0.89	0.02	0.76
3ER TECHO	SSY Max	0.16	6.65	0.85	0.02	0.68
2DO TECHO	SSY Max	0.20	5.83	0.86	0.02	0.59
1ER TECHO	SSY Max	0.15	3.29	0.82	0.02	0.34

Se aprecia en las tablas 3.55. y 3.56. que las aceleraciones máximas en la dirección X-X tienen un máximo en el último piso de 0.97g y en la dirección Y-Y tendrá un valor de 1.05g.

Tabla 3.57. Desplazamientos y derivas para propuesta con pórticos en dirección X-X.

DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS DE PISO: SISMO X-X					
PISO	Carga	UX	UX x 0.75R	DESPLAZ. RELATIVO	DERIVA
		m	m		
7MO TECHO	SSX Max	0.0238	0.1430	0.0072	0.0026
6TO TECHO	SSX Max	0.0226	0.1358	0.0134	0.0048
5TO TECHO	SSX Max	0.0204	0.1224	0.0193	0.0069
4TO TECHO	SSX Max	0.0172	0.1031	0.0244	0.0087
3ER TECHO	SSX Max	0.0131	0.0787	0.0283	0.0101
2DO TECHO	SSX Max	0.0084	0.0504	0.0297	0.0106
1ER TECHO	SSX Max	0.0035	0.0207	0.0207	0.0074

Tabla 3.58. Desplazamientos derivas para propuesta con pórticos en dirección Y-Y.

DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS DE PISO: SISMO Y-Y					
PISO	Carga	UY	UX x 0.75R	DESPLAZ. RELATIVO	DERIVA
		m	m		
7MO TECHO	SSY Max	0.0242	0.1451	0.0071	0.0025
6TO TECHO	SSY Max	0.0230	0.1380	0.0134	0.0048
5TO TECHO	SSY Max	0.0208	0.1247	0.0192	0.0069
4TO TECHO	SSY Max	0.0176	0.1055	0.0242	0.0086
3ER TECHO	SSY Max	0.0136	0.0813	0.0281	0.0100
2DO TECHO	SSY Max	0.0089	0.0532	0.0301	0.0107
1ER TECHO	SSY Max	0.0039	0.0231	0.0231	0.0083

Tabla 3.59. Fuerzas por piso para propuesta con pórticos con base fija, sismo X-X y sismo Y-Y.

FUERZAS DE PISO: SISMO X-X y SISMO Y-Y						
PISO	Carga	VX	VY	Carga	VX	VY
		tonf	tonf		tonf	tonf
7MO TECHO	SSX Max	24.19	0.13	SSY Max	1.12	25.96
6TO TECHO	SSX Max	47.30	0.17	SSY Max	1.03	52.07
5TO TECHO	SSX Max	66.29	0.19	SSY Max	1.24	73.69
4TO TECHO	SSX Max	81.86	0.16	SSY Max	0.70	91.76
3ER TECHO	SSX Max	94.47	0.17	SSY Max	1.11	106.14
2DO TECHO	SSX Max	103.67	0.17	SSY Max	0.69	116.62
1ER TECHO	SSX Max	108.34	0.23	SSY Max	1.39	121.90

El resultado en desplazamientos para base fija tiene una deformación máxima en la dirección Y-Y de 0.145 m y tienen como deriva máxima un valor de 0.0106, alrededor de 1.5 veces el permitido por la norma E.030 (7 ‰).

3.8.4. DISEÑO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO DE LA PROPUESTA CON PÓRTICOS PARA DISEÑO CON ACERO GRADO 75.

3.8.4.1. Inclusión del piso técnico y propuesta de ubicación de aisladores.

Los ejes de apoyo para aisladores, coinciden con la ubicación de columnas como se observa en las figuras 3.15, 3.16 y en la tabla 3.60.

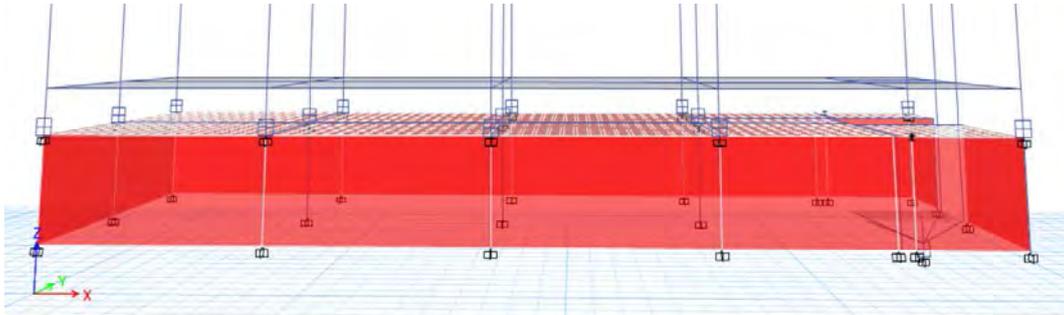


Figura 3.15. Propuesta de aislamiento para el proyecto, sobre el techo de sótano.



Figura 3.16. Propuesta de aislamiento, planta de piso técnico.

Tabla 3.60. Ubicación y nomenclatura de aisladores.

	A	B	C	D	E
1	A1	B1	C1	D1	E1
2	A2	B2	C2	D2	BASCE
3	A3	B3	C3	D3	E3
	A	B	C	D	E
1	LRB4	LRB4	LRB4	LRB4	LRB3
2	LRB4	LRB3	LRB3	LRB3	LRB4
3	LRB4	LRB4	LRB4	LRB4	LRB3

Se proponen 15 aisladores de base elastoméricos con núcleos de plomo con nomenclatura LRB3 y LRB4 en las disposiciones, conectividades y ubicación indicadas en la tabla 3.61. y en planta como se aprecia en la figura 3.16 coincidiendo

en las intersecciones de los ejes en 14 dispositivos y uno en el centroide de la caja del ascensor. Para la distribución en planta y teniendo las cargas para cada aislador se ha estructurado colocar aisladores: 05 tipo LRB3 y 10 tipo LRB4.

Tabla 3.61. *Peso sísmico recibido por aislador.*

PESO SÍSMICO POR AISLADOR					
PISO	LINK	CODIGO	TIPO AISLADOR	CARGA	FZ
					Tonf
SOTANO	K1	A3	LRB4	PSIS	74.52
SOTANO	K2	A2	LRB4	PSIS	115.41
SOTANO	K3	A1	LRB4	PSIS	77.09
SOTANO	K4	B3	LRB4	PSIS	120.28
SOTANO	K5	B2	LRB3	PSIS	210.21
SOTANO	K6	B1	LRB4	PSIS	122.30
SOTANO	K7	C3	LRB4	PSIS	120.20
SOTANO	K8	C2	LRB3	PSIS	200.18
SOTANO	K9	C1	LRB4	PSIS	116.28
SOTANO	K10	D3	LRB4	PSIS	132.70
SOTANO	K11	D2	LRB3	PSIS	274.80
SOTANO	K12	D1	LRB4	PSIS	134.78
SOTANO	K13	E3	LRB3	PSIS	184.98
SOTANO	K14	E1	LRB3	PSIS	174.68
BASE ASCENSOR	K15	BASCE	LRB4	PSIS	47.77
				TOTAL	2106.18

3.8.4.2. *Diseño estático para aislamiento propuesto.*

Tabla 3.62. *Características de la estructura requeridas para diseño de aislamiento.*

DATOS DE ENTRADA: ESTRUCTURA AISLADA		
Periodo objetivo	TM (s)	2.95
Factor por aportugamiento objetivo	BD	1.63
Zona	Z (g)	0.35
Uso	U	1
Factor por tipo de suelo	S	1.15
Periodo de plataforma	Tp (s)	0.6
Límite hacia periodos largos	TI (s)	2
Coefficiente de amplificación sísmica	C	0.34
Factor de reducción por ductilidad	R	1
Aceleración sísmica	SaD (g)	0.14
Máxima aceleración sísmica	SaM (g)	0.208
Peso sísmico	W sísmico (tonf)	2106.18
Desplazamiento mínimo de diseño	DM (m)	0.276
Desplazamiento total máximo	DTM (m)	0.345

El diseño de cada aislador se indica en la tabla 3.63.

Tabla 3.63. *Diseño de aisladores propuestos.*

Descripción	Tipo	LRB3	LRB4
Peso (tonf)	Peso (tonf)	275.00	135.00
Cantidad (unid)	Cantidad (unid)	5	10
Carga Ultima (tonf)	Carga Ultima (tonf)	460.00	278.00
Rigidez efectiva inicial	Keff i (tonf/m)	127.17	62.43
Energía disipada	WD (tonf/m)	12.18	5.98
Fuerza característica 1	Q1 (tonf)	11.03	5.42
Rigidez secante	K2 (tonf/m)	87.22	42.82
Rigidez inicial	K1 (tonf/m)	872.17	428.16
Desplazamiento de fluencia	Dy (m)	0.014	0.014
Fuerza característica	Q (tonf)	11.623	5.706
Área de plomo	Ap (m2)	0.014	0.007
Diámetro de plomo	Dp (m)	0.135	0.095
Diámetro de plomo ajustado	Dp (m)	0.130	0.100
Área de plomo	Ap (m2)	0.013	0.008
Fuerza característica	Q (tonf)	10.780	6.378
Fuerza característica ajustada	Qd (tonf)	10.78	6.38
Rigidez secante	K2 (tonf/m)	88.13	39.33
Espesor de goma	tr (m)	0.010	0.010
Espesor de acero	ts (m)	0.0030	0.0030
Esfuerzo en acero	σ (tonf/m2)	11595.60	10346.87
Esfuerzo admisible de acero	σ_{adm} (tonf/m2)	18900.00	18900.00
Verificación acero	Comprobación	OK	OK
Altura total de goma	Hr (m)	0.184	0.184
Número de capas de goma	n (unid)	18.408	18.408
Número de capas de goma ajustada	n redondeo (unid)	38	38
Altura total de goma ajustada	Hr (m)	0.380	0.380
Altura de goma + acero	h (m)	0.491	0.491
Espesor de planchas de apoyo	t (m)	0.032	0.032
Altura total de aislador	H total (m)	0.555	0.555
Área de goma	Ar (m2)	0.73	0.32
Diámetro efectivo de aislador	De (m)	0.97	0.65
Diámetro ajustado	De redondear (m)	0.75	0.650
Área total	A (m2)	0.442	0.332
Primer factor de forma	S1	18.75	16.25
Verificación de 1er factor de forma	Comprobación	OK	OK
Área de goma ajustado	Ar definitivo (m2)	0.429	0.324
Rigidez secante ajustada	K2 (tonf/m)	43.64	32.67
Rigidez efectiva ajustada	Keff (tonf/m)	82.68	55.77
Módulo elástico a compresión	Ec (tonf/m2)	63307.01	54765.76
Rigidez vertical de aislador	Kv (tonf/m)	90528.58	58823.01
Rigidez vertical/rigidez efectiva	Kv/Keff	1094.98	1054.82
Verificación de rigidez vertical	Comprobación	OK	OK
Rigidez vertical total por tipo	Kv total (tonf/m)	452642.92	588230.08
Periodo vertical de vibración	Tv (s)	0.090	
Frecuencia vertical de vibración	fv (hz)	11.080	
Verificación de frecuencia vertical	Comprobación	OK	
Rigidez efectiva total por tipo	Keff (tonf/m)	413.38	557.66
Periodo del sistema de aislamiento	T (s)	2.954	
Desplazamiento mínimo del SA	DM (m)	0.277	

Se verifica el periodo de vibración T resultante 2.95s y el amortiguamiento β_{eff} de 25.5% en la tabla 3.64. Los aisladores resultan en 05 LRB3 de 0.75 m y 10 LRB4 de 0.65 m de diámetro. Para esta propuesta se ha tenido el límite del amortiguamiento del 30% para aisladores LRB.

Tabla 3.64. *Parámetros nominales de los aisladores.*

PARAMETROS NO LINEALES MCE (NOMINAL)			
Descripción	Tipo	LRB3	LRB4
Rigidez efectiva	Keff (Tonf/m)	82.68	55.77
Rigidez secante	K2 (Tonf/m)	43.64	32.67
Desplazamiento mínimo	DM (m)	0.28	0.28
Fuerza característica	Q (Tonf)	10.78	6.38
Rigidez inicial	K1 (Tonf/m)	436.37	326.66
Desplazamiento de fluencia	Dy (m)	0.03	0.02
Fuerza de fluencia	Fy (Tonf)	11.98	7.09
Energía disipada	WD (Tonf.m)	10.72	6.49
Razón del amortiguamiento crítico	β_{eff}	0.27	0.24
Rigidez efectiva total por tipo	Keff tipo (Tonf/m)	413.38	557.66
Rigidez efectiva del sistema	Keff total (Tonf/m)	971.04	
Amortiguamiento x Rigidez	$\beta_{eff} \times Keff$	111.91	135.51
Razón del amortiguamiento crítico del SA	β_{eff}	0.25	
Factor de amortiguamiento	BM	1.63	
Periodo del SA	T(s)	2.95	
Desplazamiento mínimo del SA	DM (m)	0.28	

Se determinan los límites superior e inferior para los aisladores, en función de los parámetros nominales de acuerdo los factores de modificación indicados en la tabla 2.9, considerando los valores para fabricantes calificados (K_2 afectarlo por 1.30 y Q por 1.50 para límite superior). Ver tablas 3.65 y 3.66.

Tabla 3.65. *Límite superior de las propiedades de los aisladores propuestos.*

PROPIEDADES EN AISLADORES: LÍMITE SUPERIOR		
Aislador	LRB3	LRB4
K2 (tonf/m)	56.73	42.47
Q (tonf)	16.17	9.57
DM (m)	0.27	0.27
Keff (tonf/m)	116.61	77.90
K1 (tonf/m)	567.27	424.66
Dy (m)	0.03	0.03
Fy (tonf)	17.97	10.63
WM (tonf.m)	15.41	9.38
Keff tipo (tonf/m)	583.07	779.02
Keff total (tonf/m)	1362.09	
Beff	0.29	0.26
Beff x Keff	168.26	204.68
Beff total	0.27	
TM (s)	2.49	

Tabla 3.66. Límite inferior de las propiedades de los aisladores propuestos.

PROPIEDADES EN AISLADORES: LÍMITE INFERIOR		
Aislador	LRB3	LRB4
K2 (tonf/m)	34.91	26.13
Q (tonf)	8.62	5.10
DM (m)	0.28	0.28
Keff (tonf/m)	66.15	44.62
K1 (tonf/m)	349.09	261.33
Dy (m)	0.03	0.02
Fy (tonf)	9.58	5.67
WM (tonf.m)	8.57	5.19
Keff tipo (Tonf/m)	330.77	446.21
Keff total (Tonf/m)	776.98	
Beff	0.27	0.24
Beff x Keff	89.57	108.45
Beff total	0.25	
TM (s)	3.30	

Con las propiedades obtenidas se proceden a elaborar 3 modelos computacionales para propiedades con límite superior o máximo, nominal y límite inferior o mínimo. Se realiza las verificaciones para los aisladores propuestos.

3.8.5. MODELAMIENTO ESTRUCTURAL CON PÓRTICOS PARA DISEÑO CON ACERO DE REFUERZO GRADO 75, AISLADA.

Se ingresan las propiedades obtenidas de los aisladores para realizar un análisis dinámico modal espectral de la estructura aislada en la herramienta CSI ETABS versión 18, donde se considera la excentricidad accidental como el 5% de la dimensión perpendicular a la dirección del sismo. Ver tablas 3.67 a 3.69. donde se aprecia una ligera variación de los periodos de vibración de la estructura aislada respecto de los aisladores con las cargas dimensionadas.

Tabla 3.67. Resultados de periodos y masa participativa para límite superior.

RESULTADOS MODALES PARA EL LÍMITE SUPERIOR: MASAS PARTICIPATIVAS								
Caso	Modo	Periodo	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
		sec						
Modal	1	2.62	0.97	0.01	0.00	0.97	0.01	0.00
Modal	2	2.60	0.01	0.94	0.04	0.98	0.95	0.04
Modal	3	2.30	0.00	0.03	0.94	0.98	0.98	0.97
Modal	4	0.55	0.00	0.00	0.00	0.98	0.98	0.97
Modal	5	0.51	0.00	0.00	0.00	0.98	0.98	0.97
Modal	6	0.44	0.00	0.00	0.00	0.98	0.98	0.97
Modal	7	0.27	0.00	0.00	0.00	0.98	0.98	0.97

Tabla 3.68. Resultados de periodos y masa participativa para prop. Nominales.

RESULTADOS MODALES PARA PROP. NOMINALES: MASAS PARTICIPATIVAS								
Caso	Modo	Periodo	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
		sec						
Modal	1	3.06	0.94	0.04	0.01	0.94	0.04	0.01
Modal	2	3.06	0.04	0.90	0.05	0.98	0.93	0.05
Modal	3	2.70	0.00	0.05	0.92	0.98	0.98	0.97
Modal	4	0.56	0.00	0.00	0.00	0.98	0.98	0.97
Modal	5	0.51	0.00	0.00	0.00	0.98	0.98	0.97
Modal	6	0.45	0.00	0.00	0.00	0.98	0.98	0.98
Modal	7	0.27	0.00	0.00	0.00	0.98	0.98	0.98

Tabla 3.69. Resultados de periodos y masa participativa para límite inferior.

RESULTADOS MODALES PARA EL LÍMITE INFERIOR: MASAS PARTICIPATIVAS								
Caso	Modo	Periodo	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
		sec						
Modal	1	3.39	0.51	0.44	0.04	0.51	0.44	0.04
Modal	2	3.39	0.47	0.50	0.02	0.98	0.93	0.06
Modal	3	2.99	0.00	0.05	0.92	0.98	0.98	0.97
Modal	4	0.56	0.00	0.00	0.00	0.98	0.98	0.97
Modal	5	0.52	0.00	0.00	0.00	0.98	0.98	0.97
Modal	6	0.45	0.00	0.00	0.00	0.98	0.98	0.98
Modal	7	0.27	0.00	0.00	0.00	0.98	0.98	0.98

De las tablas 3.67., 3.68. y 3.69. se desprende el menor periodo fundamental de $T = 2.62$ s para el límite superior y el mayor $T = 3.39$ s para el límite inferior.

3.8.5.1. Desplazamientos totales máximos.

Los desplazamientos máximos y derivas se obtendrán para la estructura con aislamiento de base para el modelo que utiliza el límite inferior de propiedades de los aisladores, de la tabla 3.66.

Tabla 3.70. Desplazamientos para el sismo MCE en dirección X-X.

DESPLAZAMIENTO TOTAL MÁXIMO: SISMO MCE X-X						
PISO	ELEVACIÓN	DIR X-X	DIR Y-Y	DTM	Dx	DERIVA
	m	m	m	m	m	
7MO TECHO	24.80	0.2876	0.1021	0.3052	0.0013	0.0005
6TO TECHO	22.00	0.2864	0.1016	0.3039	0.0025	0.0009
5TO TECHO	19.20	0.2840	0.1008	0.3014	0.0037	0.0013
4TO TECHO	16.40	0.2804	0.0997	0.2976	0.0050	0.0018
3ER TECHO	13.60	0.2757	0.0983	0.2927	0.0061	0.0022
2DO TECHO	10.80	0.2698	0.0966	0.2865	0.0071	0.0025
1ER TECHO	8.00	0.2630	0.0947	0.2795	0.0064	0.0023
PISO TECNICO	5.20	0.2568	0.0929	0.2731	0.0075	0.0027

Tabla 3.71. Desplazamientos para el sismo MCE en dirección Y-Y.

DESPLAZAMIENTO TOTAL MÁXIMO: SISMO MCE Y-Y						
PISO	ELEVACIÓN	DIR X-X	DIR Y-Y	DTM	Dy	DERIVA
	m	m	m	m	m	
7MO TECHO	24.80	0.1022	0.3266	0.3422	0.0016	0.0006
6TO TECHO	22.00	0.1017	0.3251	0.3406	0.0026	0.0009
5TO TECHO	19.20	0.1008	0.3226	0.3380	0.0037	0.0013
4TO TECHO	16.40	0.0995	0.3192	0.3343	0.0047	0.0017
3ER TECHO	13.60	0.0979	0.3147	0.3296	0.0058	0.0021
2DO TECHO	10.80	0.0958	0.3094	0.3239	0.0066	0.0024
1ER TECHO	8.00	0.0934	0.3031	0.3172	0.0063	0.0022
PISO TECNICO	5.20	0.0913	0.2973	0.3110	0.0047	0.0017

Se aprecia en las tablas 3.70. y 3.71. que el D_{TM} máxima es de 0.311 m. (nivel de piso técnico). La deriva máxima de piso es de 0.0025, por debajo de la máxima permitida 0.0035 según la norma E.031. El desplazamiento relativo de entrepiso es 0.007 m, menor que la estructura de base fija, por lo que el ascensor no tendrá problemas para funcionar.

3.8.5.2. Aceleraciones de piso.

Para determinar las máximas aceleraciones en cada piso y en cada dirección se utilizan los resultados para las propiedades del límite superior ya que en esta condición tienen el menor periodo y la mayor fuerza sísmica (tablas 3.72. y 3.73.).

Tabla 3.72. Aceleraciones de piso sistema pórticos, sismo en X-X.

ACELERACIONES POR PISO X-X						
PISO	Carga	UX	UY	UZ	UX	UY
		m/sec ²	m/sec ²	m/sec ²	g	g
7MO TECHO	SSX Max	1.76	0.55	0.12	0.18	0.06
6TO TECHO	SSX Max	1.71	0.54	0.12	0.17	0.05
5TO TECHO	SSX Max	1.63	0.52	0.12	0.17	0.05
4TO TECHO	SSX Max	1.56	0.50	0.12	0.16	0.05
3ER TECHO	SSX Max	1.53	0.49	0.12	0.16	0.05
2DO TECHO	SSX Max	1.54	0.49	0.12	0.16	0.05
1ER TECHO	SSX Max	1.59	0.50	0.12	0.16	0.05

Tabla 3.73. Aceleraciones de piso sistema pórticos, sismo en Y-Y.

ACELERACIONES POR PISO Y-Y						
PISO	Carga	UX	UY	UZ	UX	UY
		m/sec ²	m/sec ²	m/sec ²	g	g
7MO TECHO	SSY Max	0.53	1.83	0.10	0.05	0.19
6TO TECHO	SSY Max	0.52	1.79	0.11	0.05	0.18
5TO TECHO	SSY Max	0.50	1.73	0.11	0.05	0.18
4TO TECHO	SSY Max	0.47	1.67	0.11	0.05	0.17
3ER TECHO	SSY Max	0.46	1.64	0.11	0.05	0.17
2DO TECHO	SSY Max	0.47	1.64	0.11	0.05	0.17
1ER TECHO	SSY Max	0.48	1.66	0.11	0.05	0.17

Las aceleraciones máximas de piso se dan para la dirección del sismo Y-Y, siendo para el séptimo piso de 0.19 g y en el primer piso 0.17 g.

3.8.6. VERIFICACIONES PARA AISLADORES.

3.8.6.1. Verificación por máxima deformación.

Tabla 3.74. Verificación por deformación en aisladores.

VERIFICACION POR DEFORMACION		
Aislador	LRB3	LRB4
Ys	0.908	0.908
Yc	1.657	1.919
Y θ	0.167	0.125
Y	2.73	2.95
Yadm	6.00	6.00
Comprobación	OK	OK

3.8.6.2. Verificación por estabilidad al pandeo.

Tabla 3.75. Verificación por estabilidad en aisladores.

VERIFICACION POR ESTABILIDAD		
Aislador	LRB3	LRB4
I (m4)	0.0155	0.0088
PE (ton)	17319.05	8457.68
As (m2)	0.554	0.419
Ps (ton)	21.44	16.21
Pcrit (ton)	598.73	362.25
F.S.	1.30	1.30
Comprobación	OK	OK

3.8.6.3. Verificación por volteo.

Tabla 3.76. Verificación por volteo en aisladores

VERIFICACION POR VOLTEO		
Aislador	LRB3	LRB4
Dmax (m)	0.682	0.585
F.S.	2.47	2.12
Comprobación	OK	OK

3.8.6.4. Verificación de carga axial en aisladores.

Se presenta la tabla 3.77. con la carga máxima admisible por tipo de aislador, además de la carga máxima a tracción en la tabla 3.78. Estos valores se obtuvieron de catálogos de aisladores y se utilizan para cada verificación.

Tabla 3.77. Carga axial máxima en compresión para deformación angular requerida.

TIPO AISLADOR	Pcr (ymáx) Tonf
LRB3	458.72
LRB4	344.04

Tabla 3.78. Carga máxima a tracción por tipo de aislador.

TIPO AISLADOR	DIAMETRO	AREA	MODULO DE CORTE	RESISTENCIA A TRACCIÓN
	m	m2	Tonf/m2	Tonf
LRB3	0.75	0.442	52.00	68.92
LRB4	0.65	0.332	52.00	51.77

Tabla 3.79. Carga máxima a compresión para sismo MCE X-X.

MAXIMA CARGA EN AISLADORES = 1.55CM+1.25CV+QMCEXX						
PISO	AISLADOR	EJES	FZ	FZ MAX	TIPO AISLADOR	VERIF.
			Tonf	Tonf		
SOTANO	K1	A3	164.45	344.04	LRB4	OK
SOTANO	K2	A2	234.14	344.04	LRB4	OK
SOTANO	K3	A1	168.15	344.04	LRB4	OK
SOTANO	K4	B3	211.52	344.04	LRB4	OK
SOTANO	K5	B2	360.97	458.72	LRB3	OK
SOTANO	K6	B1	214.19	344.04	LRB4	OK
SOTANO	K7	C3	208.50	344.04	LRB4	OK
SOTANO	K8	C2	340.48	458.72	LRB3	OK
SOTANO	K9	C1	201.92	344.04	LRB4	OK
SOTANO	K10	D3	282.11	344.04	LRB4	OK
SOTANO	K11	D2	437.62	458.72	LRB3	OK
SOTANO	K12	D1	234.45	344.04	LRB4	OK
SOTANO	K13	E3	355.36	458.72	LRB3	OK
SOTANO	K14	E1	363.04	458.72	LRB3	OK
SOTANO	K15	BASE	115.61	344.04	LRB4	OK

Tabla 3.80. Carga máxima a compresión para sismo MCE Y-Y.

MÁXIMA CARGA AXIAL EN AISLADORES = 1.55CM+1.25CV+QMCEYY						
PISO	AISLADOR	EJES	FZ	FZ MAX	TIPO AISLADOR	VERIF.
			Tonf	Tonf		
SOTANO	K1	A3	175.97	344.04	LRB4	OK
SOTANO	K2	A2	200.06	344.04	LRB4	OK
SOTANO	K3	A1	178.64	344.04	LRB4	OK
SOTANO	K4	B3	257.27	344.04	LRB4	OK
SOTANO	K5	B2	358.50	458.72	LRB3	OK
SOTANO	K6	B1	258.38	344.04	LRB4	OK
SOTANO	K7	C3	251.12	344.04	LRB4	OK
SOTANO	K8	C2	342.09	458.72	LRB3	OK
SOTANO	K9	C1	243.21	344.04	LRB4	OK
SOTANO	K10	D3	322.47	344.04	LRB4	OK
SOTANO	K11	D2	438.80	458.72	LRB3	OK
SOTANO	K12	D1	275.18	344.04	LRB4	OK
SOTANO	K13	E3	377.86	458.72	LRB3	OK
SOTANO	K14	E1	381.17	458.72	LRB3	OK
SOTANO	K15	BASE	92.84	344.04	LRB4	OK

Tabla 3.81. Cargas mínimas en aisladores para sismo MCE X-X.

MÍNIMA CARGA AXIAL EN AISLADORES = 0.6CM-QMCEXX						
PISO	AISLADOR	EJES	FZ	FZ MIN	TIPO AISLADOR	RESIST. A TRACCIÓN
			Tonf	Tonf		
SOTANO	K1	A3	-14.21	-51.77	LRB4	OK
SOTANO	K2	A2	6.82	-51.77	LRB4	OK
SOTANO	K3	A1	-12.45	-51.77	LRB4	OK
SOTANO	K4	B3	37.81	-51.77	LRB4	OK
SOTANO	K5	B2	97.93	-51.77	LRB3	OK
SOTANO	K6	B1	39.59	-51.77	LRB4	OK
SOTANO	K7	C3	40.59	-51.77	LRB4	OK
SOTANO	K8	C2	96.61	-51.77	LRB3	OK
SOTANO	K9	C1	38.88	-51.77	LRB4	OK
SOTANO	K10	D3	59.52	-51.77	LRB4	OK
SOTANO	K11	D2	122.74	-51.77	LRB3	OK
SOTANO	K12	D1	47.68	-51.77	LRB4	OK
SOTANO	K13	E3	36.12	-51.77	LRB3	OK
SOTANO	K14	E1	9.52	-51.77	LRB3	OK
SOTANO	K15	BASE	-9.82	-51.77	LRB4	OK

Tabla 3.82. Cargas mínimas en aisladores para sismo MCE Y-Y.

MÍNIMA CARGA AXIAL EN AISLADORES = 0.6CM-QMCEYY						
PISO	AISLADOR	EJES	FZ	FZ MIN	TIPO AISLADOR	RESIST. A TRACCIÓN
			Tonf	Tonf		
SOTANO	K1	A3	-25.73	-51.77	LRB4	OK
SOTANO	K2	A2	40.91	-51.77	LRB4	OK
SOTANO	K3	A1	-22.95	-51.77	LRB4	OK
SOTANO	K4	B3	-7.94	-51.77	LRB4	OK
SOTANO	K5	B2	100.40	-51.77	LRB3	OK
SOTANO	K6	B1	-4.60	-51.77	LRB4	OK
SOTANO	K7	C3	-2.02	-51.77	LRB4	OK
SOTANO	K8	C2	95.01	-51.77	LRB3	OK
SOTANO	K9	C1	-2.41	-51.77	LRB4	OK
SOTANO	K10	D3	19.16	-51.77	LRB4	OK
SOTANO	K11	D2	130.96	-51.77	LRB3	OK
SOTANO	K12	D1	6.95	-51.77	LRB4	OK
SOTANO	K13	E3	13.61	-51.77	LRB3	OK
SOTANO	K14	E1	-8.61	-51.77	LRB3	OK
SOTANO	K15	BASE	12.95	-51.77	LRB4	OK

En las tablas 3.79. y 3.80. se presenta los resultados de las cargas máximas a compresión en los aisladores con la mayor hipótesis de carga en el modelo de propiedades límite superior, así también en las tablas 3.81. y 3.82. se presentan las cargas en los aisladores para la hipótesis de carga mínima o cargas a tracción.

3.8.7. CÁLCULO DE LAS FUERZAS DE PISO PARA PROPUESTA DE PÓRTICOS, DISEÑO CON ACERO DE REFUERZO GRADO 75.

Se realiza un análisis estático de fuerza lateral equivalente y se compara con las cortantes obtenidas por el software para el análisis dinámico modal espectral,

dividiendo estos valores por $R=2$. Se determina una envolvente de las fuerzas y se procede a diseñar con estas fuerzas de acuerdo a los requerimientos de la E.031.

3.8.7.1. Fuerzas de diseño para la subestructura y sistema de aislamiento.

Se obtiene la mínima fuerza lateral V_b para la edificación, para los estados de los aisladores en el límite superior, nominal y límite inferior, aplicando la ecuación (Ec.II.19).

Tabla 3.83. Fuerzas V_b de acuerdo a límites de propiedades.

	MAX	NOM	MIN
k_M MAX (tonf/m)	1362.09	971.04	776.98
D_M (m)	0.270	0.276	0.276
V_b (tonf)	367.76	268.13	214.45
W (tonf)	2106.18	2106.18	2106.18
V_b/W	0.1746	0.1273	0.1018
$90\%*V_b$	330.99	241.31	193.00

3.8.8. FUERZA CORTANTE PARA LA SUPERESTRUCTURA DE PÓRTICOS PARA DISEÑO CON ACERO GRADO 75.

Se obtiene la cortante mínima reducida V_s para los estados de los aisladores en el límite superior, nominal y límite inferior, según la ecuación (Ec. II.22.), teniendo en cuenta que se debe calcular con anterioridad la cortante mínima sin reducir V_{st} , según la ecuación (Ec. II.21.).

Tabla 3.84. Cortante V_s de acuerdo a límites de propiedades.

	MAX	NOM	MIN
W (tonf)	2106.18	2106.18	2106.18
W_s (tonf)	1638.08	1638.08	1638.08
β_m	0.274	0.255	0.255
V_{st} (tonf)	339.73	244.74	195.75
R	2	2	2
V_s (tonf)	169.86	122.37	97.88

3.8.8.1. Valores mínimos de la cortante para la superestructura.

No debe ser menor que:

- Fuerza lateral requerida como estructura fija de acuerdo a la Norma E.30.

Tabla 3.85. Cálculo de V_{s1} para los límites de propiedades.

	MAX	NOM	MIN
TM (s)	2.49	2.95	3.30
Z (g)	0.35	0.35	0.35
U	1	1	1
S	1.15	1.15	1.15
Tp (s)	0.6	0.6	0.6
Tl (s)	2	2	2
C	0.88	0.88	0.88
R	8	8	8
V_{s1} mín (tonf)	93.25	93.25	93.25

- Carga de viento: Donde las ecuaciones y factores se encuentran en la norma E.020 (cargas) y ya se han calculado en la tabla 3.86.

Tabla 3.86. Cálculo de V_{s2} para los límites de propiedades. Fuerza de Viento

	MAX	NOM	MIN
V_{s2} mín (tonf)	46.32	46.32	46.32

- Fuerza de activación del sistema de aislamiento para 1.5 veces las propiedades nominales antes de la fluencia.

Tabla 3.87. Fuerza de activación del sistema para 1.5 veces las propiedades nominales.

NOMINAL = PROPIEDADES x 1.5		
PROPIEDADES	LRB3	LRB4
Dy (m)	0.041	0.033
K1 (Tonf/m)	654.55	489.99
Cantidad	5	10
F1 (Tonf)	106.51	159.46
F1 total (Tonf)	265.97	

La fuerza total corresponde a V_{b3} en cada estado. Para hallar V_{s3} se tendrá que utilizar las ecuaciones (Ec. II.21.) y (Ec. II.22.). Ver tabla 3.88.

Tabla 3.88. Cálculo de V_{s3} para los límites de propiedades.

	MAX	NOM	MIN
V_{b3} (tonf)	265.97	265.97	265.97
V_{s3} (tonf)	245.69	242.78	242.78
V_{s3} mín (tonf)	122.85	121.39	121.39

Se cumple los límites de cortante, que son menores que la fuerza cortante en la superestructura V_s , por lo tanto, se tomara los valores mayores.

Tabla 3.89. Cálculo de V_s a utilizar.

	MAX	NOM	MIN
V_{s1} mín (tonf)	93.25	93.25	93.25
V_{s2} mín (tonf)	46.32	46.32	46.32
V_{s3} mín (tonf)	122.85	121.39	121.39
V_s (tonf)	169.86	122.37	121.39

3.8.8.2. Distribución vertical de la fuerza.

El cálculo de la fuerza F_1 y la distribución de la fuerza V_s se calculan de acuerdo a las ecuaciones II.23. a II.26., donde se aprecia que la distribución no es lineal y tiene mayor pendiente en la dirección X-X que Y-Y (tabla 3.90).

Tabla 3.90. Cálculo de coeficientes para distribución vertical de fuerzas de diseño por piso.

	MAX	NOM	MIN
V_s dis (tonf)	169.86	122.37	121.39
R	2	2	2
F_1 (tonf)	14.02	11.69	9.35
$T_{fb\ x-x}$ (s)	0.96	0.96	0.96
$T_{fb\ y-y}$ (s)	0.86	0.86	0.86
$k\ x-x$	3.680	3.424	3.425
$k\ y-y$	3.297	3.068	3.068

Tabla 3.91. Fuerzas de diseño por piso por el método de fuerza lateral equivalente para el límite superior de propiedades, sismo en dirección X-X.

DIR X-X MAXIMO						
NIVEL	W (tonf)	h (m)	Wxh^k	Cvx	F (tonf)	V (tonf)
7MO TECHO	238.70	19.60	13589408.40	0.463	78.71	78.71
6TO TECHO	265.94	16.80	8585697.83	0.293	49.73	128.44
5TO TECHO	265.94	14.00	4389328.28	0.150	25.42	153.86
4TO TECHO	265.94	11.20	1930993.36	0.066	11.18	165.04
3ER TECHO	265.94	8.40	669917.22	0.023	3.88	168.92
2DO TECHO	265.94	5.60	150669.84	0.005	0.87	169.79
1ER TECHO	265.94	2.80	11756.33	0.000	0.07	169.86
PISO TECNICO	346.00				14.02	183.88
			29327771.25		183.88	

Tabla 3.92. Fuerzas de diseño por piso por el método de fuerza lateral equivalente para el límite superior de propiedades, sismo en dirección Y-Y.

DIR Y-Y MAXIMO						
NIVEL	W (tonf)	h (m)	Wxh^k	Cvx	F (tonf)	V (tonf)
7MO TECHO	238.70	19.60	4343619.63	0.434	73.80	73.80
6TO TECHO	265.94	16.80	2911313.27	0.291	49.46	123.26
5TO TECHO	265.94	14.00	1596111.51	0.160	27.12	150.38
4TO TECHO	265.94	11.20	764880.48	0.077	13.00	163.37
3ER TECHO	265.94	8.40	296295.85	0.030	5.03	168.41
2DO TECHO	265.94	5.60	77844.91	0.008	1.32	169.73
1ER TECHO	265.94	2.80	7922.58	0.001	0.13	169.86
PISO TECNICO	346.00				14.02	183.88
			9997988.23		183.88	

Se aprecia la distribución de la fuerza sísmica en la altura en las tablas 3.91. y 3.92., desde el primer al séptimo piso de acuerdo a la Norma E.031, apreciándose mayor pendiente para el sismo en la dirección X-X. En la tabla 3.93 se presenta el resultado de las fuerzas sísmicas por piso con el software ETABS versión 18

utilizando las propiedades para el límite superior y en la tabla 3.94 se presentan las fuerzas sísmicas por envolvente para diseñar la superestructura.

Tabla 3.93. Cálculo de fuerzas por piso con el software ETABS para el límite superior de propiedades en dirección X-X y Y-Y.

FUERZAS DE PISO: SISMO X-X y SISMO Y-Y (R=2)						
PISO	Carga	VX	VY	Carga	VX	VY
		tonf	tonf		tonf	tonf
7MO TECHO	MCE X-X	18.07	5.36	MCE Y-Y	5.42	17.85
6TO TECHO	MCE X-X	39.52	11.76	MCE Y-Y	11.86	39.16
5TO TECHO	MCE X-X	59.91	17.91	MCE Y-Y	17.98	59.65
4TO TECHO	MCE X-X	79.06	23.77	MCE Y-Y	23.72	79.19
3ER TECHO	MCE X-X	97.08	29.37	MCE Y-Y	29.13	97.86
2DO TECHO	MCE X-X	114.30	34.77	MCE Y-Y	34.29	115.89
1ER TECHO	MCE X-X	131.19	40.07	MCE Y-Y	39.36	133.55
PISO TÉCNICO	MCE X-X	153.24	46.91	MCE Y-Y	45.97	156.36

Tabla 3.94. Envolvente de fuerzas de diseño por piso, sismo en dirección X-X y Y-Y.

