

**UNIVERSIDAD DE VALPARAISO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



**"Comparación Económica y de Desempeño de un
Edificio Habitacional con y sin Aislación Basal"**

por

Gisselle Rojas Altamirano

**Trabajo de Título para optar al Grado de Licenciado en
Ciencias de la Ingeniería y Título de Ingeniero Civil**

Profesor Guía: Joaquín Valenzuela Barbosa

Noviembre, 2015

Agradecimientos

Agradezco infinitamente a cada uno de los miembros de mi familia, papá, mamá, hermanos y cuñadas por su apoyo incondicional en los mejores y peores momentos de este proceso, por la motivación que me otorgaron y su preocupación.

Gracias a mi profesor guía por confiar en mí, por su inmenso apoyo y especial paciencia.

Dedicatoria

Este logro profesional va dedicado a mis padres, María Altamirano y Luis Rojas...

Mamá, tu fuerza y los valores que me has inculcado hacen posible que las metas alcanzadas sean gracias a la enseñanza que me has dado.

Papá, ejemplo de esfuerzo y perseverancia, me has enseñado la importancia de luchar por lo que uno desea y que cada esfuerzo siempre tiene su recompensa.

Su amor entregado de distintas formas y expresiones hacen este logro posible.

Indice

Lista de Figuras.....	8
Lista de Tablas.....	13
Capítulo I.....	16
1. Introducción.....	16
1.1 Planteamiento del problema.....	16
1.2 Objetivos.....	18
1.3 Alcances de la investigación.....	19
1.4 Metodología de trabajo.....	20
Capítulo II.....	21
2. Antecedentes.....	21
2.1 Condición del suelo de fundación en Viña del Mar.....	21
2.2 Cambios en la estructuración antes y después de la incorporación de los decretos.....	24
2.3 Cambios en el esfuerzo y desplazamiento al utilizar aislación sísmica.....	26
2.4 Precedente de arquitectura a utilizar.....	26
Capítulo III.....	28
3. Diseño tradicional de la estructura.....	28
3.1 Descripción de la estructura.....	28
3.2 Solicitaciones.....	31
3.2.1 Cargas gravitacionales.....	31
3.2.2 Cargas sísmicas.....	31
3.2.3 Espectro de Diseño.....	32
3.3 Características del modelo.....	33
3.4 Resultados del análisis.....	34
3.4.1 Períodos y masa equivalente por modo:.....	34
3.4.2 Corte Sísmico.....	35
3.4.3 Deformaciones sísmicas.....	36
3.4.4 Demanda de desplazamiento lateral del techo.....	37
3.5 Diseño de la estructura según código ACI 318-11 y decreto n°60.....	39
3.5.1 Diseño de muros.....	39
3.5.1.1 Resistencia a la flexo-compresión.....	41
3.5.1.2 Capacidad de deformación.....	42
3.5.1.3 Resistencia al corte.....	46
3.5.1.4 Diseño muros subterráneo.....	47
3.5.2 Diseño vigas.....	47
3.5.2.1 Resistencia a la flexión.....	48

3.5.2.2	Resistencia al corte.....	48
3.5.3	Diseño de columnas.....	50
3.5.4	Diseño Losas.....	51
3.5.5	Diseño losa de fundaciones.....	52
3.6	Losas y elevación de ejes diseñados y cubicación.....	55
3.6.1	Cubicación de acero y hormigón en losas.....	55
3.6.2	Cubicación de acero y hormigón en elevaciones.....	62
3.7	Costos de construcción.....	69
Capítulo IV	70
4.	Diseño de la estructura aislada.....	70
4.1	Descripción de la estructura.....	70
4.1.1	Elemento estructural para evitar tracciones en los aisladores.....	70
4.1.2	División de la estructura.....	73
4.2	Disposiciones de la norma NCh2745 " Análisis y diseño de edificios con aislación basal".....	76
4.2.1	Espectro de diseño.....	76
4.2.2	Desplazamientos laterales mínimos.....	78
4.2.2.1	Desplazamiento total de diseño.....	78
4.2.2.2	Desplazamiento total máximo.....	79
4.2.3	Fuerzas sísmicas.....	79
4.2.4	Verificación de estabilidad en aisladores.....	80
4.2.5	Resumen esquemático de la aplicación de la norma de aislación sísmica NCh2745.Of2013.....	81
4.3	Configuración del sistema de aislación.....	82
4.4	Solicitaciones.....	84
4.4.1	Cargas gravitacionales.....	84
4.4.2	Cargas sísmicas.....	84
4.5	Características del modelo.....	83
4.6	Resultados del análisis.....	86
4.6.1	Períodos y masa equivalente por modo:.....	87
4.6.2	Verificación de desplazamientos.....	88
4.6.3	Corte de diseño sísmico para la subestructura.....	88
4.6.4	Corte de diseño sísmico para la superestructura.....	89
4.6.5	Estabilidad en aisladores para cargas verticales.....	91
4.6.6	Deformaciones sísmicas.....	91
4.6.7	Desplazamiento lateral del techo.....	92
4.7	Diseño de la estructura según código ACI 318-11 y decreto n°60.....	93
4.7.1	Diseño de muros.....	93

4.7.1.1	Resistencia a la flexo-compresión	95
4.7.1.2	Capacidad de deformación.....	97
4.7.1.3	Resistencia al corte.....	98
3.7.1.4	Diseño muros subterráneo.....	98
4.7.2	Diseño vigas, columnas y losas	99
4.7.3	Diseño losa de estabilización	99
4.7.4	Diseño losa de fundaciones	102
4.7.4.1	Diseño a corte: punzonamiento	102
4.7.4.2	Diseño a flexión.....	103
4.8	Losas y elevación de ejes diseñados y cubicación.....	105
4.8.1	Cubicación de acero y hormigón en losas	105
4.8.2	Cubicación de acero y hormigón en elevaciones	110
4.9	Costos de construcción	117
Capítulo V.....		118
5.	Análisis dinámico no lineal	118
5.1	Características del modelo estructural de base fija	118
5.1.1	Modelación de cuantías de la sección crítica	120
5.2	Características del modelo del sistema de aislación	121
5.2.1	Modelación del aislador	124
5.3	Solicitaciones sísmicas	125
Capítulo VI.....		128
6.	Análisis de resultados.....	128
6.1	Edificio tradicional	128
6.1.1	Verificación del modelo inelástico.....	128
6.1.2	Desplazamientos absolutos y remanentes	130
6.1.3	Desplazamientos relativos entre pisos y aceleraciones absolutas.....	131
6.1.4	Verificación de incursión inelástica de muros	131
6.2	Edificio aislado	134
6.2.1	Desplazamientos absolutos y remanentes	134
6.2.2	Desplazamientos relativos entre pisos y aceleraciones absolutas.....	136
6.2.3	Verificación del ciclo de histéresis	137
6.2.4	Verificación del diseño de muros	138
6.2.5	Verificación de estabilidad del sistema de aislación	139
6.3	Comparación de desempeño sismorresistente.....	140
6.3.1	Demanda de desplazamientos	140
6.3.2	Demanda de desplazamientos relativos entrepisos	140
6.3.3	Demanda de aceleraciones de piso.....	141
6.4	Comparación económica.....	142

6.4.1	Costos de hormigón	142
6.4.2	Costos de acero	142
6.4.3	Costo total	143
Capítulo VII	144
7. Conclusiones	144
Referencias	146

Lista de Figuras

Figura 1.1 - Sistema tradicional de diseño v/s sistema con aislación basal	17
Figura 2.1 - Esquema de concentración del daño y deformación plástica	19
Figura 2.2 - Profundidad de la roca y ubicación de edificios dañados (Bonelli,2014)	21
Figura 2.3 - Periodos naturales del suelo y ubicación de edificios dañados (Bonelli, 2014)	21
Figura 2.4 - Daños estructurales en Edificio "Toledo" (demolido)	22
Figura 2.5 - Daños estructurales en Edificio "Tenerife" (demolido)	22
Figura 2.6 - Daños estructurales en Edificio "Festival" (por demoler)	22
Figura 2.7 - Daños estructurales en Edificio "Tricahue" (reparado)	22
Figura 2.8 - Ubicación de periodos naturales en el espectro de diseño de edificios que presentaron daños severos en Viña del Mar	23
Figura 2.9 - Planta primer nivel Edificio Toledo	24
Figura 2.10 - Planta primer nivel Edificio Boulevard Poniente (ex Toledo)	24
Figura 2.11 - Elevación eje 13 Edificio Toledo.....	25
Figura 2.12 - Elevación eje 9 Edificio Boulevard Poniente	25
Figura 2.13 - Reducción de esfuerzo de corte por aumento del periodo (Mayer and Naeim, 2001)	26
Figura 2.14 - Aumento del desplazamiento relativo por aumento del periodo (Mayer and Naeim, 2001).....	26
Figura 2.15 - Elevación de Edificio Torre del Sol (Revista AICE, 2012).....	26
Figura 2.16 - Planta de arquitectura de nivel tipo Edificio Torre del Sol (Revista AICE,2012)..	27
Figura 2.17 - Planta de estructuras de nivel tipo Edificio Torre del Sol (Revista AICE,2012)	27
Figura 3.1 - Planta estructuras subterráneo, edificio tradicional.....	29
Figura 3.2 - Planta estructuras nivel 1º, edificio tradicional	30
Figura 3.3 - Planta estructuras nivel 2º-11º, edificio tradicional.....	30
Figura 3.4 - Espectro de diseño para edificio tradicional	32
Figura 3.5 - Planta tipo del modelo de análisis de edificio tradicional	33
Figura 3.6 - Vista en tres dimensiones del modelo de análisis de edificio tradicional.....	33
Figura 3.7 - Periodos de la estructura ubicados en el espectro de diseño	35
Figura 3.8 - Deformación relativa entre pisos estructura tradicional	37
Figura 3.9 - Periodos agrietados ubicados en el espectro de desplazamientos	38
Figura 3.10 - Identificación de muro a diseñar en estructura tradicional	39
Figura 3.11 - Diagramas de M1 correspondientes a ejes X e Y. (a) Diagrama de momento (b) Diagrama de corte (c) Diagrama carga axial	40
Figura 3.12 - Muro M1 armado	41
Figura 3.13 - Diagrama de interacción muro M1 eje X	41
Figura 3.14 - Diagrama de interacción muro M1 eje Y	42
Figura 3.15 - Sección de concreto reforzada al alcanzar la máxima capacidad	43

Figura 3.16 - Distribución de cuantías y deformaciones unitarias para muro M1 dirección X ...	44
Figura 3.17 - Distribución de cuantías y deformaciones unitarias para muro M1 dirección Y ...	45
Figura 3.18 - Disposición final de armadura en muro M1	46
Figura 3.19 - Identificación de vigas V1 y V2 a diseñar	47
Figura 3.20 - Viga V1 (a) Diagrama de momento (b) Diagrama de corte	48
Figura 3.21 - Viga V2 (a) Diagrama de momento máximo negativo (b) Diagrama de momento máximo positivo (c) Diagrama de corte	49
Figura 3.22 - Disposición de la armadura (a) Corte de viga V1 (b) Corte de viga V2	49
Figura 3.23 - Identificación de columna a diseñar	50
Figura 3.24 - Disposición de armadura en sección de columna	50
Figura 3.25 - Diagrama de momento negativo en direcciones X e Y en losa de nivel tipo	51
Figura 3.26 - Diagrama de momento positivo en direcciones X e Y en losa de nivel tipo	51
Figura 3.27 - Diagrama de tensiones en direcciones X e Y en losa de fundación	52
Figura 3.28 - Diagrama de momento negativo en dirección X en losa de fundación de edificio tradicional	53
Figura 3.29 - Diagrama de momento negativo en dirección Y en losa de fundación de edificio tradicional	53
Figura 3.30 - Diagrama de momento positivo en dirección X en losa de fundación de edificio tradicional	54
Figura 3.31 - Diagrama de momento positivo en dirección Y en losa de fundación de edificio tradicional	54
Figura 3.32 - Planta losa de fundación armadura superior de edificio tradicional	56
Figura 3.33 - Planta losa de fundación armadura inferior de edificio tradicional	57
Figura 3.34 - Planta losa nivel tipo armadura superior	59
Figura 3.35 - Planta losa nivel tipo armadura inferior	60
Figura 3.36 - Elevación eje 2 de edificio tradicional	63
Figura 3.37 - Elevación eje E de edificio tradicional	66
Figura 3.38 - Elevación eje 0 de edificio tradicional	67
Figura 3.39 - Elevación eje A de edificio tradicional	68
Figura 4.1 - Planta nivel de aislación con vigas de conexión	70
Figura 4.2 - Sistema de vigas con presencia de diafragma	71
Figura 4.3 - Sistema de vigas sin presencia de diafragma	72
Figura 4.4 - Corte de la estructura aislada (Corte A)	73
Figura 4.5 - Planta estructuras fundación, edificio aislado	74
Figura 4.6 - Planta estructuras nivel de aislación	74
Figura 4.7 - Planta estructuras subterráneo, edificio aislado	75
Figura 4.8 - Planta estructuras nivel 1º, edificio aislado	75
Figura 4.9 - Planta estructuras nivel 2º-11º, edificio aislado	76
Figura 4.10 - Espectro de diseño (SDI) y espectro debido al sismo máximo posible (SMP)	77