PISO	DIR X-X ENVOLVENTE			DIR Y-Y ENVOLVENTE		
	VX	FX	VX DISEÑO	VY	FY	VY DISEÑO
	tonf	tonf	tonf	tonf	tonf	
7MO TECHO	78.71	78.71	78.71	73.80	73.80	73.80
6TO TECHO	128.44	49.73	128.44	123.26	49.46	123.26
5TO TECHO	153.86	25.42	153.86	150.38	27.12	150.38
4TO TECHO	165.04	11.18	165.04	163.37	13.00	163.37
3ER TECHO	168.92	3.88	168.92	168.41	5.03	168.41
2DO TECHO	169.79	0.87	169.79	169.73	1.32	169.73
1ER TECHO	169.86	0.07	169.86	169.86	0.13	169.86
PISO TECNICO	183.88	14.02	183.88	183.88	14.02	183.88

Con estas fuerzas se procederá a diseñar la superestructura en un modelo empotrado a nivel de los aisladores de base.

CAPÍTULO 4: COMPARACIÓN ESTRUCTURAL

Se resume en la siguiente tabla el comportamiento obtenido con las dos estructuraciones; primera estructuración dual, para diseño con acero grado 60, y segunda estructuración aporticada para diseño con acero grado 75.

Tabla 4.1. Comparación de análisis y respuesta estructural estructuración Dual y pórticos.

DESCRIPCIÓN	UND	COMPARACION DE RESULTADOS ESTRUCTURALES					
		ESTRUCTURA GR60			ESTRUCTURA GR75		
		S/AISLAMIENTO	C/AISLAMIENTO	S/AISLAMIENTO	C/AISLAMIENTO	S/AISLAMIENTO	C/AISLAMIENTO
PESO SÍSMICO	Tonf/piso	P. Típico =	288.81	P. Típico =	249.77	P. Típico =	267.33
		P. Técnico =	346.00	P. Técnico =	1638.08	P. Técnico =	346.00
N° AISLADORES	-	Total =	2337.34	Total =	1638.08	Total =	2106.18
			16 LRB2		5 LRB3		10 LRB4
PERIODO FUNDAMENTAL	s	X-X	NOMINAL	X-X	0.96	MAX	NOMINAL
		Y-Y	2.86	Y-Y	0.86	2.62	3.06
% AMORTIGUAMIENTO CRÍTICO	%	LIMITES	24.60	LIMITES	5	LIMITES	25.50
			26.60				27.40
V BASAL	Tonf	ZUCS/R	154.15	ZUCS/R	0.080	VS	169.86
		V	309.00	V	130.68	VB	367.76
V MÍN	Tonf	80%	284.44	80%	104.54	90%	330.99
			247.20				241.31
a MÁX	g	Piso 7 X-X	0.19	Piso 7 X-X	0.97	Piso 7 X-X	0.18
		Piso 7 Y-Y	0.19	Piso 7 Y-Y	1.05	Piso 7 Y-Y	0.19
a MÍN	g	Piso 1 X-X	0.18	Piso 1 X-X	0.34	Piso 1 X-X	0.16
		Piso 1 Y-Y	0.18	Piso 1 Y-Y	0.34	Piso 1 Y-Y	0.17
DESPLAZAMIENTO RELATIVO RESPECTO DE LA BASE	m	Piso 7 X-X	0.0179	Piso 7 X-X	0.143	PISO 7 Y-Y	0.0321
		Piso 7 Y-Y	0.0180	Piso 7 Y-Y	0.145	PISO 1 Y-Y	0.0313
DERIVA MÁX	-	Piso 3,4 y 5 X-X	0.0012	Piso 3,4 y 5 X-X	0.0106	Piso 2 X-X	0.0025
		Piso 2,3 y 4 Y-Y	0.0061	Piso 3 y 4 Y-Y	0.0107	Piso 2 Y-Y	0.0024

4.1. COMPARACIONES GENERALES

Para la edificación se ha realizado el análisis estructural con dos estructuraciones, para ambas dual y aporticada, se ha tomado otros dos análisis, la primera con base fija (convencional) y la segunda colocando aisladores LRB1 y LRB2. Se ha llegado a las siguientes conclusiones:

Respecto del peso sísmico:

1. La estructura con base fija, ha sido analizada acorde con la norma E.030 que considera el peso sísmico, Carga Muerta + 25% Carga Viva (Uso común); sin embargo, para la norma E.031 es CM+50%CV.
2. La edificación con la primera estructuración (dual) pesa 12% más que la segunda estructuración (aporticada).

Respecto de la Fuerza sísmica estática basal:

1. La fuerza estática sísmica basal en la estructura con base fija, en la estructuración dual es 16.8% de su Peso sísmico y en la estructuración aporticada el 8% del Peso sísmico.
2. La fuerza basal con Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral para bases fijas, en la estructuración dual es 2.35 veces (247/105) con respecto de estructuración aporticada. Para el sistema aislado la fuerza en la superestructura (Vs) sin incluir la fuerza en el piso técnico, la estructuración dual es 20% mayor que la aporticada.

Respecto de los Periodos de vibración:

1. La edificación considerándola como estructura con base fija, los periodos fundamentales se dan en la dirección X-X teniendo para la primera estructuración dual 0.55 s y para la aporticada 0.96 s.
2. Para las estructuraciones aisladas, para la estructuración dual el periodo fundamental mínimo es 2.44 s y el máximo 3.19 s y para la estructuración aporticada el periodo fundamental mínimo es 2.62 s y máxima de 3.39 s.

Respecto de la comparación entre estructuras de base fija y aisladas para las deformaciones, derivas, aceleraciones y fuerzas sísmicas en cada piso, se presentan en el Apéndice II.

4.2. PRIMERA ESTRUCTURACIÓN, DUAL, PARA DISEÑO CON ACERO GRADO 60.

Se compara para la primera estructuración dual, los desplazamientos, derivas, aceleraciones y fuerzas sísmicas que se muestran las siguientes gráficas de resultados de la estructura que será diseñada con acero de refuerzo ASTM A615 Gr60.

4.2.1. DESPLAZAMIENTOS

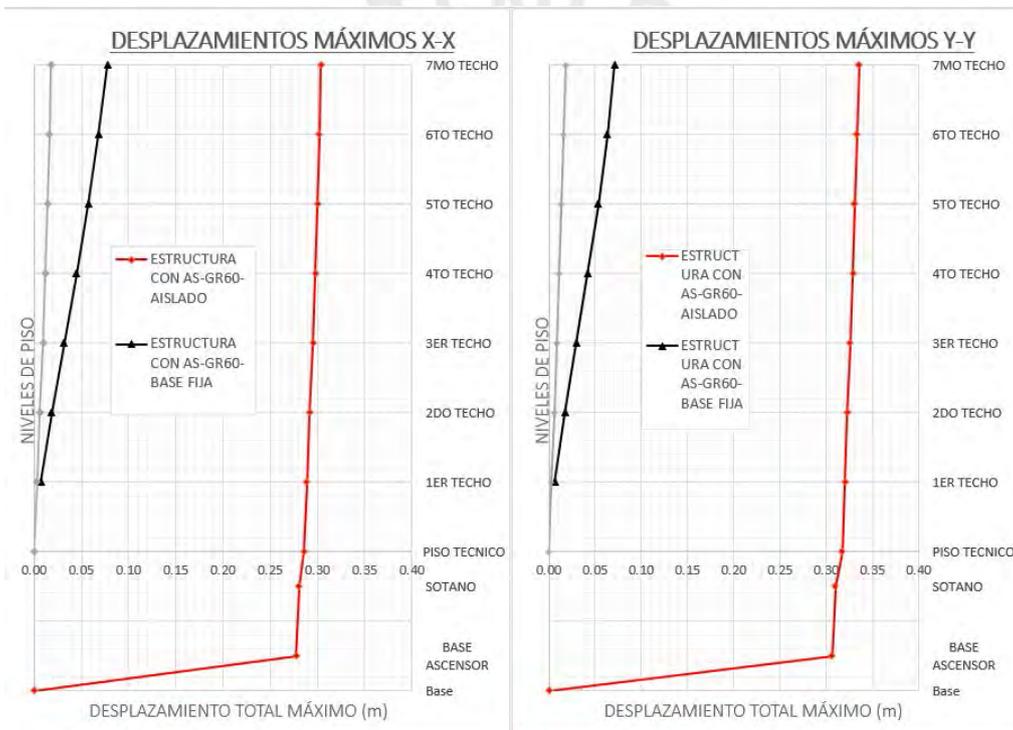


Figura 4.1. Desplazamientos en estructura dual para sismo X-X e Y-Y.

En la figura 4.1 se aprecia que el desplazamiento máximo de la estructura dual se presenta en el séptimo piso, teniendo que para la estructura fija es 8.2 cm para la dirección X-X y será 4.6 veces la deformación aislada respecto de la base o piso técnico.

Para la dirección Y-Y la deformación es 9.5 cm y será 5.2 veces la deformación aislada relativa respecto de la base o piso técnico.

4.2.2. DERIVAS DE PISO.

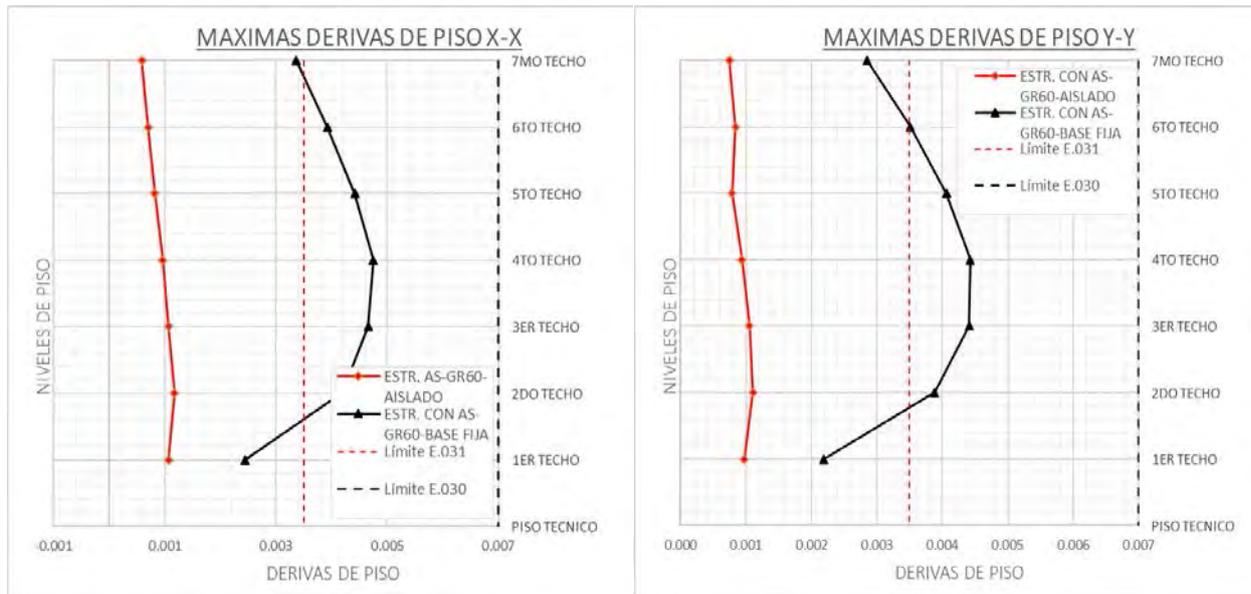


Figura 4.2. Derivas de piso estructura dual para sismo X-X e Y-Y.

La estructuración dual considerado con base fija respecto de las derivas de piso como se muestran en la figura 4.2, en la dirección X-X se encuentra al 73% del máximo permisible según norma E.030 y para la condición aislada se encuentra al 34% del permisible según norma E.031.

Para la dirección Y-Y se encuentra al 87% del máximo permisible según norma E.030 y para la condición aislada se encuentra al 31% del permisible según norma E.031.

De los resultados se puede concluir que para una estructura con base fija a ser diseñada de forma convencional es importante tener una rigidez adecuada, sin embargo, si va a ser aislada la rigidez lateral no necesita ser tan alta como en base fija.

4.2.3. ACELERACIONES DE PISO.

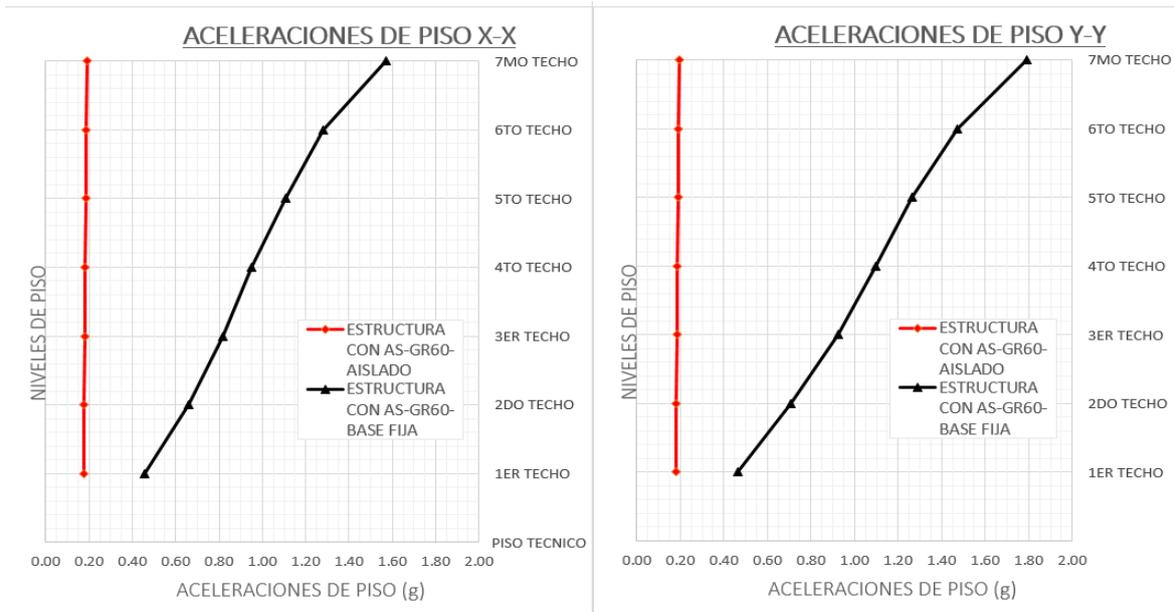


Figura 4.3. Aceleraciones de piso sistema dual para sismo X-X e Y-Y.

La aceleración en la estructuración dual considerado con base fija respecto de las aceleraciones con la base aislada como se muestran en la figura 4.3, en la dirección X-X y para el séptimo piso llega a ser 8 veces, y para el primer piso baja a 2 veces.

Para la dirección Y-Y en el séptimo piso se tiene una aceleración de 1.79g llegando a ser 9 veces la aceleración para edificación aislada y para el primer piso baja a 2 veces. Comparativa considerando para ambas $R=1$.

Se aprecia también, que en la estructura aislada las aceleraciones no superan 0.20g, aceleración que garantiza la protección de los contenidos.

Se concluye también que aislar las estructuras con aisladores de base LRB1 y LRB2 reduce drásticamente las aceleraciones de un sistema convencional fijo en la base.

4.2.4. FUERZAS DE PISO.

En la figura 4.4. se muestra las fuerzas de piso modificadas por $R=2$ obtenidas en el modelo computacional de la estructura aislada, comparada con las fuerzas de piso de la estructura con base fija modificadas por $R=6$.

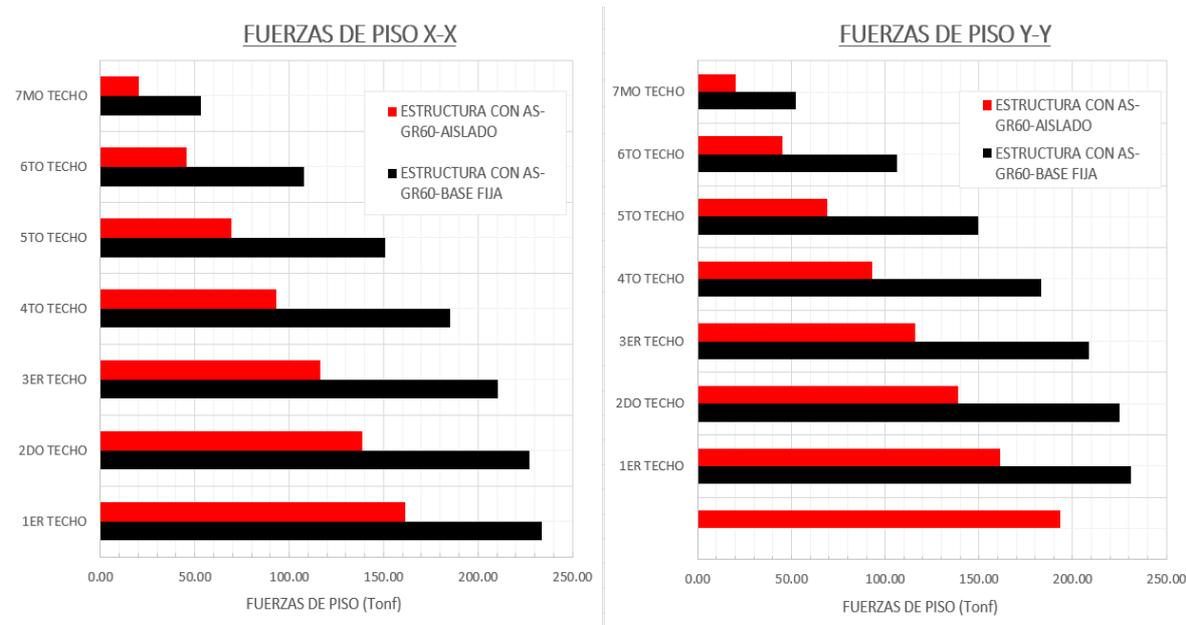


Figura 4.4. Fuerzas de piso estructura dual por sismo en X-X e Y-Y.

La presente comparación es básicamente esquemática en vista que el color negro especifica la fuerza sísmica determinada para la estructura dual considerada convencional que cumpla la norma E.030, que llega a ser el 75% de la fuerza sísmica estática, siendo para la dirección Y-Y de 234 tonf, 10% del peso.

El color rojo es la fuerza sísmica para cada piso de la edificación tomando a la estructura como aislada con las características de límite máximo que generan más fuerza sísmica con la utilización del ETABS y de acuerdo a la norma E.031, siendo mayor para la dirección Y-Y con un valor de 193.55 tonf en el piso técnico; sin embargo, las fuerzas sísmicas de diseño serán las obtenidas del análisis especificado en la norma E.031.

4.3. SEGUNDA ESTRUCTURACIÓN, APORTICADA, PARA DISEÑO CON ACERO GRADO 75.

Se muestran las gráficas de resultados en desplazamientos, derivas, aceleraciones y fuerzas sísmicas en pisos de la estructura considerada aporticada para ser diseñada con acero de refuerzo ASTM A615 Gr75. De acuerdo al ACI 318-19, el acero debe ser A706 pudiendo ser grado 80.

4.3.1. DESPLAZAMIENTOS

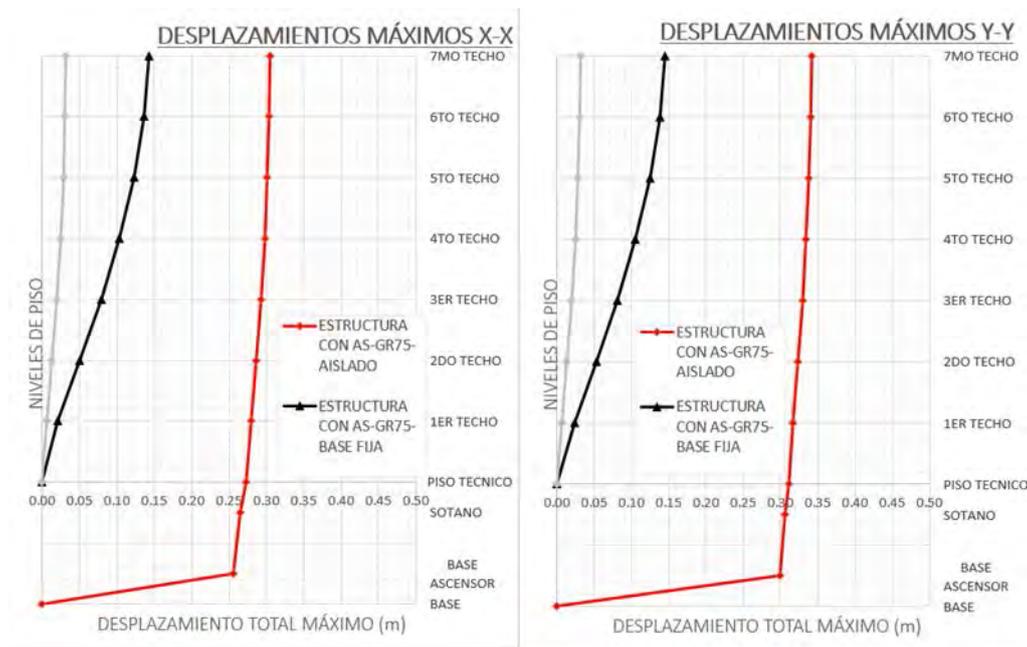


Figura 4.5. Desplazamientos en estructura aporticada para sismo X-X e Y-Y.

En la figura 4.5 se aprecia que el desplazamiento máximo de la estructura aporticada se presenta en el séptimo piso, teniendo que para la estructura fija es 14.3cm para la dirección X-X y será 5.5 veces la deformación aislada relativa respecto de la base o piso técnico.

Para la dirección Y-Y la deformación es 14.5 cm y será 5.2 veces la deformación aislada relativa en el quinto y sexto piso respecto de la base o piso técnico.

Se puede apreciar que utilizando aisladores LRB3 y LRB4 se reduce sustancialmente la deformación relativa en los pisos.

4.3.2. DERIVAS DE PISO.

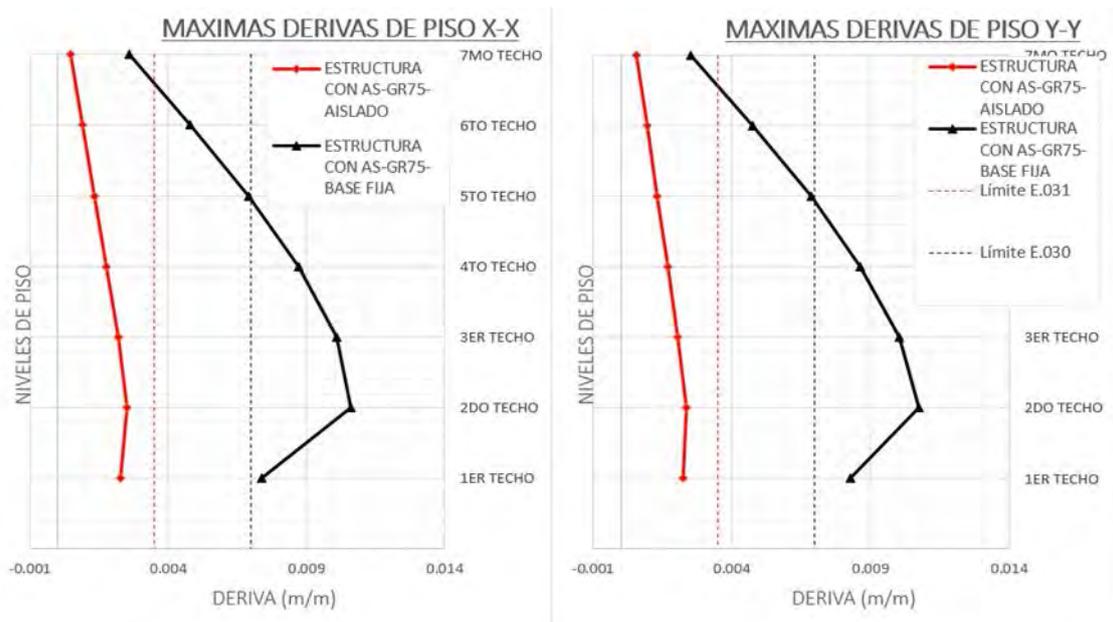


Figura 4.6. Derivas de piso para sismo X-Xe Y-Y, Gr75.

La estructuración aporticada considerado con base fija respecto de las derivas de piso como se muestran en la figura 4.6, en la dirección X-X se encuentra al 151% del máximo permisible según norma E.030 y para la condición aislada se encuentra al 71% del permisible según norma E.031.

Para la dirección Y-Y se encuentra al 153% del máximo permisible según norma E.030 y para la condición aislada se encuentra al 68% del permisible según norma E.031.

De los resultados se puede concluir que la mejor estructuración para el sistema de aislamiento debe ser aporticada, cumpliendo con la estructuración de pórticos con la rigidez requerida para la norma E.031.

4.3.3. ACELERACIONES DE PISO.

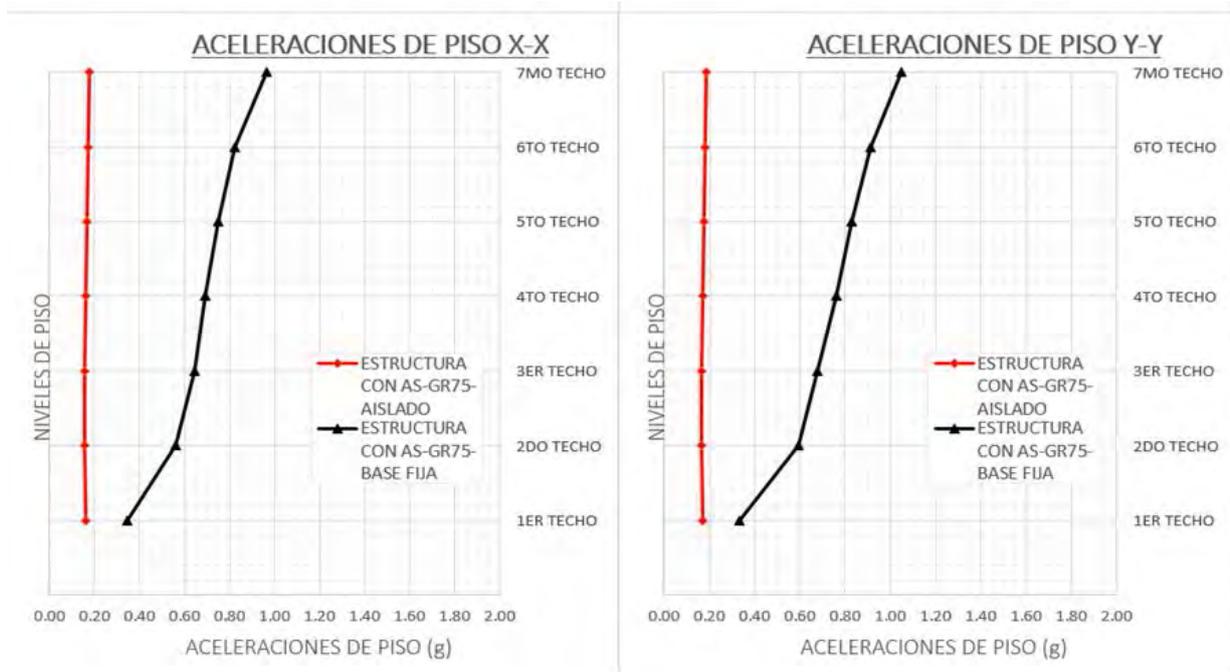


Figura 4.7. Aceleraciones de piso sismo X-X e Y-Y, estructuración pórticos, Gr75.

Las aceleraciones en la segunda estructuración (aportada) considerado con base fija respecto de las aceleraciones con la base aislada como se muestran en la figura 4.7, en la dirección X-X y para el séptimo piso llega a ser 5 veces, y para el primer piso baja a 2 veces.

Para la dirección Y-Y en el séptimo piso se tiene una aceleración de 1.05g llegando a ser 5.5 veces la aceleración para edificación aislada y para el primer piso baja a 2 veces.

Se aprecia también, que en la estructura aislada las aceleraciones no superan 0.19g, aceleración que garantiza la protección de los contenidos que tendrá la estructura en cualquier piso.

Se concluye también que aislar las estructuras con aisladores de base LRB3 Y LRB4 reduce de forma importante las aceleraciones de un sistema convencional fijo en la base.

4.3.4. FUERZAS DE PISO.

Se muestran las fuerzas de piso modificadas por $R=2$ obtenidas en el modelo computacional de la estructura aislada, comparada con las fuerzas de piso de la estructura con base fija modificadas por $R=8$.

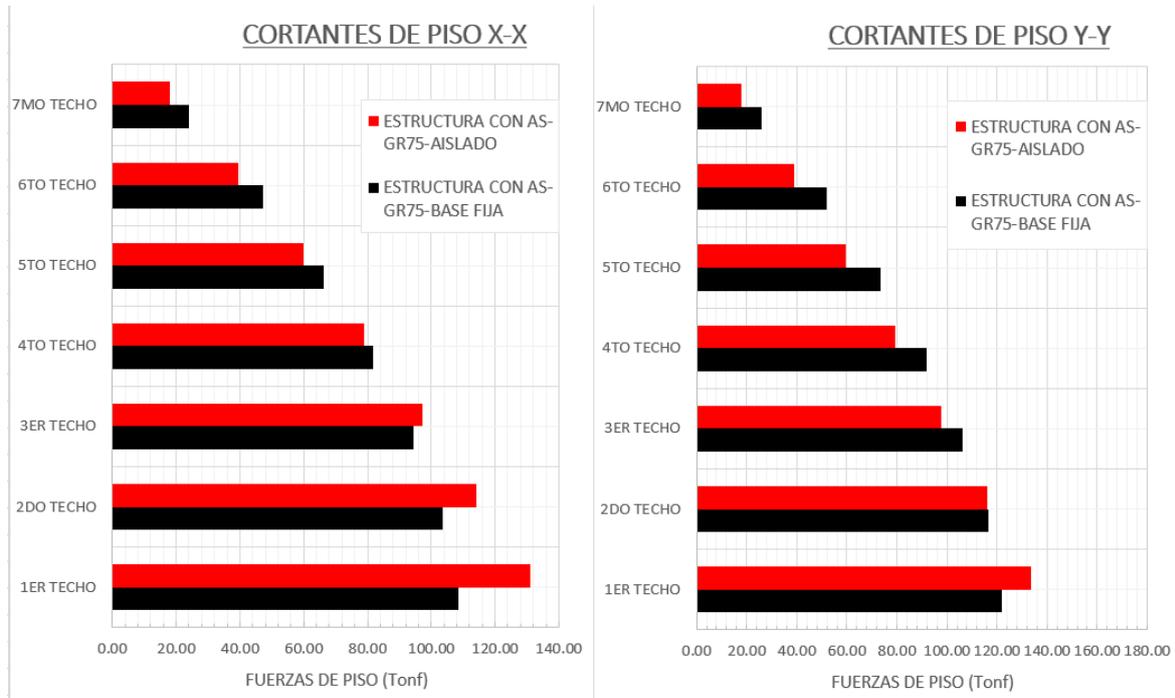


Figura 4.8. Fuerzas de piso por sismo en X-X e Y-Y, estructuración pórticos, Gr75.

La presente comparación es básicamente esquemática en vista que el color negro especifica la fuerza sísmica determinada para la estructura Aportificada considerada convencional que cumpla la norma E.030, que llega a ser entre el 83 y 93% de la fuerza sísmica estática, siendo para la dirección Y-Y de 122 tonf.

El color rojo es la fuerza sísmica para cada piso de la edificación tomando a la estructura como aislada con las características de límite máximo que generan más fuerza sísmica con la utilización del ETABS y de acuerdo a la norma E.031, siendo mayor para la dirección Y-Y con un valor de 156.36 tonf en el piso técnico. Sin embargo, las fuerzas sísmicas de diseño serán las obtenidas del análisis especificado en la norma E.031.

4.4. COMPARACIÓN DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO.

Para la primera estructuración dual se han planteado 17 aisladores LRB y para la segunda estructuración aporticada se han planteado 15 aisladores LRB.

4.4.1. AISLADORES EN ESTRUCTURACIÓN DUAL.

Debido a la configuración en planta, cargas gravitacionales y sísmicas sobre aisladores y uniformizando tipología de aisladores, se planteó 1 aislador tipo LRB1 y 16 aisladores tipo LRB2. No ha sido considerado el hecho que utilizar un solo aislador, tiene un costo importante por las pruebas a realizar de acuerdo a la norma E.031, sino el hecho que al tener rigidez puntual como la caja de ascensor la carga es mucho mayor llevándonos a tener aisladores diferenciados.

Se resume los datos del diseño en la tabla 4.2.

Tabla 4.2. Propiedades de unidades de aislamiento, Dual, Gr60.

AISLADORES ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO							
Tipo	Diametro externo	Diametro de Pb	Altura total de aislador	Evento-desplazamiento	Rigidez lateral efectiva "keff"	Amortiguamiento o efectivo "ξ"	Rigidez vertical "Kv"
	m	m	m	m	Tonf/m	%	Tonf/m
LRB1	0.800	0.120	0.555	MCE@0.325	$65.90 \leq K_{eff} \leq 114.75$	$23.6\% \leq \xi \leq 25.6\%$	≥ 109200.0
LRB2	0.700	0.110	0.555	MCE@0.325	$52.45 \leq K_{eff} \leq 91.68$	$24.7\% \leq \xi \leq 26.6\%$	≥ 73700.0

Se presenta modelo histerético de aisladores propuestos para la primera estructuración, dual, en las figuras 4.9 y 4.10.

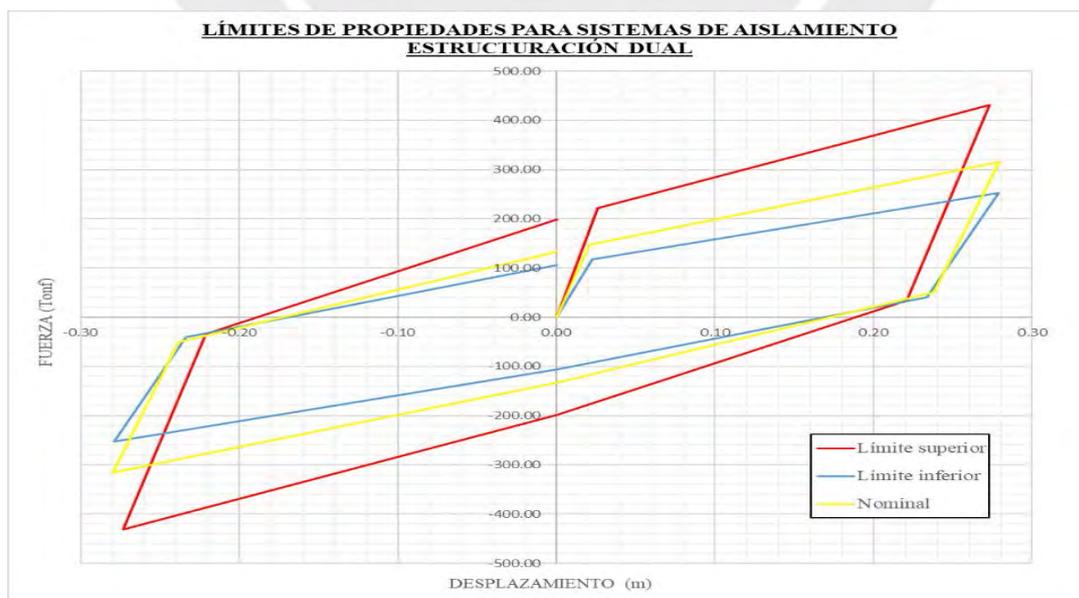


Figura 4.9. Límites de propiedades para sistema de aislamiento, estructuración dual.

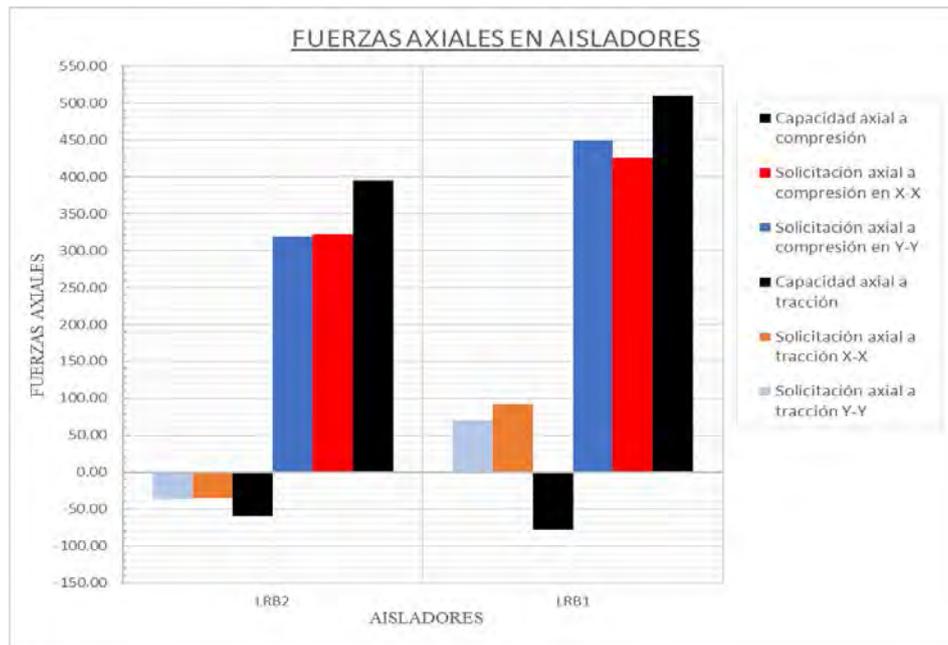


Figura 4.10. Fuerzas axiales en aisladores para estructuración dual.

Se aprecia que el aislador tiene una adecuada capacidad de resistencia a carga axial en Compresión y en Tracción para cada aislador de la primera estructuración.

- Los costos en aisladores de diámetro 0.80 m bordean en \$ 9,500. - la unidad. (ver Anexo VI).
- Los costos en aisladores de diámetro 0.70 m bordean en \$ 8,500. - la unidad. (ver Anexo VI).

4.4.2. AISLADORES EN ESTRUCTURACIÓN APORTICADA

Debido a la configuración en planta, cargas gravitacionales y sísmicas sobre aisladores y uniformizando tipología de aisladores, se planteó 5 aisladores tipo LRB3 y 10 aisladores tipo LRB4.

Se resume los datos del diseño en la tabla 4.3.

Tabla 4.3. Propiedades de unidades de aislamiento sistema aporticado.

AISLADORES ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO EN ESTRUCTURACIÓN APORTICADA							
Tipo	Diametro externo	Diametro de Pb	Altura total de aislador	Evento - desplazamiento	Rigidez lateral efectiva "keff"	Amortiguamiento efectivo "ξ"	Rigidez vertical "Kv"
	m	m	m	m	Tonf/m	%	Tonf/m
LRB3	0.750	0.130	0.555	MCE@0.315	66.15%≤keff≤116.61	27.1%≤ξ≤28.9%	≥90500.0
LRB4	0.650	0.100	0.555	MCE@0.315	44.62%≤keff≤77.90	24.3%≤ξ≤26.3%	≥58800.0

Se presenta modelo histerético de un ciclo para el sistema de aisladores propuestos para la segunda estructuración aporticada, en las figuras 4.11. y 4.12.

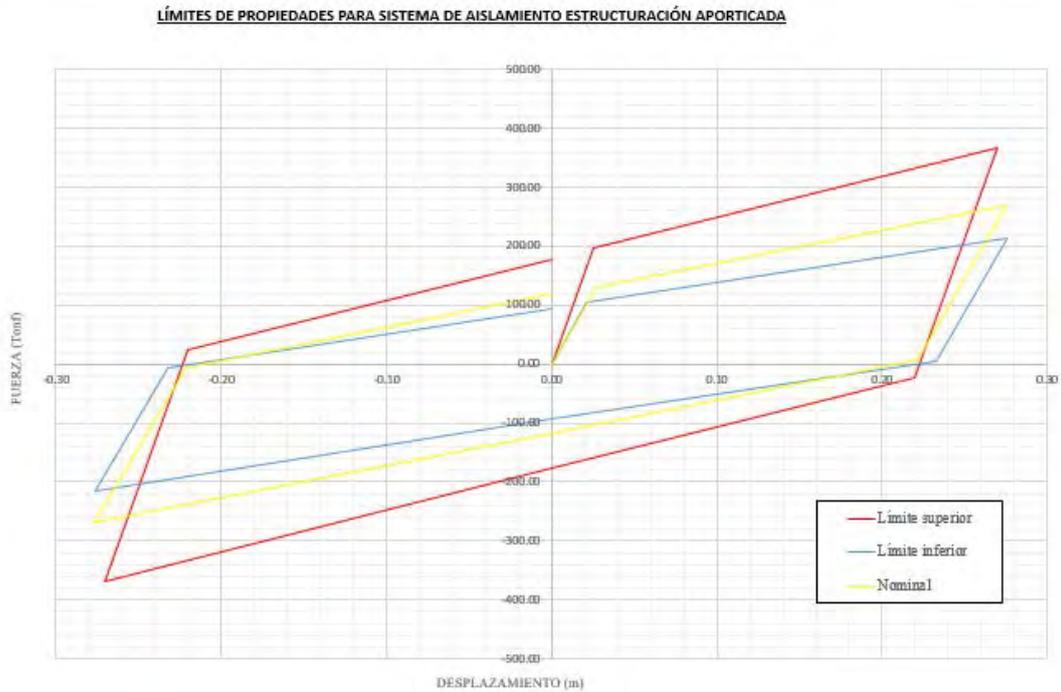


Figura 4.11. Límites de propiedades para sistema de aislamiento, estructuración aporticada.

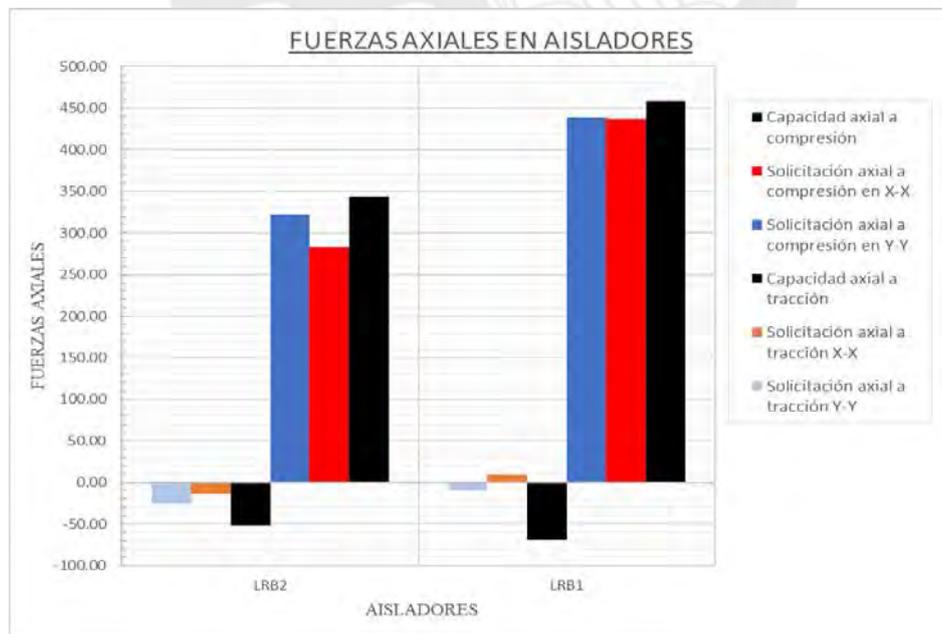


Figura 4.12. Fuerzas axiales en aisladores para estructuración aporticada.

- Los costos en aisladores de diámetro 0.75 m bordean en \$ 8,500. - la unidad. (ver Anexo VI).

- Los costos en aisladores de diámetro 0.65 m bordean en \$ 7,500. - la unidad. (ver Anexo VI).

Es importante mencionar que los precios dependen de la cantidad de producción de aisladores, la variabilidad de precios en el mercado y no son fijos en el tiempo. No se ha considerado el hecho que tener un solo aislador en la primera estructuración tendría un mayor costo de producción y no es conveniente desde el punto de vista económico.



CAPÍTULO 5: DISEÑO ESTRUCTURAL

5.1. SOLICITACIONES Y COMBINACIONES DE CARGA

Para la superestructura definida gráficamente en la figura 3.4, se utilizan las combinaciones especificadas en la norma E.060. Para la subestructura se utiliza las combinaciones de carga normativas de la norma E.031 para cargas máximas y mínimas.

Se ha considerado las combinaciones de carga de acuerdo al reglamento vigente:

$$U = 1.40CM + 1.70CV$$

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.90CM \pm 1.00CS$$

Donde U es la carga última factorizada, CM es la carga muerta, CV es la carga viva (sobrecarga), CS la carga sísmica. Según norma E.060.

El diseño se plantea para los pórticos interiores y exteriores, tanto para ejes alfabéticos como para ejes numéricos.

5.2. EDIFICACIÓN DUAL PARA DISEÑO CON ACERO GRADO 60

Se escogió el eje 2-2 para presentar la metodología del diseño de los elementos estructurales, se realiza el dibujo de dicho eje con el desarrollo de los elementos de interés: columnas de superestructura, vigas de superestructura, columnas de subestructura y placa de ascensor; las vigas y columnas de subestructura (piso técnico y sótano) se presentan en el Apéndice III, ya que no influye en el objetivo comparativo de la presente tesis.

Las losas aligeradas no se detalla el diseño ya que se consideran solo cargas gravitacionales y la propuesta es la misma para las 2 estructuraciones dual y aporticada.

5.2.1. VIGAS DE SUPERESTRUCTURA

Se propuso una sección de 0.35 m x 0.55 m debido a la luz libre de 6.00 m y se observan cuantías de hasta el doble de la cuantía mínima en la parte superior de apoyos, aproximadamente 0.006 (cuantía mínima 0.0028, concreto f'c de 280

Kgf/cm²). Para el refuerzo inferior para momento positivo se tiene un promedio en cuantía de 0.003, prácticamente la cuantía mínima. Los diagramas de momentos flectores de los pórticos (tonf·m) se muestran en las figuras 5.1. a 5.3.

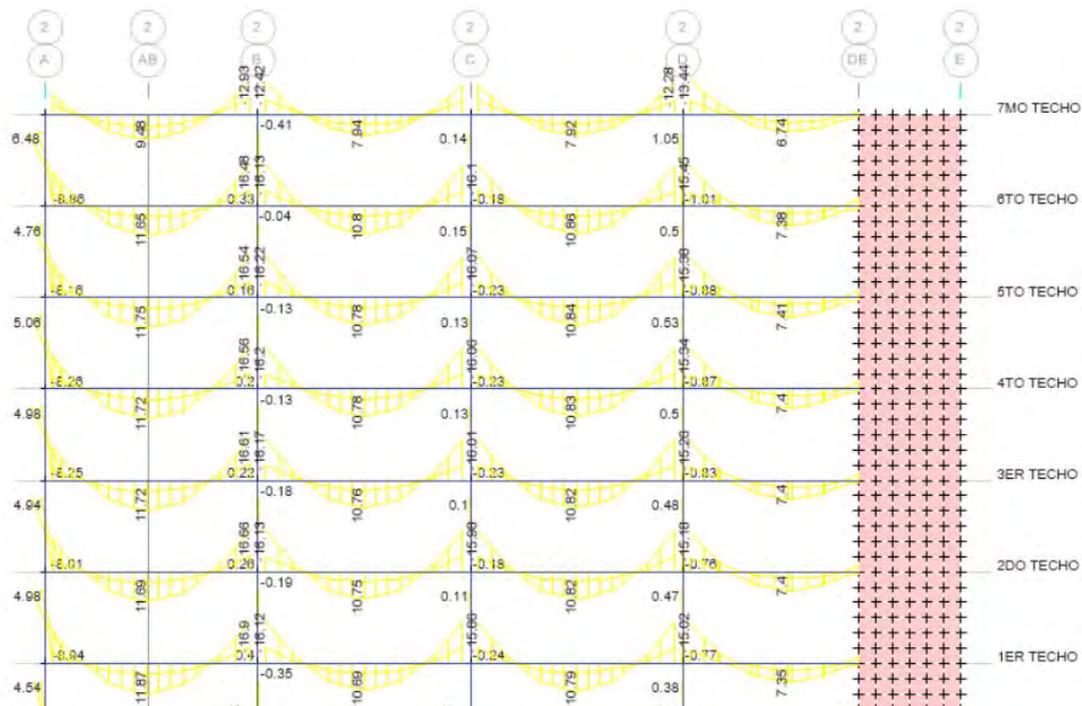


Figura 5.1. *Envolvente de momentos en vigas eje 2-2. Sistema dual y diseño con acero Gr60.*

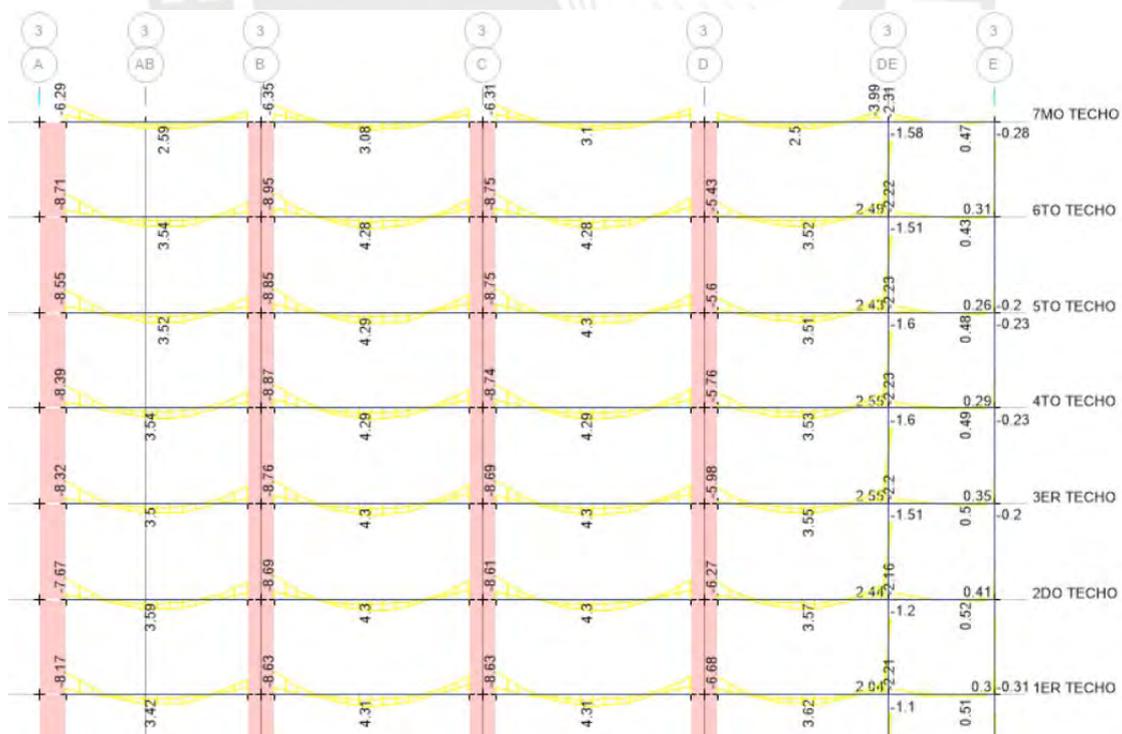


Figura 5.2. *Envolvente de momentos en vigas eje 3-3. Sistema dual y diseño con acero Gr60.*

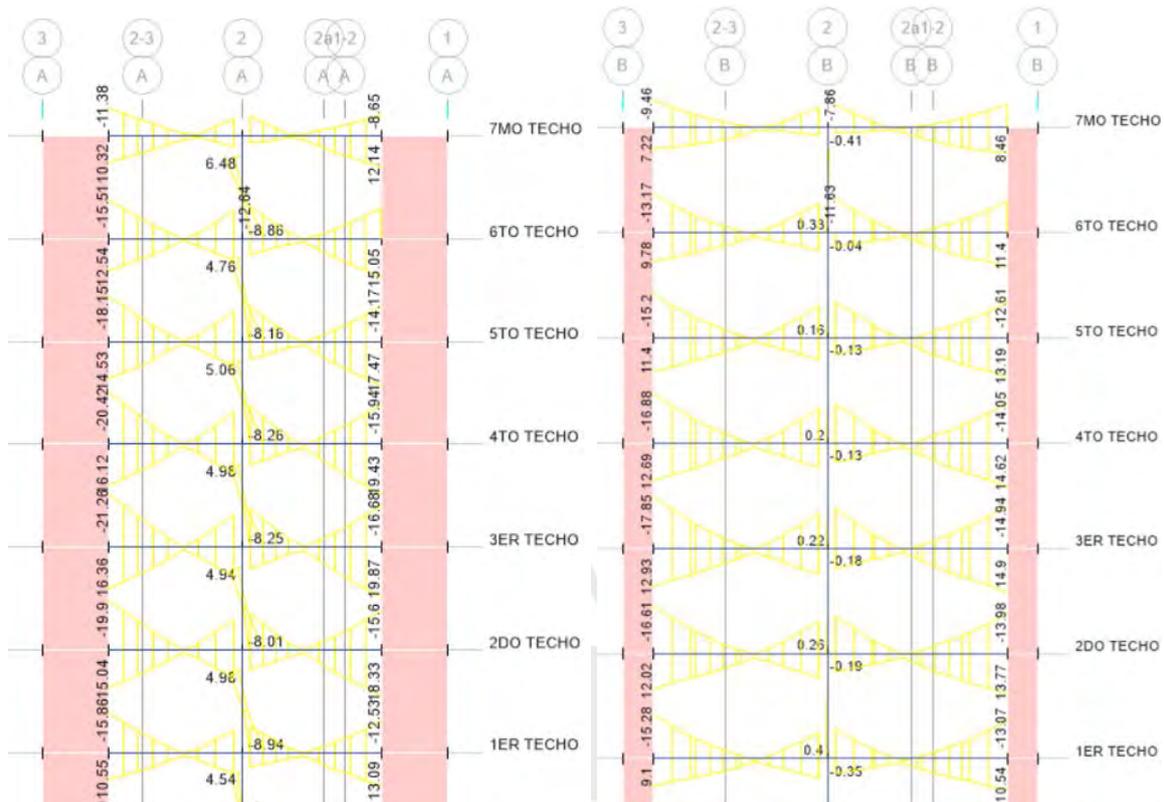


Figura 5.3. Envolvente de momentos en vigas ejes A-A y B-B. Sistema dual y diseño Gr60.

Se aprecia en los pórticos de los ejes 2 y 3 que los esfuerzos flexionantes debidos a la hipótesis gravitacional preponderan en el diseño debido a que la losa se apoya en estos ejes, sin embargo, en los ejes A y B prepondera la hipótesis sísmica.

Diseño por flexión: Para el diseño por flexión de las vigas se utilizarán las ecuaciones de equilibrio, compatibilidad y constitutivas, que se muestran. Se considera como cuantía máxima de refuerzo el $0.75\rho_b$.

$$Mu = \phi 0.85 f'c \cdot b \cdot a \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \text{ o } Mu = \phi fy \cdot As \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Despejando:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi 0.85 f'c \cdot b}}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

El acero mínimo de acero que garantice un momento resistente de 1.2 veces el momento de agrietamiento, de acuerdo a la norma E.060.

$$A_{s\text{mín}} = \frac{0.7\sqrt{f'c} \cdot b \cdot d}{f_y}$$

$$\text{Resultando para vigas } 35 \times 55 \text{ en: } A_{s\text{mín}} = \frac{0.7\sqrt{280} \cdot 35 \cdot 47}{4200} = 4.58 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\phi 5/8''$$

$$\text{Resultando para vigas } 30 \times 55 \text{ en: } A_{s\text{mín}} = \frac{0.7\sqrt{280} \cdot 30 \cdot 47}{4200} = 3.93 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 5/8''$$

La capacidad resistente con la cuantía mínima para vigas de 30x55 igual a 7.23 tonf*m. (2φ5/8") que consistirá en el refuerzo inferior para las secciones con menor sollicitación, incrementando refuerzo negativo en apoyos.

Se tiene el **máximo momento** M_u igual a 21.26 tonf*m en eje A-A, calculando:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \cdot 0.85 f'c \cdot b}} = 49 - \sqrt{49^2 - \frac{2 \cdot 21.26 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 0.85 \cdot 280 \cdot 35}} = 6.20 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{21.26 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot \left(49 - \frac{6.20}{2}\right)} = 12.25 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 5/8'' + 3\phi 3/4'' \text{ el}$$

refuerzo negativo recurrente en apoyos.

Chequeo de deflexiones: Se verifico que el peralte considerado de aproximadamente $L_n/11$ es suficiente para cumplir con las deformaciones permisibles indicadas en la norma E.060 para el estado de servicio.

Diseño por corte: Se realiza el diseño por capacidad, donde la viga debe tener suficiente capacidad al corte para que la falla sea por flexión. El cortante se obtiene considerando la combinación de carga de 1.25 (CM+CV), más las fuerzas cortantes generadas por flexión con el acero colocado bajo consideraciones optimas, es decir, sin considerar el factor de reducción.

$$V_u = V_{isos} + \frac{M_{n_{izq}} + M_{n_{der}}}{l_n}$$

Se tiene en los tramos intermedios de la viga: una carga muerta CM de 2.94 tonf/m y una carga viva CV de 1.38 tonf/m. El momento nominal que resiste el refuerzo negativo es de 22.2 tonf*m y el refuerzo positivo 10.99 tonf*m.

La norma limita el espaciamiento de los estribos “s” en la zona de confinamiento a 2 veces “h”, peralte de la viga; siendo como máximo el menor valor de los siguientes:

- s menor o igual que $d/4 = 50/4 = 0.125$ m
- s menor o igual que $8 d_b$ longitudinal = $8(5/8")0.0254 = 0.127$ m
- s menor o igual que $24 d_b$ transversal = $24(3/8")0.0254 = 0.229$ m
- s menor o igual que 0.30 m.

$$V_u = V_{isos} + \frac{Mn_{izq} + Mn_{der}}{ln} = \frac{1.25(2.937 + 1.375) \cdot 6.00}{2} + \frac{22.2 + 10.99}{6.00} = 21.7 \text{ tonf}$$

Siendo que el concreto resiste:

$$V_c = 0.85 \cdot 0.53 \sqrt{280} \cdot 35 \cdot 49 = 12.93 \text{ tonf, el } A_{sh} \text{ resistirá } 10.32 \text{ tonf.}$$

$$s = \frac{0.85 \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{0.85 \cdot 1.42 \cdot 4200 \cdot 49}{10320} = 24.07 \text{ cm}$$

El refuerzo transversal será en la zona de confinamiento de 1.00 m mínimo desde cada cara: 3/8" 1@0.05 m, 8@0.125 m, resto @0.25 m en cada extremo.

5.2.2. COLUMNAS SUPERESTRUCTURA, ESTRUCTURACIÓN DUAL

Diseño por flexo-compresión: Las columnas de acuerdo a la norma vigente tendrán cuantía mínima longitudinal de 1% y no mayor a 6%; a partir de 4% un detallado especial de refuerzo. En los nudos se debe garantizar una resistencia a flexión de las columnas mayor a las vigas en 20; para garantizar la formación de rótulas en vigas y alguna ductilidad que no debería ser necesaria en edificaciones aisladas.

Respecto a la amplificación por efectos de segundo orden, se verifica que el índice de estabilidad de entrepiso es menor que 0.06, debido a que es una estructura dual con muros de corte. Además, en el caso que se considerase “no arriostrada”,

para elementos en compresión no arriostrados pueden desprejarse los efectos de esbeltez, según norma E.060, cuando:

$$\frac{k \cdot l_u}{r} = \frac{1 \cdot 2.60}{\sqrt{\frac{0.45^2}{12}}} = 20.01 < 22$$

La columna del eje 2-C (cortes C'-C') tiene una sección de 0.45 x 0.45 m. Se propone el refuerzo de 12 ϕ 5/8" resultando en 24.0 cm² que es 1.19% como cuantía longitudinal.

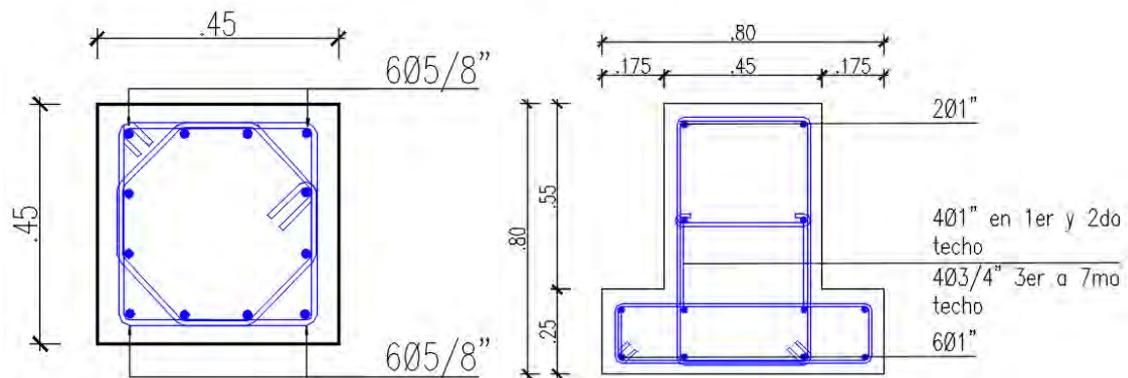


Figura 5.4. Sección de columnas C y CT

Tabla 5.1. Cargas sin amplificar para columna C'-C'.

CASO CARGA	P(Tonf)	V2(Tonf)	V3(Tonf)	M2(Tonf-m)	M3(Tonf-m)
CM	-103.73	-0.22	-0.18	-0.25	-0.38
CV	-46.05	-0.07	-0.04	-0.05	-0.11
SISXX	-0.34	4.25	0.04	0.06	7.60
SISYY	-1.99	0.06	6.12	9.20	0.10

Tabla 5.2. Combinaciones de carga para columna C'-C'.

COMBINACIONES DE CARGA				
DIR.	COMBINACIONES DE DISEÑO	P	M2	M3
		Tonf	Tonf-m	Tonf-m
GRAV.	1.4CM+1.7CV	223.506	-0.434	-0.719
SISMO DIR X-X	1.25*(CM+CV)+SISXX	186.880	-0.317	6.991
	1.25*(CM+CV)-SISXX	187.567	-0.433	-8.216
	0.9CM+SISXX	93.013	-0.171	7.261
	0.9CM-SISXX	93.700	-0.287	-7.946
SISMO DIR Y-Y	1.25*(CM+CV)+SISYY	185.235	8.824	-0.511
	1.25*(CM+CV)-SISYY	189.213	-9.574	-0.714
	0.9CM+SISYY	91.367	8.970	-0.241
	0.9CM-SISYY	95.345	-9.427	-0.445

Obtenemos los Diagramas de interacción para la distribución propuesta:

Tabla 5.3. Puntos $\phi P - \phi M$ para diagrama de interacción C'-C'.

PUNTOS	M33		M33		PUNTOS	M22		M22	
	0°		180°			90°		270°	
	ϕP_n	ϕM_n	ϕP_n	ϕM_n		ϕP_n	ϕM_n	ϕP_n	ϕM_n
1	300.060	0.000	300.060	0.000	1	300.060	0.000	300.060	0.000
2	300.060	9.954	300.060	-9.954	2	300.060	9.954	300.060	-9.954
3	279.069	15.858	279.069	-15.858	3	279.069	15.858	279.069	-15.858
4	236.703	20.291	236.703	-20.291	4	236.703	20.291	236.703	-20.291
5	191.847	23.354	191.847	-23.354	5	191.847	23.354	191.847	-23.354
6	140.985	25.390	140.985	-25.390	6	140.985	25.390	140.985	-25.390
7	123.410	28.368	123.410	-28.368	7	123.410	28.368	123.410	-28.368
8	95.857	30.162	95.857	-30.162	8	95.857	30.162	95.857	-30.162
9	37.829	23.340	37.829	-23.340	9	37.829	23.340	37.829	-23.340
10	-21.660	13.309	-21.660	-13.309	10	-21.660	13.309	-21.660	-13.309
11	-90.720	0.000	-90.720	0.000	11	-90.720	0.000	-90.720	0.000

Se aprecia en las figuras 5.5 y 5.6 que la columna tiene una alta carga de compresión y su falla será frágil, sin embargo, cumple con todos los requisitos indicado en la norma E.060.

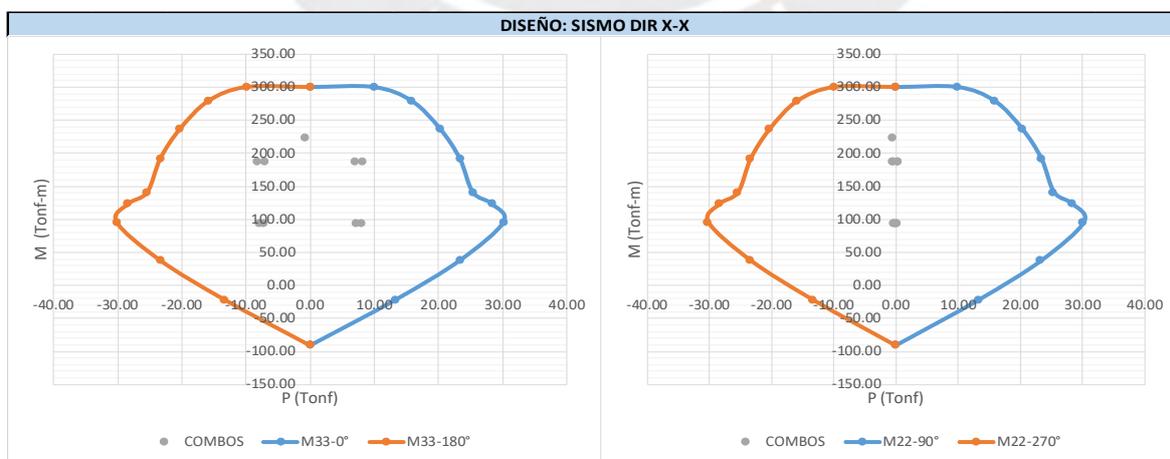


Figura 5.5. Diagrama de interacción, cargas en dirección X-X.

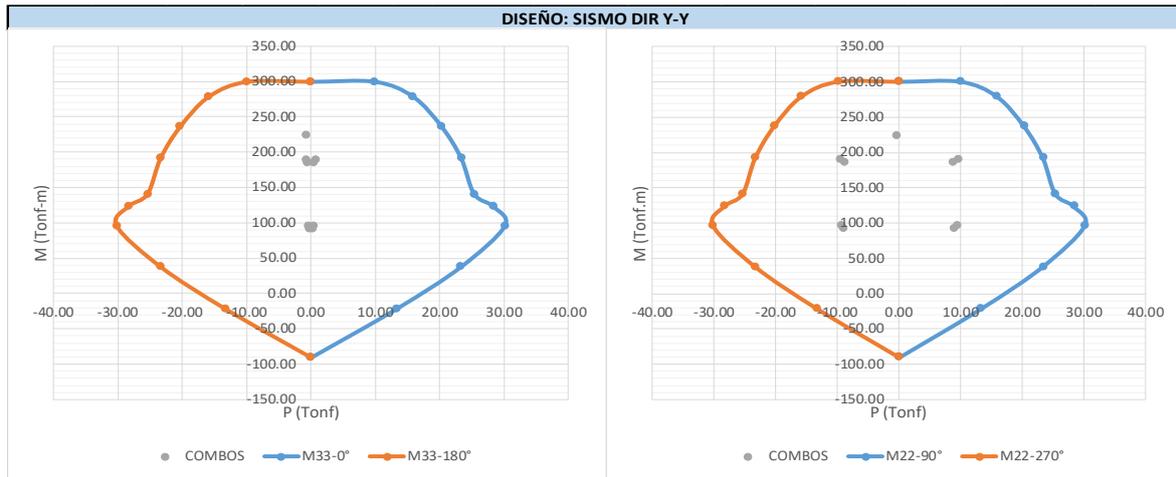


Figura 5.6. Diagrama de interacción, cargas en dirección Y-Y.

Diseño por corte: Se considera el cortante por capacidad de flexión en los nudos ($1.25M_{NV}$), donde, la longitud de confinamiento L_o no será menor que:

- $L_o = 0.50$ m,
- $1/6$ de la luz libre = $1/6$ de 2.60 m = 0.43 m,
- La mayor dimensión de la sección, $L_o = 0.45$ m,

Siendo L_o mínimo de 0.50 m, y, el espaciamiento s no será menor que:

- $1/3$ de la mínima dimensión = $1/3$ de 0.45 m = 0.15 m,
- 6 veces d_b del refuerzo longitudinal = $6 (5/8)0.0254$ m = 0.10 m,
- $s = 0.10$ m,

Resultando s 0.10 m.

Fuera de la longitud confinada, el máximo espaciamiento de estribos será menor que:

- 10 veces d_b del refuerzo longitudinal = $10(5/8)0.0254$ m = 0.159 m,
- $s = 0.25$ m,

Así, el requerimiento por cortante no sobrepasa las 6.12 tonf por efectos de sismo de forma que gobierna el requerimiento por capacidad.

Tabla 5.4. Momentos nominales según Pu.

MOMENTO NOMINAL (Pu)			
DIR.	COMB.	Pu	Mn
		Tonf	Tonf-m
	1.4CM+1.7CV	223.506	21.00
1ER NIVEL X-X	1.25*(CM+CV)+SISXX	186.880	23.00
	1.25*(CM+CV)-SISXX	187.567	23.10
	0.9CM+SISXX	93.013	29.50
	0.9CM-SISXX	93.700	29.50
1ER NIVEL Y-Y	1.25*(CM+CV)+SISYY	185.235	23.00
	1.25*(CM+CV)-SISYY	189.213	23.15
	0.9CM+SISYY	91.367	29.50
	0.9CM-SISYY	95.345	30.00

Para luz libre de piso a parte inferior de viga $2.80 - 0.55 = 2.25$ m.

$$V_u = \frac{1.25 \cdot (22.3 + 22.3)}{2.25} = 24.78 \text{ tonf}$$

Donde el aporte del concreto está dado a la resistencia por corte está dado por la ecuación:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{P_u}{140 A_g}\right) \cdot b_w \cdot d$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot \left(1 + \frac{223.506 \times 10^3}{140 \cdot (45 \times 45)}\right) \cdot 45 \cdot 39 = 23.66 \text{ tonf}$$

Se tiene entonces que:

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{24.78 - 23.66}{0.85} = 1.32 \text{ tonf}$$

Donde, para la disposición de estribos de la figura 5.3., forma de diamante, el plano de falla por corte cruzará por lo menos 4 ramales de estribo 3/8", $A_{sh} = 2.84 \text{ cm}^2$.

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{2.84 \cdot 4200 \cdot (45 - 6)}{1.32 \cdot 10^3} = 352.42 \text{ cm}$$

Verificándose entonces que el requerimiento por capacidad se satisface largamente con la distribución considerada.

La distribución de estribos para esta columna es: 2 estribos $\phi 3/8"$, $1@0.05$, $8@0.10$, $Rto@0.15$ m en cada extremo.

5.2.3. PLACAS ESTRUCTURALES

Se analizará la placa P'-P' que contiene al ascensor, ubicada en la intersección de los ejes 2-E, es una sección en U de 3.40 m de largo por 2.40 m de ancho con 0.20 m de espesor en X-X y 0.35 m de espesor en Y-Y. Se colocará refuerzo vertical de 3/8" @ 0.20 m en las almas en dirección X-X y Y-Y. Además, se colocan núcleos o elementos de borde en los extremos de almas con refuerzo de 6φ5/8" a 6φ3/4".

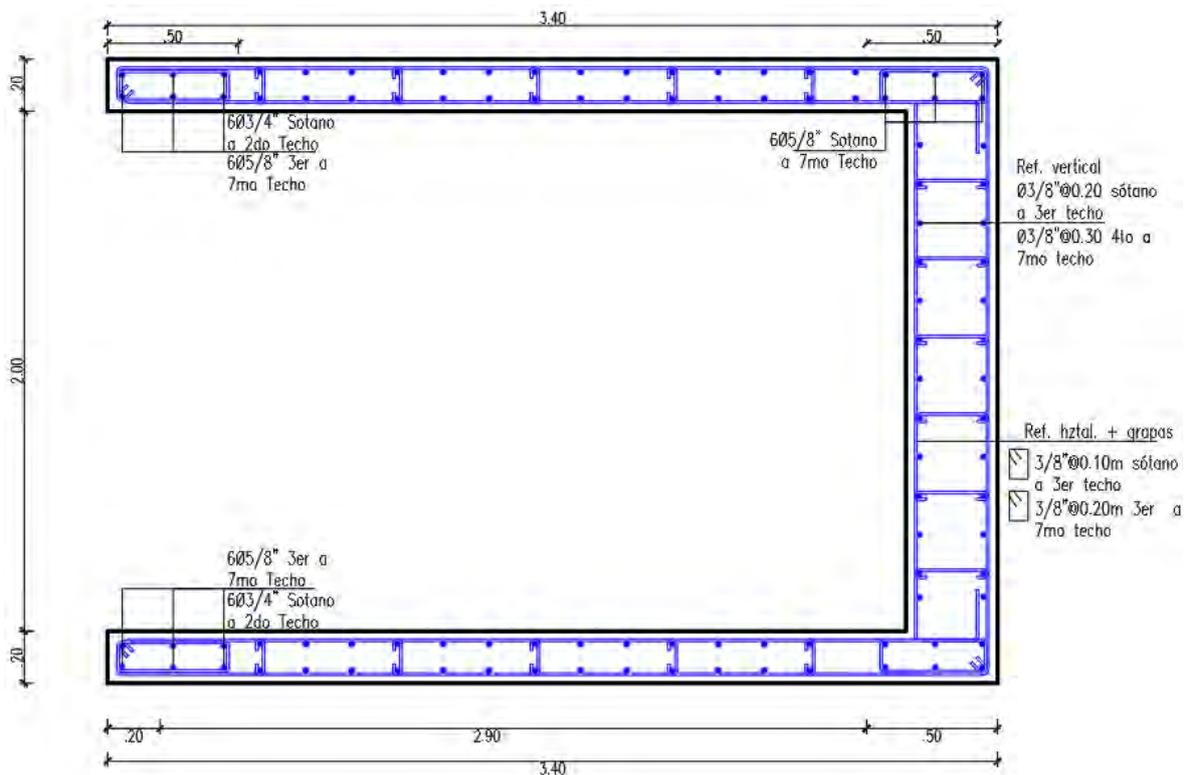


Figura 5.7. Sección de placa P'-P'.

La placa se analizó entre el nivel del sótano y tercer techo, que es donde se presentan las mayores solicitaciones.

Diseño por flexocompresión: Se extraen del análisis estructural las solicitaciones de carga para la placa.

Tabla 5.5. Cargas sin amplificar para placa P'-P'.

CASO CARGA	P(Tonf)	V2(Tonf)	V3(Tonf)	M2(Tonf-m)	M3(Tonf-m)
CM	-240.84	17.65	5.29	-23.98	16.11
CV	-39.32	4.97	0.40	-1.54	0.42
SISXX	-47.05	45.57	-1.80	-0.29	588.95
SISYY	51.44	-3.07	36.72	472.83	-17.96

Tabla 5.6. Combinaciones de diseño para placa P'-P'.

COMBINACIONES DE CARGA				
DIR.	COMBINACIONES DE DISEÑO	P	M2	M3
		Tonf	Tonf-m	Tonf-m
GRAV.	1.4CM+1.7CV	404.015	-36.180	23.269
SISMO DIR X-X	1.25*(CM+CV)+SISXX	303.150	-32.180	609.612
	1.25*(CM+CV)-SISXX	397.242	-31.604	-568.288
	0.9CM+SISXX	169.709	-21.867	603.446
SISMO DIR Y-Y	0.9CM-SISXX	263.802	-21.291	-574.454
	1.25*(CM+CV)+SISYY	401.632	440.941	2.702
	1.25*(CM+CV)-SISYY	298.760	-504.724	38.622
	0.9CM+SISYY	268.191	451.254	-3.464
	0.9CM-SISYY	165.320	-494.411	32.456

Se obtienen entonces los diagramas de interacción para la distribución de refuerzo longitudinal:

Tabla 5.7. Puntos $\phi P-\phi M_n$ para diagrama de interacción placa P'-P'.