Figura 4.11 - Esquema estructura aislada	81
Figura 4.12 - Comparación de la distribución de carga en muros de estructura de base fija y aislado	82
Figura 4.13 - Configuración de tres aisladores por pares de muros.....	83
Figura 4.14 - Configuración de cinco aisladores por pares de muros	83
Figura 4.15 - Configuración de cuatro aisladores por pares de muros.....	84
Figura 4.16 - Elemento enlace que representa al aislador	85
Figura 4.17 - Planta del sistema de aislación	85
Figura 4.18 - Vista en tres dimensiones del modelo de análisis aislado	86
Figura 4.19 - Periodos de la estructura aislada ubicados en el espectro de diseño	87
Figura 4.20 - Deformación relativa entre pisos estructura aislada	91
Figura 4.21 - Desplazamientos laterales del techo en estructura aislada	92
Figura 4.22 - Identificación de muro a diseñar en estructura aislada	93
Figura 4.23 - Diagramas de M2 correspondientes a ejes X e Y. (a) Diagrama de momento (b) Diagrama de corte (c) Diagrama carga axial.....	94
Figura 4.24 - Muro M2 armado	95
Figura 4.25 - Diagrama de interacción muro M2 eje X	95
Figura 4.26 - Diagrama de interacción muro M2 eje Y	96
Figura 4.27 - Esquema representativo de momento estático	96
Figura 4.28 - Distribución de cuantías y deformaciones unitarias para muro M2 dirección X....	97
Figura 4.29 - Distribución de cuantías y deformaciones unitarias para muro M2 dirección Y....	98
Figura 4.30 - Detalle de capitel en zona crítica de punzonamiento.....	99
Figura 4.31 - Diagrama de momento negativo en dirección X en losa de estabilización	100
Figura 4.32 - Diagrama de momento negativo en dirección Y en losa de estabilización	100
Figura 4.33 - Diagrama de momento positivo en dirección X en losa de estabilización	101
Figura 4.34 - Diagrama de momento positivo en dirección Y en losa de estabilización	101
Figura 4.35 - Esquema de sección crítica de punzonamiento	102
Figura 4.36 - Diagrama de momento negativo en dirección X en losa de fundación de edificio aislado	103
Figura 4.37 - Diagrama de momento negativo en dirección Y en losa de fundación de edificio aislado	104
Figura 4.38 - Diagrama de momento positivo en dirección X en losa de fundación de edificio aislado	104
Figura 4.39 - Diagrama de momento positivo en dirección Y en losa de fundación de edificio aislado	105
Figura 4.40 - Planta losa de fundación armadura superior e inferior de edificio aislado	106
Figura 4.41 - Planta losa de estabilización armadura superior de edificio aislado	108
Figura 4.42 - Planta losa de estabilización armadura inferior de edificio aislado	109
Figura 4.43 - Elevación eje 2 de edificio aislado.....	111

Figura 4.44 - Elevación eje E de edificio aislado	113
Figura 4.45 - Elevación eje O de edificio aislado.....	115
Figura 4.46 - Elevación eje A de edificio aislado	115
Figura 5.1 - Modelo de la estructura de base fija.....	118
Figura 5.2 - Planta de la estructura de base fija simplificada	119
Figura 5.3 - Vista en tres dimensiones del modelo de análisis tradicional simplificado	119
Figura 5.4 - División de armadura en nivel crítico.....	120
Figura 5.5 - Esquema de la curva esqueleto para ciclos de armadura en nivel crítico	121
Figura 5.6 - Modelo del sistema de aislación.....	121
Figura 5.7 - Planta de la estructura aislada simplificada	122
Figura 5.8 - Esquema representativo del modelo completo en eje X.....	122
Figura 5.9 - Planta del sistema de aislación simplificado	123
Figura 5.10 - Vista en tres dimensiones del modelo de análisis aislado simplificado	123
Figura 5.11 - Gráfico de fuerza-deformación típica de un aislador con núcleo de plomo (Kelly, 2001).	124
Figura 5.12 - Esquema de la curva esqueleto para ciclos de los aisladores.....	125
Figura 5.13 - Registro corregido Viña del Mar, marzo 1985.....	125
Figura 5.14 - Registro corregido Viña del Mar, febrero 2010	126
Figura 5.15 - Registro corregido Valparaíso, febrero 2010.....	126
Figura 5.16 - Espectros de respuesta de aceleración de registros sísmicos utilizados en el análisis tiempo historia y espectro elástico de la norma NCh2745	126
Figura 5.17 - Espectros de respuesta de desplazamiento de registros sísmicos utilizados en el análisis tiempo historia	127
Figura 6.1 - Esquema del comportamiento de los resortes que representan las cuantías en la sección crítica	129
Figura 6.2 - Desplazamientos máximos edificio tradicional	130
Figura 6.3 - Deformaciones remanentes edificio tradicional.....	130
Figura 6.4 - Desplazamientos relativos entre pisos edificio tradicional	131
Figura 6.5 - Aceleraciones absolutas edificio tradicional	131
Figura 6.6 - Esquema de modelo para cálculo de desplazamiento de fluencia	132
Figura 6.7 - Diagrama momento curvatura de ala en compresión	132
Figura 6.8 - Desplazamientos máximos edificio aislado	134
Figura 6.9 - Deformaciones remanentes edificio aislado.....	134
Figura 6.10 - Desplazamiento máximo en interfaz de aislación	135
Figura 6.11 - Desplazamiento máximo en último nivel	135
Figura 6.12 - Movimiento de la estructura en distintos instantes de tiempo.....	136
Figura 6.13 - Desplazamientos relativos entre pisos edificio aislado	136
Figura 6.14 - Aceleraciones absolutas edificio aislado	136
Figura 6.15 - Curva de histéresis para registro de Viña del Mar, 1985	137

Figura 6.16 - Curva de histéresis para registro de Viña del Mar, 2010	137
Figura 6.17 - Curva de histéresis para registro de Valparaíso, 2010	137
Figura 6.18 - Diagrama de interacción y ubicación de demandas según registros	138
Figura 6.19 - Comparación de desplazamientos	139
Figura 6.20 - Comparación de desplazamientos relativos entre pisos	140
Figura 6.21 - Comparación de aceleraciones absolutas.....	141

Lista de Tablas

Tabla 2.1 - Periodos agrietados y demanda de desplazamientos laterales de techo para edificios afectados tras el terremoto del 27 de febrero	23
Tabla 3.1 - Dimensiones y alturas entre piso.....	28
Tabla 3.2 - Dimensiones de elementos estructurales edificio tradicional	28
Tabla 3.3 - Características de los materiales.....	29
Tabla 3.4 - Solicitaciones gravitacionales	31
Tabla 3.5 - Parámetros sísmicos	31
Tabla 3.6 - Reacciones en la base de la estructura tradicional	34
Tabla 3.7 - Periodos y participación modal de la estructura tradicional	34
Tabla 3.8 - Cortes sísmicos límite estructura tradicional	36
Tabla 3.9 - Resumen procedimiento de obtención del corte sísmico	36
Tabla 3.10 - Resumen de cálculo del desplazamiento lateral del techo.....	38
Tabla 3.11 - Análisis en dirección X para ala comprimida de muro M1.....	44
Tabla 3.12 - Análisis en dirección Y para ala comprimida de muro M1.....	44
Tabla 3.13 - Longitud de confinamiento para muro M1	45
Tabla 3.14 - Resumen de cálculo para resistencia al corte de muro M1.....	46
Tabla 3.15 - Acero de refuerzo en muros perimetrales de estructura tradicional.....	47
Tabla 3.16 - Acero de refuerzo en vigas V1 y V2	49
Tabla 3.17 - Equivalencia de armadura y momentos de diseño para losa de nivel tipo	52
Tabla 3.18 - Equivalencia de armadura y momentos de diseño para losa de fundación de edificio tradicional	55
Tabla 3.19 - Cubicación de armadura superior e inferior de losa de fundación de edificio tradicional	57
Tabla 3.20 - Cubicación de hormigón de losa de fundación de edificio tradicional	58
Tabla 3.21 - Cubicación de armadura superior e inferior de losas nivel tipo	61
Tabla 3.22 - Cubicación de hormigón de subterráneo y losa nivel tipo	61
Tabla 3.23 - Cubicación de acero de refuerzo longitudinal elevación eje Y de edificio tradicional	64
Tabla 3.24 - Cubicación de acero de refuerzo transversal y doble malla elevación eje Y de edificio tradicional	64
Tabla 3.25 - Cubicación de acero de refuerzo longitudinal elevación eje X de edificio tradicional	66
Tabla 3.26 - Cubicación de acero de refuerzo transversal y doble malla elevación eje X de edificio tradicional	66
Tabla 3.27 - Cubicación de hormigón de elevaciones ejes X e Y de edificio tradicional.....	67
Tabla 3.28 - Cubicación de acero de refuerzo doble malla de muros perimetrales de edificio tradicional	68
Tabla 3.29 - Cubicación de hormigón de muros perimetrales de edificio tradicional	68

Tabla 3.30 - Resumen de cubicaciones de acero para edificio tradicional.....	69
Tabla 3.31 - Resumen de cubicaciones de hormigón para edificio tradicional	69
Tabla 3.32 - Precios unitarios por material puesto en obra y costo total de edificio tradicional .	69
Tabla 4.1 - Dimensiones de elementos estructurales edificio aislado	70
Tabla 4.2 - Comparacion de sistemas estabilizadores	72
Tabla 4.3 - Definición del espectro de diseño (SDI)	76
Tabla 4.4 - Parámetros sísmicos para la construcción de espectros	77
Tabla 4.5 - Periodos para la obtención de desplazamientos	78
Tabla 4.6 - Factores de reducción para fuerzas laterales.....	79
Tabla 4.7 - Reacciones en la base de la estructura aislada	86
Tabla 4.8 - Periodos y participación modal de la estructura aislada	87
Tabla 4.9 - Resultados de desplazamiento total de diseño	88
Tabla 4.10 - Resultados de desplazamiento total máximo	88
Tabla 4.11 - Resumen procedimiento de obtención del corte sísmico para la subestructura	89
Tabla 4.12 - Parámetros para la obtención del corte límite	89
Tabla 4.13 - Corte sísmico límite estructura aislada.....	90
Tabla 4.14 - Resumen pocedimiento de obtención del corte sísmico para la superestructura ..	90
Tabla 4.15 - Cargas verticales máxima y mínima.....	91
Tabla 4.16 - Análisis en direcciones X e Y para muro M2.....	97
Tabla 4.17 - Resumen de cálculo para resistencia al corte de muro M2.....	98
Tabla 4.18 - Acero de refuerzo en muros perimetrales de estructura aislada.....	98
Tabla 4.19 - Equivalencia de armadura y momentos de diseño para losa de estabilización ...	101
Tabla 4.20 - Equivalencia de armadura y momentos de diseño para losa de fundación de edificio aislado.....	105
Tabla 4.21 - Cubicación de armadura superior e inferior de losa de fundación de edificio aislado	107
Tabla 4.22 - Cubicación de hormigón de losa de fundación de edificio aislado	107
Tabla 4.23 - Cubicación de armadura superior e inferior de losa de estabilización de edificio aislado	110
Tabla 4.24 - Cubicación de hormigón de losa de estabilización de edificio aislado	110
Tabla 4.25 - Cubicación de acero de refuerzo longitudinal elevación eje Y de edificio aislado	112
Tabla 4.26 - Cubicación de acero de refuerzo transversal y doble malla elevación eje Y de edificio aislado.....	112
Tabla 4.27 - Cubicación de acero de refuerzo longitudinal elevación eje X de edificio aislado	114
Tabla 4.28 - Cubicación de acero de refuerzo transversal y doble malla elevación eje X de edificio aislado.....	114
Tabla 4.29 - Cubicación de hormigón de elevaciones eje X e Y de edificio aislado	115