PUNTOS	M33		M33		PUNTOS	M22		M22	
	0°		180°			90°		270°	
	ϕP_n	ϕM_n	ϕP_n	ϕM_n		ϕP_n	ϕM_n	ϕP_n	ϕM_n
1	2785.00	-144.16	2785.00	-144.16	1	2785.00	-181.94	2785.00	-181.94
2	2155.00	1279.53	2252.00	-1480.00	2	2504.00	1249.12	2758.00	-1316.00
3	1894.00	1499.53	2066.00	-1641.00	3	2260.00	1518.93	2512.00	-1622.00
4	1762.00	1594.41	1936.00	-1736.00	4	2005.00	1726.15	2253.00	-1872.00
5	1622.00	1680.34	1796.00	-1824.00	5	1736.00	1875.78	1976.00	-2071.00
6	1455.00	1772.13	1629.00	-1918.00	6	1441.00	1976.46	1668.00	-2231.00
7	1399.00	1842.81	1563.00	-1984.00	7	1361.00	2273.61	1624.00	-2614.00
8	1342.00	1913.49	1496.00	-2050.00	10	1243.00	2522.31	1553.00	-2974.00
9	1286.00	1984.16	1430.00	-2116.00	9	869.58	2205.96	1177.00	-2704.00
10	1230.00	2054.84	1364.00	-2182.00	10	489.47	1741.26	794.89	-2287.00
11	-640.89	-3.94	-640.89	-3.94	11	-640.89	-111.36	-640.89	-111.36

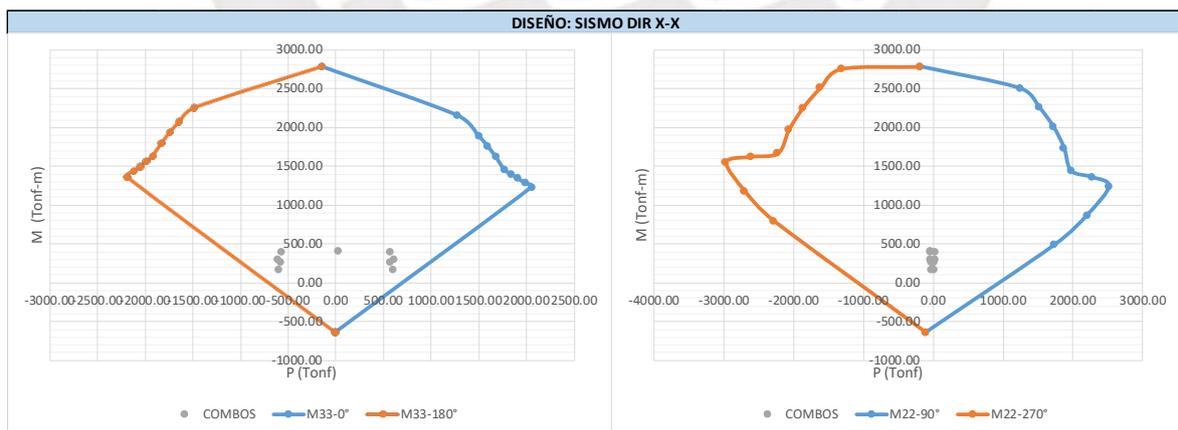


Figura 5.8. Diagrama de interacción, cargas en dirección X-X.

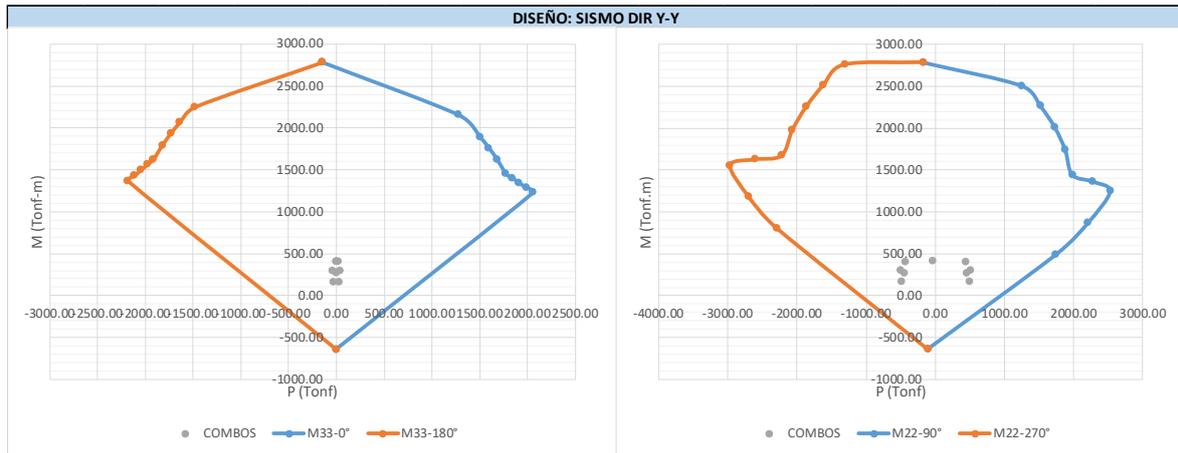


Figura 5.9. Diagrama de interacción, cargas en dirección Y-Y.

Diseño por corte: Se verificará una sección de 0.20 m x 1.00 m con la utilización del acero por cuantía mínima de refuerzo horizontal normativa.

$$A_{smin} = 0.0025 \cdot b \cdot h = 0.0025 \cdot 100 \cdot 20 = 5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La distribución mínima de refuerzo horizontal es ϕ 3/8" @ 0.25 m en dos caras.

Tabla 5.8. Solicitación de cortantes para placa P'-P'.

NIVEL	PLACA	CARGA	P	V2	V3	M2	M3
			Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m
6TO TECHO	ASC	E ENVXX Max	-48.37	32.68	6.44	7.10	131.59
6TO TECHO	ASC	E ENVXX Min	-96.00	-14.95	1.35	-5.05	-104.72
5TO TECHO	ASC	E ENVXX Max	-67.11	48.48	7.12	1.06	56.55
5TO TECHO	ASC	E ENVXX Min	-140.88	-30.19	0.41	-7.20	-32.24
4TO TECHO	ASC	E ENVXX Max	-85.59	70.25	6.56	-8.14	106.34
4TO TECHO	ASC	E ENVXX Min	-185.88	-52.39	-1.00	-10.95	-85.87
3ER TECHO	ASC	E ENVXX Max	-104.26	76.54	6.95	-9.03	253.57
3ER TECHO	ASC	E ENVXX Min	-231.19	-57.05	-1.28	-22.39	-232.62
2DO TECHO	ASC	E ENVXX Max	-123.53	120.63	4.43	-12.13	526.47
2DO TECHO	ASC	E ENVXX Min	-276.76	-107.20	-4.39	-45.24	-522.20
1ER TECHO	ASC	E ENVXX Max	-144.48	43.61	12.68	-7.77	590.74
1ER TECHO	ASC	E ENVXX Min	-323.37	-23.34	4.67	-35.43	-584.92
PISO TECNICO	ASC	E ENVXX Max	-159.97	126.51	12.95	-23.59	368.16
PISO TECNICO	ASC	E ENVXX Min	-352.79	-159.11	6.42	-48.06	-456.90
SOTANO	ASC	E ENVXX Max	-170.78	126.51	12.95	-5.62	-60.02
SOTANO	ASC	E ENVXX Min	-369.61	-159.11	6.42	-11.81	-130.93

Tabla 5.9. *Solicitud de cortante para placa P'-P'.*

NIVEL	PLACA	CARGA	P	V2	V3	M2	M3
			Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m
6TO TECHO	ASC	E ENVYY Max	-43.10	14.23	30.35	35.18	22.39
6TO TECHO	ASC	E ENVYY Min	-96.00	4.91	-15.72	-44.11	6.77
5TO TECHO	ASC	E ENVYY Max	-58.34	14.58	45.07	-0.85	19.68
5TO TECHO	ASC	E ENVYY Min	-140.88	5.27	-26.61	-3.40	6.48
4TO TECHO	ASC	E ENVYY Max	-72.95	14.21	55.13	64.41	15.90
4TO TECHO	ASC	E ENVYY Min	-185.88	5.09	-35.00	-59.23	4.66
3ER TECHO	ASC	E ENVYY Max	-87.47	15.37	58.96	140.22	15.22
3ER TECHO	ASC	E ENVYY Min	-231.19	5.88	-37.74	-123.56	2.52
2DO TECHO	ASC	E ENVYY Max	-102.30	10.79	75.34	266.30	1.84
2DO TECHO	ASC	E ENVYY Min	-276.76	3.18	-54.56	-239.26	-4.82
1ER TECHO	ASC	E ENVYY Max	-118.79	15.65	28.06	260.35	0.77
1ER TECHO	ASC	E ENVYY Min	-323.37	4.83	-4.23	-213.47	-4.29
PISO TECNICO	ASC	E ENVYY Max	-132.01	-7.00	42.98	137.78	-29.87
PISO TECNICO	ASC	E ENVYY Min	-352.79	-21.77	-38.07	-156.14	-67.99
SOTANO	ASC	E ENVYY Max	-142.83	-7.00	42.98	31.18	-50.74
SOTANO	ASC	E ENVYY Min	-369.61	-21.77	-38.07	-35.79	-130.93

Se observa que los mayores cortantes están en la dirección X-X con un valor de 159.11 tonf , con 352.79 tonf de axial y 456.90 tonf*m de momento flector.

Calculamos la resistencia que el concreto aportará por cada alma a la sollicitación total de la placa en dirección X-X o 2-2. No se considerará el alma en dirección Y-Y, caso conservador.

$$\phi V_c = \phi A_c w \cdot \alpha_c \sqrt{f_c'} = 0.85 \cdot (2)(0.9)(340)(20) \cdot 0.25 \sqrt{280} = 44.09 \text{ tonf}$$

Entonces, la cantidad de acero de refuerzo horizontal se determinará a partir de la sollicitación de cortante efectiva, donde requerimos conocer la capacidad del momento flector nominal para la fuerza axial de 352.79 tonf, según:

$$V_u = V_{ua} \left(\frac{M_{nv}}{M_{na}} \right) = 159 \left(\frac{1000}{456.9} \right) = 348.68 \text{ tonf}$$

Quitando el aporte del concreto, resulta un Vs de diseño de 303.79 tonf, este valor será resistido por ambas almas, por lo que se dividirá entre 2 para determinar el refuerzo horizontal en dirección X-X.

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{1.42 \cdot 4200 \cdot (0.9)(340)}{(348.68 / 2) \cdot 10^3} = 10.47 \text{ cm}$$

Por lo que se distribuirá el refuerzo horizontal de la siguiente manera:

- $A_{sh} \phi 3/8''$, 1@0.05, R@0.10, hasta el tercer techo
- $A_{sh} \phi 3/8''$, 1@0.05, Rto@0.20m, desde el cuarto techo hasta el séptimo techo.

5.3. DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICACIÓN APORTICADA CON ACERO GRADO 75

Se presenta el eje 2-2(pórtico central) y 3-3(eje exterior) para la dirección X-X, así como los ejes A-A (pórtico exterior) y B-B (primer pórtico interior), similar a la mostrada en la estructuración dual, para el diseño de los elementos estructurales, donde se realiza el dibujo de dichos ejes con el desarrollo de los elementos de interés: columnas y vigas de superestructura.

5.3.1. VIGAS SUPERESTRUCTURA

En general, se tienen secciones similares a la propuesta anterior: 30x55cm para ejes perimetrales (eje 3-3) y 35x55cm para ejes interiores (eje 2-2).

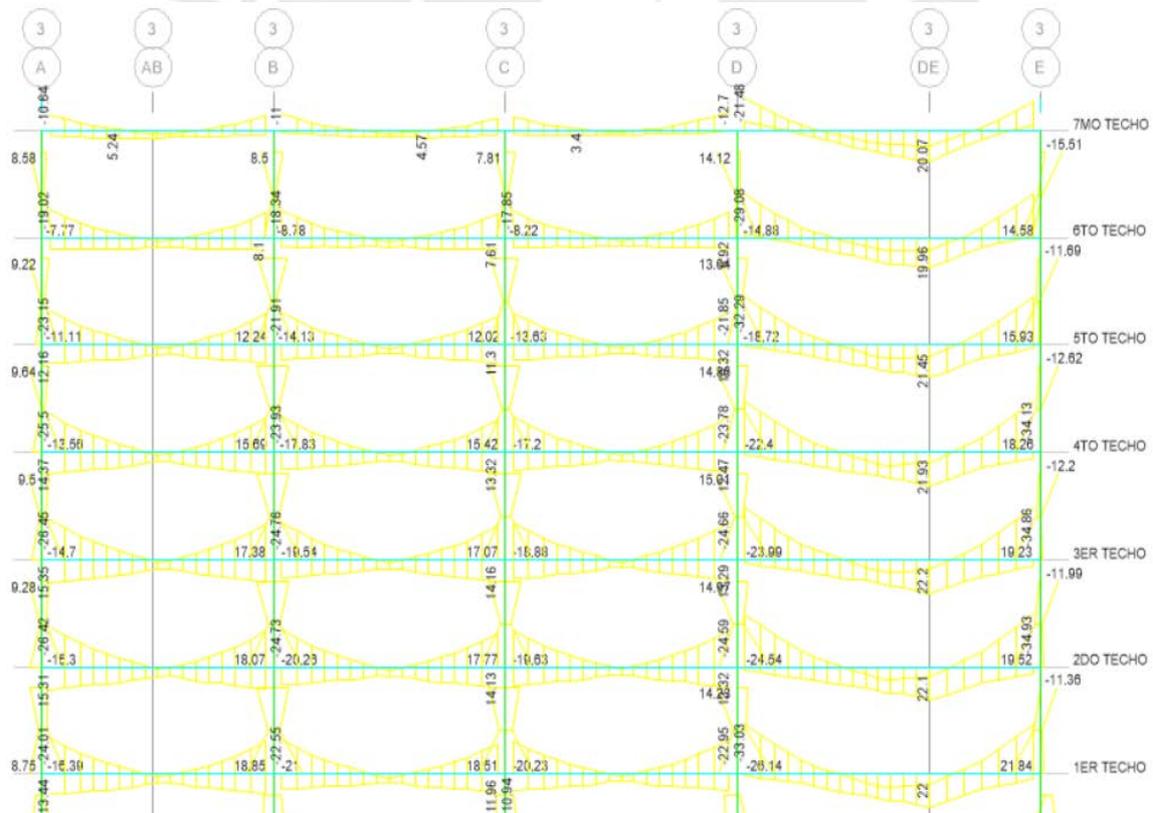


Figura 5.10. Envolvente de momentos en vigas eje 3-3. Modelo pórticos.

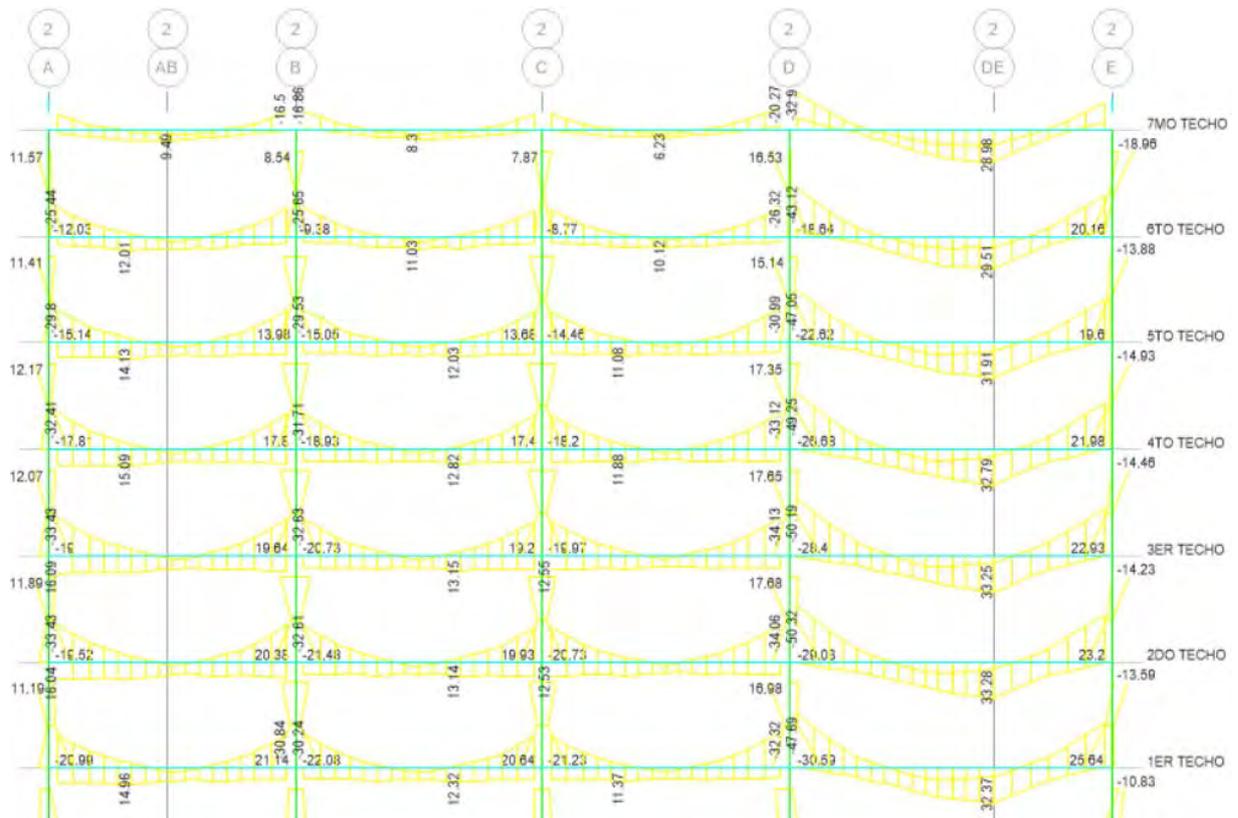


Figura 5.11. Envolvente de momentos en vigas eje 2-2. Modelo pórticos.

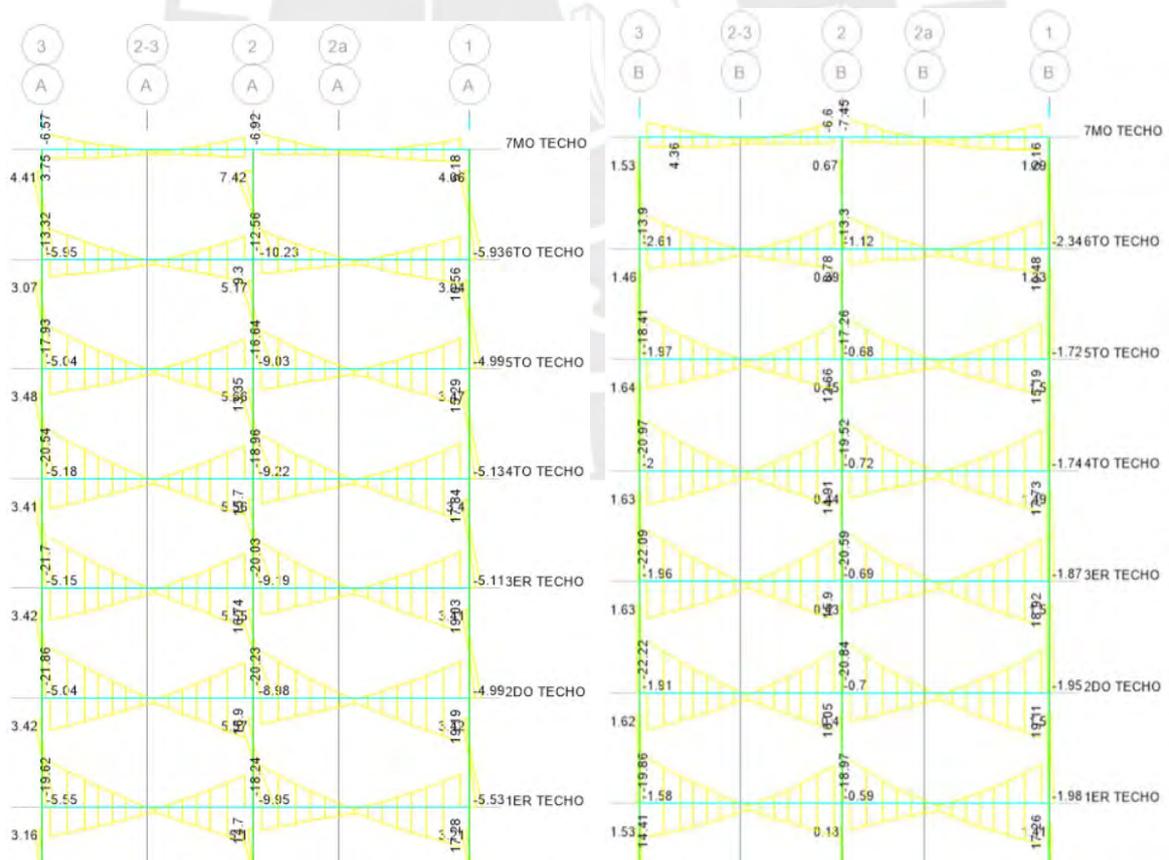


Figura 5.12. Envolvente de momentos en vigas eje A-A y B-B. Modelo pórticos.

Diseño por flexión: Con los criterios ya descritos, procedemos a encontrar la distancia “a” y con ello encontrar el valor “c” y seguidamente el acero requerido. Se considera como cuantía máxima de refuerzo el $0.50\rho_b$. (sismicidad alta). Se aplican las mismas formulas presentadas en el diseño para sistema dual.

$$A_{s\text{mín}} = \frac{0.7\sqrt{280} \cdot 35 \cdot 49}{5250} = 3.82 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 5/8" \text{ como refuerzo base.}$$

Se tienen las mayores solicitaciones para el eje 2-2 (central interior), siendo el máximo momento Mu^- igual a 50.32 tonf*m y el máximo Mu^+ igual a 33.28 tonf*m, calculando:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi 0.85 f'c \cdot b}} = 49 - \sqrt{49^2 - \frac{2 \cdot 50.32 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 0.85 \cdot 280 \cdot 35}} = 16.46 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{50.32 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 5250 \cdot \left(49 - \frac{16.46}{2}\right)} = 26.12 \text{ cm}^2 > 5\phi 1" \text{ el mayor}$$

refuerzo negativo en apoyos.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi 0.85 f'c \cdot b}} = 49 - \sqrt{49^2 - \frac{2 \cdot 33.28 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 0.85 \cdot 280 \cdot 35}} = 10.10 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{33.28 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 5250 \cdot \left(49 - \frac{10.10}{2}\right)} = 16.02 \text{ cm}^2 > 4\phi 3/4" + 2\phi 5/8"$$

el mayor refuerzo positivo en luz central.

a =	12.48	cm	a =	6.11	cm
c =	14.68	cm	c =	7.19	cm
ϵ_s =	0.00701	$\epsilon_t=0.7\%$	ϵ_s =	0.01744	$\epsilon_t=1.7\%$
ϵ'_s =	0.00116	$\epsilon_t=0.1\%$	ϵ'_s =	0.00050	$\epsilon_t=0\%$
Mn =	56.42	Ton.m	Mn =	36.26	Ton.m
ϕM_n =	50.78	Ton.m	ϕM_n =	32.64	Ton.m

Se puede apreciar que utilizando acero grado 75 las deformaciones unitarias máximas llegan a 1.7%, siendo este valor aceptable para el acero A615 en teoría, sin embargo, recomendamos el uso del acero A706 aprobado por la norma ACI 318-19.

Chequeo de deflexiones: Se verifica con el peralte mínimo indicado en la norma E.060 para no chequear deflexiones.

$$e = \frac{\ln}{16} = \frac{8.00}{16} = 0.50 \text{ m} \leq 0.55 \text{ m}$$

Diseño por corte: La formulación y ecuaciones ya se presentaron obteniendo los resultados siguientes:

En los tramos intermedios de la viga: una carga muerta CM de 2.860 tonf/m y una carga viva CV de 1.375 tonf/m. El momento nominal que resiste el refuerzo negativo es de 46.80 tonf*m y el refuerzo positivo 33.86 tonf*m.

Se debe tener en cuenta que la norma limita el espaciamiento de los estribos “s” en la zona de confinamiento que será de 2 veces “h”, peralte de la viga; siendo como máximo el menor valor de los siguientes:

- s menor o igual que $d/4 = 50/4 = 0.125 \text{ m}$
- s menor o igual que $8 d_b \text{ longitudinal} = 8(5/8")0.0254 = 0.127 \text{ m}$
- s menor o igual que $24 d_b \text{ transversal} = 24(3/8")0.0254 = 0.229 \text{ m}$
- s menor o igual que 0.30 m.

$$Vu = V_{isos} + \frac{Mn_{izq} + Mn_{der}}{\ln} = \frac{1.25(2.860 + 1.375) \cdot 8.00}{2} + \frac{46.80 + 33.86}{8.00} = 31.26 \text{ tonf}$$

Siendo que el concreto resiste:

$$Vc = 0.85 \cdot 0.53 \sqrt{280} \cdot 35 \cdot 49 = 12.93 \text{ tonf, el } A_{sh} \text{ resistirá } 20.27 \text{ tonf.}$$

$$s = \frac{0.85 \cdot Av \cdot fy \cdot d}{Vs} = \frac{0.85 \cdot 1.42 \cdot 5250 \cdot 49}{20270} = 15.31 \text{ cm}$$

Por lo que se verifica que el refuerzo transversal resultante será el mínimo, con zona de confinamiento de 1.00 m desde cada cara. Distribución de estribos: 3/8” 1@0.05 m, 8@0.125 m, resto @0.25 m en cada extremo.

5.3.2. COLUMNAS SUPERESTRUCTURA

Diseño por flexo-compresión: con las consideraciones de diseño ya mostradas, se comenta que al haber comprobado que las deformaciones relativas de piso son muy pequeñas (0.0025), los requerimientos de ductilidad son normativos.

Respecto a la amplificación por efectos de segundo orden, se verifica que el índice de estabilidad de entrepiso será menor que 0.06, estructura “arriostrada”.

Además, en el caso que se considerase “no arriostrada”, para elementos en compresión no arriostrados pueden despreciarse los efectos de esbeltez, según norma E.060, cuando:

$$\frac{k \cdot l_u}{r} = \frac{1 \cdot 2.60}{\sqrt{\frac{0.45^2}{12}}} = 20.01 < 22$$

Tomamos la columna del eje 2-D (cortes D'-D') de 0.45 x 0.45 m de sección. Se propone el refuerzo de 12 ϕ 5/8" resultando en 24.0 cm² que es 1.68% como cuantía longitudinal.

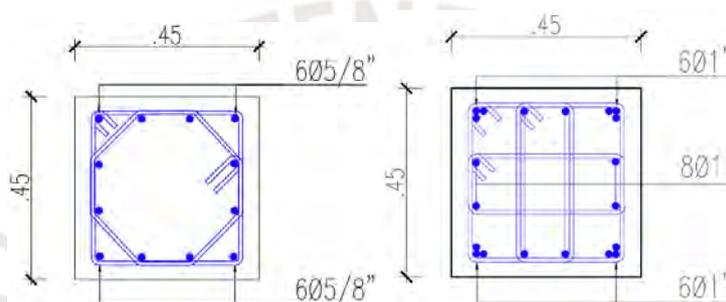


Figura 5.13. Sección de columnas, más y menos reforzada.

Tabla 5.10. Cargas sin amplificar para columna más esforzada.

CASO CARGA	P(Tonf)	V2(Tonf)	V3(Tonf)	M2(Tonf-m)	M3(Tonf-m)
CM	180.65	2.85	0.15	0.28	3.14
CV	72.35	0.65	0.05	0.06	0.70
SISXX	5.52	12.81	0.38	0.59	22.47
SISYY	1.41	0.03	12.18	19.67	0.02

Tabla 5.11. Combinaciones de carga para columna más esforzada.

COMBINACIONES DE CARGA				
DIR.	COMBINACIONES DE DISEÑO	P	M2	M3
		Tonf	Tonf-m	Tonf-m
GRAV.	1.4CM+1.7CV	375.91	-0.49	-5.59
SISMO DIR X-X	1.25*(CM+CV)+SISXX	321.77	-1.02	-27.27
	1.25*(CM+CV)-SISXX	310.73	0.17	17.67
	0.9CM+SISXX	168.11	-0.84	-25.30
	0.9CM-SISXX	157.07	0.34	19.64
SISMO DIR Y-Y	1.25*(CM+CV)+SISYY	317.66	-20.10	-4.82
	1.25*(CM+CV)-SISYY	314.84	19.25	-4.78
	0.9CM+SISYY	164.00	-19.92	-2.85
	0.9CM-SISYY	161.18	19.42	-2.81

Obtenemos los Diagramas de interacción para la distribución propuesta:

Tabla 5.12. Puntos ϕP - ϕM para diagrama de interacción de columna más esforzada.

PUNTOS	M33		M33		PUNTOS	M22		M22	
	0°		180°			90°		270°	
	ϕP_n	ϕM_n	ϕP_n	ϕM_n		ϕP_n	ϕM_n	ϕP_n	ϕM_n
1	460.63	0.02	460.63	0.02	1	460.63	-0.09	460.63	-0.09
2	444.04	21.45	443.80	-21.45	2	443.70	21.45	443.98	-21.51
3	391.04	28.88	390.59	-28.89	3	390.53	28.90	390.86	-28.95
4	323.56	36.70	322.84	-36.74	4	322.84	36.75	323.22	-36.77
5	244.63	44.42	243.48	-44.50	5	243.59	44.53	244.04	-44.51
6	140.99	53.45	138.45	-53.50	6	138.83	53.56	139.87	-53.55
7	100.86	61.67	99.01	-61.52	7	99.45	61.60	100.15	-61.68
8	35.58	66.74	34.25	-66.65	8	34.40	66.70	35.71	-66.85
9	-78.26	52.61	-77.38	-52.84	9	-78.49	52.72	-77.62	-52.76
10	-248.53	24.65	-249.96	-24.65	10	-249.46	24.76	-246.99	-24.91
11	-385.32	-0.03	-385.32	-0.03	11	-385.32	0.13	-385.32	0.13

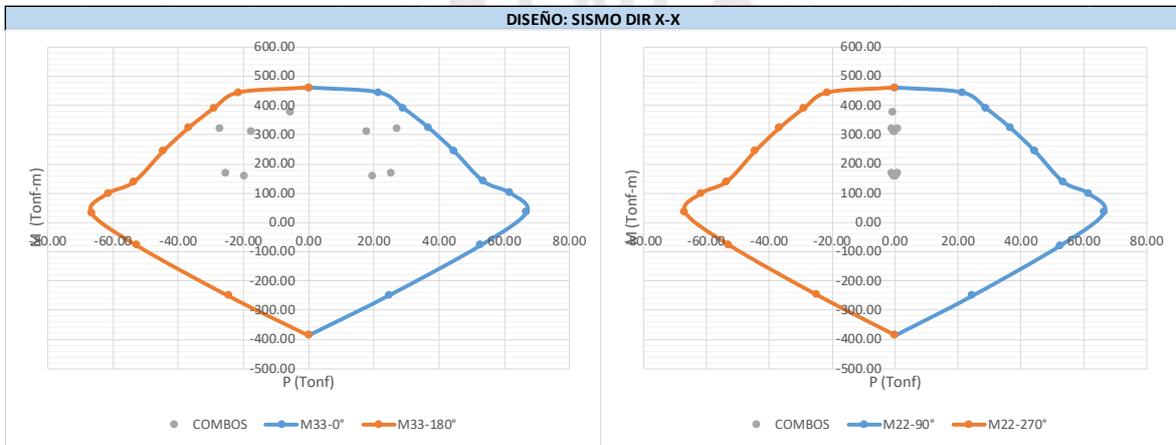


Figura 5.14. Diagrama de interacción, cargas en dirección X-X.

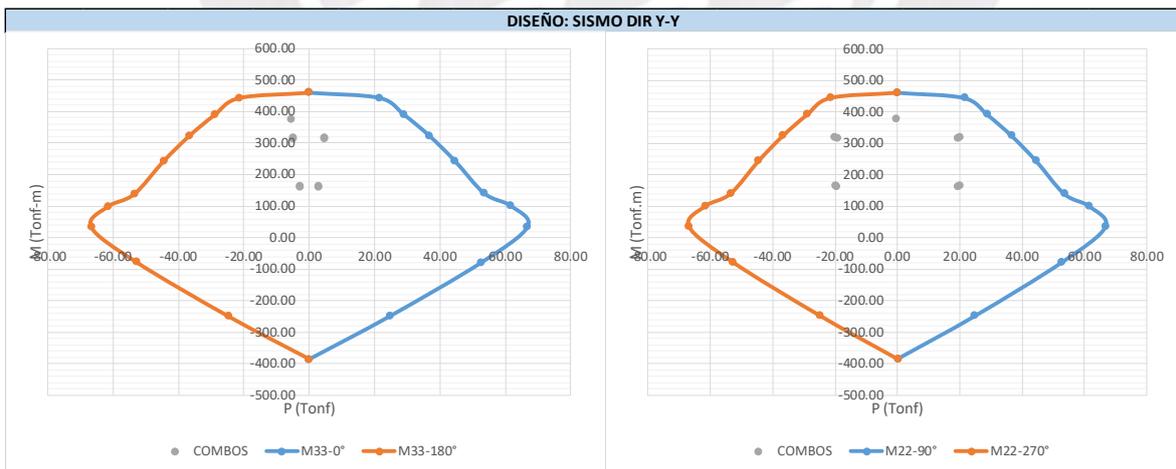


Figura 5.15. Diagrama de interacción, cargas en dirección Y-Y.

En las figuras 5.14 y 5.15 se aprecia que las columnas están trabajando a altas cargas axiales llegando al 68% de la resistencia a la compresión del concreto sin confinar, siendo recomendable tener secciones de columnas más generosas.

Diseño por corte: se considerará el cortante por capacidad de flexión en los nudos ($1.25M_n$), además, la longitud de confinamiento L_o no será menor que:

- $L_o = 0.50$ m,
- $1/6$ de la luz libre = $1/6$ de 2.60 m = 0.433 m,
- La mayor dimensión de la sección, $L_o = 0.45$ m,

Siendo L_o igual a 0.50 m, donde el menor espaciamiento s no será menor que:

- $1/3$ de la mínima dimensión = $1/3$ de 0.45 m = 0.15 m,
- 6 veces d_b del refuerzo longitudinal = $6 (3/4)0.0254$ m = 0.11 m,
- $s = 0.10$ m,

Resultando s en 0.10 m.

Para el resto de la longitud no confinada, el máximo espaciamiento de estribos no será menor que:

- 10 veces d_b del refuerzo longitudinal = $10(5/8)0.0254$ m = 0.158 m,
- $s = 0.25$ m,

Además, al tener refuerzo longitudinal como paquetes de barra de 1" se requerirán estribos de 1/2", combinados con 3/8" para sujetar todos los refuerzos longitudinales. Con ello, se determina que el mayor requerimiento por cortante es de 14.29 tonf por efectos de sismo, en el segundo nivel, por lo que se procederá al requerimiento por capacidad.

Tabla 5.13. Momentos nominales según Pu.

MOMENTO NOMINAL (Pu)			
DIR.	COMB.	Pu	Mn
		Tonf	Tonf-m
	1.4CM+1.7CV	320.18	35.00
1ER NIVEL X-X	1.25*(CM+CV)+SISXX	274.19	43.00
	1.25*(CM+CV)-SISXX	264.91	45.00
	0.9CM+SISXX	143.86	53.00
	0.9CM-SISXX	134.58	57.00
1ER NIVEL Y-Y	1.25*(CM+CV)+SISYY	270.71	42.00
	1.25*(CM+CV)-SISYY	268.39	43.00
	0.9CM+SISYY	140.38	54.00
	0.9CM-SISYY	138.06	55.00

Donde, debido a la mínima variación entre base y tope de carga axial para una columna, se considera el mismo M_n , para luz libre de piso $2.80 - 0.55 = 2.25$ m. Utilizaremos la combinación de carga de 0.9CM-SISXX al tener la menor fuerza axial y el mayor requerimiento por cortante:

$$V_u = \frac{1.25 \cdot (57.00 + 57.00)}{2.25} = 63.33 \text{ tonf}$$

Donde el aporte del concreto a la resistencia por corte está dado según:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \cdot \sqrt{f_c'} \left(1 + \frac{P_u}{140 A_g}\right) \cdot b_w \cdot d$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot \left(1 + \frac{134.58 \times 10^3}{140 \cdot (45 \times 45)}\right) \cdot 45 \cdot 39 = 19.51 \text{ tonf}$$

Se tiene entonces que:

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{63.33 - 19.51}{0.85} = 51.55 \text{ tonf}$$

Donde, para la disposición de estribos de la figura 6.2, forma cruzada con fierro longitudinal de 1", el plano de falla por corte cruzará por lo menos 2 ramales de estribo 1/2" + 2 ramales de estribo de 3/8", $A_{sh} = 4.00 \text{ cm}^2$.

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{4 \cdot 5250 \cdot (45 - 8)}{51.55 \cdot 10^3} = 15.07 \text{ cm}$$

Verificándose entonces que el requerimiento por capacidad se acomoda a la distribución mínima de espaciamiento determinada. Así, no ocurrirá la falla por aplastamiento antes que inicie la fluencia de los estribos.

La distribución de estribos para esta columna es: $1\phi 1/2'' + 2\phi 3/8''$, $1@0.05$, $6@0.10$, $Rto@0.15m$ en cada extremo.

En el apéndice IV se presenta los planos del diseño de la edificación aislada con LRB, realizado a la estructuración dual con acero grado 60, así como también el diseño de la estructuración de sistema aporticado con diseño con acero grado 75.

DISEÑO GRADO 60

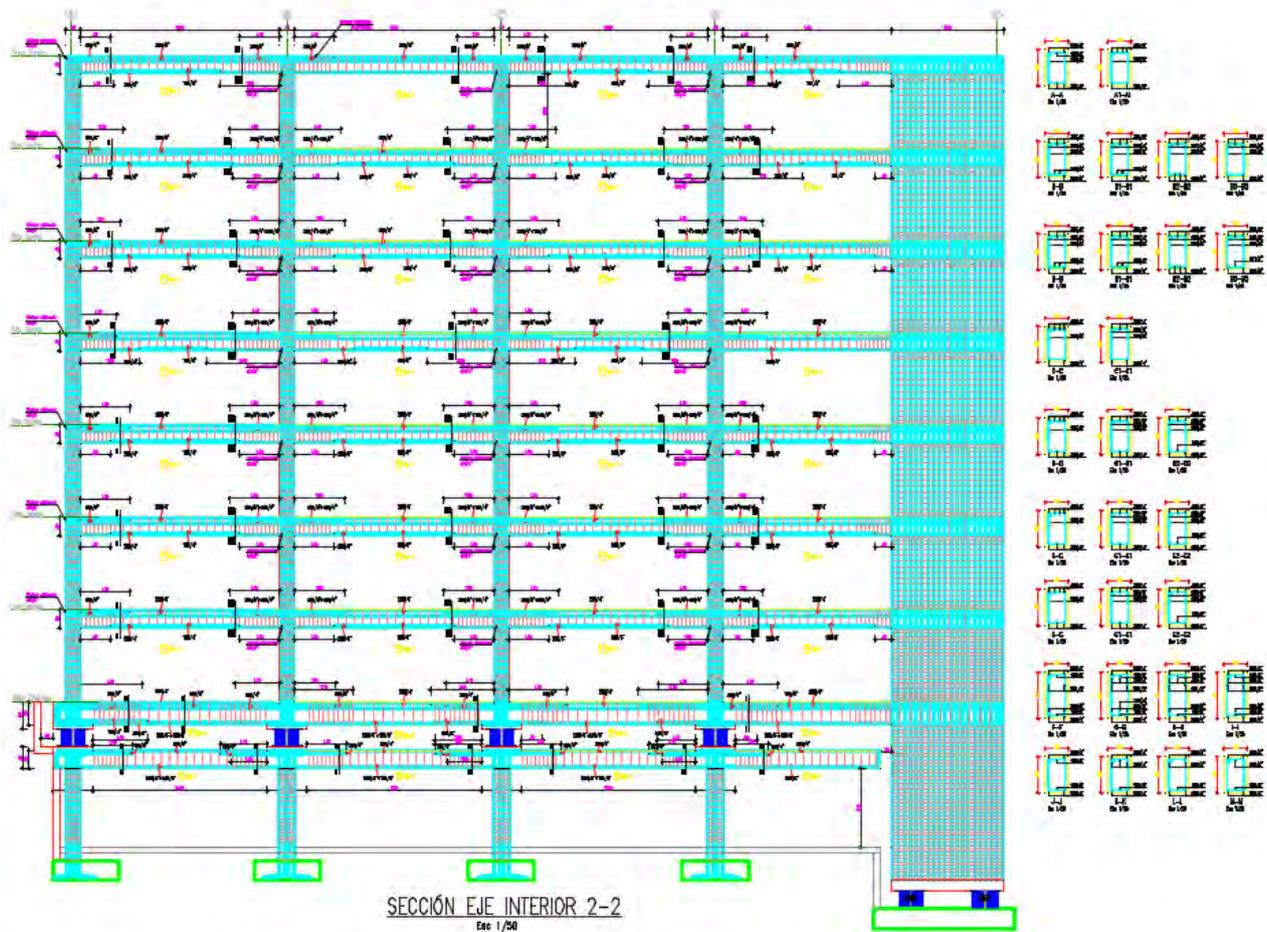


Figura 5.16. Dibujo del diseño de pórtico eje 2 (X-X), diseño con acero grado 60

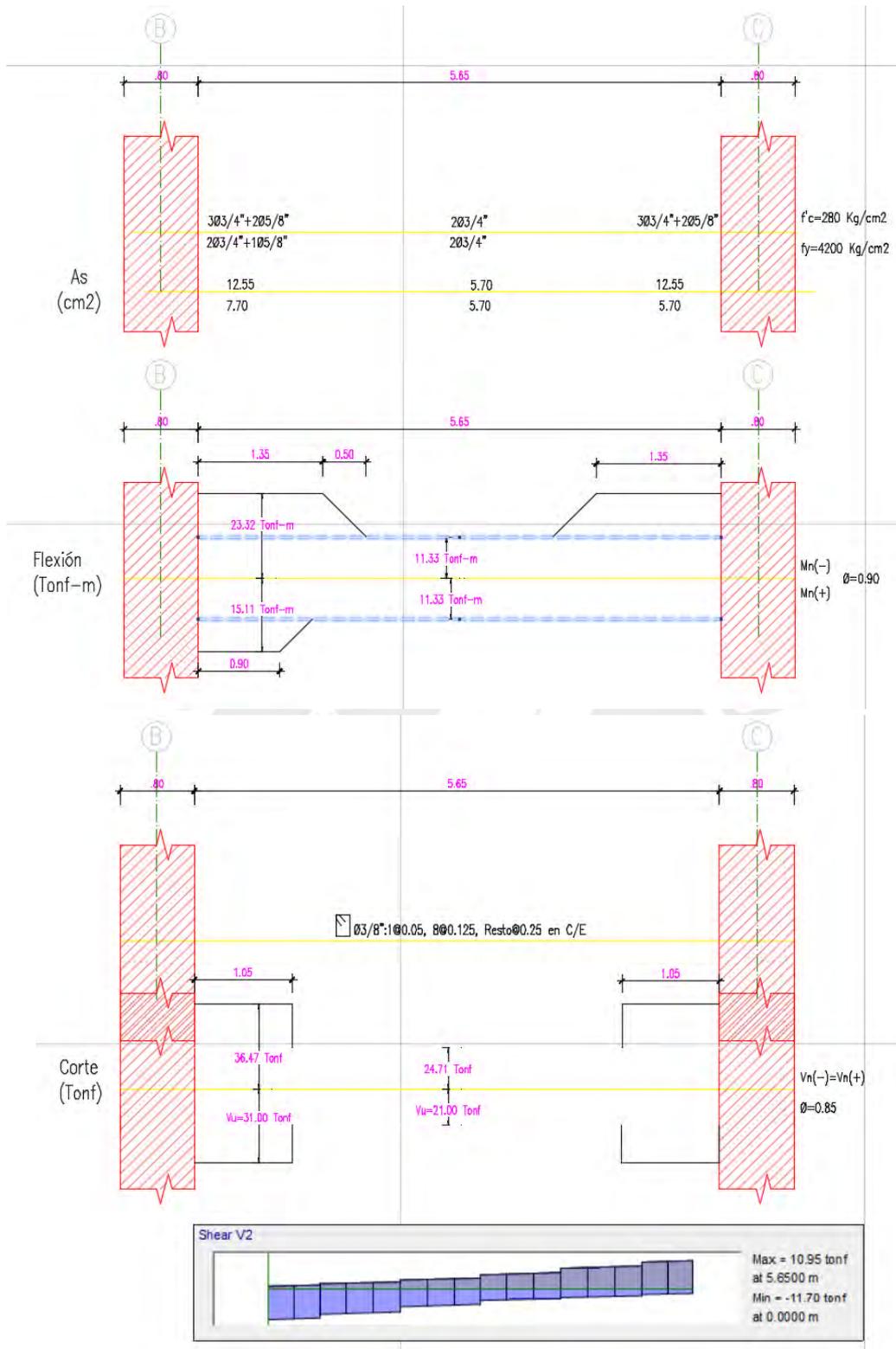


Figura 5.18. Capacidad resistente de viga del eje 2(X-X) con el acero colocado.

CAPÍTULO 6: ANÁLISIS COMPARATIVO DE METRADOS Y PRESUPUESTO

En este capítulo se determina el metrado de las partidas de la especialidad de estructuras para las 2 estructuraciones diseñadas con base aislada, para ambas se han dibujado las vigas, columnas y muros de corte.

La primera estructura es Dual, tiene muros de corte en ambas direcciones, columnas T y cuadradas donde se determinará el metrado de encofrado de elementos estructurales, volumen de concreto armado $f'c= 280\text{Kgf/cm}^2$ y acero grado 60 $fy=4200\text{ Kgf/cm}^2$ desde los aisladores hasta el séptimo piso; los cortes de varillas en las vigas obedecen a los diagramas de momentos flexionantes.

La segunda estructura es aporticada conformada por columnas cuadradas uniformes en planta y elevación, vigas rectangulares que solo cambian el ancho siendo el peralte constante; se metro el encofrado de columnas y vigas, el volumen de concreto armado $f'c=280\text{ Kgf/cm}^2$ y acero grado 75 $fy=5250\text{ Kgf/cm}^2$. Finalmente, se comparan estos metrados y presupuesto estimado.

6.1. PLANOS ESTRUCTURALES

Se presentan en el Anexo IV, los planos estructurales de las 2 estructuraciones.

6.2. METRADOS

El metrado se ha realizado por ejes y por pisos para mayor claridad, para cada estructuración. Para cada estructuración se ha separado las partidas en concreto $f'c=280\text{ Kgf/cm}^2$, encofrado y acero para los elementos estructurales indicados diferenciándose en la estructuración Dual $fy=4200\text{ Kgf/cm}^2$ y para la estructuración Aporticada $fy=5250\text{Kgf/cm}^2$. En el Anexo V se presentan los cálculos realizados.

En la estructura aislada dual se aprecia, en columnas 140Kg/m^3 , en placas 104Kg/m^3 y vigas 146 Kg/m^3 .

En la estructura aislada aporticada se aprecia, en columnas 368 Kg/m^3 , en vigas 129 Kg/m^3 .

6.2.1. ESTRUCTURA DUAL, DISEÑO CON ACERO GRADO 60

Tabla 6.1. Resumen metrado estructura dual.

RESUMEN DE METRADOS - ESTRUCTURA DUAL			
Item	Descripción	Und.	Metrado
05	CONCRETO ARMADO ESTRUCTURA DUAL		
05.03	COLUMNAS (SUPERESTRUCTURA)		
05.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS FC=280 KG/CM2	m3	84.38
05.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	396.90
05.03.03	ACERO GRADO 60 EN COLUMNAS	kg	11824.02
05.04	PLACAS (SUPERESTRUCTURA)		
05.04.01	CONCRETO EN PLACAS FC=280 KG/CM2	m3	74.04
05.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PLACAS	m2	560.28
05.04.03	ACERO GRADO 60 EN PLACAS	kg	7704.64
05.05	VIGAS (SUPERESTRUCTURA)		
05.05.01	CONCRETO EN VIGAS FC=280 KG/CM2	m3	175.38
05.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	1143.68
05.05.03	ACERO GRADO 60 EN VIGAS	kg	25686.58
05.07	PEDESTALES SUPERIOR (PISO TECNICO)		
05.07.01	CONCRETO EN PEDESTALES FC=280 KG/CM2	m3	21.70
05.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PEDESTALES	m2	79.195
05.07.03	ACERO GRADO 60 EN PEDESTALES	kg	6804.18
05.07	AISLADORES ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO		
05.07.01	LRB TIPO 1 De= 0.800m , H=0.555m	und	1
05.07.02	LRB TIPO 2 De=0.700m , H=0.555m	und	16

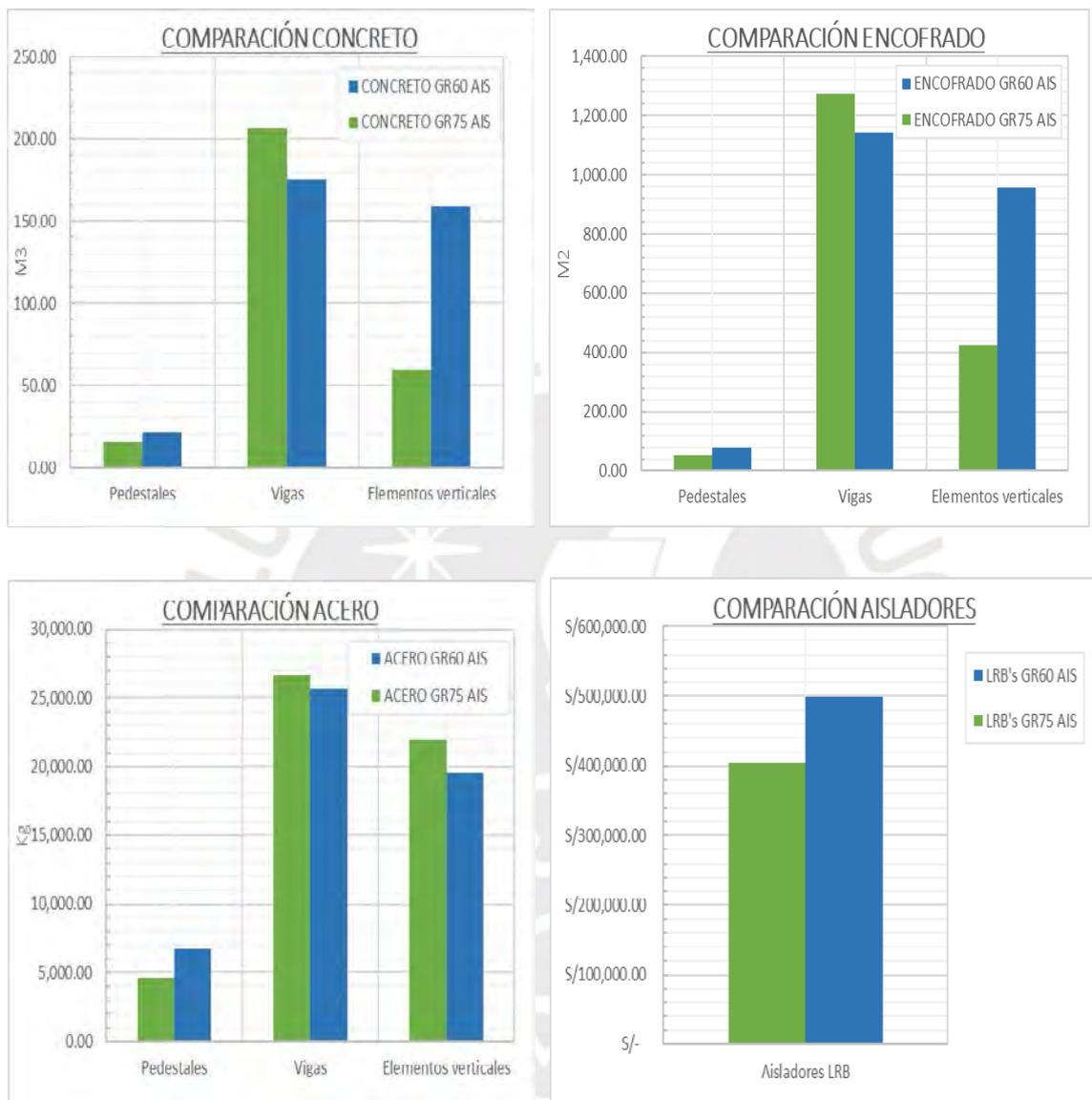
6.2.2. ESTRUCTURA APORTICADA, DISEÑO CON ACERO GRADO 75

Tabla 6.2. Resumen metrado estructura pórticos.

RESUMEN DE METRADOS - ESTRUCTURA APORTICADA			
Item	Descripción	Und.	Metrado
05	CONCRETO ARMADO ESTRUCTURA APORTICADA		
05.03	COLUMNAS (SUPERESTRUCTURA)		
05.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS FC=280 KG/CM2	m3	59.54
05.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	425.25
05.03.03	ACERO GRADO 75 EN COLUMNAS	kg	21936.77
05.05	VIGAS (SUPERESTRUCTURA)		
05.05.01	CONCRETO EN VIGAS FC=280 KG/CM2	m3	206.66
05.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	1275.21
05.05.03	ACERO GRADO 75 EN VIGAS	kg	26709.39
05.07	PEDESTALES SUPERIOR (PISO TECNICO)		
05.07.01	CONCRETO EN PEDESTALES FC=280 KG/CM2	m3	16.13
05.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PEDESTALES	m2	52.245
05.07.03	ACERO GRADO 60 EN PEDESTALES	kg	4595.58
05.07	AISLADORES ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO		
05.07.01	LRB TIPO 3, De=0.750m, H=0.555m	und	5
05.07.02	LRB TIPO 4, De=0.650m, H=0.555m	und	10

Se aprecia mayor metrado en la estructuración dual, sobre todo en los elementos verticales en vista que se ha dotado de una rigidez lateral como si se estructurara y diseñara convencionalmente.

Tabla 6.3. Comparación de metrados, estructura dual y aporticada.



En general, la estructura dual respecto de la aporticada utiliza 73m³ más de concreto o 26% más de concreto que la aporticada; 427m² de encofrado o 24% más de encofrado y en el acero una reducción de 1,220 Kg o 2.3% menos.

Finalmente se ha cuantificado en Soles la superestructura con los aisladores para la propuesta dual y aporticada, resultando:

Tabla 6.4. Presupuesto estructura dual y aporticada.

PRESUPUESTO ESTRUCTURA DUAL					
Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio	Parcial
05	CONCRETO ARMADO ESTRUCTURA DUAL				
05.03	COLUMNAS (SUPERESTRUCTURA)				
05.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS FC=280 KG/CM2	m3	84.38	333.05	28102.09
05.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	396.90	34.92	13859.75
05.03.03	ACERO GRADO 60 EN COLUMNAS	kg	11824.02	3.58	42330.00
05.04	PLACAS (SUPERESTRUCTURA)				
05.04.01	CONCRETO EN PLACAS FC=280 KG/CM2	m3	74.04	345.54	25582.26
05.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PLACAS	m2	560.28	34.92	19564.98
05.04.03	ACERO GRADO 60 EN PLACAS	kg	7704.64	3.58	27582.61
05.05	VIGAS (SUPERESTRUCTURA)				
05.05.01	CONCRETO EN VIGAS FC=280 KG/CM2	m3	175.38	256.42	44971.64
05.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	1143.68	38.07	43539.71
05.05.03	ACERO GRADO 60 EN VIGAS	kg	25686.58	3.58	91957.95
05.07	PEDESTALES SUPERIOR (PISO TECNICO)				
05.07.01	CONCRETO EN PEDESTALES FC=280 KG/CM2	m3	21.70	333.05	7225.85
05.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PEDESTALES	m2	79.195	34.92	2765.49
05.07.03	ACERO GRADO 60 EN PEDESTALES	kg	6804.18	2.95	20072.32
05.07	AISLADORES ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO				
05.07.01	LRB TIPO 1 De= 0.800m , H=0.555m	und	1	31032.00	31032.00
05.07.02	LRB TIPO 2 De=0.700m , H=0.555m	und	16	29308.00	468928.00
			TOTAL	S/	867,509.52
			GASTOS G (8%)	S/	69,400.76
			IGV	S/	168,643.85
			TOTAL	S/	1,105,554.13
PRESUPUESTO ESTRUCTURA APORTICADA					
Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio	Parcial
05	CONCRETO ARMADO ESTRUCTURA APORTICADAS				
05.03	COLUMNAS (SUPERESTRUCTURA)				
05.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS FC=280 KG/CM2	m3	59.54	333.05	19,828.13
05.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	425.25	34.92	14,849.73
05.03.03	ACERO GRADO 75 EN COLUMNAS	kg	21936.77	4.30	94,328.10
05.05	VIGAS (SUPERESTRUCTURA)				
05.05.01	CONCRETO EN VIGAS FC=280 KG/CM2	m3	206.66	256.42	52,991.65
05.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	1275.21	38.07	48,547.24
05.05.03	ACERO GRADO 75 EN VIGAS	kg	26709.39	4.30	114,850.40
05.07	PEDESTALES SUPERIOR (PISO TECNICO)				
05.07.01	CONCRETO EN PEDESTALES FC=280 KG/CM2	m3	16.13	333.05	5,371.43
05.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PEDESTALES	m2	52.245	34.92	1,824.40
05.07.03	ACERO GRADO 60 EN PEDESTALES	kg	4595.58	2.95	13,556.97
05.07	AISLADORES ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO				
05.07.01	LRB TIPO 3, De=0.750m , H=0.555m	und	5	29,308.00	146,540.00
05.07.02	LRB TIPO 4, De=0.650m , H=0.555m	und	10	25,860.00	258,600.00
			TOTAL	S/	771,282.94
			GASTOS G (8%)	S/	61,702.64
			IGV (18%)	S/	149,937.40
			TOTAL	S/	982,922.98

El costo del acero grado 75 se ha costado en aproximadamente 20% mayor al precio de grado 60.

La estructura dual tiene un costo mayor de S/. 122,631.15 u 11% mayor que el sistema aporticado.

CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se obtuvieron las conclusiones siguientes:

1. Para el análisis estructural sísmico se ha considerado masas concentradas con diafragma rígido y de acuerdo a la norma E .031 se realizó análisis sísmico dinámico modal espectral.
2. El predimensionar la estructura de 7 pisos para diseño convencional la estructura requiere ser dual y su peso es 12% mayor al aporticado; 2.35 veces la fuerza del aporticado; la aceleración máxima es 66% mayor que la aporticada; sin embargo, las deformaciones se reducen al 65% de la aporticada.
3. La estructura con aislamiento de base aumenta el Periodo y el amortiguamiento de la estructura y como consecuencia se tiene menores demandas sísmicas para diseño de la superestructura, menores aceleraciones y fuerzas de diseño.
4. La superestructura del sistema dual aislado respecto del sistema para un diseño convencional tiene un peso sísmico 27% mayor que el convencional, la fuerza de diseño a nivel del piso técnico es 40% menor que la convencional; el estructurar la superestructura de una edificación para un diseño convencional no es la mejor propuesta si esa misma estructura, va a ser diseñada con protección sísmica con aislamiento de base.
5. En ambas estructuraciones aisladas, en la dirección de los pórticos con cargas provenientes de la losa gobierna la hipótesis estática, sin embargo, en los pórticos perpendiculares (eje Y-Y) gobierna las hipótesis sísmicas; esto debido a que se dispuso una losa unidireccional para todos los pisos.
6. La fuerza sísmica de diseño para la superestructura de una edificación aislada depende de un adecuado diseño de los aisladores. Para la edificación analizada la estructuración aislada Dual es más costosa que el sistema aporticado.
7. En la tabla 4.1, se presenta la comparación del comportamiento estructural de las edificaciones consideradas como empotradas y aisladas, Dual y Aporticada, concluyendo que una superestructura aporticada en el presente proyecto tiene un ahorro de materiales y cumple con un adecuado comportamiento estructural.

8. La aceleración obtenida en el sistema aislado para ambas estructuraciones presume que para el sismo máximo esperado los contenidos se protegerán.
9. Para la superestructura aislada, en los metrados de la estructura Dual, se tiene 26 % más de concreto, 24 % de encofrado y 2.3 % menos de acero.
10. La superestructura aporticada tiene un menor costo que la estructura dual (12% menos), pese a que el precio del acero grado 75 utilizado ha sido 20% mayor al grado 60.
11. El aislamiento sísmico en edificaciones ubicadas en la ciudad de Arequipa es una buena alternativa de protección sísmica en vista que se encuentra alejada de los focos epicentrales, en 100 Km aproximadamente ocurriendo sismos de campo lejano.

Como recomendaciones se plantean las siguientes:

1. Se recomienda seguir realizando diseños de edificaciones aisladas como sistema de protección sísmica, sobre todo en edificaciones que por norma no tengan obligación como viviendas, oficinas y hoteles. Así mismo, realizar comparaciones económicas con otros sistemas de protección sísmica que incluyan costos de construcción, operación y mantenimiento.
2. Se recomienda para las edificaciones aisladas en su base una estructuración aporticada para la superestructura con losas bidireccionales y de ser posible similar rigidez en direcciones perpendiculares.
3. Se recomienda asegurar que los proveedores garanticen un periodo de vida útil de 50 años como mínimo, de los aisladores y su instalación.
4. Se recomienda estudiar y proponer soluciones constructivas para desacoplar la estructura aislada con los pases de instalaciones eléctricas y sanitarias, juntas sísmicas, entre otros.

BIBLIOGRAFIA

1. ASCE/SEI 7-16 (2018). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. EEUU: American Society of Civil Engineers.
2. Blanco, A. (2010), Estructuración y diseño en concreto armado. CIP.
3. Bridgestone Seismic Isolation Product Line-up. Version 2017, vol. 1.
4. Casabonne, C. (2017). Primer Simposio Internacional: Actualidad y futuro de la protección sísmica en el Perú. Actualidad de la normativa peruana. Lima.
5. CSI ETABS versión 16 y 18. Computer and Structures Inc. www.csiamerica.com
6. Gonzales, D. y Gutiérrez, R. (2019). Diseño del anteproyecto “Hospital Rio Seco – Arequipa” con aislamiento de base, Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa.
7. Janampa, B. (2018). Diseño del sistema de aislamiento sísmico de un edificio hospitalario usando dispositivos HDR, Pontificia Universidad Católica del Perú.
8. Kelly, J. M. (2011). Mechanics of Rubber Bearings for Seismic and Vibration Isolation. John Wiley & Sons, Ltd.
9. Kelly, J. M. y Farzad, N. (1999). Design of seismic isolated structures: from theory to practice. Editorial Wiley.
10. Kelly, J. M. y Konstantinidis, D. (2011). Mechanics of Rubber Bearings for Seismic and Vibration Isolation. University of California, Berkeley, USA, McMaster University, Hamilton, Canadá. Primera edición.
11. Lovera, Luis (2016). El refuerzo de estructuras de concreto armado con aceros de grado 75 en el Perú. Tesis de maestría Pontificia Universidad Católica del Perú.
12. Masahiko Higashino, Shin (2006). Response control and seismic isolation of buildings. Taylor and Francis e-library.
13. Mendo, A. (2015). Bases para la implementación de la norma peruana de análisis y diseño de edificios con aislación sísmica, Pontificia Universidad Católica del Perú.
14. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018). Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
15. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2019). Norma E.031 Aislamiento Sísmico. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
16. Muñoz A. (2018), II Congreso Internacional de Estructuras en Edificaciones. Diseño de Hospitales con la Norma Peruana E.031, Lima.
17. Naeim Farzad, James M. Kelly. Design of seismic isolated structures: from theory to practice. 1999. Editorial Wiley.

18. NEHRP Recommended Seismic Provisions 2015: Design Examples. FEMA P-1051/July 2016.
19. Otazzi, G. (2011). Diseño en Concreto Armado. Lima: ACI-PERÚ. Segunda Edición.
20. Rosas, Jorge (2012). V Congreso internacional ingeniería estructural, sísmica y puentes. ICG Perú, 22 y 23 junio 2012.
21. Villagómez D. (2015). Lineamientos para el análisis y diseño de edificaciones sísmicamente aisladas en el Perú, Pontificia Universidad Católica del Perú.
22. Yucra, M. (2018) Evaluación del desempeño sísmico de hospitales aislados en el Perú, Pontificia Universidad Católica del Perú.



ANEXOS

ANEXO I. ANÁLISIS Y DISEÑO DE AISLADORES DE BASE LRB.

A01. Procedimiento de análisis y diseño de estructuras con aisladores de base

Se propone las características del sistema de aislación, previo al análisis:

- Zonificación sísmica Z, el factor de uso U, el factor de suelo S y el factor de reducción de la fuerza sísmica R (Norma E.030).
- Armar el espectro de diseño para el sismo máximo esperado MCE con los valores antes expuestos, considerando un 5% de amortiguamiento.
- Proponer un periodo objetivo T_M y un amortiguamiento crítico objetivo B_M .
- Calcular el peso sísmico de la edificación W incluido el peso técnico.
- Calcular la rigidez efectiva del sistema de aislamiento K_{eff} considerando el edificio como un bloque.
- Calcular el desplazamiento máximo D_M (según Ec. II.15.)
- Calcular el desplazamiento total máximo D_{TM} (según Ec. II.17.)

Diseño de los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo LRB

Paso 1. Calcular la rigidez horizontal efectiva de cada tipo de aislador LRB

$$k_{eff} = \frac{4\pi^2 P}{T_M^2 g} \quad \text{Donde } P \text{ es la carga axial que recibirá el aislador, } T_M \text{ el}$$

periodo máximo del sistema de aislación, g es la aceleración de la gravedad.

Paso 2. Calcular la energía disipada en un ciclo de cada aislador

$$W_M = 2\pi k_{eff} D_M^2 \beta_{eff} \quad (\text{Según Ec. II.3.})$$

Donde k_{eff} es la rigidez efectiva horizontal, D_M el desplazamiento máximo, β_{eff} el amortiguamiento efectivo del aislador.

Paso 3. Calcular la fuerza característica inicial, asumiendo un desplazamiento a la fluencia igual a cero (fuerza característica donde el aislador presenta un comportamiento rígido-plástico ideal).

$$Q_i = \frac{W_M}{4(D_M - D_y)}$$

Esta ecuación resulta de la relación del área del paralelogramo de la gráfica de histéresis para un ciclo (Energía W_M) y las dimensiones geométricas de ésta (Q_i , D_M , D_y).

Paso 4. Calcular la rigidez post-fluencia que resulta de las relaciones geométricas del diagrama histerético del aislador LRB.

$$k_2 = k_{eff} - \frac{Q_p}{D_M} \quad (\text{Despejando Ec. II.2.})$$

Paso 5. Calcular la rigidez elástica, se recomienda considerarlo en función de la rigidez post-fluencia. Usualmente:

$$k_1 = 10 \cdot k_2$$

Paso 6. Calcular el desplazamiento a la fluencia que resulta de datos conocidos del modelo bilineal

$$D_y = \frac{Q}{9k_2} \quad (\text{Despejando Ec. II.1.})$$

Con el valor de D_y , se recalcula el nuevo valor de Q y se actualizan los demás valores. Este proceso es iterativo y termina cuando Q_p y Q tengan valores muy similares.

Paso 7. Calcular el área transversal del núcleo de plomo con:

$$A_p = \frac{Q}{\tau_y}$$

Donde τ_y es el esfuerzo cortante de fluencia del plomo.

Paso 8. Luego el diámetro mínimo de plomo

$$d_p = \sqrt{\frac{4A_p}{\pi}}$$

Se recomienda redondearlo a un valor estándar de fabricación. Con este último diámetro se recalculará A_p , Q y k_2 .

Paso 9. Calcular la altura de la goma

$$H_r = \frac{D_M}{\gamma_s}$$

Donde γ_s es la deformación al corte de la goma, predimensionando inicialmente con un valor del 150%

Paso 10. Calcular el número de láminas de la goma

$$n = \frac{H_r}{t_r}$$

Donde t_r es el espesor de cada lámina de goma, que se obtienen de valores de fábrica. En este proyecto recomendamos 10mm. Este valor de n se puede cambiar para optimizar el diseño.

Paso 11. Calcular la altura total del aislador

$$H = H_r + (n-1)t_s + 2t$$

Donde t_s es el espesor de cada lámina de acero, y t el espesor de las placas de acero.

Paso 12. Calcular el área de la sección transversal de la goma, si se sabe que, para la rigidez post-fluencia interviene en las propiedades del núcleo de plomo y de la goma (del catálogo comercial Bridgestone).

$$k_2 = C_{Kd} (k_r + k_p) \quad (\text{Ecuación del catálogo Bridgestone})$$

$$k_2 = C_{Kd} \left(\frac{GA_r}{H_r} + \alpha_p \frac{A_p}{H_r} \right) \quad (\text{Ecuación del catálogo Bridgestone})$$

$$C_{kd} \begin{cases} 0.779\gamma^{-0.43}, [\gamma < 0.25] \\ \gamma^{-0.25}, [0.25 \leq \gamma < 1.0] \\ \gamma^{-0.12} [1.0 \leq \gamma < 2.5] \end{cases} \quad (\text{Ecuación del catálogo Bridgestone})$$

$$A_r = Hr / G \left(\frac{k_2}{C_{kd}} - \alpha_p \frac{A_p}{H_r} \right)$$

Despejando A_r , donde C_{kd} es el factor de corrección de la rigidez post-fluencia debido a la deformación por cortante, G módulo de corte de la goma, α_p módulo de corte del plomo.

Paso 13. Determinar el diámetro externo del aislador D_e . Redondearlo a un valor estándar de fabricación.

$$D_e = \sqrt{\frac{4A_r}{\pi} + d_p^2}$$

Paso 14. Calcular el factor de forma S, que resulta de una relación del área cargada y del área no cargada de la sección circular del aislador elastomérico. Se recomienda que este valor sea mayor que 10.

$$S = \frac{D_e}{4t_r} \quad (\text{Ecuación del catálogo Bridgestone})$$

Paso 15. Recalcular el área final de la sección transversal de la goma

$$A_r = \frac{\pi(D_e^2 - d_p^2)}{4}$$

Paso 16. Recalcular la rigidez post-fluencia, que resulta de la influencia de la suma de rigideces post-fluencia de la goma y del núcleo de plomo

$$k_2 = C_{kd} \left(\frac{GA_r}{H_r} + \alpha_p \frac{A_p}{H_r} \right) \quad (\text{Ecuación del catálogo Bridgestone})$$

Paso 17. Recalcular el valor definitivo la rigidez horizontal efectiva

$$k_{eff} = k_2 + \frac{Q}{D_M} \quad (\text{Según Ec. II.2.})$$

Obtener la rigidez horizontal de todo el sistema de aislamiento como la sumatoria algebraica de todos los valores de la rigidez horizontal de cada tipo de aislador. Se iterará con el nuevo periodo del sistema de aislación y el periodo objetivo. Si la aproximación es suficiente, habrá terminado el diseño; de lo contrario, se tendrá que modificar la rigidez horizontal de los tipos de aisladores (diámetros de goma o plomo, altura y numero de capas) hasta que coincida el periodo calculado con el periodo objetivo.

Paso 18. Calcular el módulo de compresión del conjunto acero-goma

$$E_c = \frac{E(1 + 2\kappa S^2)}{1 + E(1 + 2\kappa S^2)/K} \quad (\text{Ecuación del catálogo Bridgestone})$$

Donde E es el módulo de elasticidad de la goma, κ corrección del factor aparente del módulo de Young de acuerdo a la dureza, K módulo de bulk de la goma

Paso 19. Calcular la rigidez de compresión o rigidez vertical

$$k_v = \alpha_v E_c \frac{(A_r + A_p)}{H_r} \quad (\text{Ecuación del catálogo Bridgestone})$$

Donde α_v es el factor de corrección del módulo de elasticidad

Paso 20. Calcular la frecuencia vertical del aislador

$$f_v = \sqrt{6} \cdot S \cdot f_h \quad (\text{Ecuación según FEMA P-1051})$$

Donde f_h es la frecuencia horizontal del sistema (inversa del periodo objetivo). Se debe verificar que la frecuencia vertical sea mayor a 10Hz.

Finalmente obtenemos la rigidez horizontal y rigidez vertical de cada aislador, propiedades importantes el modelo en la herramienta ETABS.

7.1.1.1. Verificación de cargas axiales de aisladores elastoméricos

Verificación de esfuerzos en el acero

Los esfuerzos que se presentan en las láminas de acero están basados en la solución elástica de la distribución de tensiones debido a esfuerzos de corte y compresión en la interfaz goma-acero propuesta por el profesor Kelly (2011).

- Calcular el esfuerzo radial máximo encontrándose a la distancia de $r = \sqrt{a \cdot b}$, donde se presenta el mayor esfuerzo en la lámina de acero.

$$\frac{\sigma_r}{p_a} = \frac{3G}{4t_r \cdot t_s \cdot E_c} \cdot (3 + \nu) \cdot (b - a)^2$$

(libro “Mechanics of Rubber Bearing for Seismic and Vibration Isolation”
Kelly, 2011)

Donde σ_r es el esfuerzo radial interno igual a F_y del acero como máximo, p_a la carga de compresión en el aislador, ν el módulo de Poisson, t_r el espesor de la lámina de goma, t_s el espesor de la lámina de acero. E_c es el módulo de compresión.

Verificación por deformación

Se aplica la norma E.031 y considera la combinación de las deformaciones angulares por corte, compresión y rotación para calcular la deformación angular máxima.

Paso 1. Calcular la deformación angular por corte directo

$$\gamma_s = \frac{D_{TM}}{H_r} \quad (\text{Ec. según Norma Técnica E.031})$$

Donde D_{TM} es el desplazamiento total máximo, H_r es la altura total de la goma. Se recomienda que este valor calculado sea menor que 2.5.

Paso 2. La deformación angular por compresión

$$\gamma_c = \frac{6SP_u}{A_{red}E(1 + 2\kappa S^2)} \quad (\text{Ec. según Norma Técnica E.031})$$

Donde S es el factor de forma, P_u la carga axial última sobre el aislador, A_{red} el área transversal reducida del aislador, E el módulo de elasticidad de la

goma, κ corrección del factor aparente del módulo de elasticidad de acuerdo a la dureza.

Paso 3. Calcular la deformación angular por giro o rotación.

$$\gamma_{\theta} = \frac{0.375 \cdot D_e \cdot \theta}{t_r \cdot H_r} \quad (\text{Ec. según Norma Técnica E.031})$$

Se recomienda que el valor de θ sea mayor a 0.003 rad

Paso 4. Calcular la deformación angular total

$$\gamma = \gamma_s + \gamma_c + 0.5\gamma_{\theta}$$

$$\gamma \leq \varepsilon_b$$

(Ec. según “Norma Técnica E.031 Aislamiento Sísmico 2019”)

Donde ε_b es la deformación a la rotura de la goma que tiene un valor estándar de 6.

Verificación por estabilidad

La simultaneidad del corte y compresión puede producir el fenómeno del pandeo por flexión. El pandeo es el responsable por el cual las placas internas del aislador no permanezcan paralelas, alterando así el comportamiento de las láminas de goma.

Paso 1. Calcular la inercia de la sección circular del aislador

$$I = \frac{\pi(D_e^4 - D_i^4)}{64}$$

D_e es el diámetro externo del aislador, D_i es el diámetro interior del aislador

Paso 2. Calcular la carga de alabeo sin deformación al corte

$$P_E = \frac{\pi^2}{h^2} \frac{1}{3} E_c I \frac{h}{H_r}$$

Donde E_c es el módulo de compresión acero-goma, I la inercia de la sección de la sección circular del aislador, h es la altura del aislador(goma+acero), H_r es la altura total de la goma.

Paso 3. Calcular el área efectiva

$$A_s = A_r \frac{h}{H_r}$$

Donde A_r es el área de la sección transversal de la goma

Paso 4. Calcular la fuerza P_s relacionada a la rigidez de corte efectiva

$$P_s = GA_s$$

Donde G es el módulo de corte de la goma

Paso 5. Calcular la carga crítica P_{crit}

$$P_{crit} = \frac{P_s}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{4P_E}{P_s}} - 1 \right)$$

Verificar que: $\frac{P_{crit}}{P_u} \geq F.S. = 1$

Para esta verificación se utilizó las ecuaciones del libro “Mechanics of Rubber Bearing for Seismic and Vibration Isolation” (Kelly, 2011).

Verificación por carga axial de compresión última.

Los catálogos de empresas fabricantes de unidades de aislamiento proponen cargas axiales máximas para máximas desplazamientos definidos, adicionalmente, el catálogo (Bridgestone, 2017) propone una forma de verificar la carga axial última para cualquier desplazamiento.

Paso 1. Calcular el segundo factor de forma

$$S_2 = \frac{D_e}{n.t_r}$$

Donde D_e es el diámetro exterior del aislador, n número de láminas de goma, t_r el espesor de la lámina de la goma

Paso 2. Calcular el módulo de compresión

$$E_c = \frac{E(1+2\kappa S^2)}{1+E(1+2\kappa S^2)/K}$$

Donde E es el módulo de Young de la goma, κ corrección del factor aparente del módulo de Young, K módulo de bulk de la goma

Paso 3. Calcular el factor de corrección basado en el segundo factor de forma

$$\alpha_c \begin{cases} S_2 \geq 5, \alpha_c = 1 \\ S_2 < 5, \alpha_c = 0.25(S_2 - 5) + 1 \end{cases}$$

Paso 4. Calcular el esfuerzo de compresión crítico con deformación al corte igual a cero

(Ec. II.29.)
$$\sigma_{cr} = \frac{\pi}{4} \cdot 1.26 \cdot \alpha_c \cdot (G \cdot E_c)^{0.5} \cdot S_2$$

Paso 5. Calcular el esfuerzo de compresión último para cualquier deformación al corte, donde γ es la deformación angular.

$$\sigma_{cr'}(\gamma) = \sigma_{cr} \cdot \left(1 - 0.9 \frac{\gamma}{S_2} \right)$$

Paso 6. Calcular la carga de compresión última permisible para la deformación por corte ingresada.

$$P_u' = \sigma_{cr'} \cdot A$$

Verificación por carga axial última a tracción.

La tracción en un aislador no es deseada, sin embargo, es un estado de carga que puede tener muy corta duración en las unidades de aislamiento, pero, su acción puede producir rotura de capas de caucho y deformaciones residuales inapropiadas. El FEMA P-1051 propone que el esfuerzo de tracción resistente es por lo menos 3 veces el módulo de corte G de la goma.

Así, la carga de tracción última será.

$$P_u = 3 \cdot G \cdot A$$

Habiendo diseñado los dispositivos se debe realizar las verificaciones:

- Asegurar que el sistema de aislamiento produzca una fuerza de restitución lateral ($0.025W$ más grande que la fuerza lateral al 50% del desplazamiento máximo).
- Asegurar que la mínima fuerza de activación del sistema no sea superada por la carga de viento que pueda ocurrir en la superestructura.
- Asegurar que la rigidez efectiva del sistema de aislamiento en el desplazamiento máximo es más grande que un tercio de la rigidez efectiva al 20% del desplazamiento máximo.