Tabla 4.30 - Cubicación de acero de refuerzo doble malla de muros perimetrales de edificio aislado	116
Tabla 4.31 - Cubicación de hormigón de muros perimetrales de edificio aislado	116
Tabla 4.32 - Resumen de cubicaciones de acero para edificio aislado.....	116
Tabla 4.33 - Resumen de cubicaciones de hormigón para edificio aislado	117
Tabla 4.34 - Precios unitarios por material puesto en obra y costo total de edificio aislado	117
Tabla 5.1 - Comparación de periodos entre estructura tradicional simplificada y original	119
Tabla 5.2 - Resumen de concentraciones de cuantía y tensiones de fluencia en nivel crítico	120
Tabla 5.3 - Comparación de periodos entre estructura aislada simplificada y original	123
Tabla 6.1 - Desplazamientos de la estructura	134
Tabla 6.2 - Deformación y fuerza de corte del sistema de aislación	138
Tabla 6.3 - Compresiones máximas y tracciones	139
Tabla 6.4 - Diferencia de costos asociados a m ³ de hormigón.....	142
Tabla 6.5 - Diferencia de costos asociados a kg de acero	142
Tabla 6.6 - Diferencia de costos totales.....	143

Capítulo I

1. Introducción

1.1 Planteamiento del problema

Después del terremoto del 27 de febrero del año 2010 se vieron reflejadas las deficiencias en cuanto al diseño sismorresistente de edificaciones, por lo que fue necesario modificar la norma existente hasta esa fecha correspondiente a la NCh433.Of1996 Mod.2009 "Diseño Sísmico de Edificios" [1], agregando el Decreto Supremo N°61 [2]. Dentro de las modificaciones realizadas destacan la clasificación sísmica del terreno, el espectro de diseño y el espectro elástico de desplazamientos. Con respecto al diseño y cálculo de estructuras de hormigón armado, se agrega al código de diseño ACI 318S-08, el Decreto Supremo N°60 [3] que exige verificar la capacidad de deformación lo que generalmente deriva en el aumento de espesores de muros. Las disposiciones propuestas por los decretos nombrados deben justificarse en el diseño de toda estructura, sin embargo zonas con alta demanda sísmica en conjunto con tipos de suelos blandos los requisitos se pueden volver más estrictos. Los edificios que presentaron mayores daños se encontraban precisamente en suelos blandos y su período era similar al período natural del suelo (Bonelli, 2014) [4]. Finalmente las modificaciones que presentan los decretos se traducen en incrementar la resistencia de los elementos estructurales incorporando además elementos especiales de borde en muros donde se requiere aumentar la capacidad de deformación por sobre la demanda. Se obtienen así estructuras más robustas elevando los costos de construcción. Cabe destacar que la norma NCh433.Of1996 permite reducir los esfuerzos sísmicos siempre que se disponga de ductilidad en la estructura. Esto implica que aunque se aseguren las disposiciones antes mencionadas se permite daño en la estructura, pero debe evitarse colapso ante un sismo de alta intensidad.

Por otra parte existe la opción de incorporar dispositivos de aislación basal lo cual se vuelve atractivo para inversionistas y propietarios desde el punto de vista económico y de la protección que se pueda otorgar a las edificaciones y a su contenido. El dispositivo que ha alcanzado un mayor uso son los aisladores de goma con núcleo de plomo debido a que han sido ampliamente ensayados en laboratorio y su comportamiento ha sido probado durante eventos sísmicos reales (Mayer and Naeim, 1989) [5]. Este sistema tiene la función de desacoplar horizontalmente la estructura del suelo de fundación reduciendo el efecto de las componentes horizontales del movimiento del suelo mediante la implementación de elementos flexibles ubicados entre la superestructura y la base. Dicha metodología está sujeta a la norma NCh2745.Of2013 "Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica" [6]. Esta apunta a que la estructura permanezca dentro del rango elástico previniendo el daño estructural y no estructural. En las edificaciones con sistemas de aislación se tiene una demanda de deformación muy baja en la superestructura, por lo cual no sería necesario aplicar las disposiciones de los decretos mencionados anteriormente pudiendo diseñar con un corte basal mínimo. Se reducen así las cuantías de armaduras y también los espesores de muros debido a las bajas demandas de deformación relativa entre el nivel de techo y el sistema de aislación. Se debe considerar que para el caso de edificios aislados es necesaria la incorporación de una estructura adicional en la fundación cuyo propósito es evitar las tracciones en los dispositivos otorgando estabilidad a la estructura (Revista AICE, 2012) [7].

En la Figura 1.1 se muestra la comparación entre una estructura de base fija y otra con el sistema de aislación.

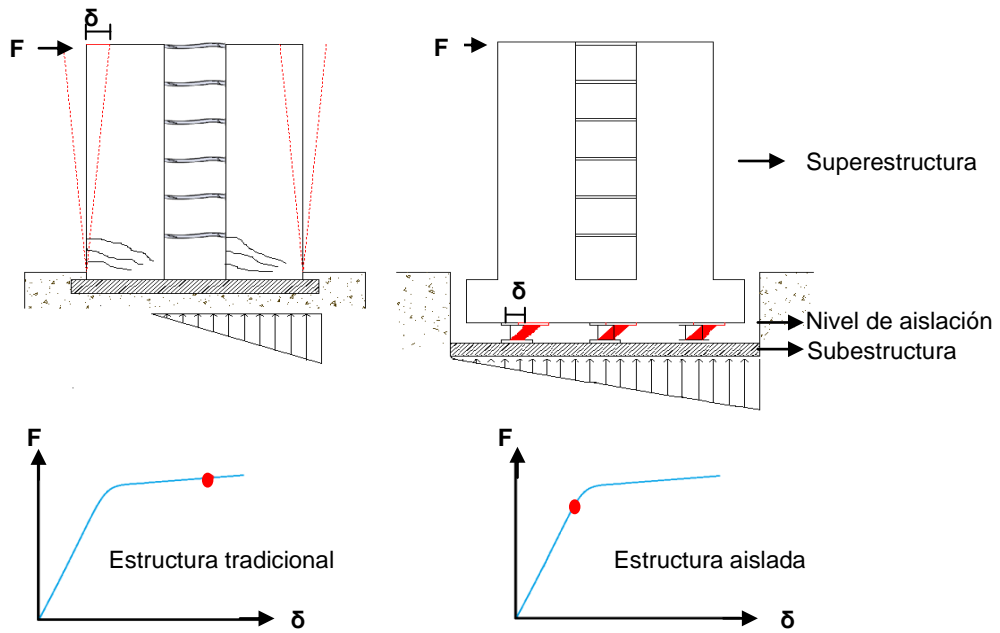


Figura 1.1 - Sistema tradicional de diseño v/s sistema con aislación basal.

De acuerdo a lo planteado surge entonces la duda si para las condiciones descritas de edificios situados en suelos blandos con períodos agrietados del orden de 1 (s) la solución aislada es o no económicamente competitiva, teniendo en cuenta los costos iniciales de ambos sistemas y el desempeño sismorresistente asociado a eventos sísmicos de alta intensidad, donde un alto porcentaje de pérdidas corresponde a daños no estructurales (Revista Acero Latinoamericano, Beltrán et. al. 2011) [8].

1.2 Objetivos

- a) Realizar el diseño estructural de un edificio habitacional de mediana altura cuya arquitectura es comúnmente utilizada en departamentos de uno a dos ambientes, en forma tradicional de acuerdo a la norma NCh433.Of96 "Diseño Sísmico de Edificios" y los Decretos Supremos N°60 y N°61.
- b) Diseñar el mismo edificio incorporando un sistema de aislación basal, utilizando la norma NCh2745.Of2013 "Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica", incluyendo el diseño de la estructura adicional que se requiera para evitar la tracción en los aisladores.
- c) Comparar el desempeño sismorresistente del edificio habitacional con el aislado, en cuanto a la deformación relativa de entrepisos, aceleraciones de piso y demanda de desplazamiento, mediante un análisis en el tiempo incluyendo el comportamiento inelástico de ambos sistemas.
- d) Evaluar económicamente ambos diseños considerando los costos asociados a la cantidad de hormigón y acero utilizado. Se adquiere así una visión económica de ambas alternativas en cuanto a edificios habitacionales situados sobre suelos blandos cuyo período fundamental es cercano al período natural del suelo.

1.3 Alcances

- a) La arquitectura característica a utilizar corresponde a una planta rectangular con muros y vigas de contorno de hormigón armado. Esta forma es recurrente en departamentos de uno a dos ambientes.
- b) El edificio se encuentra ubicado en la zona sísmica 3 y suelo tipo D específicamente en la Población Vergara de Viña del Mar. El período del edificio es aproximadamente de 0,6 a 0,7 (s) con un período fundamental agrietado del orden de 1 (s). Este valor es típico de los edificios en que se han encontrado mayores daños estructurales y no estructurales (Bonelli, 2014) ^[4]. Esto condiciona el número de pisos.
- c) El tipo de edificio se asimila a los típicos que se ubican en el centro de la ciudad de Viña del Mar donde se ha visto que bajo cargas sísmicas el daño se concentra en una sola sección, específicamente en el primer nivel debido a la reducción de la sección del muro cuya finalidad es el estacionamiento de vehículos y ante jardín. El daño generado además es repetitivo en la dirección más esbelta de la estructura (Revista Acero Latinoamericano, Beltrán et. al. 2011) ^[8].
- d) Los cálculos se realizan utilizando el programa ETABS 2013 ^[9]. Para el diseño tradicional y aislado de la estructura se desarrolla el análisis de respuesta espectral y se verifica mediante el análisis tiempo historia considerando las incursiones inelásticas en la base de los muros. Para el edificio aislado además se considera el comportamiento histerético de los aisladores.
- e) El presente trabajo de título no tiene la finalidad de diseñar el dispositivo de aislación, sino que solo la de proponer la configuración y rigidez de los dispositivos además de la solución necesaria para que no exista tracción en los aisladores
- f) Se consideran solo los costos directos que corresponden a la cantidad de acero y hormigón utilizado y al sistema de aislación incluyendo la estructura adicional que se deba utilizar para otorgar estabilidad.

1.4 Metodología de trabajo

- a) Buscar arquitecturas de referencia y ejemplos de estructuras que muestren el cambio en el diseño respecto a las disposiciones de las normas pre y post terremoto. Esto con la finalidad de obtener una estructura que calce con el común de los edificios habitacionales. De este modo los resultados que se obtengan del análisis y del diseño serán representativos en este tipo de estructuras así como también las evaluaciones económicas.
- b) Diseñar el sistema estructural tradicional con la norma NCh433.Of96 "Diseño Sísmico de Edificios" ^[1], el código ACI 318S-11 ^[10] y los Decretos Supremos N°60 y N°61 ^[2,3].
- c) Para la estructura diseñada estimar los costos asociados a su construcción, en cuanto a la cantidad de hormigón y acero utilizado.
- d) Diseñar el edificio con el sistema de aislación, para un período objetivo de 2,5 (s) a 3,0 (s) utilizando la norma NCh2745.Of 2013 "Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica" ^[6].
- e) Para la estructura diseñada estimar los costos asociados a los materiales que implica su construcción, los dispositivos de aislación además de la estructura adicional para evitar su tracción.
- f) Para cada sistema se realiza un análisis tiempo historia con registros representativos del sector en que se ubica la estructura. En este análisis se considera las incursiones inelásticas en la base de los muros y el comportamiento histerético de los aisladores.
- g) Se compara el desempeño entre el edificio tradicional y el edificio aislado, en función de los desplazamientos, las deformaciones relativas y aceleraciones de piso.
- h) Finalmente se hace una comparación económica considerando los costos de construcción entre ambas estructuras.