EXPLICACIÓN DE CÁLCULOS REALIZADOS EN EL DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN AISLADA PASO A PASO:

Se ha realizado una exposición teórica de la metodología que se aplica y en una hoja EXCEL se presentan los cálculos:

- Luego de realizado el análisis sísmico dinámico modal espectral para la estructura con base fija se obtiene el periodo fundamental, deformaciones, distorsiones, aceleraciones de piso y cortantes por piso.
- Proponemos un periodo objetivo para el sistema de aislamiento (se recomienda 1.5 a 3s) con un valor de 3 veces el periodo fundamental (aseguramos bloque rígido de superestructura), una amortiguación en función del dispositivo a utilizar (en nuestro caso LRB), con este determinamos el factor de reducción del espectro de aceleraciones.

- Existen 2 métodos de diseño, el primero que inicia con K_{eff} (rigidez efectiva) y B_{eff} (amortiguamiento efectivo) y el segundo que define el dispositivo.



Figura A1. Diagrama de flujo para diseño aislamiento. www.prismaing.com

- Con el análisis estático determinamos la carga de servicio y ultima para cada ubicación de aislador; se recomienda pocos tipos de aisladores por el costo de ensayos para validación de propiedades. En el caso dual se acepta 1 unidad sin tener en consideración esta recomendación.

➤ Se dimensiona 2 tipos de aislador LRB obteniendo sus características geométricas como Altura total para ambos de $H=555\text{mm}$, 38 capas de goma y acero de 10mm y 3mm de espesor respectivamente(491mm), placas de acero superior e inferior de acero de 32mm de espesor. Finalmente, para la primera estructuración proponemos $D_{e1}=800\text{mm}$ y $D_{e2}=700\text{mm}$, determinando las propiedades nominales del periodo, amortiguamiento efectivo y rigidez efectiva.

- Determinamos las propiedades considerando dispositivos como clase I, tomando para el límite superior la rigidez inelástica por 1.3 y la fuerza para desplazamiento nulo 1.5; y, para el límite inferior ambos parámetros con factor 0.80.

➤ Con estos factores de amplificación y reducción, construimos la curva histerética para cada aislador para los parámetros nominal, máximo y mínimo (figura 4.9), obteniendo el periodo, rigidez efectiva, rigideces lineal y secante, desplazamiento y amortiguamiento efectivo para el límite superior e inferior.

➤ Preparamos modelo matemático en el programa ETABS ingresando datos calculados para 3 modelos: nominal, límite superior y límite inferior, realizamos el análisis sísmico dinámico modal espectral con el espectro para el sismo máximo esperado, considerando para la dirección de análisis el 100% y 30% en la dirección perpendicular.

➤ Los periodos de la edificación ligeramente varían y con el límite superior determinamos las fuerzas axiales máximas y mínimas en los links de los aisladores para las hipótesis de diseño especificadas en la norma E.031(1.55CM+1.25CV+QMCE y 0.6CM+QMCE respectivamente), valores con los que validamos los aisladores con las capacidades aceptadas de los dispositivos; también verificamos los aisladores por capacidad axial y deformaciones por corte especificados en el Anexo II de la norma E.031.

➤ Determinamos las aceleraciones de piso con el límite superior, debiendo cumplir con las recomendaciones de HAZUS 99 y FEMA (0.30g para controlar daños en contenidos).

➤ Determinamos los desplazamientos para el modelo con límite inferior a nivel de sótano (ubicación de los aisladores) y en el último piso; se determinará la separación sísmica requerida, así como cumplir con la máxima distorsión permitida para la edificación de acuerdo a la norma E.031.

➤ Determinamos las fuerzas laterales mínimas de diseño de la edificación para el sistema de aislamiento y elementos estructurales bajo el nivel de base (V_b), así como para los elementos estructurales sobre los elementos por encima del nivel de base (V_s) tomando todos los escenarios como lo especifica la norma E.031. Realizamos la distribución de la fuerza en los pisos de la superestructura y adicionamos la fuerza especificada en el piso técnico F_1 .

➤ Se determina para el análisis sísmico para el límite superior las fuerzas inerciales y cortantes y se compara con el determinado en el punto anterior, diseñando para las fuerzas mayores.

➤ Finalmente, se diseña la estructura en concreto armado considerando la base fija con las fuerzas sísmicas calculadas en los pasos anteriores.

ANEXO II. CUADROS COMPARATIVOS DEL ANÁLISIS SISMICO.

A02. Comparación de estructuraciones.

Como se indicó en la sección 3.2 de este trabajo de tesis, se planteó dos estructuraciones y lo que se realiza es una comparación en su estado de análisis con base fija de ambas, teniendo las siguientes conclusiones:

Nota: estructura 1, se predimensionó para distorsión menor a 0.007 (Dual) y estructura 2: es Aporticada.

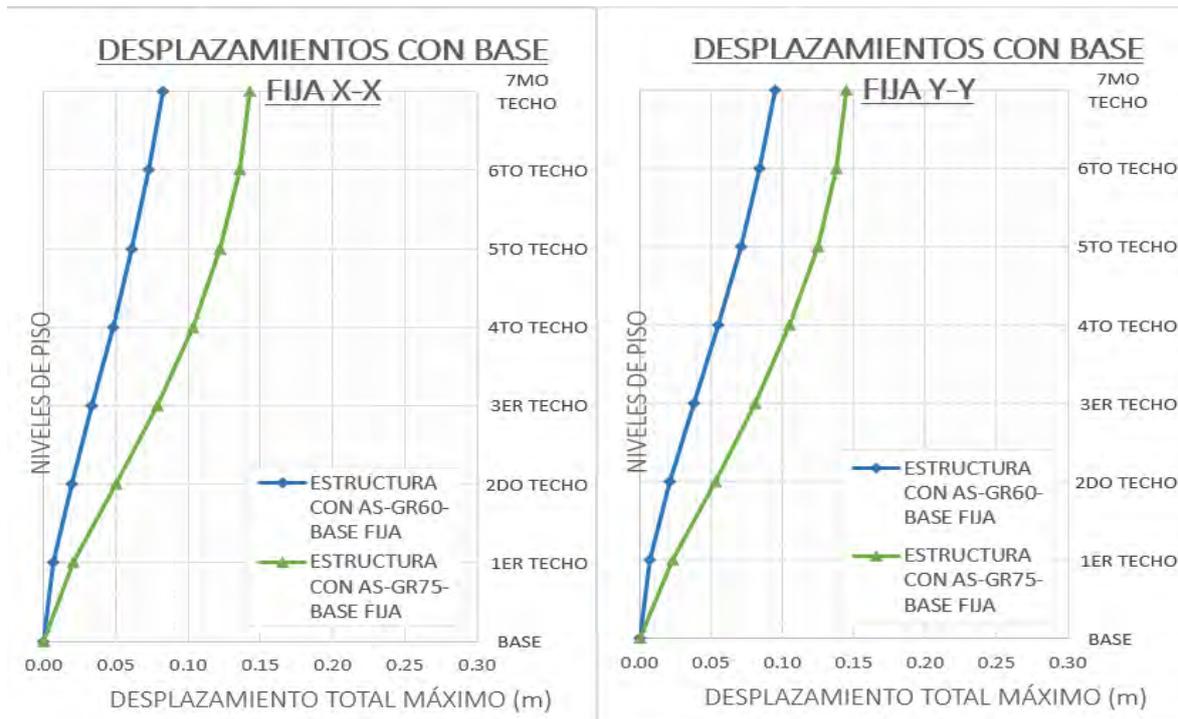


Figura A2. Desplazamientos con base fija.

Respecto de los desplazamientos, en la dirección X-X (que es la mayor), la deformación en la aporticada es 73% mayor que la Dual.

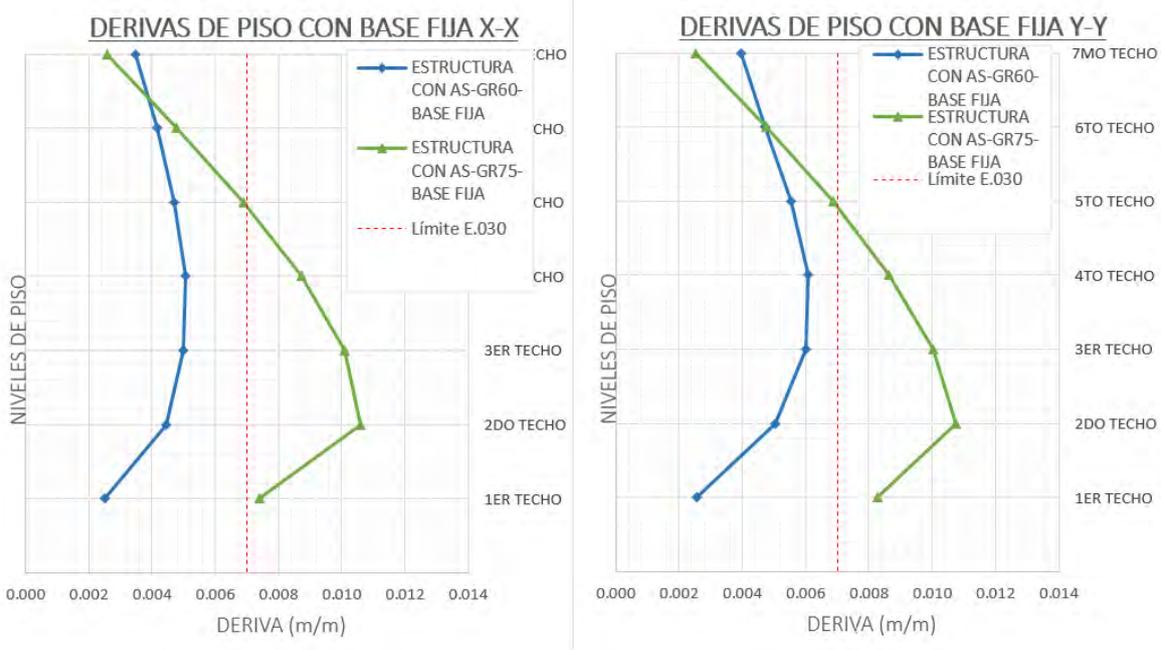
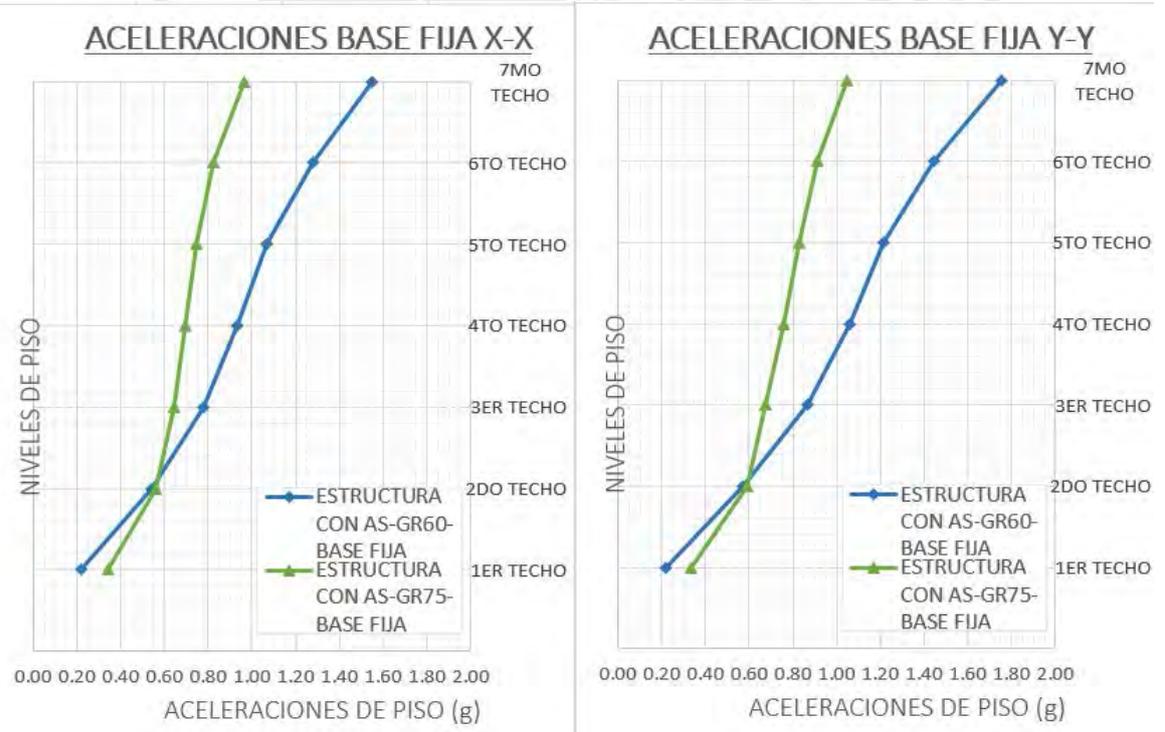


Figura A3. Derivas de piso con base fija.

Respecto a las Distorsiones o Derivas, en la dirección X-X (que es la mayor), la distorsión en la aporcada es 2.41 veces a la Dual, siendo mayor la aporcada en 50% de la permisible como estructura convencional.



Respecto de las aceleraciones, en la dirección Y-Y (que es la mayor), la aceleración en la Dual es 1.67 veces a la aporcada.

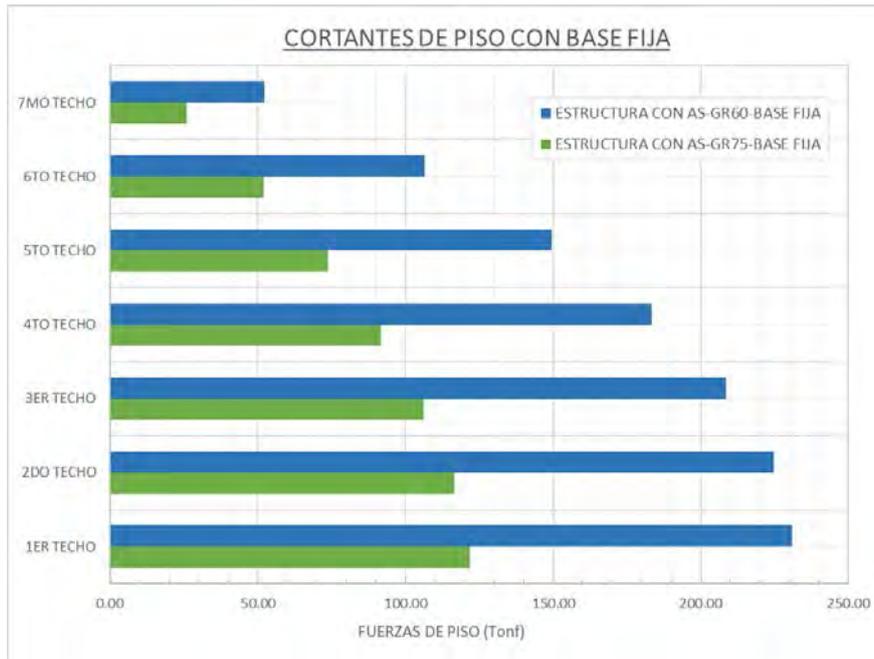


Figura A4. Cortantes de piso con base fija.

El cortante de diseño para estructura Dual se deberá diseñar con 2.1 veces la fuerza que el aporticado.

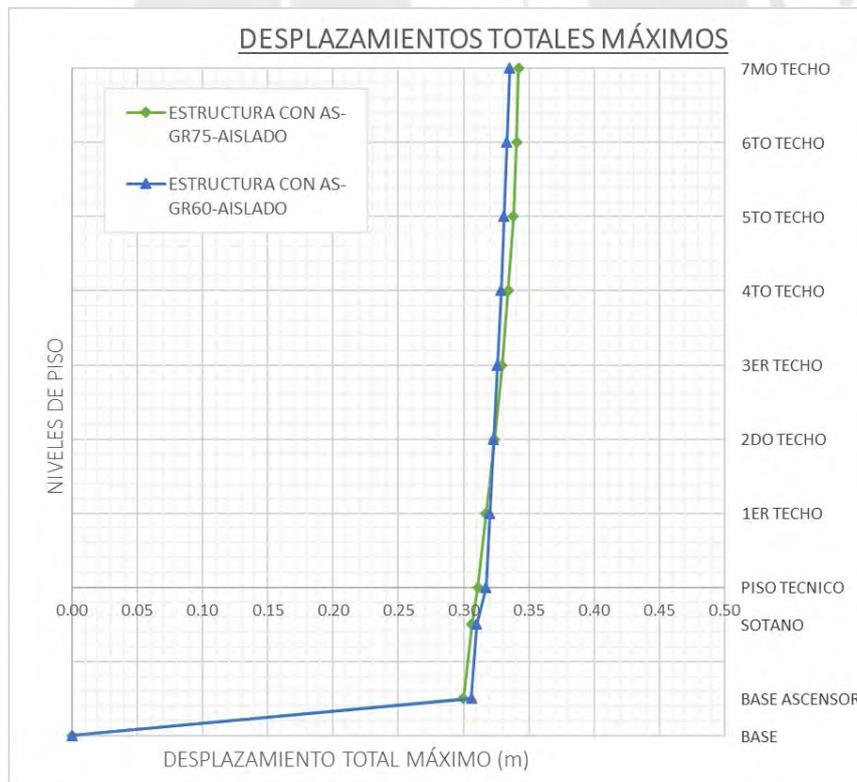


Figura A5. D_{TM} para estructuras aisladas.

En las dos estructuraciones los desplazamientos de la superestructura son casi iguales, esto debido a que las estructuras en la superestructura se comportan como un bloque rígido y la deformación prácticamente es de los aisladores.



Figura A6. Derivas de piso en estructuras aisladas.

Las distorsiones en la superestructura aislada son bajas, siendo para la dual del orden de 1/1000 y en la aperturada 2.5/1000, estando ambas debajo de la permisible según E.031.

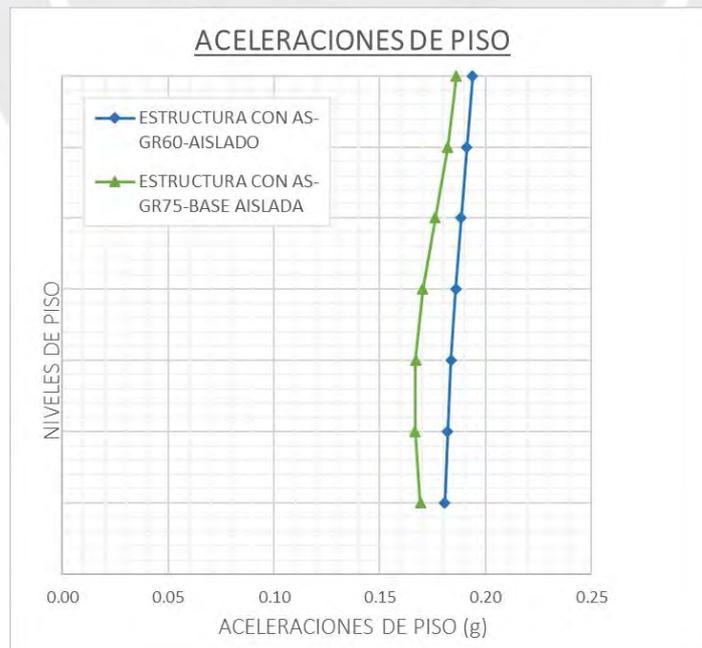


Figura A7. Aceleraciones de piso en estructuras aisladas.

Las aceleraciones en la superestructura de las dos estructuraciones son menores de 0.20g, teniendo la estructura dual más aceleraciones porque es más rígida que la aporticada.



Figura A8. Cortantes de piso para estructuras con base aislada.

Del análisis sísmico dinámico modal espectral se muestra que la estructura Dual debe ser diseñada con 24% más de fuerza que la aporticada a nivel del piso técnico.

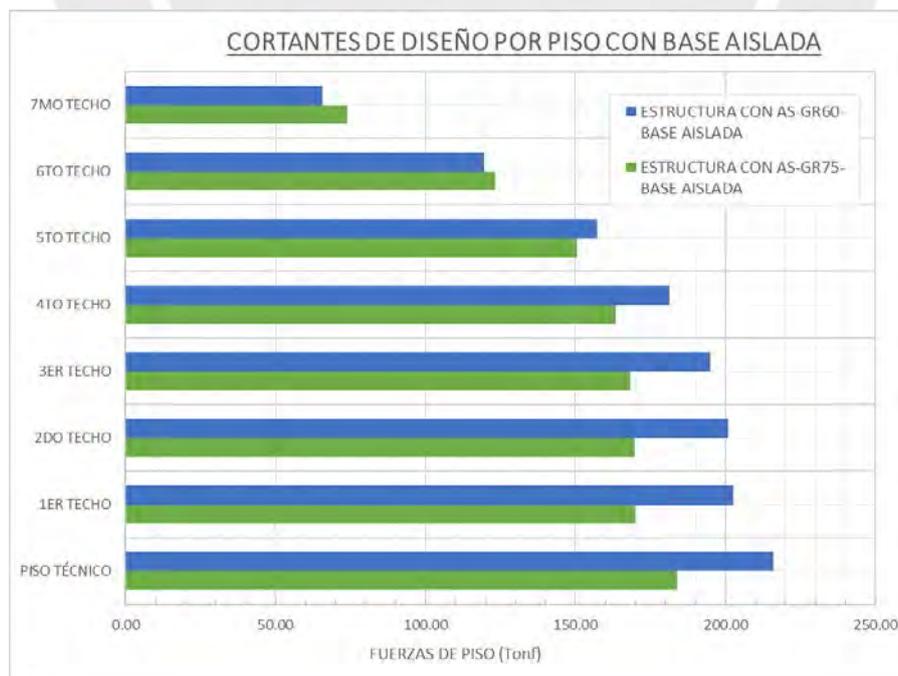


Figura A9. Cortantes de diseño por piso para estructuras aisladas.

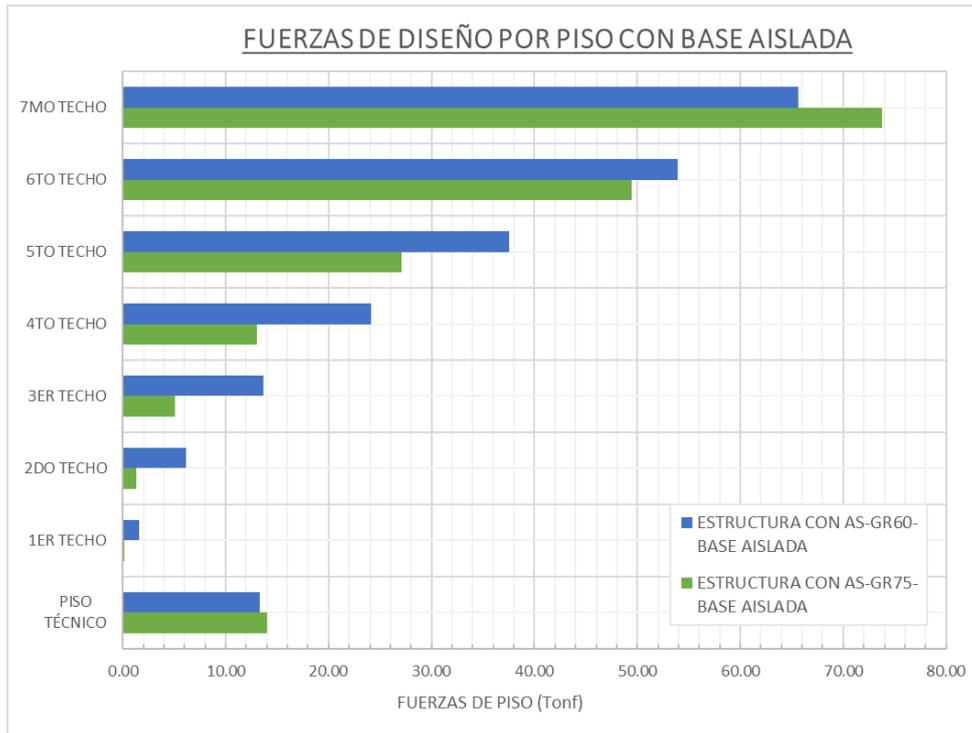
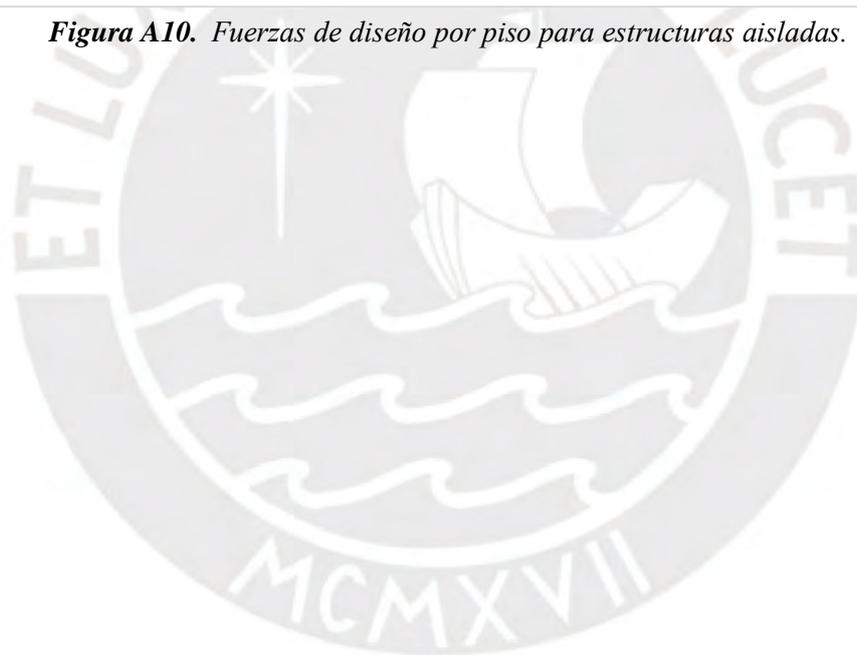


Figura A10. Fuerzas de diseño por piso para estructuras aisladas.



ANEXO III. DISEÑO DE SUBESTRUCTURA: ESTRUCTURACIÓN DUAL

A03. ELEMENTOS ESTRUCTURALES CONCRETO ARMADO SUBESTRUCTURA

Como se indicó, desde el piso técnico hacia abajo (elementos estructurales que forman parte del sistema de aislamiento) se deberá diseñar con las fuerzas sísmicas del sismo máximo esperado (MCE) con $R=1$ y con las combinaciones de carga máxima y mínima propuestas por la E.031, ver ecuaciones II.8, II.9 y II.10.

Además, debe considerarse el efecto P-delta, ya que las deformaciones de los aisladores (0.35 m como máximo) producirán momentos adicionales en cada uno de sus apoyos.

Efecto P-delta.

De acuerdo con la figura A.11. (FEMA P-0151) el momento flector por efecto P-delta en aisladores elastoméricos se repartirá en 50% para el piso técnico y 50% para subestructura (columnas y zapatas de subestructura), más el momento por cortante de aislador.

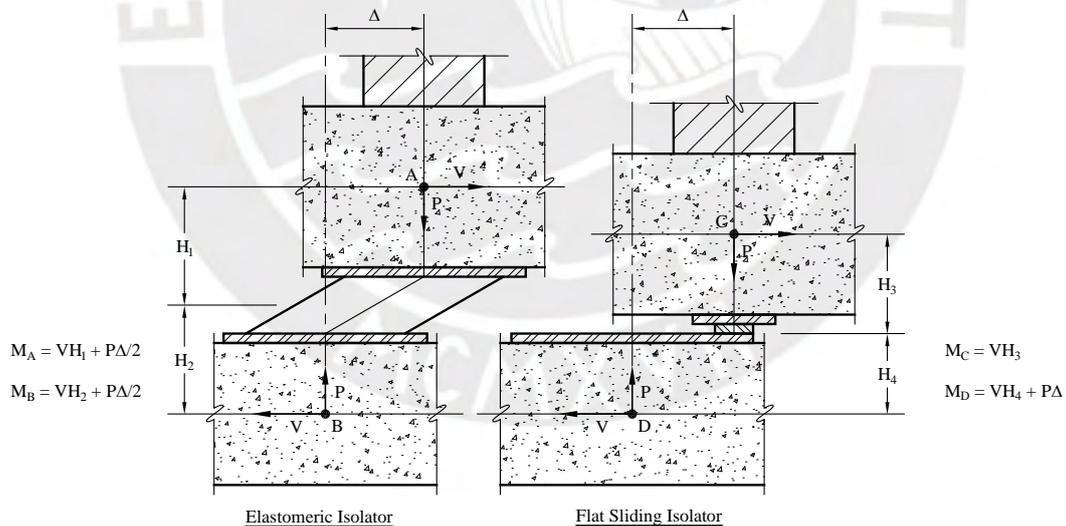


Figura A11. Efecto P-delta por unidades de aislamiento.

Se determinarán los desplazamientos en cada unidad de aislamiento y se procederá a multiplicar por su K_{eff} para determinar la cortante. Para la altura H es la mitad de 0.555 m (altura del aislador) más la mitad del pedestal que es 0.40 m. Además, con las cargas máximas calculadas para verificación de carga axial se tendrá el valor de P .

Tabla A1. Desplazamientos en unidades de aislamiento, Dual Gr60.

DESPLAZAMIENTOS EN AISLADORES PARA LÍMITE SUPERIOR							
CODIGO - EJES	AIS	SISMO MCE Y-Y			SISMO MCE X-X		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
		m	m	m	m	m	m
A1	K1	0.089	0.294	0.001	0.253	0.092	0.001
B1	K13	0.089	0.273	0.001	0.253	0.084	0.000
C1	K11	0.089	0.253	0.001	0.253	0.076	0.000
D1	K12	0.089	0.253	0.001	0.253	0.077	0.000
A2	K18	0.075	0.296	0.000	0.248	0.093	0.001
B2	K14	0.075	0.274	0.000	0.248	0.085	0.000
C2	K15	0.075	0.254	0.000	0.248	0.077	0.000
D2	K16	0.075	0.255	0.000	0.248	0.077	0.000
A3	K2	0.089	0.294	0.001	0.253	0.092	0.001
B3	K5	0.089	0.273	0.001	0.254	0.084	0.000
C3	K6	0.089	0.253	0.001	0.254	0.076	0.000
D3	K7	0.089	0.253	0.001	0.254	0.077	0.000
E1	K4	0.089	0.273	0.001	0.253	0.085	0.001
E3	K3	0.089	0.273	0.001	0.254	0.085	0.001
DE3	K8	0.090	0.265	0.001	0.254	0.082	0.000
DE1	K9	0.089	0.265	0.001	0.254	0.082	0.001
ASC1	K17	0.074	0.260	0.001	0.242	0.081	0.002
ASC2	K10	0.075	0.251	0.001	0.242	0.077	0.001

Tabla A2. Momentos P-delta por unidad de aislamiento, Dual Gr60.

PROPIEDADES AISLADOR					MOMENTOS P-DELTA			
N°	NIVEL	AIS	CODIGO - EJES	TIPO DE AISLADOR	MR SUP X-X	MR INF X-X	MR SUP Y-Y	MR INF Y-Y
					m	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
1	SOTANO	K1	A1	LRB2	35.21	35.21	44.98	44.98
2	SOTANO	K13	B1	LRB2	37.65	37.65	46.70	46.70
3	SOTANO	K11	C1	LRB2	38.00	38.00	43.50	43.50
4	SOTANO	K12	D1	LRB2	37.18	37.18	43.48	43.48
5	SOTANO	K18	A2	LRB2	35.01	35.01	37.20	37.20
6	SOTANO	K14	B2	LRB2	44.26	44.26	48.72	48.72
7	SOTANO	K15	C2	LRB2	44.32	44.32	45.51	45.51
8	SOTANO	K16	D2	LRB2	44.44	44.44	44.69	44.69
9	SOTANO	K2	A3	LRB2	34.79	34.79	45.09	45.09
10	SOTANO	K5	B3	LRB2	37.51	37.51	46.69	46.69
11	SOTANO	K6	C3	LRB2	38.57	38.57	44.19	44.19
12	SOTANO	K7	D3	LRB2	37.53	37.53	43.83	43.83
13	SOTANO	K4	E1	LRB2	26.85	26.85	31.22	31.22
14	SOTANO	K3	E3	LRB2	25.61	25.61	25.42	25.42
15	SOTANO	K8	DE3	LRB2	34.41	34.41	40.40	40.40
16	SOTANO	K9	DE1	LRB2	29.24	29.24	37.95	37.95
17	BASE ASC	K17	ASC1	LRB1	64.03	64.03	58.08	58.08
18	BASE ASC	K10	ASC2	LRB2	33.65	33.65	27.66	27.66
				MAXIMOS	64.03	64.03	58.08	58.08

Como se observa, estos se colocarán manualmente en la parte superior y en la parte inferior de cada nudo link (unidad de aislamiento), en el modelo computacional de la estructura.

Viga subestructura (nivel de piso técnico)

En el eje 2-2. Se tiene una viga a nivel del piso técnico (0.35 m x 0.70 m) y otra a nivel del pedestal inferior (0.35 m x 0.55 m). Las solicitaciones son:

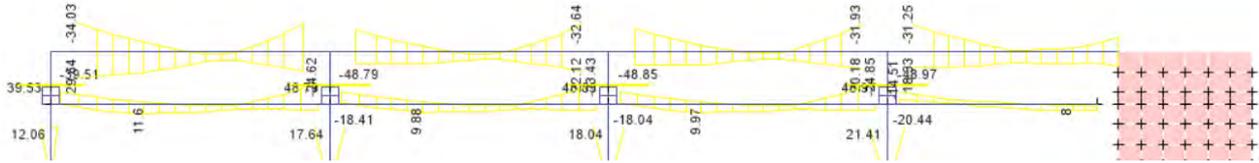


Figura A12. Momentos flectores en vigas de subestructura.

Diseño por flexión: Por lo observado, el diseño será más crítico en la viga a nivel del piso técnico, la que se escoge para representar el diseño. Específicamente para el paño entre ejes A y B (extremo izquierdo), que tiene momento M_u^- de 34.03 tonf*m y M_u^+ de 29.64 tonf*m.

Considerando una viga simplemente reforzada, se calcula:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \phi \cdot f_c' \cdot b}} = 61 - \sqrt{61^2 - \frac{2(34.03 \times 10^5)}{0.85(0.9)280 \cdot 35}} = 7.96 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{34.03 \times 10^5}{0.9(4200) \cdot \left(61 - \frac{7.96}{2}\right)} = 15.79 \text{ cm}^2$$

Resultando en $5\phi 3/4'' + 1\phi 5/8''$ en 02 capas como refuerzo negativo, para el momento positivo se utilizarán $3\phi 3/4'' + 3\phi 5/8''$.

Se resalta que la losa maciza colindante con vigas del piso técnico provocará algún efecto como viga T, incrementando aún más su capacidad.

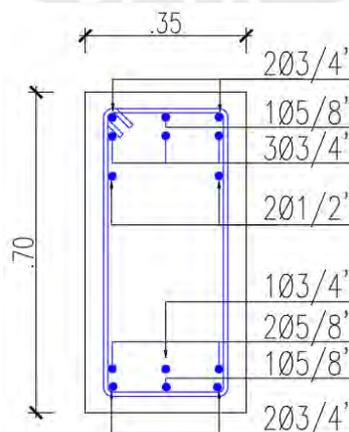


Figura A13. Sección de viga 35x70

Diseño por corte: se utilizará el diseño por capacidad. Se determina que el espaciamiento mínimo de 0.15 m (aprox. $d/4$) resulta en un cortante ϕV_n de 35.1 tonf.

Entonces, se calcula que el momento nominal debido al refuerzo colocado corresponde a 40.48 tonf·m y a 36.48 tonf·m para refuerzo positivo en el nudo. La carga distribuida w_m con un ancho tributario equivalente de 5.50 m resulta en 4.00 tonf/m y la carga distribuida w_v resulta en 1.38 tonf/m, la luz libre es de 6.00 m, resultando:

$$V_{ui} = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{l_n} + \frac{1.25(w_m + w_v) \cdot l_n}{2} = \left(\frac{40.48 + 40.48}{6.00} \right) + \frac{1.25 \cdot (4.00 + 1.38) \cdot 6.00}{2} = 33.67 \text{ tonf}$$

Verificándose que el espaciamiento mínimo de estribaje es suficiente. La distribución de estribos resulta en $\phi 3/8''$ 1@0.05m, 9@0.15, resto@0.30m en cada extremo.

Columna subestructura

Ya que las estructuras por debajo del piso técnico se encuentran rodeadas de un muro de contención, y las vigas de dicho nivel llegan a tal, podemos decir que este nivel se encuentra restringido en direcciones X y Y. Por lo que no llegan a tener una sollicitación mayor que la axial. En dicho sentido, se tiene:

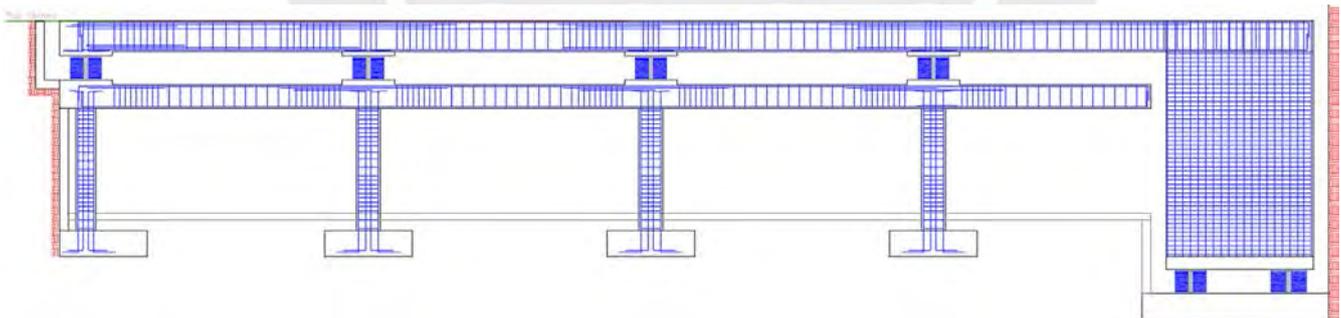


Figura A14. Disposición de elementos estructurales en la subestructura, Gr60.