Capítulo II

2. Antecedentes

2.1 Condición del suelo de fundación en Viña del Mar

El desempeño que presenten las estructuras bajo las acciones sísmicas se relaciona directamente con las condiciones del sitio. Los edificios fundados sobre suelos blandos con períodos cercanos al período del suelo han demostrado niveles inaceptables de daño sobre todo en los muros de los niveles inferiores. Esto se debe a que en el caso de las edificaciones situadas en Viña del Mar el primer nivel se utiliza para estacionamientos reduciendo la sección del muro. Lo anterior es el motivo de que la deformación plástica se concentre solo en este sector generando los daños observados tras el terremoto del 27 de febrero, lo cual se esquematiza en la Figura 2.1. Se trata específicamente de edificios construidos en sitios donde la profundidad de la roca es mayor a los 70 (m), (Bonelli, 2014) [4], por lo tanto existe una buena correlación entre el daño del edificio y la profundidad de la roca y entre ésta y el período natural del suelo. Lo anterior se ve reflejado en las Figuras 2.2 y 2.3, donde se muestra el centro de la ciudad de Viña de Mar, especificando la profundidad de la roca y los períodos del suelo en distintos sectores, además de la ubicación de los edificios afectados tras el terremoto clasificándolos como demolidos, por demoler y aquellos que quedaron con daños más severo.

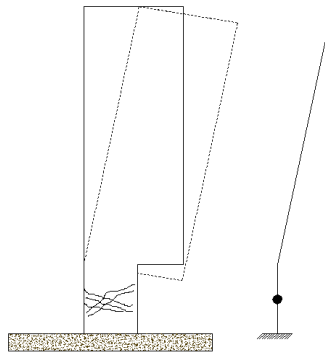


Figura 2.1 - Esquema de concentración del daño y deformación plástica.

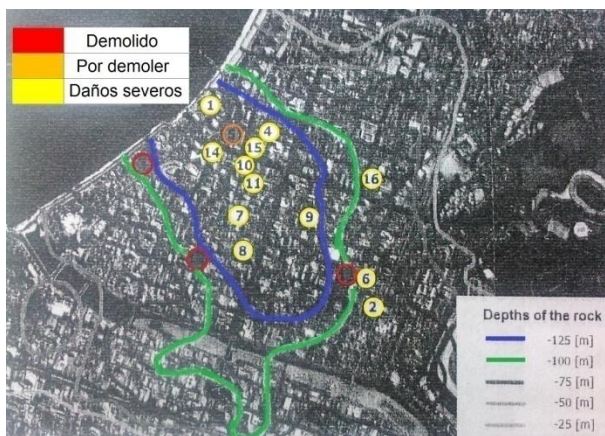


Figura 2.2 - Profundidad de la roca y ubicación de edificios dañados (Bonelli, 2014) [4].

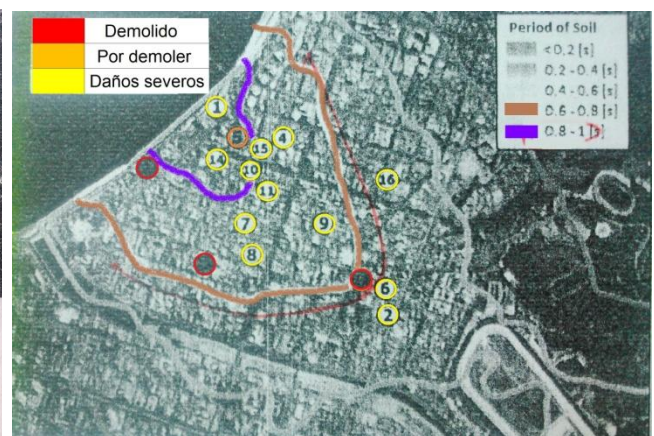


Figura 2.3 - Períodos naturales del suelo y ubicación de edificios dañados (Bonelli, 2014) [4].

Ejemplos de esto son el Edificio "Toledo", "Tenerife", "Festival" y "Tricahue", los cuales presentaron severos daños tal como se observa en las Figuras 2.4 a 2.7 y que demuestran la consistencia con el esquema mostrado en la Figura 2.1.



Figura 2.4 - Daños estructurales en Edificio "Toledo" (demolido).

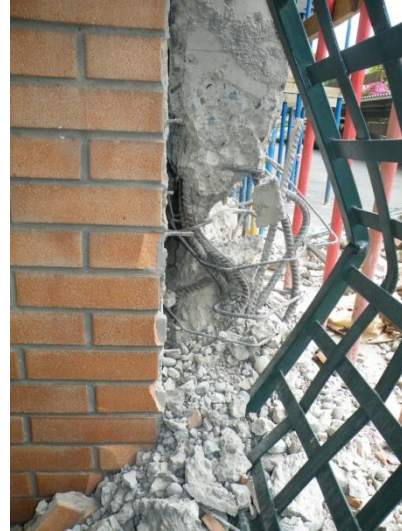


Figura 2.5 - Daños estructurales en Edificio "Tenerife" (demolido)



Figura 2.6 - Daños estructurales en Edificio "Festival" (por demoler).



Figura 2.7 - Daños estructurales en Edificio "Tricahue" (reparado).

Además en la Figura 2.8 se muestra el espectro correspondiente a la zona 3 y suelo tipo D y en él se ubican los periodos en la dirección más esbelta correspondiente al eje Y de los edificios "Toledo" y "Festival", los cuales se ubican en el *peak* del espectro y por ende se avala el gran daño que sufrieron en dicha dirección.

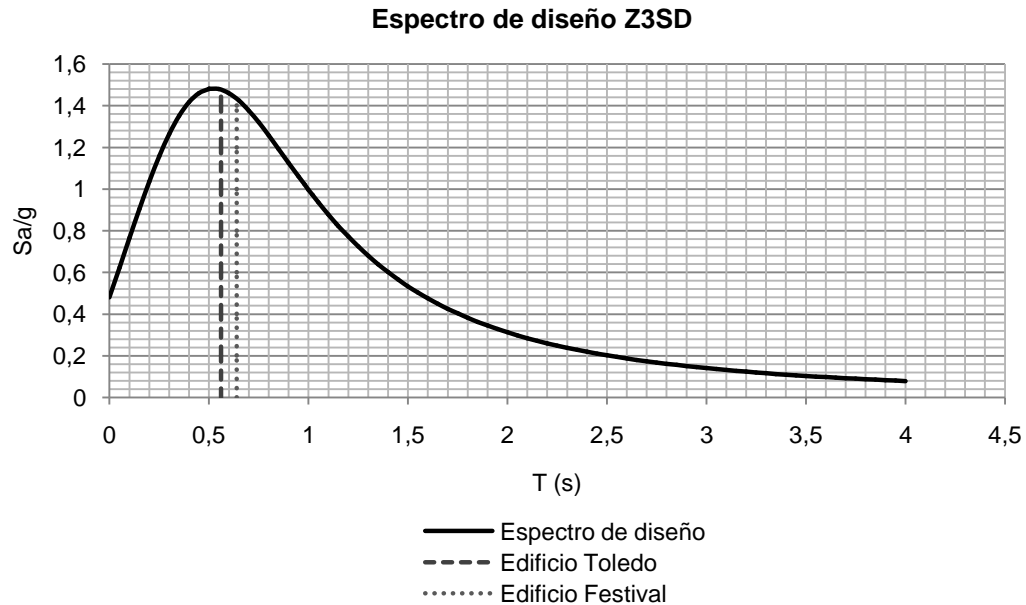


Figura 2.8 - Ubicación de periodos naturales en el espectro de diseño de edificios que presentaron daños severos en Viña del Mar.

El período del Edificio "Toledo" T_y es igual a 0,56 (s). Para el Edificio "Festival" el período T_y es igual a 0,64 (s).

La siguiente característica que comparten estos edificios es que su período agrietado bordea el 1 (s) y por ende la relación del desplazamiento lateral del techo y la altura del edificio es próximo al 1% (Bonelli, 2014) [5]. Los resultado se muestran en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 - Períodos agrietados y demanda de desplazamientos laterales de techo para edificios afectados tras el terremoto del 27 de febrero.

Edificio	T_{ag}	δ_u	δ_u/H_t
Toledo	0,84 (s)	22 (cm)	0,81%
Festival	0,96 (s)	27 (cm)	0,68%

2.2 Cambios en la estructuración antes y después de la incorporación de los decretos

A modo de mostrar el cambio en la normativa de diseño sísmico se realiza una comparación de la configuración estructural de dos edificios construidos en el mismo sitio. El primero en el año 1996 con la NCh433.Of72, correspondiente al Edificio Toledo y el otro construido bajo la norma modificada luego del 2010 más los Decretos Supremos N°60 y N° 61, correspondiente al Edificio Boulevard Poniente (ex Toledo). En ambos casos se trata de edificios habitacionales. Se muestran las Figuras 2.9 y 2.10 correspondientes a la planta del primer piso de cada edificio donde se observan los diferentes espesores de muros. Las plantas se encuentran a la misma escala.

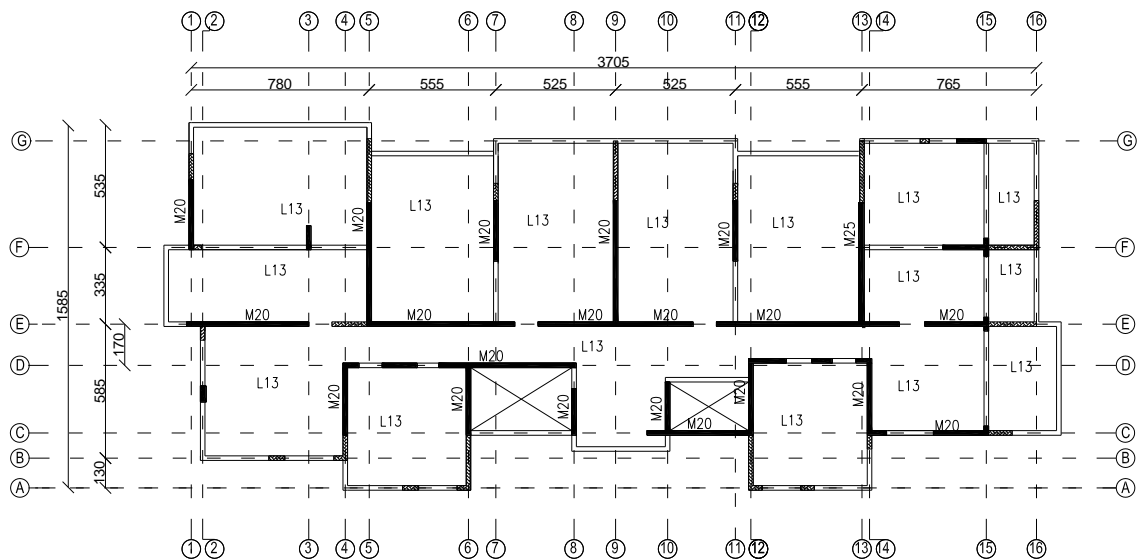


Figura 2.9 - Planta primer nivel Edificio Toledo.
Fuente: Dirección de obras Municipales, Viña del Mar. Esc 1:350



Figura 2.10 - Planta primer nivel Edificio Boulevard Poniente (ex Toledo)
Fuente: Dirección de Obras Municipales, Viña del Mar. Esc 1:350

Por otra parte las Figuras 2.11 y 2.12 muestran una elevación de cada edificio con los cortes A y B respectivamente que destacan la diferencia de cuantía considerada en el diseño. Ambas elevaciones se encuentran a la misma escala.