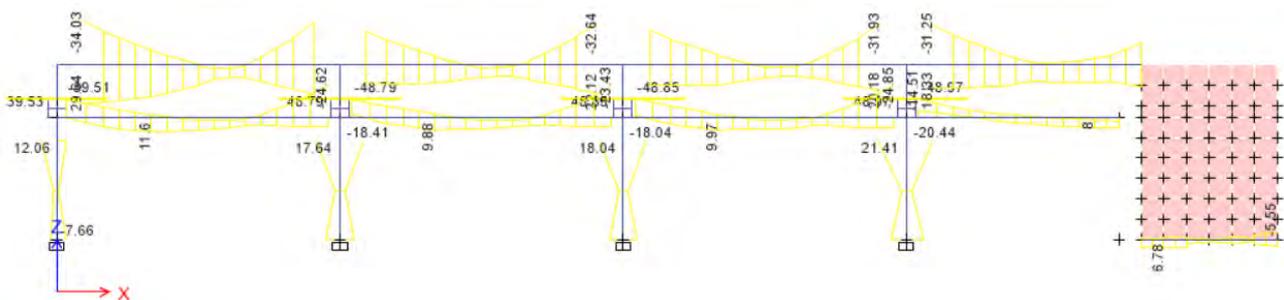


Figura A15. Momentos flectores en subestructura, Gr60.

Tabla A5. Puntos del diagrama de interacción C55x55, Gr60.

PUNTOS	M33		M33		PUNTOS	M22		M22	
	0°		180°			90°		270°	
	ϕP_n	ϕM_n	ϕP_n	ϕM_n		ϕP_n	ϕM_n	ϕP_n	ϕM_n
1	444.56	0.00	444.56	0.00	1	444.56	0.00	444.56	0.00
2	444.56	18.11	444.56	-18.11	2	444.56	18.11	444.56	-18.11
3	415.34	28.80	415.34	-28.80	3	415.34	28.80	415.34	-28.80
4	353.59	36.88	353.59	-36.88	4	353.59	36.88	353.59	-36.88
5	288.48	42.53	288.48	-42.53	5	288.48	42.53	288.48	-42.53
6	215.27	46.33	215.27	-46.33	6	215.27	46.33	215.27	-46.33
7	188.68	51.84	188.68	-51.84	7	188.68	51.84	188.68	-51.84
8	150.56	55.67	150.56	-55.67	8	150.56	55.67	150.56	-55.67
9	67.10	44.04	67.10	-44.04	9	67.10	44.04	67.10	-44.04
10	-18.50	26.31	-18.50	-26.31	10	-18.50	26.31	-18.50	-26.31
11	-128.76	0.00	-128.76	0.00	11	-128.76	0.00	-128.76	0.00

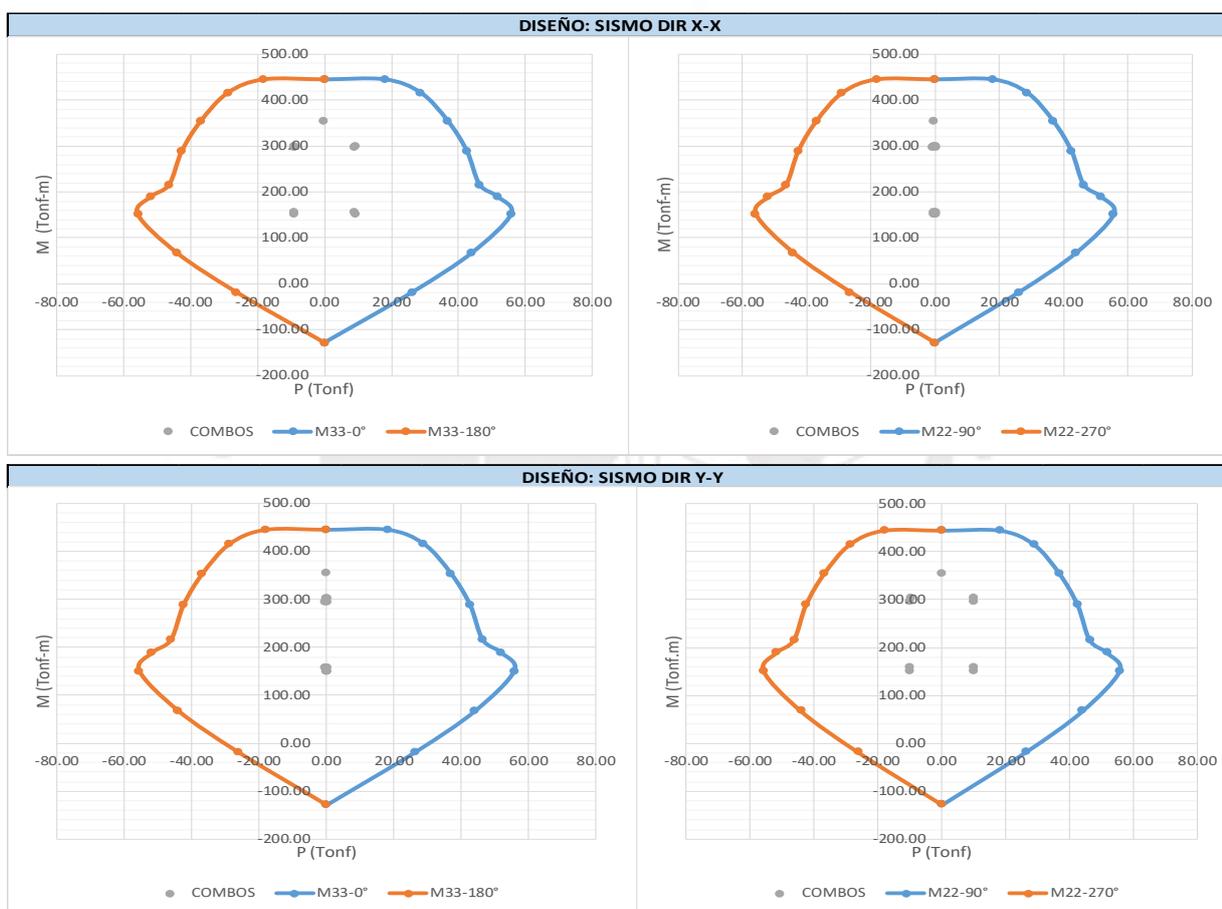
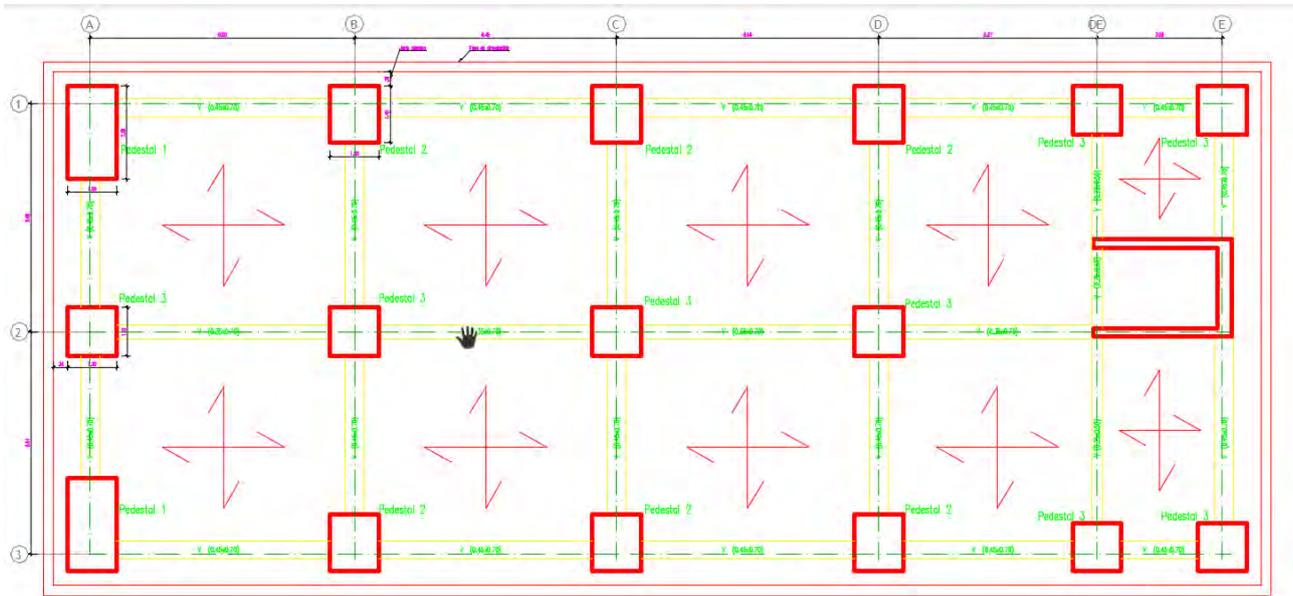


Tabla A6. Diagrama de interacción en dirección X-X y Y-Y, Gr60.

Diseño por corte: según la figura 5.6 se observa que las solicitaciones por corte no exceden de las 15.5 tonf. Por lo que, comparando con el diseño de la columna C'-C' (0.45 m x 0.45 m) se deduce que el estribaje será el mínimo normativo: $\phi 3/8''$ 1@0.05m, 10@0.10, resto@0.25m en cada extremo.

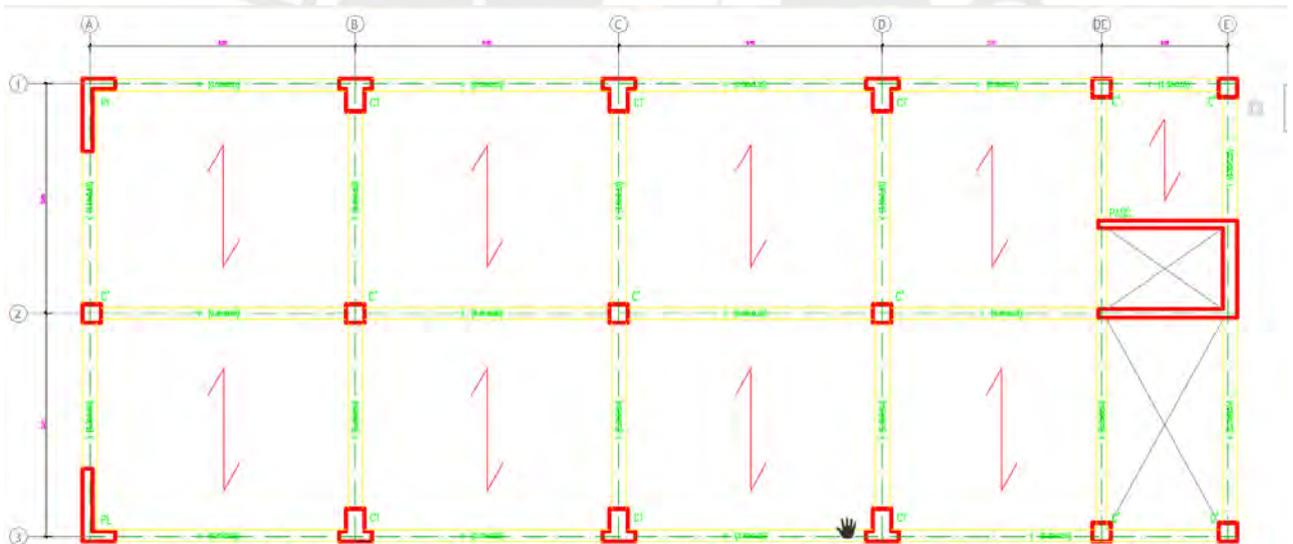
ANEXO IV. PLANOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL.

A04 A. EDIFICACIÓN DUAL, DISEÑO CON ACERO GRADO 60



ENCOFRADOS: PISO CON AISLAMIENTO SÍSMICO

S/C = 0.250 Tsp/m², CARGA VIVA DE ORDINARIO
 S/C = 0.400 Tsp/m², CARGA VIVA DE CONFERENCIAS Y EXHIBICIONES
 ACABADO DE PISO = 0.120 Tsp/m²
 Lema slabs unidireccionales, H = 0.20 m
 Esc: 1/50



ENCOFRADOS: PLANTA TÍPICA DE TECHOS

S/C = 0.250 Tsp/m², CARGA VIVA DE ORDINARIO
 S/C = 0.400 Tsp/m², CARGA VIVA DE CONFERENCIAS Y EXHIBICIONES
 ACABADO DE PISO = 0.120 Tsp/m²
 Lema slabs unidireccionales, H = 0.20 m
 Esc: 1/50

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- CONCRETO:

- RESISTENCIA CARACTERÍSTICA A COMPRESIÓN (SOTANO A SEPTIMO TECHO)-
 $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$.

- Columnas, Placas y Muros
- Vigas
- Losas

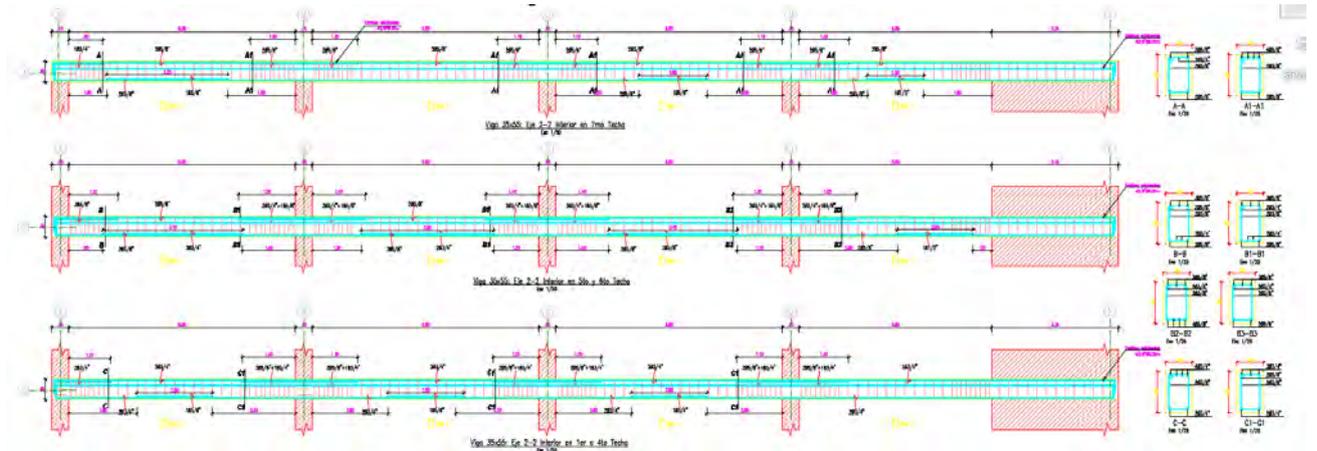
- ACERO: (ASTM A-615, Gr. 60)

- Varillas corrugadas en su totalidad.- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

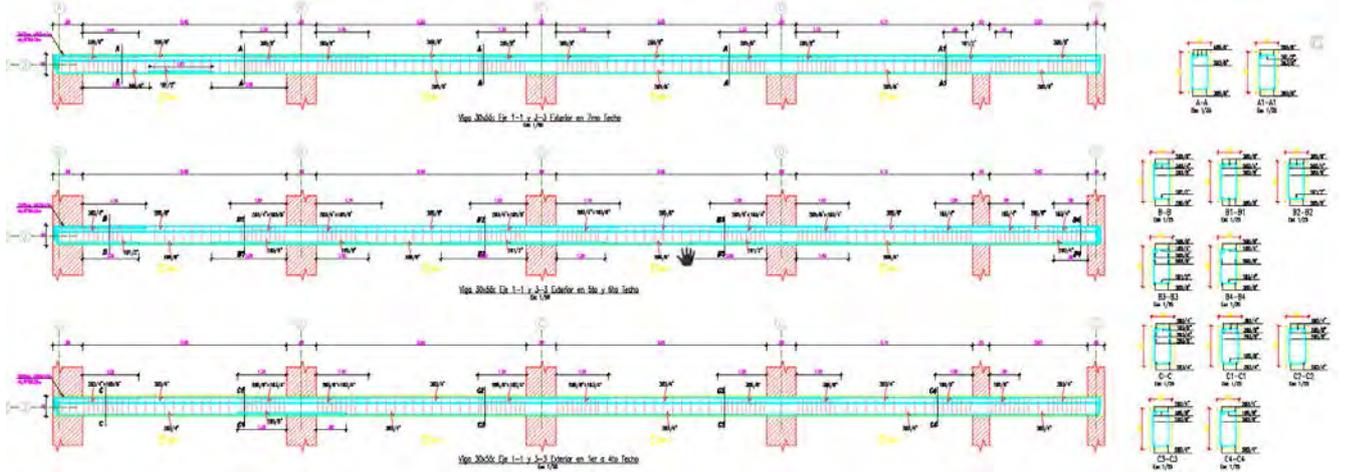
- ACERO: (ASTM A-615, Gr. 75)

- Varillas corrugadas en su totalidad.- $f_y = 5250 \text{ kg/cm}^2$.

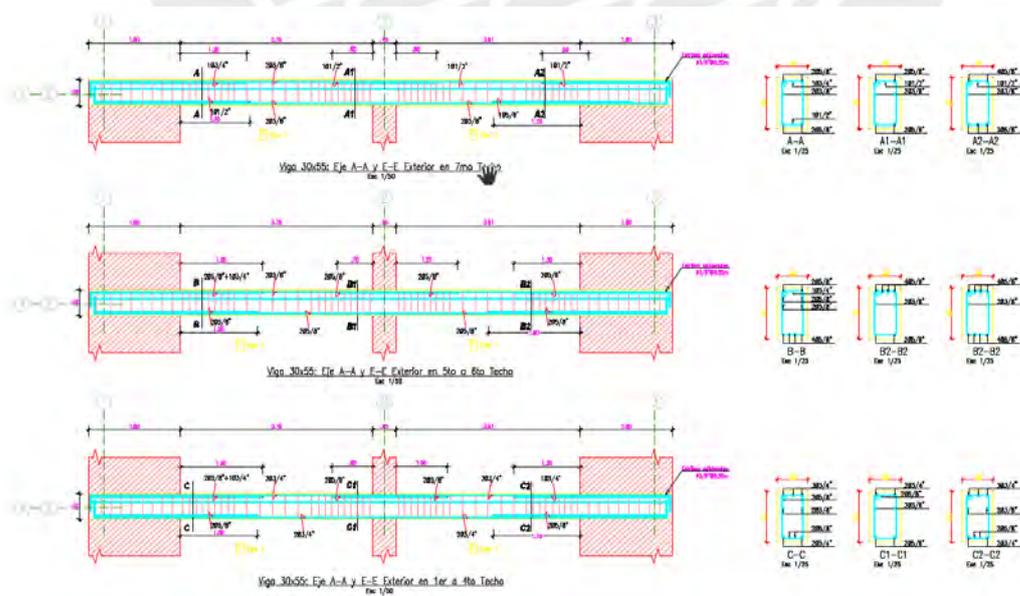
EJE INTERIOR 2-2



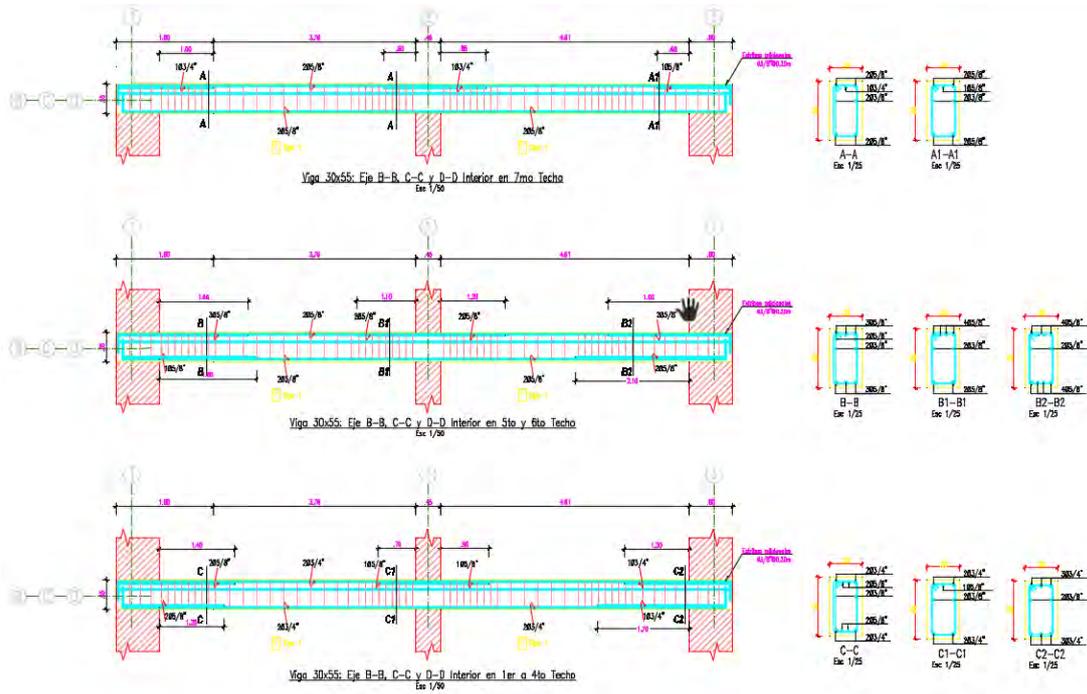
EJE EXTERIOR 3-3



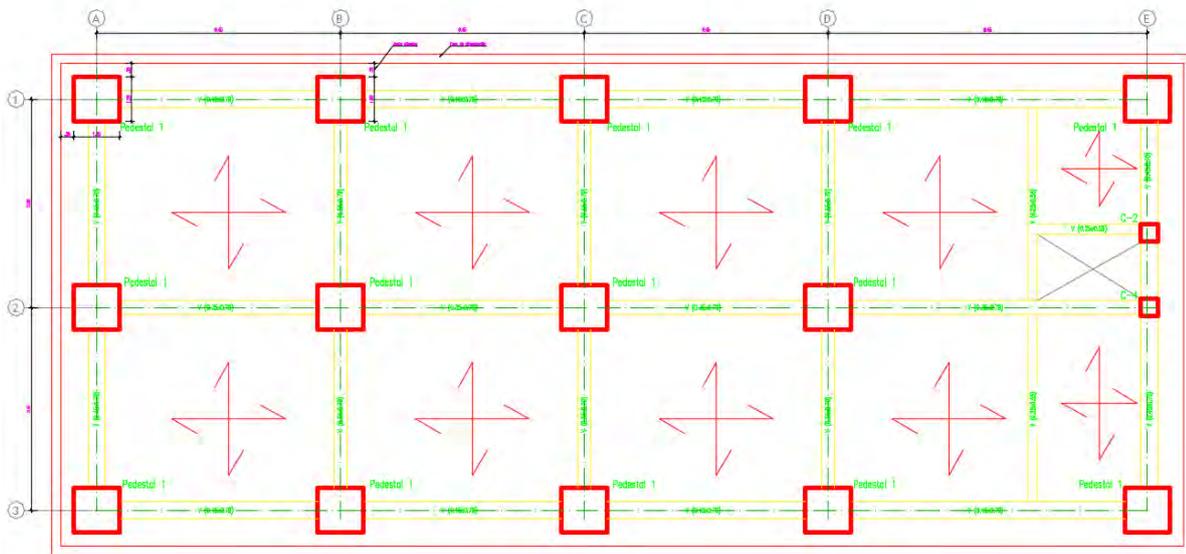
EJE EXTERIOR A-A



EJE INTERIOR B-B



A04 B. EDIFICACIÓN APORTICADA, DISEÑO CON ACERO GRADO 75.



ENCOFRADOS: PISO CON AISLAMIENTO SÍSMICO
 S/C = 0.20 Ton/m² CARGA VIVA DE ÍTERIO
 S/C = 0.40 Ton/m² CARGA VIVA DE EXTERIORES Y COLINAS
 PESADO DE VIDRIO = 0.120 Ton/m²
 LÍM. PISO MINIMAS, H = 0.25 m
 Ese 1/20

PISO CON AISLAMIENTO SÍSMICO
 Ese 1/20

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- CONCRETO :

- RESISTENCIA CARACTERÍSTICA A COMPRESIÓN (SOTANO A SEPTIMO TECHO)-
 $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$.
- Columnas, Placas y Muros
- Vigas
- Losas

- ACERO : (ASTM A-615, Gr. 60)

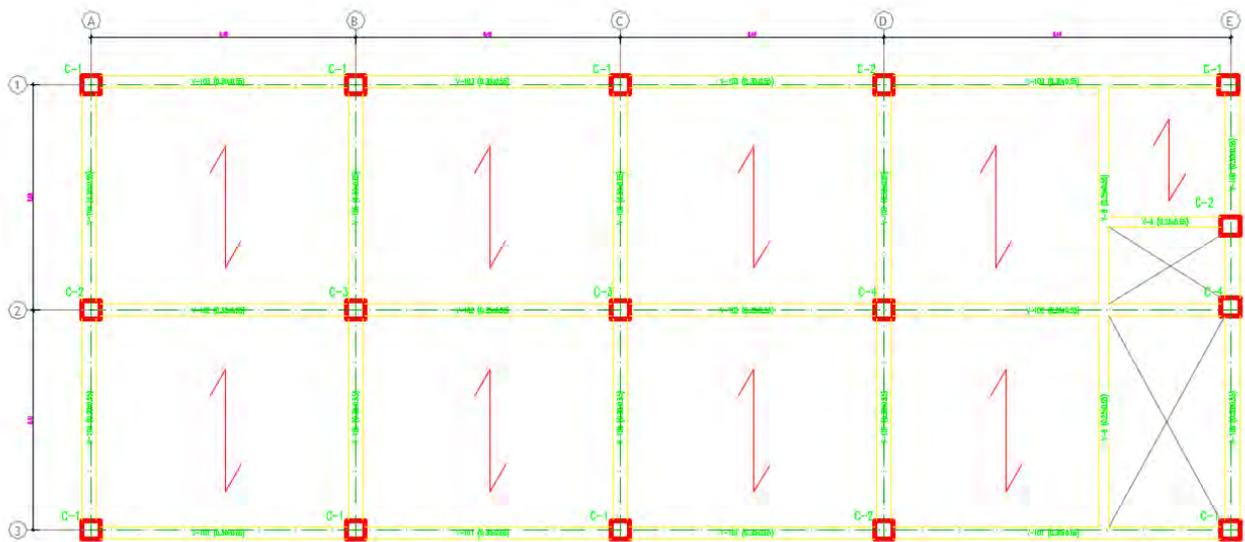
- Varillas corrugadas en su totalidad.- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

- ACERO : (ASTM A-615, Gr. 75)

- Varillas corrugadas en su totalidad.- $f_y = 5250 \text{ kg/cm}^2$.



Fotografía de empresa PRISMA, aislador LRB $D_e=0.70\text{m}$. www.prismaing.com



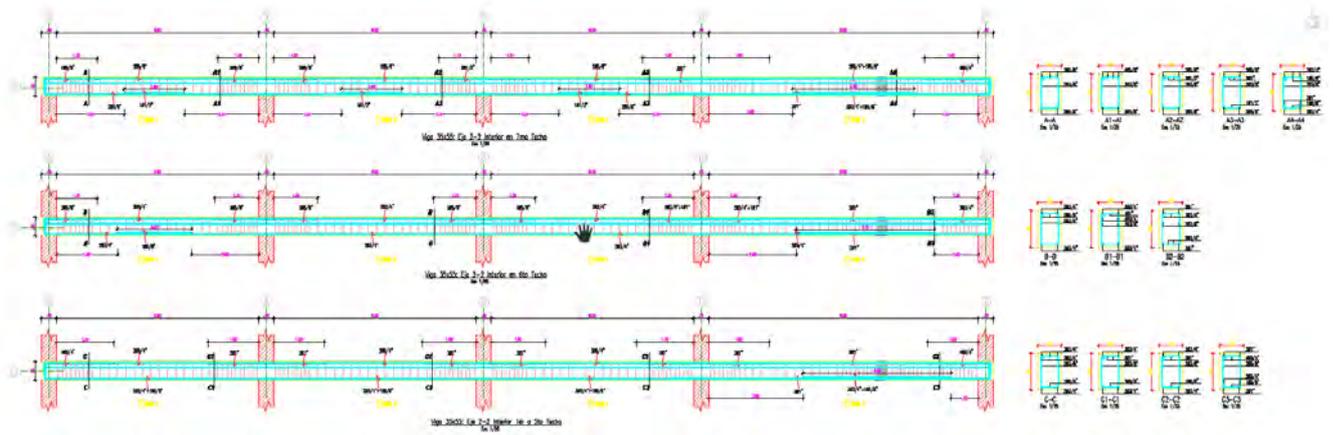
ENCOFRADOS: PLANTA TÍPICA DE TECHOS

1/2" = 1.250 Ton/m², CARGA VIVA DE OFICINAS
 3/4" = 1.600 Ton/m², CARGA VIVA DE COMERCIO Y ESCUELAS
 ACABADO DE TECHO = 0.150 Ton/m²
 Lazo de apoyo unidireccional, $h = 1.20 \text{ m}$

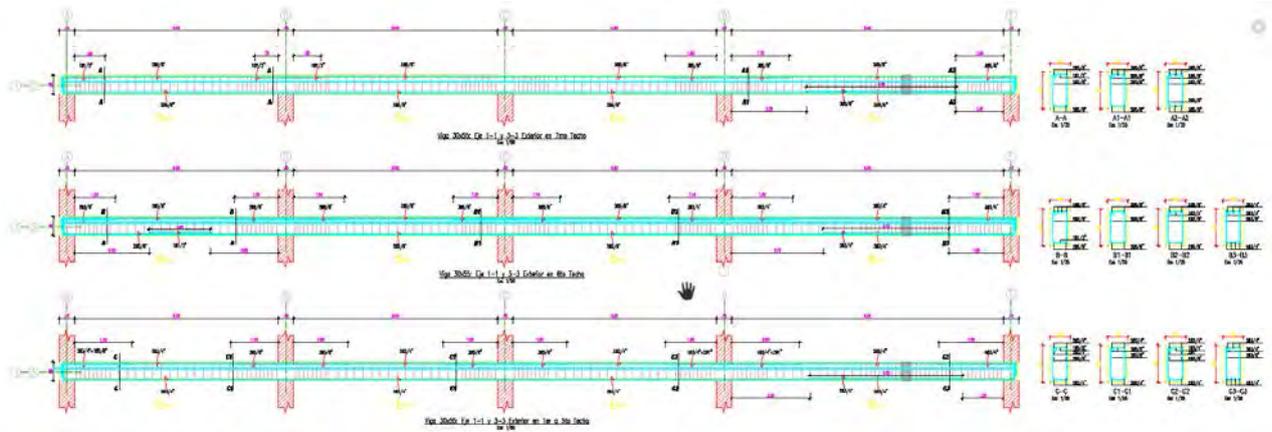
Esc. 1/20

PLANTA DE TECHOS
 Esc. 1/20

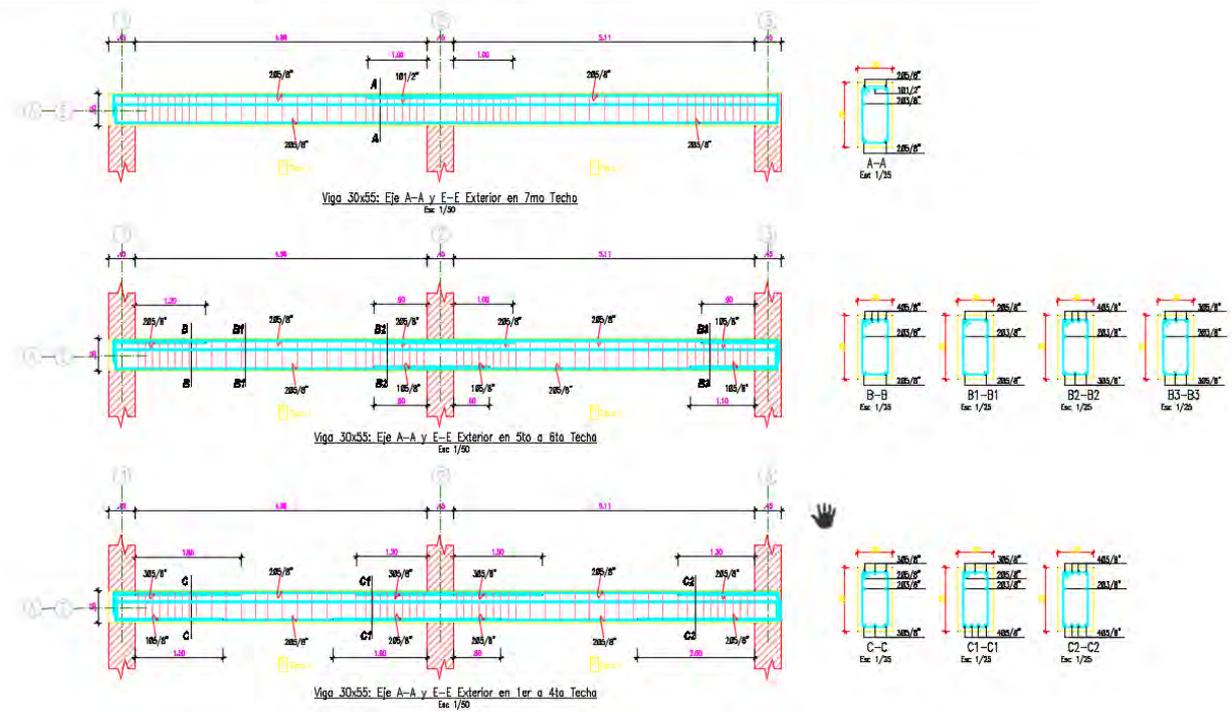
EJE INTERIOR 2-2



EJE EXTERIOR 3-3



EJE EXTERIOR A-A



ANEXO V. METRADOS DE ESTRUCTURAS, ESTRUCTURACIÓN DUAL Y APORTICADA.

En el presente anexo se presenta los metrados de los elementos resistentes a sismos de la superestructura.

- ESTRUCTURACIÓN DUAL:

HOJA DE METRADOS - ESTRUCTURAS											
PROYECTO:	TESIS DE MAESTRIA EN INGENIERIA CIVIL F.E.M. - PUCP										
PARTIDA	DESCRIPCIÓN	ELEMENTO					TOTAL	UND			
		CANT.	LARGO	ANCHO	ALTO	SUB. TOTAL					
05	CONCRETO ARMADO ESTRUCTURA DUAL (GRADO 60)										
05.03	COLUMNAS (SUPERESTRUCTURA)										
05.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'C=280 KG/CM2										
	Columnas C' (45X45)						84.38	m3			
	SUPERESTRUCTURA: 7 TECHOS										
	Eje A-2, B-2, C-2, D-2	7	4.00	0.45	0.45	2.80	15.88				
	Eje 1-DE, 1-E	7	2.00	0.45	0.45	2.80	7.94				
	Eje 3-DE, 1-E	7	2.00	0.45	0.45	2.80	7.94				
	Columnas CT (80X80)										
	SUPERESTRUCTURA: 1ER Y 2DO TECHOS										
	Eje 1-B, 1-C, 1-D	2	3.00	Area	0.45	2.80	7.52				
	Eje 3-B, 3-C, 3-D	2	3.00	Area	0.45	2.80	7.52				
	SUPERESTRUCTURA: 3ER A 7MO TECHOS										
	Eje 1-B, 1-C, 1-D	5	3.00	Area	0.45	2.80	18.80				
	Eje 3-B, 3-C, 3-D	5	3.00	Area	0.45	2.80	18.80				
05.03.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS										
	Columnas C' (45X45)				perímetro			396.90	m2		
	SUPERESTRUCTURA: 7 TECHOS										
	Eje A-2, B-2, C-2, D-2	7	4.00	1.80		2.25	113.40				
	Eje 1-DE, 1-E	7	2.00	1.80		2.25	56.70				
	Eje 3-DE, 1-E	7	2.00	1.80		2.25	56.70				
	Columnas CT (80X80)										
	SUPERESTRUCTURA: 1ER Y 2DO TECHOS										
	Eje 1-B, 1-C, 1-D	2	3.00	1.80		2.25	24.30				
	Eje 3-B, 3-C, 3-D	2	3.00	1.80		2.25	24.30				
	SUPERESTRUCTURA: 3ER A 7MO TECHOS										
	Eje 1-B, 1-C, 1-D	5	3.00	1.80		2.25	60.75				
	Eje 3-B, 3-C, 3-D	5	3.00	1.80		2.25	60.75				
05.03.03	ACERO GRADO 60 EN COLUMNAS										
	ACERO	CANT	Nº PZAS	LONG	8mm	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	
	Columnas C' (45X45)				0.40	0.56	0.99	1.55	2.23	3.97	
	SUPERESTRUCTURA: 7 TECHOS										
	C' 45X45										
	Eje A-2, B-2, C-2, D-2										
	5/8"	4.00	12.00	19.60				940.80			
	3/8"	28.00	21.00	1.80		1058.40					
	3/8"	28.00	21.00	1.28		752.64					
	Eje 1-DE, 1-E										
	5/8"	2.00	12.00	19.60				470.40			
	3/8"	14.00	21.00	1.80		529.20					
	3/8"	14.00	21.00	1.28		376.32					
	Eje 3-DE, 1-E										
	5/8"	2.00	12.00	19.60				470.40			
	3/8"	14.00	21.00	1.80		529.20					
	3/8"	14.00	21.00	1.28		376.32					
	Columnas CT (80X80)										
	SUPERESTRUCTURA: 1ER Y 2DO TECHOS										
	Eje 1-B, 1-C, 1-D										
	1"	3.00	4.00	5.60						67.20	
	1"	3.00	8.00	5.60						134.40	
	3/8"	6.00	21.00	2.50		315.00					
	3/8"	6.00	21.00	2.10		264.60					
	Eje 3-B, 3-C, 3-D										
	1"	3.00	4.00	5.60						67.20	
	1"	3.00	8.00	5.60						134.40	
	3/8"	6.00	21.00	2.50		315.00					
	3/8"	6.00	21.00	2.10		264.60					
	SUPERESTRUCTURA: 3ER A 7MO TECHO										
	Eje 1-B, 1-C, 1-D										
	3/4"	3.00	4.00	14.00					168.00		
	1"	3.00	8.00	14.00						336.00	
	3/8"	6.00	21.00	2.50		315.00					
	3/8"	6.00	21.00	2.10		264.60					
	Eje 3-B, 3-C, 3-D										
	3/4"	3.00	4.00	14.00					168.00		
	1"	3.00	8.00	14.00						336.00	
	3/8"	6.00	21.00	2.50		315.00					
	3/8"	6.00	21.00	2.10		264.60					
	SUBTOTAL					0.00	3493.00	0.00	3062.30	786.74	4481.97

05.03	PLACAS O MUROS DE CORTE											
05.03.01	CONCRETO EN PLACAS F'C=280 KG/CM2										74.04	m3
	Placa PL 0.80X1.80											
	SUPERESTRUCTURA: 1ER Y 2DO TECHOS											
	Eje A-1, A-3	2	2.00	Area	0.59	2.80	6.58					
	SUPERESTRUCTURA: 3ER TECHOS											
	Eje A-1, A-3	1	2.00	Area	0.59	2.80	3.29					
	SUPERESTRUCTURA: 4TO Y 5TO TECHOS											
	Eje A-1, A-3	2	2.00	Area	0.59	2.80	6.58					
	SUPERESTRUCTURA: 6TO Y 7MO TECHOS											
	Eje A-1, A-3	2	2.00	Area	0.59	2.80	6.58					
	Placa PASC 3.40X2.40											
	ESTRUCTURA: SOTANO A 2DO TECHOS											
	Eje E-2	3	1.00	Area	2.06	3.59	22.17					
	ESTRUCTURA: 3ER TECHO											
	Eje E-2	1	1.00	Area	2.06	2.80	5.77					
	SUPERESTRUCTURA: 4TO A 7MO TECHOS											
	Eje E-2	4	1.00	Area	2.06	2.80	23.07					
05.03.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO NORMAL EN PLACAS										560.28	m2
	Placa PL 0.80X1.80											
	SUPERESTRUCTURA: 1ER Y 2DO TECHOS											
	Eje A-1, A-3	2	2.00	perímetro	5.20	2.25	46.80					
	SUPERESTRUCTURA: 3ER TECHOS											
	Eje A-1, A-3	1	2.00	perímetro	5.20	2.25	23.40					
	SUPERESTRUCTURA: 4TO Y 5TO TECHOS											
	Eje A-1, A-3	2	2.00	perímetro	5.20	2.25	46.80					
	SUPERESTRUCTURA: 6TO Y 7MO TECHOS											
	Eje A-1, A-3	2	2.00	perímetro	5.20	2.25	46.80					
	Placa PASC 3.40X2.40											
	ESTRUCTURA: SOTANO A 2DO TECHOS											
	Eje E-2	3	1.00	perímetro	17.70	2.80	148.68					
	ESTRUCTURA: 3ER TECHO											
	Eje E-2	1	1.00	perímetro	17.70	2.80	49.56					
	SUPERESTRUCTURA: 4TO A 7MO TECHOS											
	Eje E-2	4	1.00	perímetro	17.70	2.80	198.24					
05.03.03	ACERO GRADO 60 EN PLACAS										7704.64	kg
	ACERO	CANT	Nº PZAS	LONG	8mm	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"		
					0.40	0.56	0.99	1.55	2.23	3.97		
	Placa PL 0.80X1.80											
	SUPERESTRUCTURA: 1ER Y 2DO TECHOS											
	Eje A-1, A-3											
		1"	2.00	6.00	5.60						67.20	
		3/4"	2.00	10.00	5.60				112.00			
		1/2"	2.00	12.00	5.60			134.40				
	hztal	3/8"	4.00	21.00	1.30	109.20						
	hztal	3/8"	4.00	21.00	2.10	176.40						
	hztal	1/2"	4.00	15.00	4.10		246.00					
	hztal	1/2"	4.00	60.00	0.25		60.00					
	SUPERESTRUCTURA: 3ER TECHOS											
	Eje A-1, A-3											
		3/4"	2.00	6.00	2.80					33.60		
		5/8"	2.00	10.00	2.80			56.00				
		1/2"	2.00	12.00	2.80			67.20				
	hztal	3/8"	2.00	21.00	1.30	54.60						
	hztal	3/8"	2.00	21.00	2.10	88.20						
	hztal	1/2"	2.00	15.00	4.10		123.00					
	hztal	1/2"	2.00	60.00	0.25		30.00					
	SUPERESTRUCTURA: 4TO Y 5TO TECHOS											
	Eje A-1, A-3											
		3/4"	2.00	6.00	5.60					67.20		
		5/8"	2.00	10.00	5.60			112.00				
		3/8"	2.00	12.00	5.60	134.40						
	hztal	3/8"	4.00	21.00	1.30	109.20						
	hztal	3/8"	4.00	21.00	2.10	176.40						
	hztal	3/8"	4.00	15.00	4.10	246.00						
	hztal	3/8"	4.00	60.00	0.25	60.00						
	SUPERESTRUCTURA: 6TO Y 7MO TECHOS											
	Eje A-1, A-3											
		5/8"	2.00	6.00	5.60			67.20				
		5/8"	2.00	10.00	5.60			112.00				
		3/8"	2.00	12.00	5.60	134.40						
	hztal	3/8"	4.00	21.00	1.30	109.20						
	hztal	3/8"	4.00	21.00	2.10	176.40						
	hztal	3/8"	4.00	15.00	4.10	246.00						
	hztal	3/8"	4.00	60.00	0.25	60.00						

Placa PASC 3.40X2.40											
ESTRUCTURA: SOTANO A 2DO TECHOS											
Eje E-2											
	3/4"	1.00	12.00	10.76					129.12		
	5/8"	1.00	12.00	10.76					129.12		
	3/8"	1.00	37.00	10.76					398.12		
	hztal 3/8"	3.00	36.00	5.60					604.80		
	hztal 3/8"	3.00	36.00	19.90					2149.20		
	hztal 3/8"	3.00	360.00	0.20					216.00		
	hztal 3/8"	3.00	360.00	0.35					378.00		
SUPERESTRUCTURA: 3ER TECHOS											
Eje E-2											
	5/8"	1.00	12.00	2.80					33.60		
	5/8"	1.00	12.00	2.80					33.60		
	3/8"	1.00	37.00	2.80					103.60		
	hztal 3/8"	1.00	28.00	5.60					156.80		
	hztal 3/8"	1.00	28.00	19.90					557.20		
	hztal 3/8"	1.00	280.00	0.20					56.00		
	hztal 3/8"	1.00	280.00	0.35					98.00		
SUPERESTRUCTURA: 4TO A 7MO TECHOS											
Eje E-2											
	5/8"	1.00	12.00	2.80					33.60		
	5/8"	1.00	12.00	2.80					33.60		
	3/8"	1.00	26.00	2.80					72.80		
	hztal 3/8"	4.00	14.00	5.60					313.60		
	hztal 3/8"	4.00	14.00	19.90					1114.40		
	hztal 3/8"	4.00	140.00	0.20					112.00		
	hztal 3/8"	4.00	140.00	0.35					196.00		
					SUBTOTAL	0.00	4943.27	686.69	993.95	800.61	280.12
05.05 VIGAS (SUPERESTRUCTURA)											
05.05.01 CONCRETO EN VIGAS F'C=280 KG/CM2											
1° a 4° techo											
	Eje A, E	V (30X55)	2	4.00	7.37	0.30	0.55	9.73			
	Eje B, C, D,	V (30X55)	4	4.00	8.37	0.30	0.55	22.10			
	Eje 3, 1	V (30X55)	2	4.00	24.15	0.30	0.55	31.88			
	Eje 2	V (35X55)	1	4.00	23.09	0.35	0.55	17.78			
5° a 6° techo											
	Eje A, E	V (30X55)	2	2.00	7.37	0.30	0.55	4.86			
	Eje B, C, D,	V (30X55)	4	2.00	8.37	0.30	0.55	11.05			
	Eje 3, 1	V (30X55)	2	2.00	24.15	0.30	0.55	15.94			
	Eje 2	V (35X55)	1	2.00	23.09	0.35	0.55	8.89			
7° techo											
	Eje A, E	V (30X55)	2	1.00	7.37	0.30	0.55	2.43			
	Eje B, C, D,	V (30X55)	4	1.00	8.37	0.30	0.55	5.52			
	Eje 3, 1	V (30X55)	2	1.00	24.15	0.30	0.55	7.97			
	Eje 2	V (35X55)	1	1.00	23.09	0.35	0.55	4.44			
PT											
	Eje A, E	V (45X70)	2	1.00	6.21	0.45	0.70	3.91			
	Eje B, C, D,	V (45X70)	4	1.00	8.03	0.45	0.70	10.12			
	Eje 3, 1	V (45X70)	2	1.00	21.83	0.45	0.70	13.75			
	Eje 2	V (35X70)	1	1.00	20.43	0.35	0.70	5.01			
05.05.02 ENCOFRADO Y DEENCOFRADO NORMAL EN VIGAS											
1° a 4° techo											
	Eje A, E	V (30X55)	2	4.00	7.37	1.20		70.75			
	Eje B, C, D,	V (35X55)	4	4.00	8.37	1.05		140.62			
	Eje 3, 1	V (30X55)	2	4.00	24.15	1.20		231.84			
	Eje 2	V (35X55)	1	4.00	24.77	1.05		104.03			
5° a 6° techo											
	Eje A, E	V (30X55)	2	2.00	7.37	1.20		35.38			
	Eje B, C, D,	V (30X55)	4	2.00	8.37	1.05		70.31			
	Eje 3, 1	V (30X55)	2	2.00	24.15	1.20		115.92			
	Eje 2	V (35X55)	1	2.00	24.77	1.05		52.02			
7° techo											
	Eje A, E	V (30X55)	2	1.00	7.37	1.20		17.69			
	Eje B, C, D,	V (30X55)	4	1.00	8.37	1.05		35.15			
	Eje 3, 1	V (30X55)	2	1.00	24.15	1.20		57.96			
	Eje 2	V (35X55)	1	1.00	24.77	1.05		26.01			
PT											
	Eje A, E	V (45X70)	2	1.00	7.37	1.65		24.32			
	Eje B, C, D,	V (45X70)	4	1.00	8.37	1.45		48.55			
	Eje 3, 1	V (45X70)	2	1.00	24.15	1.65		79.70			
	Eje 2	V (35X70)	1	1.00	24.77	1.35		33.44			
05.05.03 ACERO GRADO 60 EN VIGAS											
ACERO											
	CANT	Nº PZAS	LONG	8mm	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"		
				0.40	0.56	0.99	1.55	2.23	3.97		
1° a 4° techo											
Eje A, E											
	Ac. Long.										
	3/4"	8.00	4.00	14.26					456.32		
Ac ref (+)											
	5/8"	8.00	2.00	3.14					50.24		
	5/8"	8.00	2.00	3.35					53.60		

Ac ref (-)									
	5/8"	8.00	2.00	3.32				53.12	
	3/4"	8.00	1.00	3.32				26.56	
	5/8"	8.00	2.00	2.25				36.00	
	3/4"	8.00	1.00	3.03				24.24	
Ac. Transv.	3/8"	8.00	63.00	1.50			756.00		
Eje B,C,D,DE									
Ac. Long.	3/4"	16.00	4.00	14.40				921.60	
Ac ref (+)									
	5/8"	16.00	2.00	1.84				58.88	
	3/4"	16.00	1.00	2.34				37.44	
Ac ref (-)									
	5/8"	16.00	2.00	2.12				67.84	
	5/8"	16.00	1.00	2.05				32.80	
	3/4"	16.00	1.00	1.93				30.88	
Ac. Transv.	3/8"	16.00	62.00	1.50			1488.00		
Eje 3, 1									
Ac. Long.	3/4"	8.00	4.00	34.40				1100.80	
Ac ref (+)	5/8"	8.00	1.00	2.91				23.28	
Ac ref (-)									
	3/4"	8.00	2.00	2.55				40.80	
	5/8"	8.00	1.00	2.55				20.40	
	5/8"	8.00	4.00	3.51				112.32	
	3/4"	8.00	2.00	3.51				56.16	
	5/8"	8.00	3.00	3.31				79.44	
	5/8"	8.00	1.00	2.25				18.00	
Ac. Transv.	3/8"	8.00	141.00	1.50			1692.00		
Eje 2									
Ac. Long.	3/4"	4.00	4.00	34.40				550.40	
Ac ref (+)	3/4"	4.00	1.00	3.90				15.60	
	3/4"	4.00	1.00	3.60				14.40	
	3/4"	4.00	1.00	3.60				14.40	
	5/8"	4.00	1.00	3.69				14.76	
Ac ref (-)									
	3/4"	4.00	2.00	2.20				17.60	
	5/8"	4.00	4.00	3.45				55.20	
	3/4"	4.00	2.00	3.45				27.60	
	5/8"	4.00	2.00	3.15				25.20	
	3/4"	4.00	1.00	3.15				12.60	
Ac. Transv.	3/8"	4.00	139.00	1.60			889.60		
5° a 6° techo									
Eje A, E									
Ac. Long.	5/8"	4.00	4.00	14.26				228.16	
Ac ref (+)	5/8"	4.00	2.00	3.14				25.12	
	5/8"	4.00	2.00	3.45				27.60	
Ac ref (-)									
	5/8"	4.00	2.00	3.32				26.56	
	3/4"	4.00	1.00	3.32				13.28	
	5/8"	4.00	2.00	2.35				18.80	
	5/8"	4.00	2.00	3.03				24.24	
Ac. Transv.	3/8"	4.00	63.00	1.50			378.00		
Eje B,C,D,DE									
Ac. Long.	5/8"	8.00	4.00	14.40				460.80	
Ac ref (+)	5/8"	8.00	1.00	2.44				19.52	
	5/8"	8.00	2.00	2.73				43.68	
Ac ref (-)									
	5/8"	8.00	3.00	2.37				56.88	
	5/8"	8.00	2.00	2.75				44.00	
	5/8"	8.00	2.00	2.23				35.68	
Ac. Transv.	3/8"	8.00	62.00	1.50			744.00		
Eje 3,1									
Ac. Long.	5/8"	4.00	4.00	34.40				550.40	
Ac ref (+)	1/2"	4.00	1.00	2.15			8.60		
	5/8"	4.00	1.00	4.21				16.84	
	1/2"	4.00	1.00	4.41			17.64		
	1/2"	4.00	1.00	4.21			16.84		
	3/4"	4.00	1.00	1.61				6.44	

Ac ref (-)									
	3/4"	4.00	3.00	2.75					33.00
	3/4"	4.00	2.00	4.06					32.48
	5/8"	4.00	1.00	4.06			16.24		
	3/4"	4.00	2.00	4.01					32.08
	5/8"	4.00	1.00	4.01			16.04		
	3/4"	4.00	1.00	3.71					14.84
	5/8"	4.00	2.00	3.71			29.68		
	3/4"	4.00	1.00	2.35					9.40
	3/4"	4.00	1.00	1.53					
Ac. Transv.									
	3/8"	4.00	139.00	1.50		834.00			
Eje 2									
Ac. Long.									
	5/8"	2.00	4.00	34.40			275.20		
Ac ref (+)									
	3/4"	2.00	2.00	3.70					14.80
	3/4"	2.00	2.00	3.50					14.00
	5/8"	2.00	2.00	3.40			13.60		
	1/2"	2.00	1.00	2.00		4.00			
Ac ref (-)									
	5/8"	2.00	3.00	2.00			12.00		
	3/4"	2.00	2.00	3.35					13.40
	5/8"	2.00	1.00	3.35			6.70		
	3/4"	2.00	2.00	3.25					13.00
	5/8"	2.00	1.00	3.25			6.50		
	3/4"	2.00	2.00	3.25					13.00
	5/8"	2.00	1.00	3.25			6.50		
Ac. Transv.									
	3/8"	2.00	140.00	1.60		448.00			
7° techo									
Eje A,E									
Ac. Long.									
	5/8"	2.00	4.00	14.26			114.08		
Ac ref (+)									
	1/2"	2.00	1.00	3.00		6.00			
	5/8"	2.00	1.00	2.70			5.40		
Ac ref (-)									
	3/4"	2.00	1.00	3.00					6.00
	1/2"	2.00	1.00	2.05		4.10			
	1/2"	2.00	1.00	2.48		4.96			
Ac. Transv.									
	3/8"	2.00	55.00	1.50		165.00			
Eje B,C,D,DE									
Ac. Long.									
	5/8"	4.00	4.00	14.40			230.40		
Ac ref (-)									
	3/4"	4.00	1.00	1.72					6.88
	3/4"	4.00	1.00	1.90					7.60
	5/8"	4.00	1.00	1.33			5.32		
Ac. Transv.									
	3/8"	4.00	61.00	1.50		366.00			
Eje 3,1									
Ac. Long.									
	5/8"	2.00	4.00	34.40			275.20		
Ac ref (+)									
	1/2"	2.00	1.00	1.67		3.34			
Ac ref (-)									
	5/8"	2.00	2.00	2.55			10.20		
	5/8"	2.00	2.00	3.41			13.64		
	5/8"	2.00	2.00	3.51			14.04		
	5/8"	2.00	2.00	3.16			12.64		
	1/2"	2.00	1.00	1.81		3.62			
Ac. Transv.									
	3/8"	2.00	146.00	1.50		438.00			
Eje 2									
Ac. Long.									
	5/8"	1.00	4.00	34.40			137.60		
Ac ref (+)									
	5/8"	1.00	1.00	3.30			3.30		
	5/8"	1.00	1.00	1.80			1.80		
	1/2"	1.00	1.00	1.50		1.50			
Ac ref (-)									
	3/4"	1.00	1.00	1.12					1.12
	5/8"	1.00	2.00	2.85			5.70		
	5/8"	1.00	2.00	2.65			5.30		
	5/8"	1.00	2.00	2.86			5.72		
Ac. Transv.									
	3/8"	1.00	140.00	1.60		224.00			
PT									
Eje A,E									
Ac ref (+)	3/4"	2.00	5.00	14.16					141.60
Ac ref (-)	3/4"	2.00	5.00	14.16					141.60
Ref. trans.	3/8"	2.00	38.00	2.30		174.80			
Eje B,C,D,DE									
Ac ref (+)	3/4"	4.00	5.00	14.16					283.20
Ac ref (-)	3/4"	4.00	5.00	14.16					283.20
Ref. trans.	3/8"	2.00	38.00	2.10		159.60			

05.03.02 ENCOFRADO Y DEENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS										425.25	m2	
1° NIVEL										perímetro		
	COL C1 (45x45)				8.00	1.80		2.25	32.40			
	COL C2 (45x45)				3.00	1.80		2.25	12.15			
	COL C3 (45x45)				2.00	1.80		2.25	8.10			
	COL C4 (45x45)				2.00	1.80		2.25	8.10			
2° NIVEL												
	COL C1 (45x45)				8.00	1.80		2.25	32.40			
	COL C2 (45x45)				3.00	1.80		2.25	12.15			
	COL C3 (45x45)				2.00	1.80		2.25	8.10			
	COL C4 (45x45)				2.00	1.80		2.25	8.10			
3° NIVEL												
	COL C1 (45x45)				8.00	1.80		2.25	32.40			
	COL C2 (45x45)				3.00	1.80		2.25	12.15			
	COL C3 (45x45)				2.00	1.80		2.25	8.10			
	COL C4 (45x45)				2.00	1.80		2.25	8.10			
4° NIVEL												
	COL C1 (45x45)				8.00	1.80		2.25	32.40			
	COL C2 (45x45)				3.00	1.80		2.25	12.15			
	COL C3 (45x45)				2.00	1.80		2.25	8.10			
	COL C4 (45x45)				2.00	1.80		2.25	8.10			
5° a 7° NIVEL												
	COL C1 (45x45)				24.00	1.80		2.25	97.20			
	COL C2 (45x45)				9.00	1.80		2.25	36.45			
	COL C3 (45x45)				6.00	1.80		2.25	24.30			
	COL C4 (45x45)				6.00	1.80		2.25	24.30			
05.03.02 ACERO GRADO 75 EN COLUMNAS										21936.77	kg	
	ACERO	CANT	Nº PZAS	LONG	8mm 0.40	3/8" 0.56	1/2" 0.99	5/8" 1.55	3/4" 2.23	1" 3.97		
C-1												
DEL PT AL 2DO TECHO												
	3/4"	16.00	12.00	5.60					1075.20			
	3/8"	16.00	20.00	3.85		1232.00						
DEL 2DO TECHO AL 4TO TECHO												
	5/8"	16.00	12.00	5.60				1075.20				
	3/8"	16.00	20.00	3.10		992.00						
DEL 4TO TECHO AL 7MO TECHO												
	5/8"	24.00	12.00	5.60				1612.80				
	3/8"	24.00	20.00	3.10		1488.00						
C-2												
DEL PT AL 2DO TECHO												
	1"	6.00	4.00	5.60						134.40		
	3/4"	6.00	8.00	5.60				268.80				
	3/8"	6.00	20.00	3.85		462.00						
DEL 2DO TECHO AL 4TO TECHO												
	3/4"	6.00	12.00	5.60				403.20				
	3/8"	6.00	20.00	3.85		462.00						
DEL 4TO TECHO AL 7MO TECHO												
	5/8"	9.00	12.00	5.60				604.80				
	3/8"	9.00	20.00	3.10		558.00						
C-3												
DEL PT AL 2DO TECHO												
	1"	4.00	12.00	5.60						268.80		
	1/2"	4.00	20.00	1.60			128.00					
	3/8"	4.00	20.00	2.22		177.60						
DEL 2DO TECHO AL 4TO TECHO												
	1"	4.00	4.00	5.60						89.60		
	3/4"	4.00	8.00	5.60				179.20				
	3/8"	4.00	20.00	3.85		308.00						
DEL 4TO TECHO AL 7MO TECHO												
	3/4"	6.00	12.00	5.60				403.20				
	3/8"	6.00	20.00	3.85		462.00						
C-4												
DEL PT AL 2DO TECHO												
	1"	4.00	20.00	5.60						448.00		
	1/2"	4.00	20.00	1.60			128.00					
	3/8"	4.00	20.00	2.22		177.60						
DEL 2DO TECHO AL 4TO TECHO												
	1"	4.00	12.00	5.60						268.80		
	1/2"	4.00	20.00	1.60			128.00					
	3/8"	4.00	20.00	2.22		177.60						
DEL 4TO TECHO AL 7MO TECHO												
	1"	6.00	4.00	5.60						134.40		
	3/4"	6.00	8.00	5.60				268.80				
	3/8"	6.00	20.00	3.85		462.00						
SUBTOTAL					0.00	4091.77	399.17	5359.03	6084.15	6002.64		

05.05	VIGAS (SUPERESTRUCTURA)											
05.05.01	CONCRETO EN VIGAS DE SUPERESTRUCTURA F'C=280 KG/CM2										206.66	m3
	1° a 4° techo											
	Eje A, E	V (30X55)	2	4.00	10.07	0.30	0.55	13.29				
	Eje B,C,D,	V (35X55)	4	4.00	10.07	0.35	0.55	31.02				
	Eje 3,1	V (30X55)	2	4.00	26.00	0.30	0.55	34.32				
	Eje 2	V (35X55)	1	4.00	26.00	0.35	0.55	20.02				
	5° a 6° techo											
	Eje A	V (30X55)	2	2.00	10.07	0.30	0.55	6.65				
	Eje B	V (30X55)	4	2.00	10.07	0.35	0.55	15.51				
	Eje 3	V (30X55)	2	2.00	26.00	0.30	0.55	17.16				
	Eje 2	V (35X55)	1	2.00	26.00	0.35	0.55	10.01				
	7° techo											
	Eje A	V (30X55)	2	1.00	10.07	0.30	0.55	3.32				
	Eje B	V (30X55)	4	1.00	10.07	0.35	0.55	7.75				
	Eje 3	V (30X55)	2	1.00	26.00	0.30	0.55	8.58				
	Eje 2	V (35X55)	1	1.00	26.00	0.35	0.55	5.01				
	PT											
	Eje A,E	V (45X70)	2	1.00	8.57	0.45	0.70	5.40				
	Eje B,C,D,	V (35X70)	4	1.00	8.57	0.35	0.70	8.40				
	Eje 3,1	V (45X70)	2	1.00	23.00	0.45	0.70	14.49				
	Eje 2	V (35X70)	1	1.00	23.42	0.35	0.70	5.74				
05.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFADO NORMAL EN VIGAS										1275.21	m2
	1° a 4° techo											
	perímetro											
	Eje A,E	V (30X55)	2	4.00	10.07	1.20		96.67				
	Eje B,C,D,	V (30X55)	4	4.00	10.07	1.05		169.18				
	Eje 3,1	V (30X55)	2	4.00	26.00	1.20		249.60				
	Eje 2	V (35X55)	1	4.00	26.00	1.05		109.20				
	5° a 6° techo											
	Eje A,E	V (30X55)	2	2.00	10.07	1.20		48.34				
	Eje B,C,D,	V (30X55)	4	2.00	10.07	1.05		84.59				
	Eje 3,1	V (30X55)	2	2.00	26.00	1.20		124.80				
	Eje 2	V (35X55)	1	2.00	26.00	1.05		54.60				
	7° techo											
	Eje A,E	V (30X55)	2	1.00	10.07	1.20		24.17				
	Eje B,C,D,	V (30X55)	4	1.00	10.07	1.05		42.29				
	Eje 3,1	V (30X55)	2	1.00	26.00	1.20		62.40				
	Eje 2	V (35X55)	1	1.00	26.00	1.05		27.30				
	PT											
	Eje A,E	V (45X70)	2	1.00	8.57	1.65		28.28				
	Eje B,C,D,	V (35X70)	4	1.00	8.57	1.35		46.28				
	Eje 3,1	V (45X70)	2	1.00	23.00	1.65		75.90				
	Eje 2	V (35X70)	1	1.00	23.42	1.35		31.62				
05.05.03	ACERO GRADO 75 EN VIGAS DE SUPERESTRUCTURA										26709.39	kg
	ACERO	CANT	Nº PZAS	LONG	8mm	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"		
					0.40	0.56	0.99	1.55	2.23	3.97		
	Piso técnico											
	Eje A											
	Ac. Long.											
	Ac. Transv.	3/4"	1.00	6.00	14.40						86.40	
	Ac. Transv.	3/8"	4.00	59.00	1.50		354.00					
	1° a 4° techo											
	Eje A, E											
	Ac. Long.											
	Ac ref (+)	5/8"	8.00	4.00	14.40						460.80	
	Ac ref (+)	5/8"	8.00	1.00	1.84						14.72	
	Ac ref (+)	5/8"	8.00	2.00	2.45						39.20	
	Ac ref (+)	5/8"	8.00	2.00	1.94						31.04	
	Ac ref (-)	5/8"	8.00	3.00	1.88						45.12	
	Ac ref (-)	5/8"	8.00	3.00	2.45						58.80	
	Ac ref (-)	5/8"	8.00	2.00	1.94						31.04	
	Ac. Transv.	3/8"	8.00	59.00	1.50		708.00					
	Eje B, C, D, DE											
	Ac. Long.											
	Ac ref (+)	5/8"	16.00	4.00	14.40						921.60	
	Ac ref (+)	5/8"	16.00	2.00	1.84						58.88	
	Ac ref (+)	5/8"	16.00	2.00	2.45						78.40	
	Ac ref (+)	5/8"	16.00	2.00	1.92						61.44	
	Ac ref (-)	5/8"	16.00	3.00	1.68						80.64	
	Ac ref (-)	5/8"	16.00	3.00	2.45						117.60	
	Ac ref (-)	5/8"	16.00	2.00	1.74						55.68	
	Ac. Transv.	3/8"	16.00	59.00	1.60		1510.40					
	Eje 3, 1											
	Ac. Long.											
	Ac ref (+)	3/4"	8.00	4.00	34.36						1099.65	
	Ac ref (+)	3/4"	8.00	2.00	5.80						92.80	

Ac ref (-)										
	3/4"	8.00	2.00	2.18					34.88	
	5/8"	8.00	1.00	2.18				17.44		
	5/8"	8.00	6.00	3.45				165.60		
	3/4"	8.00	1.00	3.95					31.60	
	1"	8.00	2.00	3.95						63.20
	3/4"	8.00	4.00	2.48					79.36	
Ac. Transv.										
	3/8"	8.00	147.00	1.50			1764.00			
Eje 2										
Ac. Long.										
	3/4"	4.00	4.00	34.40					550.40	
	5/8"	4.00	1.00	34.40				137.60		
Ac ref (+)										
	3/4"	4.00	2.00	6.19					49.52	
	5/8"	4.00	1.00	6.19				24.76		
Ac ref (-)										
	3/4"	4.00	4.00	1.88					30.08	
	1"	4.00	2.00	3.45						27.60
	1"	4.00	2.00	3.45						27.60
	1"	4.00	3.00	3.45						41.40
	3/4"	4.00	4.00	2.18					34.88	
Ac. Transv.										
	3/8"	4.00	148.00	1.60			947.20			
5° a 6° techo										
Eje A, E										
Ac. Long.										
	5/8"	4.00	4.00	14.26				228.16		
Ac ref (+)										
	5/8"	4.00	1.00	2.85				11.40		
	5/8"	4.00	1.00	1.30				5.20		
Ac ref (-)										
	5/8"	4.00	2.00	1.68				13.44		
	5/8"	4.00	2.00	2.45				19.60		
	5/8"	4.00	1.00	1.64				6.56		
Ac. Transv.										
	3/8"	4.00	59.00	1.50			354.00			
Eje B, C, D, DE										
Ac. Long.										
	5/8"	16.00	4.00	14.40				921.60		
Ac ref (+)										
	1/2"	16.00	1.00	1.84			29.44			
	1/2"	16.00	2.00	1.90			60.80			
Ac ref (-)										
	5/8"	16.00	2.00	1.68				53.76		
	5/8"	16.00	2.00	2.45				78.40		
	1/2"	16.00	2.00	1.94			62.08			
Ac. Transv.										
	3/8"	16.00	59.00	1.60			1510.40			
Eje 3, 1										
Ac. Long.										
	5/8"	4.00	4.00	23.68				378.88		
	3/4"	4.00	4.00	8.89					142.24	
Ac ref (+)										
	1/2"	4.00	1.00	4.20			16.80			
	3/4"	4.00	2.00	5.30					42.40	
Ac ref (-)										
	5/8"	4.00	2.00	1.68				13.44		
	5/8"	4.00	2.00	3.45				27.60		
	3/4"	4.00	3.00	3.75					45.00	
	3/4"	4.00	3.00	2.58					30.96	
Ac. Transv.										
	3/8"	4.00	148.00	1.50			888.00			
Eje 2										
Ac. Long.										
	3/4"	2.00	4.00	23.68				189.44		
	1"	2.00	4.00	8.89					71.12	
Ac ref (+)										
	5/8"	2.00	1.00	4.20			8.40			
	5/8"	2.00	2.00	4.00			16.00			
	3/4"	2.00	2.00	6.20				24.80		
Ac ref (-)										
	5/8"	2.00	3.00	1.88			11.28			
	5/8"	2.00	6.00	3.45			41.40			
	3/4"	2.00	2.00	3.45				13.80		
	1"	2.00	1.00	3.45					6.90	
	3/4"	2.00	3.00	2.18				13.08		
Ac. Transv.										
	3/8"	2.00	148.00	1.60			473.60			

7° techo										
Eje A, E										
Ac. Long.										
	5/8"	2.00	4.00	12.00				96.00		
Ac. Transv.										
	3/8"	2.00	59.00	1.50	177.00					
Eje B, C, D, DE										
Ac. Long.										
	5/8"	4.00	4.00	12.00				192.00		
Ac ref (-)										
	1/2"	4.00	3.00	5.60			67.20			
Ac. Transv.										
	3/8"	4.00	59.00	1.60	377.60					
Eje 3, 1										
Ac. Long.										
	5/8"	2.00	4.00	28.78				230.24		
Ac ref (+)										
	5/8"	2.00	3.00	5.60			33.60			
Ac ref (-)										
	1/2"	2.00	1.00	1.68			3.36			
	1/2"	2.00	1.00	2.85			5.70			
	5/8"	2.00	3.00	3.95				23.70		
	5/8"	2.00	3.00	2.18				13.08		
Ac. Transv.										
	3/8"	2.00	148.00	1.50	444.00					
Eje 2										
Ac. Long.										
	5/8"	1.00	4.00	19.79				79.16		
	3/4"	1.00	4.00	8.89				35.56		
	5/8"	1.00	1.00	8.89			8.89			
Ac ref (+)										
	1/2"	1.00	1.00	4.20			4.20			
	1/2"	1.00	2.00	4.00			8.00			
	1"	1.00	2.00	6.20				12.40		
Ac ref (-)										
	5/8"	1.00	1.00	1.88			1.88			
	5/8"	1.00	2.00	3.45			6.90			
	1/2"	1.00	2.00	3.45			6.90			
	1"	1.00	2.00	3.45				6.90		
	3/4"	1.00	3.00	2.00				6.00		
Ac. Transv.										
	3/8"	1.00	148.00	1.60	236.80					
PT										
Eje A,E										
Ac ref (+)	3/4"	2.00	5.00	14.58				145.80		
Ac ref (-)	3/4"	2.00	5.00	14.58				145.80		
Ref. trans.	3/8"	2.00	50.00	2.30	230.00					
Eje B,C,D,DE										
Ac ref (+)	3/4"	4.00	5.00	14.58				291.60		
Ac ref (-)	3/4"	4.00	5.00	14.58				291.60		
Ref. trans.	3/8"	4.00	50.00	2.10	420.00					
Eje 3,1										
Ac ref (+)	3/4"	4.00	5.00	34.80				696.00		
Ac ref (-)	3/4"	4.00	5.00	34.80				696.00		
Ref. trans.	3/8"	2.00	122.00	2.30	561.20					
Eje 2										
Ac ref (+)										
	3/4"	1.00	2.00	33.98				67.97		
	3/4"	1.00	3.00	21.40				64.19		
Ac ref (-)										
	3/4"	1.00	2.00	33.98				67.97		
	3/4"	1.00	3.00	16.98				50.94		
	3/4"	1.00	2.00	6.90				13.80		
Ac. Transv.										
	3/8"	1.00	125.00	2.10	262.50					
SUBTOTAL					0.00	6282.47	261.84	7627.44	11516.88	1020.77

05.07	PEDESTALES SUPERIOR (PISO TECNICO)											
05.07.01	CONCRETO EN PEDESTALES F'C=280 KG/CM2										16.13	m3
							20.16	0.80	16.13			
05.07.02	ENCOFRADO Y DEENC. NORMAL EN PEDESTALES										52.25	m2
	PEDESTAL 1 (exterior)				7.00	área	3.14		21.95			
	PEDESTAL 1 (interior)				3.00	área	4.02		12.06			
	PEDESTAL 1 (esquina)				4.00	área	4.56		18.24			
					14.00							
05.07.03	ACERO GRADO 60 EN PEDESTALES										4595.58	kg
	ACERO	CANT	Nº PZAS	LONG	8mm	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"		
					0.40	0.56	0.99	1.55	2.23	3.97		
	PEDESTAL 1											
	3/4"	14.00	13.00	4.00							728.00	
	3/4"	14.00	13.00	4.00							728.00	
	3/4"	14.00	9.00	4.80							604.80	
		42.00										
				SUBTOTAL	0.00	0.00	0.00	0.00	4595.58	0.00		
05.03	AISLADORES ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO											
05.03.01	LRB										15	und
		LRB TIPO 3			5.00				5.00			
		LRB TIPO 4			10.00				10.00			



ANEXO VI. COTIZACIÓN DE AISLADORES

RESUMEN DE PROPIEDADES REQUERIDAS

Aislador elastomérico con núcleo de plomo	Díametro externo (cm)	Díametro de plomo (cm)	Altura total del aislador (cm)	Número de laminas de goma	Espesor de lamina de goma (mm)	Espesor de laminas de acero (mm)	Espesor de placas (superior e inferior) de acero (mm)	Evento-desplazamiento	Rigidez lateral efectiva "keff"(tonf/m)	Amortiguamiento efectivo "ξ"	Rigidez vertical "Kv" (tonf/m)
LRB1	75.0	13.0	43.8	29	10.0	3.0	32.0	MCE@44.0cm	$71.24 \leq K_{eff} \leq 123.68$	$20.9\% \leq \xi \leq 23.1\%$	≥ 118624.0
LRB2	70.0	11.5	43.8	29	10.0	3.0	32.0	MCE@44.0cm	$59.79 \leq K_{eff} \leq 103.35$	$19.7\% \leq \xi \leq 21.8\%$	≥ 96605.0
LRB3	52.0	10.0	45.1	30	10.0	3.0	32.0	MCE@37.8cm	$37.02 \leq K_{eff} \leq 64.72$	$24.4\% \leq \xi \leq 26.4\%$	≥ 36560.0
LRB4	80.0	13.5	58.1	40	10.0	3.0	32.0	MCE@37.0cm	$65.55 \leq K_{eff} \leq 114.59$	$25.0\% \leq \xi \leq 26.8\%$	≥ 103770.0
LRB5	70.0	13.0	58.1	40	10.0	3.0	32.0	MCE@37.0cm	$54.78 \leq K_{eff} \leq 96.50$	$27.0\% \leq \xi \leq 28.8\%$	≥ 70040.0

Aislador elastomérico deslizante	Díametro del deslizador (cm)	Longitudes de la placa deslizante LxL(cm)	Altura total del aislador deslizante (cm)	Número de laminas de goma	Espesor de lamina de goma (mm)	Espesor de laminas de acero (mm)	Espesor de placas (superior e inferior) de acero (mm)	Evento-desplazamiento	Coefficiente de fricción del deslizador "μ"	Rigidez lateral efectiva "keff"(tonf/m)	Amortiguamiento efectivo "ξ"	Rigidez vertical "Kv" (tonf/m)
ESB1	30.0	110x110	13.4	4	10.0	3.0	35.0	MCE@44.0cm	0.012	$1.21 \leq K_{eff} \leq 2.43$	63.7%	≥ 49910
ESB2	25.0	105x105	13.4	4	10.0	3.0	35.0	MCE@44.0cm	0.039	$2.83 \leq K_{eff} \leq 5.66$	63.7%	≥ 25612
ESB3	20.0	100x100	13.4	4	10.0	3.0	35.0	MCE@44.0cm	0.022	$0.94 \leq K_{eff} \leq 1.88$	63.7%	≥ 11149

INFORMACIÓN CON FINES ACADÉMICOS

Lima, 02 de Setiembre del 2019

PARA : Ing. Fernando Enciso Miranda
 (Universidad Nacional de San Agustín - UNAS)

ITEM	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNITARIO	TOTAL
1	AISLADOR SISMICO TIPO LRB 1	12	\$ 8,500	\$ 102,000.00
2	AISLADOR SISMICO TIPO LRB 2	21	\$ 7,500	\$ 157,500.00
3	AISLADOR SISMICO TIPO LRB 3	08	\$ 7,500	\$ 60,000.00
4	AISLADOR SISMICO TIPO LRB 4	06	\$ 9,000	\$ 54,000.00
5	AISLADOR SISMICO TIPO LRB 5	12	\$ 8,500	\$ 102,000.00
6	DESLIZADORES SISMICOS TIPO SLIDER 1	11	\$ 4,500	\$ 49,500.00
7	DESLIZADORES SISMICOS TIPO SLIDER 2	13	\$ 4,500	\$ 58,500.00
8	DESLIZADORES SISMICOS TIPO SLIDER 3	12	\$ 4,500	\$ 54,000.00
TOTAL				\$ 637,500.00

CONSIDERACIONES:

1. La presente información se entrega para fines de desarrollo del proyecto de fin de carrera de una estructura con aislamiento sísmico.
2. CDV está colaborando con el presente trabajo 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 aisladores 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 se da mensualmente.
5. La información presentada es únicamente para fines educativos, no podrá ser usada 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:

1. Los precios NO incluyen IGV.
2. Precios dados en US\$ dólares USA
3. Aisladores Sísmicos fabricados en su totalidad en EE.UU. por DYNAMIC ISOLATION SYSTEM INC.
4. Las cantidades y características de los aisladores usados para la presente cotización fueron tomadas en base a *INFORMACIÓN ENTREGADA POR EL TESIISTA*

Atentamente
 Ing. Diego Taboada. | Jefe del Departamento de Ingeniería – Unidad de Negocios Protección
 Antisísmica | C. 994152116 T. 346 1002
 Av. Javier Prado Este 3349, San Borja
dtaboada@cdvperu.com

Av. Javier Prado Este. 3349 / (511) 346 1002 / RPM *318249 / www.cdvperu.com
 San Borja / 422*9110 / RPC *987 586 424 /