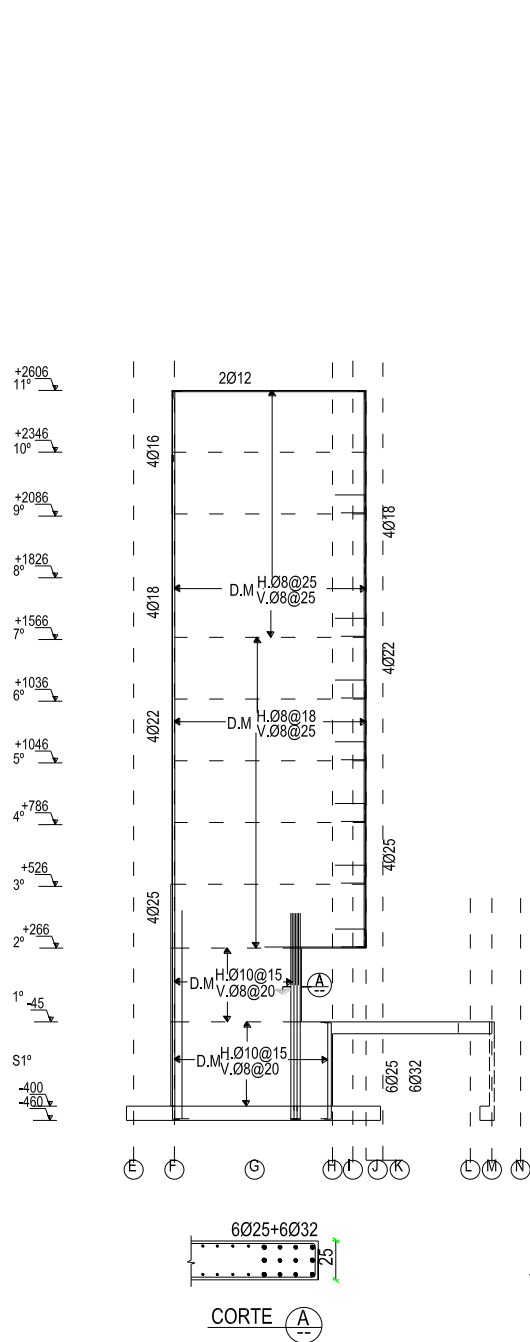


Figura 2.11 - Elevación eje 13 Edificio Toledo.

Fuente: Dirección de obras Municipales, Viña del Mar.

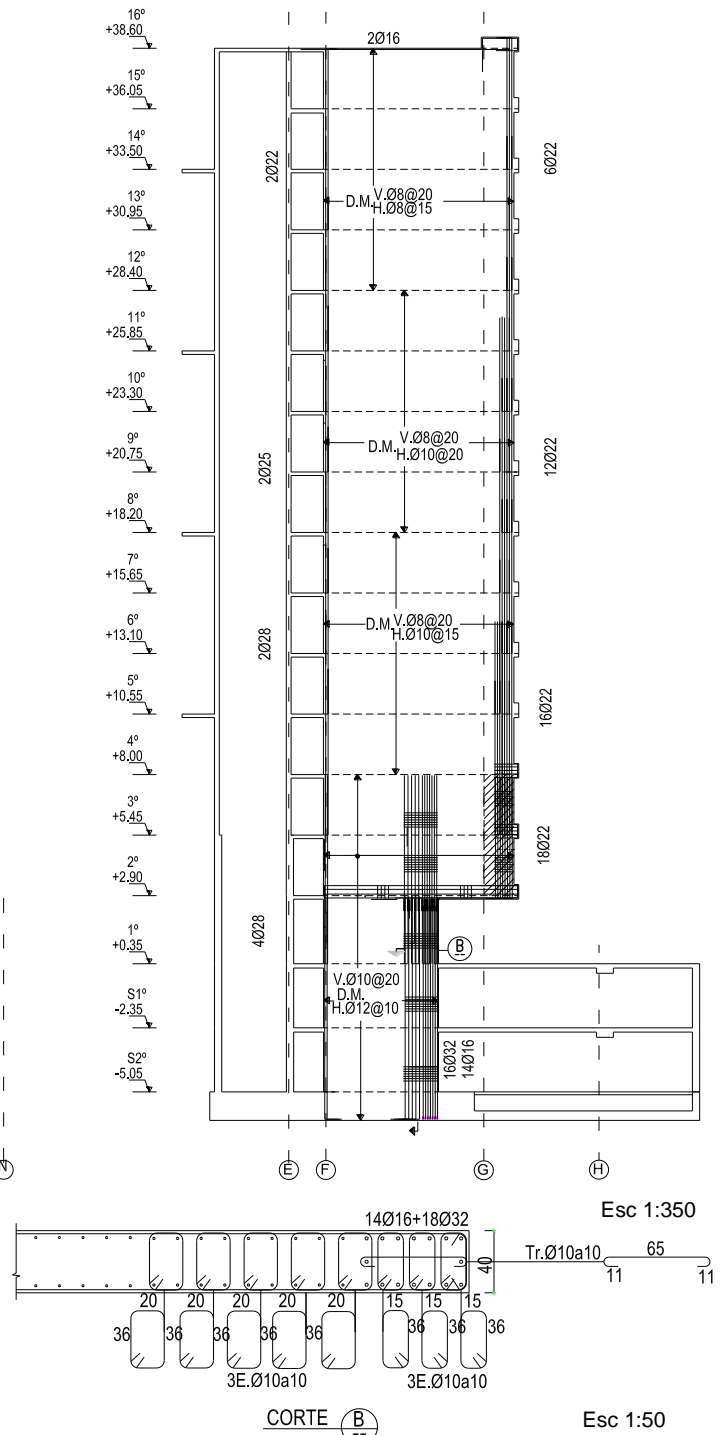


Figura 2.12 - Elevación eje 9 Edificio Boulevard Poniente.

Fuente: Dirección de obras Municipales, Viña del Mar.

2.3 Cambios en el esfuerzo y desplazamiento al utilizar aislación sísmica

Los principales beneficios que trae la implementación de los dispositivos en base a los estudios realizados es el desplazamiento del período de la estructura aislada en relación a la estructura tradicional reduciendo los cortes basales promedio. A su vez esto genera un mayor desplazamiento relativo que se concentra en el sistema de aislación (Mayer and Naeim, 1989) [5]. Lo anterior se observa en las Figura 2.13 y 2.14.

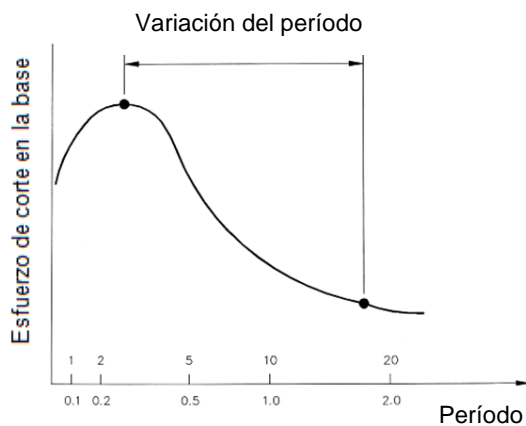


Figura 2.13 - Reducción del esfuerzo de corte por aumento del período (Mayer and Naeim, 1989) [5].

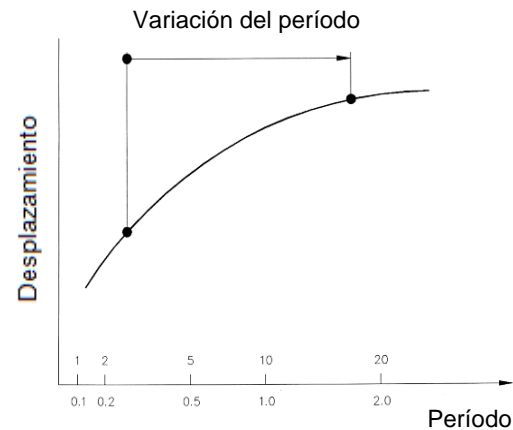


Figura 2.14 - Aumento del desplazamiento relativo por aumento del período (Mayer and Naeim, 1989) [5].

2.4 Precedente de arquitectura a utilizar

Como referencia a la arquitectura que tiene el edificio a analizar en el trabajo de título se considera el edificio Torre del Sol, el cual posee cerca de 19.000 m² construidos y 19 niveles en total. La planta típica del edificio es de 55,31x15,7 (m) y altura total de 49.6 (m), incluidos los subterráneos (Revista AICE, 2012) [7]. La construcción corresponde a un edificio residencial con aislación sísmica correspondiente a dispositivos de goma con núcleo de plomo, situados bajo los subterráneos. La Figura 2.15 muestra una elevación del edificio en cuestión donde se muestran bajo el sector de estacionamientos las vigas de 60x197 (cm) de sección con el fin de eliminar las tracciones de los aisladores. La Figura 2.16 muestra la planta de arquitectura del nivel tipo del edificio, donde gracias a la geometría que posee se logró determinar el número de aisladores requerido y la Figura 2.17 muestra la planta de estructuras del mismo nivel.

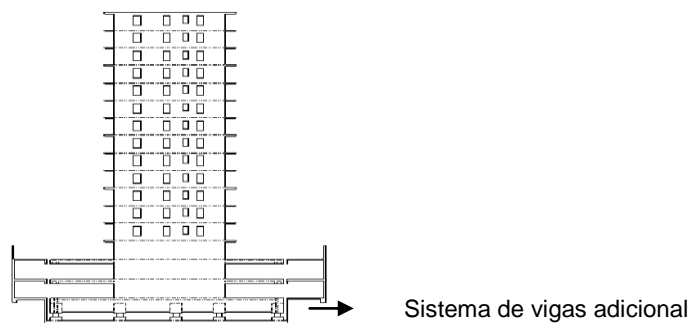


Figura 2.15 - Elevación de Edificio Torre del Sol (Revista AICE, 2012) [7].

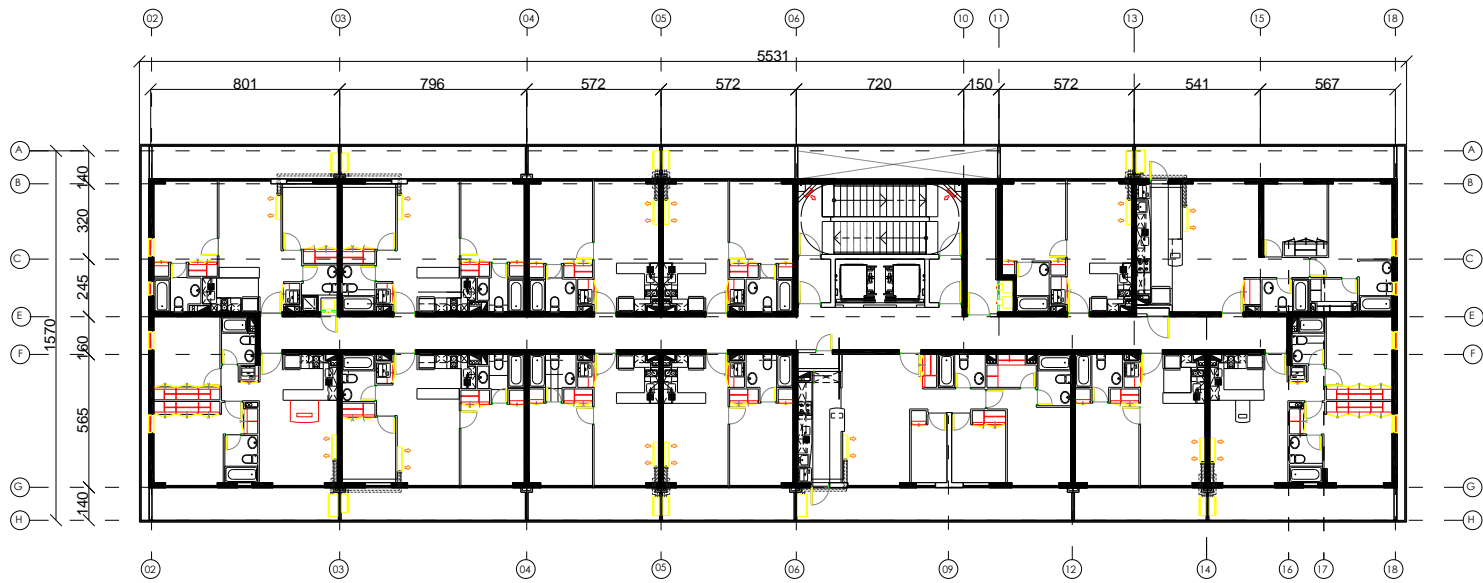


Figura 2.16 - Planta de arquitectura de nivel tipo Edificio Torre del Sol (Revista AICE, 2012) [7].

Esc 1:350

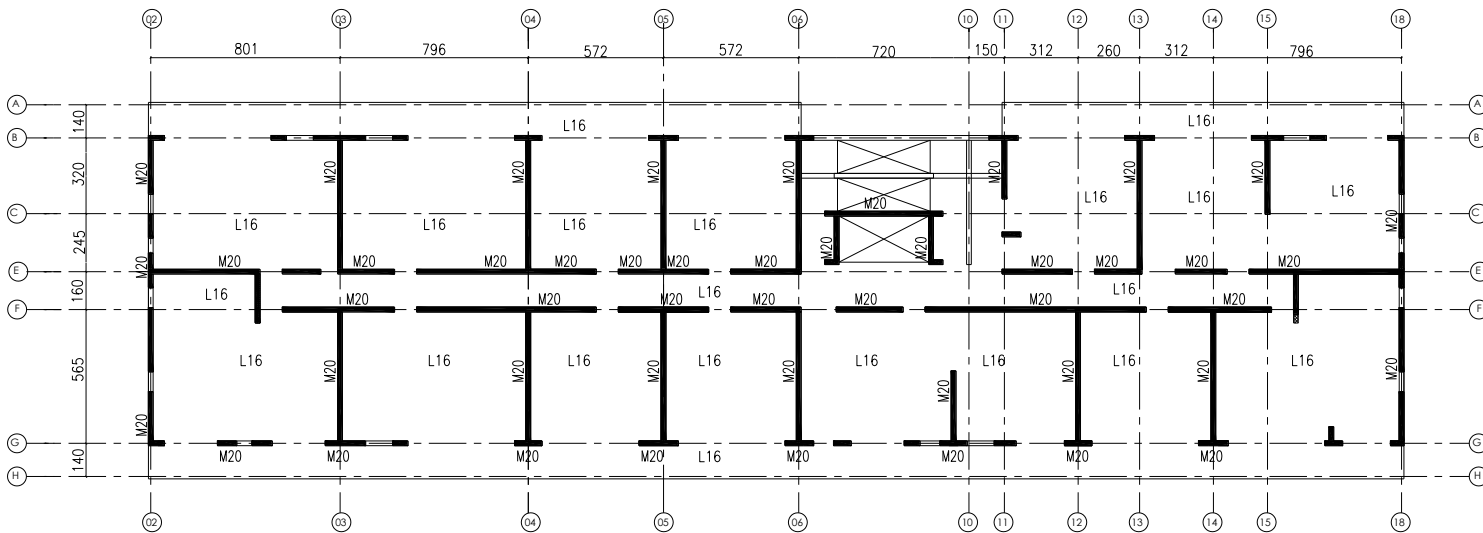


Figura 2.17 - Planta de estructura de nivel tipo Edificio Torre del Sol (Revista AICE, 2012) [7].

Esc 1:350

Capítulo III

3. Diseño tradicional de la estructura

3.1 Descripción de la estructura

La estructura a diseñar corresponde a un edificio habitacional ubicado en la zona urbana de la ciudad de Viña del Mar, cuyo suelo de fundación clasifica como suelo tipo D, de acuerdo al Decreto Supremo N°61. En cuanto a la demanda de sismicidad definida para la Quinta región corresponde a la zona sísmica 3, según la NCh433.Of1996 Mod.2009.

Se define una estructura similar a la descrita en el capítulo Antecedentes con un número de pisos tal que alcance un período entre los 0,6 a 0,7 (s), cuyo período fundamental agrietado sea del orden de 1 (s).

Para obtener el diseño deseado se realizan algunas iteraciones y se obtiene el número de pisos y espesores de muros definitivos. El edificio de 7700 m², tiene un nivel de subterráneo y 11 pisos por sobre el nivel del terreno con una altura total de 31,6 (m). El primer piso corresponde al nivel crítico en términos de esfuerzo y capacidad, ya que presenta la estricción del muro para dar espacio a los estacionamientos. La misma función cumple el subterráneo mientras que los demás niveles son destinados para su habitación. Las dimensiones y alturas de entrepiso correspondientes se muestran en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1 - Dimensiones y alturas entrepiso.

	Dimensiones planta	Altura de entrepiso
Subterráneo	45,1x28 (m ²)	3,0 (m)
Niveles 1º-11º	36,5x16 (m ²)	2,6 (m)

La tipología estructural se define como sistemas de muros y vigas de contorno de hormigón armado, la cual corresponde a una estructuración usual en edificios habitacionales. En este tipo de sistemas, las acciones gravitacionales y sísmicas son resistidas por los muros. Las dimensiones de los elementos estructurales se especifican en la Tabla 3.2. Cabe destacar que el espesor del muro corresponde a la dimensión que cumple la demanda de rótula plástica y que el acero de refuerzo se debe extender al menos en esta zona. Si bien se puede optimizar piso a piso el espesor del muro, por simplicidad de análisis y regularidad en los departamentos del nivel 2º al 11º se opta por reducir la armadura vertical pero manteniendo el espesor determinado para la sección crítica. Se elige esta opción considerando que el edificio es de baja altura.

Tabla 3.2 - Dimensiones de elementos estructurales edificio tradicional.

	Subterráneo	Niveles 1º-11º
Espesor muros	40 (cm)	40 (cm)
Sección vigas	20x60 (cm ²)	20x70 (cm ²)
Espesor losa	15 (cm)	15 (cm)

El material del edificio corresponde a hormigón armado. Las características de los materiales especificadas para las construcción del edificio se muestran en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3- Características de los materiales.

Material			
Propiedad	Hormigón H-30	Propiedad	Acero de refuerzo A630
f'_c	250 (kg/cm ²)	f_y	4200 (kg/cm ²)
E_c	240000 (kg/cm ²)	E_s	2100000 (kg/cm ²)

Las plantas estructurales confeccionadas de acuerdo a los criterios arquitectónicos antes mencionados se muestran en las Figuras 3.1, 3.2 y 3.3

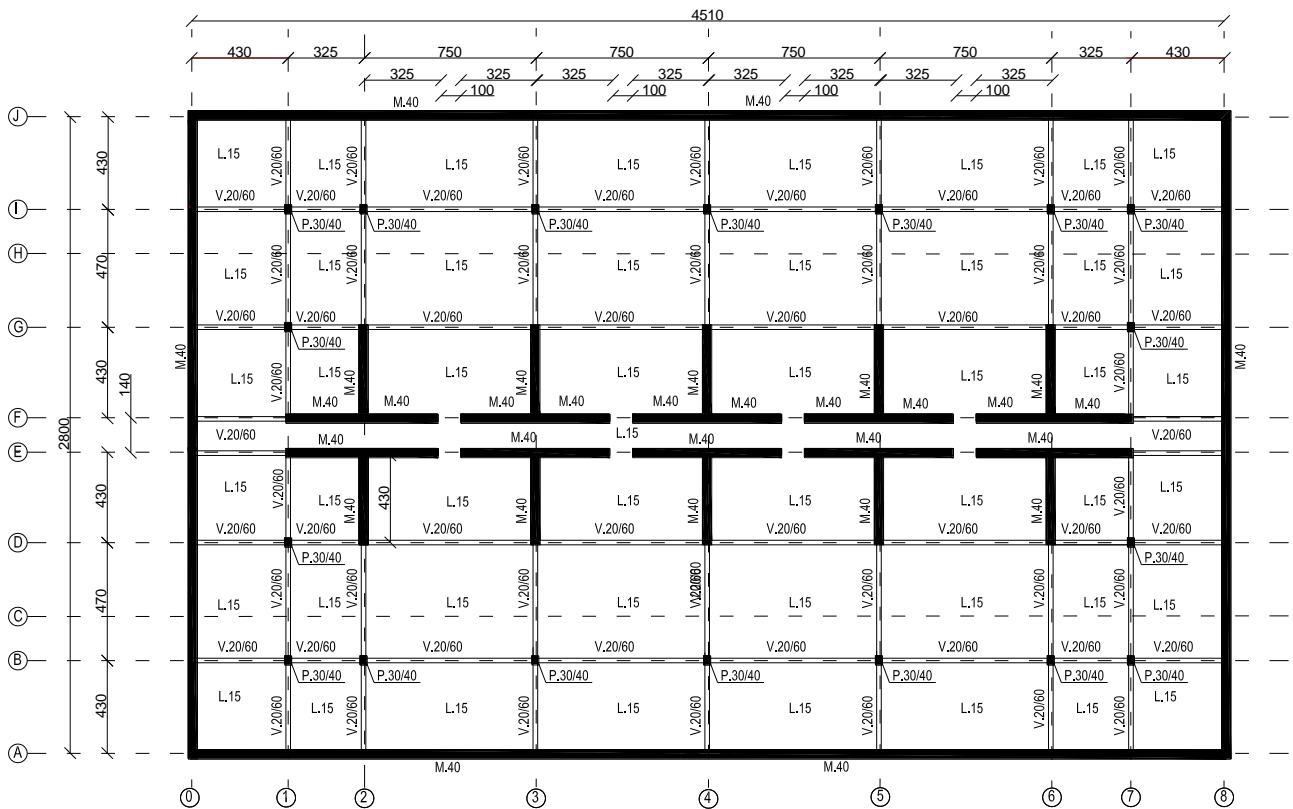


Figura 3.1 - Planta estructura subterráneo, edificio tradicional.

Esc 1:350

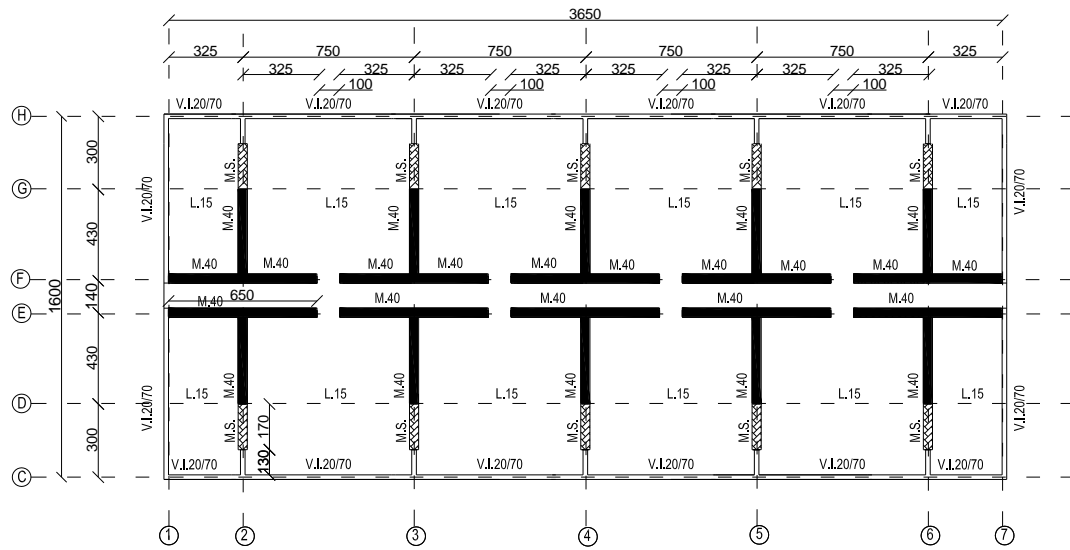


Figura 3.2 - Planta estructura nivel 1º, edificio tradicional.

Esc 1:350

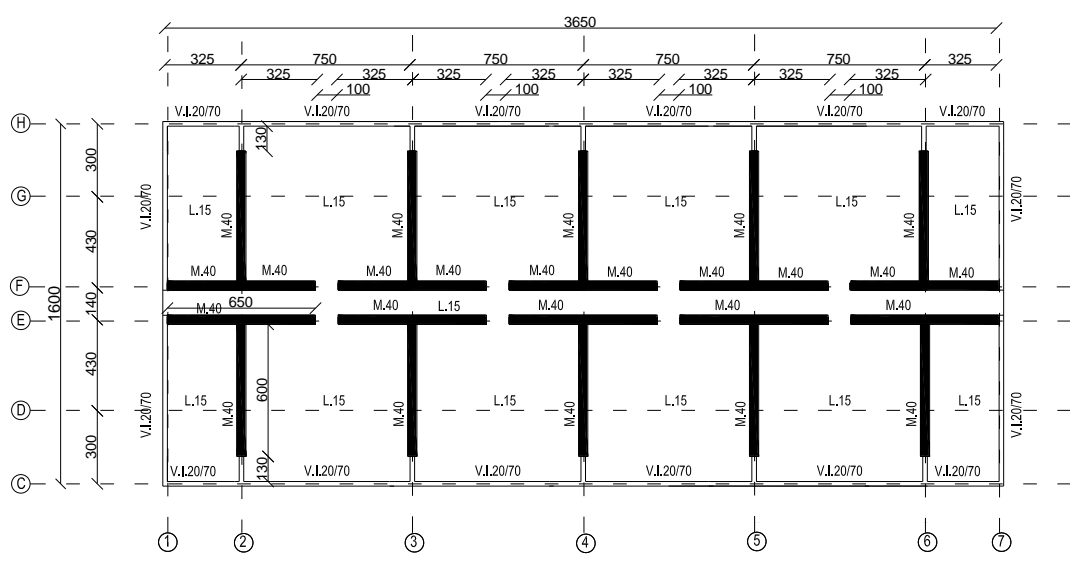


Figura 3.3 - Planta estructura nivel 2º-11º, edificio tradicional.

Esc 1:350

3.2 Solicitaciones

3.2.1 Cargas gravitacionales

Para el análisis y modelación de la estructura se definen los estados de cargas considerados en el diseño, correspondientes a las cargas gravitacionales que afectan a la estructura habitacional, divididas en sobrecargas de uso y cargas permanentes.

De acuerdo a la NCh1537.Of2009) ^[11], Tabla 4 “Cargas de uso uniformemente distribuidas para pisos y techos”, se obtiene la carga correspondiente a viviendas para áreas de uso general y de estacionamientos. Como carga permanente, se consideran las vigas, muros y losas que componen la estructura, pero se debe tomar en cuenta el peso agregado de la tabiquería y estucos obtenido del inciso 5.2 de la norma. Los valores se muestran en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4 - Solicitaciones gravitacionales.

Peso propio adicional al de la estructura	100 (kg/m ²)
Sobrecarga estacionamientos	400 (kg/m ²)
Sobrecarga habitacional	200 (kg/m ²)

3.2.2 Cargas sísmicas

El análisis sísmico se efectúa a través del análisis modal espectral propuesto por la NCh433.Of96 Mod. 2009. Para la implementación de este método se definen los parámetros necesarios para generar el espectro de diseño, los cuales se obtienen tanto de la norma como del Decreto Supremo N°61, complementando la información de cada uno.

Se inicia obteniendo la categoría de ocupación de edificio, Categoría II, que corresponde a la habitación privada y permite obtener el valor del coeficiente de importancia relativo al edificio (I). La aceleración efectiva (A_0) se obtiene para la zona sísmica 3 y los parámetros dependientes del suelo para el suelo tipo D. Finalmente de acuerdo al sistema estructural descrito anteriormente, en base a muros de hormigón armado, se obtienen los factores de modificación de la respuesta (R y R_0). Este factor refleja las características de absorción y disipación de energía de la estructura resistente. A continuación se muestra la Tabla 3.5 que resume los parámetros sísmicos obtenidos:

Tabla 3.5 - Parámetros sísmico.

Parámetro	Valor
I	1
A_0	0,4
S	1,2
T_0	0,75
T'	0,85
N	1,8
P	1
R	7
R_0	11

3.2.3 Espectro de Diseño

Con los antecedentes obtenidos se puede determinar el espectro de diseño mediante la ecuación 3.1 propuesta en la norma de diseño:

$$S_a = \frac{I S A_o \alpha}{R^*} \quad \text{Ecuación 3.1}$$

El factor de amplificación se determina para cada modo de vibrar n, según la ecuación 3.2:

$$\alpha = \frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^3} \quad \text{Ecuación 3.2}$$

Finalmente el factor de reducción se determina con la ecuación 3.3:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,10 T_o + \frac{T^*}{R_o}} \quad \text{Ecuación 3.3}$$

Donde T^* corresponde al modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis, que se obtiene del modelo de análisis de la estructura.

Se obtiene el espectro de diseño elástico mostrado en la Figura 3.4 donde la sollicitación máxima ocurre entre los 0,5 a 0,7 (s).

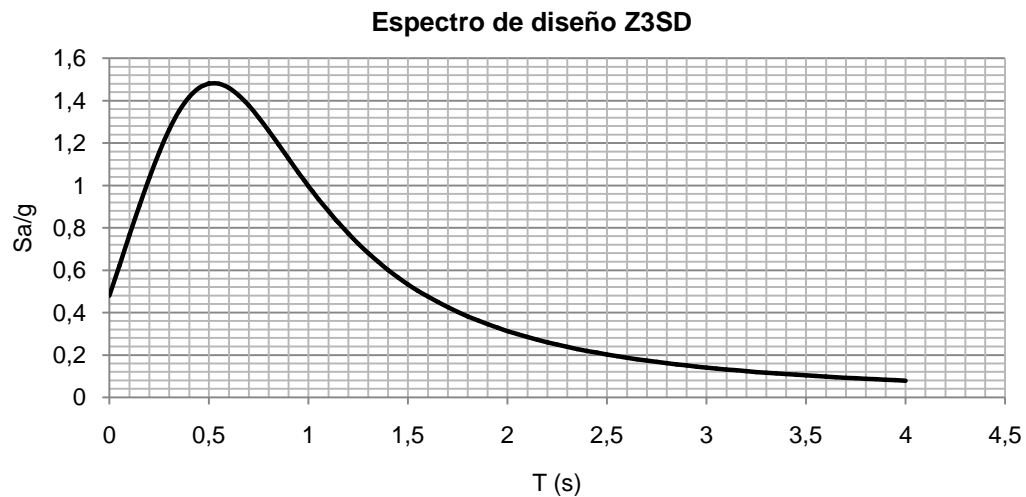


Figura 3.4 - Espectro de diseño para edificio tradicional.

3.3 Características del modelo

Se realiza un modelo de análisis utilizando el programa ETABS 2013. Se definen los elementos estructurales como:

Vigas: elemento barra. No se considera rigidez torsional.

Muros: elemento shell. Considera rigidez fuera de su plano.

Losas: elemento membrana. Distribuye las cargas equitativamente sobre las vigas que las soportan mediante el método del área tributaria.

Debido a la existencia de la losa se considera diafragma rígido para compatibilizar los desplazamientos horizontales. En cuanto a la masa necesaria para el análisis modal, se consideran las cargas permanentes más un porcentaje de la sobrecarga, correspondiente al 25% por tratarse de una construcción destinada a la habitación privada, según la norma de diseño.

A continuación se muestran las Figuras 3.5 y 3.6 que corresponde a la planta tipo y a una vista en tres dimensiones del modelo elaborado.

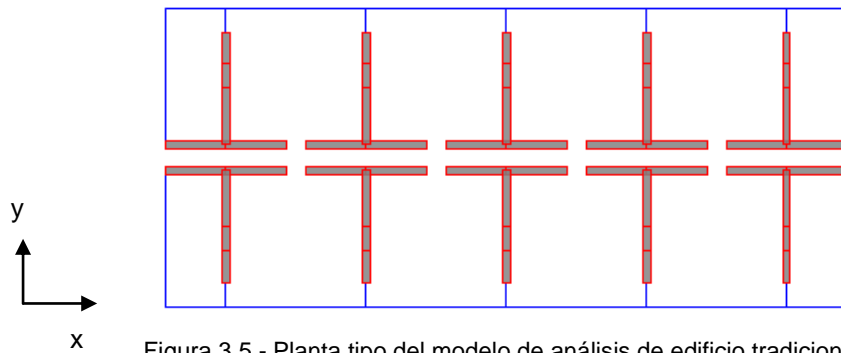


Figura 3.5 - Planta tipo del modelo de análisis de edificio tradicional.

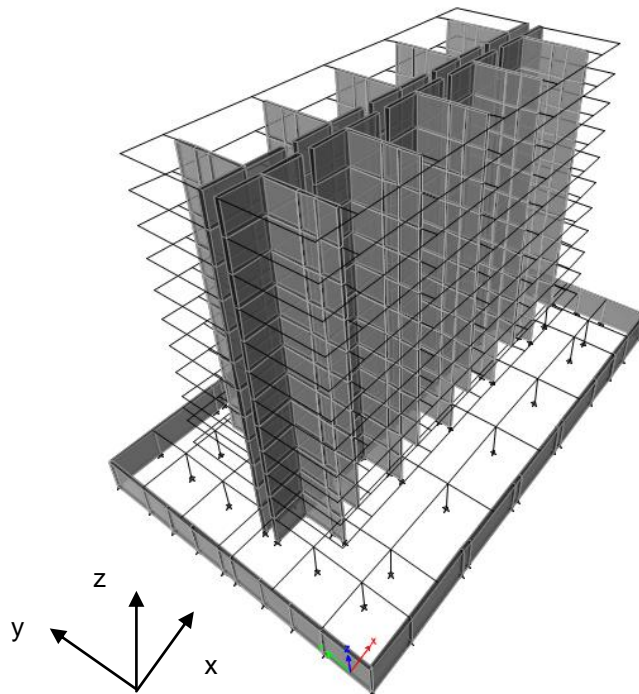


Figura 3.6 - Vista en tres dimensiones del modelo de análisis de edificio tradicional.

3.4 Resultados del análisis

Se obtiene del modelo realizado las siguiente reacciones en la base.

Tabla 3.6 - Reacciones en la base de la estructura tradicional.

Reacciones totales	Valor
Peso propio (D)	8503 (ton)
Sobrecarga (L)	1800 (ton)
Corte elástico debido al sismo en dirección X	7566 (ton)
Corte elástico debido al sismo en dirección Y	8082 (ton)

De lo anterior se calcula el peso sísmico de la estructura de acuerdo a la norma de diseño NCh433.Of96 Mod.2009, que especifica que se debe considerar la carga permanentes más un porcentaje de la sobrecarga de uso, en este caso del 25%. Por lo tanto el peso corresponde a:

$$\begin{aligned} \text{Peso sísmico} &= D + 0,25L && \text{Ecuación 3.4} \\ \text{Peso sísmico} &= 8953 \text{ (ton)} \end{aligned}$$

Del análisis modal espectral se obtienen los siguientes resultados:

3.4.1 Períodos y masa equivalente por modo:

Tabla 3.7 - Períodos y participación modal de la estructura tradicional.

Períodos y participación modal							
Modo de vibrar	Periodo natural	Masa equivalente en dirección X	Masa equivalente en dirección Y	Masa equivalente del giro en torno a Z	Σ masas equivalentes en dirección X	Σ masas equivalentes en dirección Y	Σ masas equivalentes del giro en torno a Z
1	0,67	0,00	0,00	0,55	0,00	0,00	0,55
2	0,62	0,59	0,00	0,00	0,59	0,00	0,55
3	0,61	0,00	0,63	0,00	0,59	0,63	0,55
4	0,11	0,19	0,00	0,00	0,78	0,63	0,55
5	0,10	0,00	0,00	0,00	0,78	0,63	0,69
6	0,09	0,00	0,18	0,16	0,78	0,81	0,69
7	0,04	0,07	0,00	0,00	0,85	0,81	0,69
8	0,04	0,00	0,00	0,00	0,85	0,81	0,74
9	0,04	0,00	0,08	0,06	0,85	0,89	0,74
10	0,03	0,00	0,00	0,00	0,85	0,89	0,78
11	0,03	0,00	0,05	0,00	0,85	0,94	0,78
12	0,03	0,05	0,00	0,05	0,90	0,94	0,78

La Tabla 3.7 muestra los resultados obtenidos donde el período fundamental de la estructura es igual a 0,67 (s) cuya masa equivalente es mayor en la dirección torsional. El segundo modo de vibrar es en la dirección X con un período igual a 0,62 (s). Finalmente el tercer modo de vibrar posee una participación mayor en la dirección Y con un período igual a 0,61 (s). Además se observa que dada la geometría regular de la planta utilizada los modos en cada dirección de análisis se encuentran desacoplados y que la suma de las masas equivalentes supera el 90% cumpliendo con lo estipulado en la norma NCh433 inciso 6.3.3.

Los valores obtenidos, se ubican en el rango de mayor sollicitación dentro del espectro de diseño construido bajo las condiciones sísmicas de la región. La Figura 3.7 muestra la cercanía de los períodos de vibración de la estructura al *peak* del espectro, tal como sucede con los edificios mostrados en la sección 2.1 de Antecedentes.

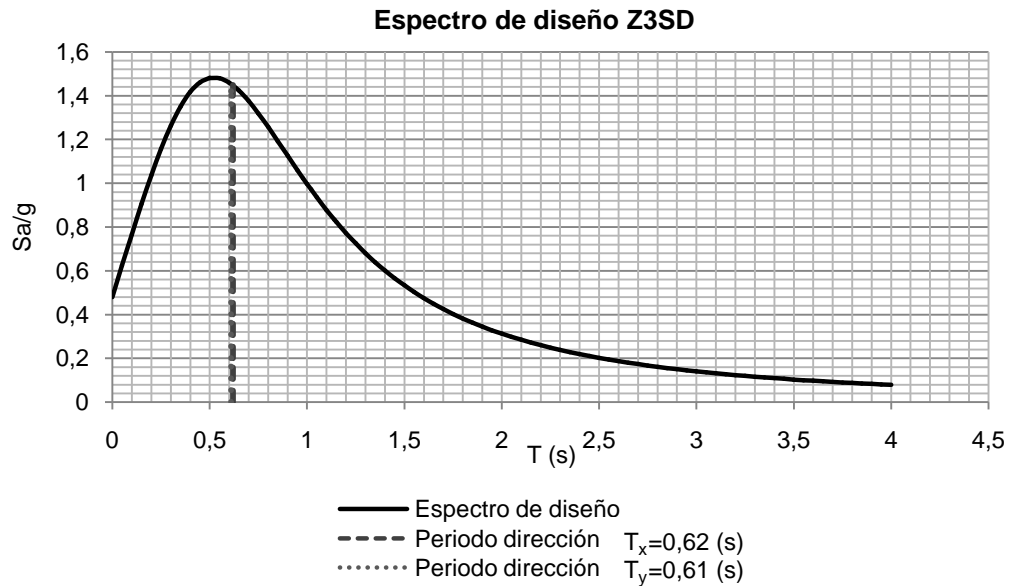


Figura 3.7 - Periodos de la estructura ubicados en el espectro de diseño.

3.4.2 Corte sísmico

Luego de establecidos los períodos fundamentales de vibración y el espectro de diseño, se obtiene el corte basal. De acuerdo a la norma los cortes obtenidos para cada una de las direcciones de análisis deben cumplir con los límites propuestos, en función del coeficiente sísmico C que representa un porcentaje del peso total de la estructura y se determinan según las ecuaciones 3.5 y 3.6:

$$C_{\min}=SA_o/6g \quad \text{Ecuación 3.5}$$

$$C_{\max}=0,35SA_o/g \quad \text{Ecuación 3.6}$$

Luego el corte se obtiene de la ecuación 3.7:

$$\text{Corte}=CIP \quad \text{Ecuación 3.7}$$

Según lo anterior se obtienen los rangos de cortes que se obtienen en función del peso de la estructura igual a 8953 (ton). La Tabla 3.8 muestra los valores calculados.

Tabla 3.8 - Cortes sísmicos límite estructura tradicional.

	Coefficiente sísmico	Corte sísmico
Mínimo	8%	716 (ton)
Máximo	17%	1504 (ton)

Para el caso en estudio se obtienen los valores del corte de diseño en ambas direcciones, el cual se calcula reduciendo el corte elástico por el factor R*, según la ecuación 3.8:

$$\text{Corte de diseño} = \frac{\text{Corte elástico}}{R^*} \quad \text{Ecuación 3.8}$$

Finalmente los cortes de diseño iguales a 1319 (ton) y 1421 (ton) para las direcciones X e Y respectivamente corresponden a un 15% y 16% del peso por lo tanto se encuentran dentro del rango de cortes mínimo y máximo. Según lo anterior el factor de reducción R* es el que se utiliza para reducir el sismo. Con las cargas de los sismos modificados se obtienen los valores del corte basal de diseño finales. La Tabla 3.9 resume los valores obtenidos en este procedimiento además de los porcentajes del peso para cada corte basal en ambas direcciones.

Tabla 3.9 - Resumen procedimiento de obtención del corte sísmico.

	Dirección X	Porcentaje del peso dirección X	Dirección Y	Porcentaje del peso dirección Y
Períodos	0,62 (s)	-	0,61 (s)	-
Corte elástico	7566 (ton)	85%	8082 (ton)	90%
Factor de reducción R*	5,74	-	5,69	-
Corte reducido	1319 (ton)	15%	1421 (ton)	16%
Corte basal efectivo	1316 (ton)	15%	1421 (ton)	16%

3.4.3 Deformaciones sísmicas

La norma de diseño sísmico exige que el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos medido en el centro de masa y en cada una de las direcciones de análisis, cumpla con la ecuación 3.9:

$$\text{Deformación relativa entre pisos} = \frac{\text{Diferencia de desplazamiento entre pisos}}{\text{altura de entrepiso}} < 0,002 \quad \text{Ecuación 3.9}$$

La Figura 3.8 muestra la relación del desplazamiento relativo y altura de entre piso en dirección X e Y debido al sismo aplicado en cada uno de estos sentidos indicando además el límite exigido por la norma.

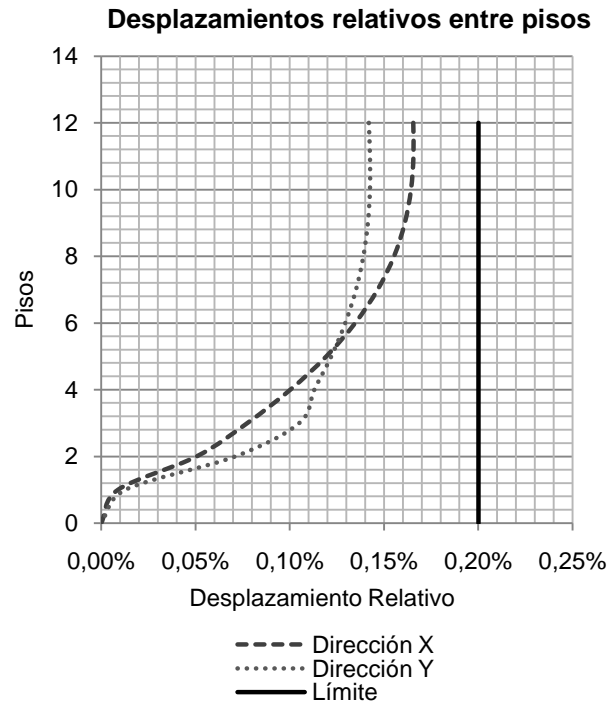


Figura 3.8 - Deformación relativa entre pisos estructura tradicional.

La mayor deformación relativa entre pisos debido al sismo en la dirección X se identifica en el nivel 11º con un valor de 0,0017. Para el sismo en Y se identifica en el mismo nivel con un valor de 0,0014. De los resultados anteriores se concluye que los desplazamientos relativos de entrepiso no superan el 0,002 en el centro de masa.

Además de lo anterior se debe cumplir que en cualquier punto de la planta, el desplazamiento relativo máximo no debe exceder al desplazamiento relativo medido en el centro de masa más el 1%. El requisito se verifica cumpliendo en ambos casos. Por último en el análisis se observa que el desplazamiento relativo de entre piso en la dirección contraria a la aplicación del sismo, es casi nulo lo que se debe al desacoplamiento de los modos tal como se muestra en la Tabla 3.4

3.4.4 Demanda de desplazamiento lateral del techo

El requisito se encuentra en el Decreto Supremo N°61 y exige que para efectos del diseño de estructuras de hormigón armado se debe obtener el desplazamiento lateral de diseño en el techo de acuerdo a la ecuación 3.10:

$$\delta_u = 1,3 * S_{de}(T_{ag}) \quad \text{Ecuación 3.10}$$

Lo anterior se define como la ordenada del espectro elástico de desplazamiento S_{de} para un 5% de amortiguamiento respecto al crítico, correspondiente al período de mayor masa traslacional en la dirección del análisis, multiplicada por un factor igual a 1,3.

El espectro elástico de desplazamiento se obtiene de la ecuación 3.11:

$$S_{de} = \frac{T_{ag}^2 \alpha A_0 C_d}{4\pi^2} \quad \text{Ecuación 3.11}$$

donde T_{ag} corresponde al período agrietado el cual se puede aproximar a 1,5 veces el período calculado considerando las secciones brutas y el factor C_d^* se encuentra en función del tipo de suelo y del rango en el que se ubiquen los periodos fundamentales de la estructura. Se obtienen así el desplazamiento lateral del techo en ambas direcciones. El resumen de cálculo se indica en la Tabla 3.10 además de la relación entre dicho desplazamiento y la altura del edificio.

Tabla 3.10 - Resumen de cálculo del desplazamiento lateral del techo.

Dirección	T_{ag}	A	C_d^*	S_{de}	δ_u	δ_u/H_t
X	0,93 (s)	2,64	1,0	20 (cm)	25 (cm)	0,81%
Y	0,92 (s)	2,29	1,0	20 (cm)	26 (cm)	0,81%

Los resultados de los períodos agrietados corresponden al valor buscado ya que la estructura cumpliría con las características de los edificios habitacionales que poseen mayor demanda de deformación y que han mostrado mayores daños según se comenta en los alcances de la investigación. Lo mismo ocurre para el desplazamiento lateral del techo δ_{ux} y δ_{uy} cuyos valores son aproximados al 1% de la altura total del edificio. En la Figura 3.9 se muestra el espectro de desplazamientos en el cual se ubican los periodos agrietados para cada dirección de análisis.

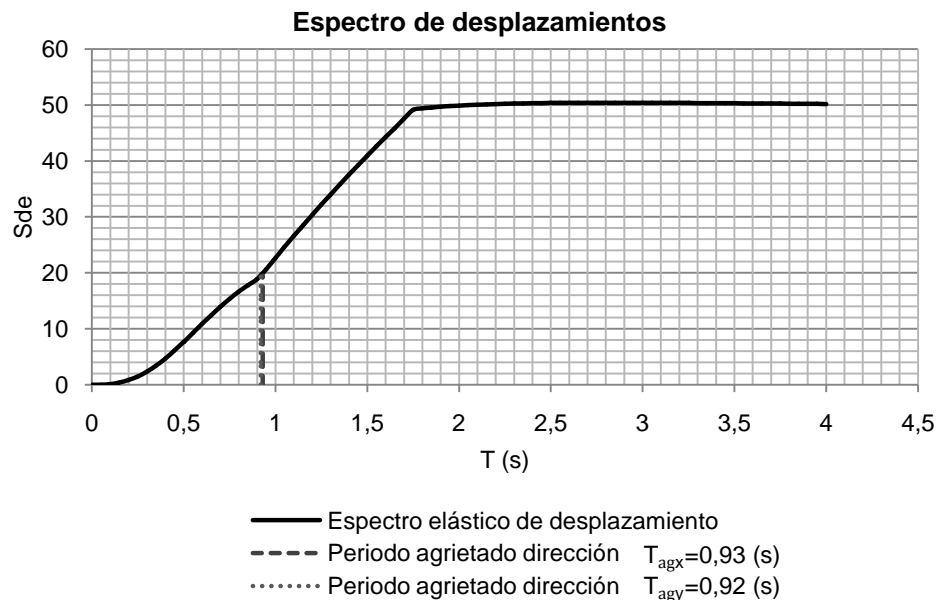


Figura 3.9 - Períodos agrietados ubicados en el espectro de desplazamientos.

3.5 Diseño de la estructura según código ACI 318-11 y Decreto Supremo N°60

El diseño de los elementos estructurales que componen el edificio habitacional se realiza de acuerdo a lo dispuesto en el código de diseño de hormigón armado en su última versión ACI 318S-11 y en el Decreto Supremo N°60 implementado desde el año 2011. Si bien el decreto hace referencia al código de diseño del año 2008, para este trabajo de título se utiliza el documento vigente.

Para obtener las solicitaciones en cada elemento estructural, se aplica la disposición de la NCh3171.Of2010 "Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de carga" [12], considerando el diseño por resistencia. Las combinaciones de carga corresponden a :

$$\text{Comb1: } 1,2D + 1,6L \quad \text{Ecuación 3.12}$$

$$\text{Comb2: } 1,2D \pm 1,4E + 1,0L \quad \text{Ecuación 3.13}$$

$$\text{Comb3: } 0,9D \pm 1,4E \quad \text{Ecuación 3.14}$$

Con E igual al sismo en ambas direcciones.

Se diseña el edificio identificando cada elemento estructural para el cual se debe calcular la armadura necesaria en función de las demandas gravitacionales y sísmicas según corresponda.

3.5.1 Diseño de muros

La Figura 3.10 muestra el primer piso correspondiente al nivel crítico y se identifica el muro a diseñar situado en el eje E, para la dirección X y en el eje 2, para la dirección Y equivalente a un muro T (M1). Este se repite en los ejes 3, 4, 5 y 6 .Todos los muros poseen demandas similares debido a la geometría regular de la estructura por lo que la obtención de la armadura se considera igual para todos.

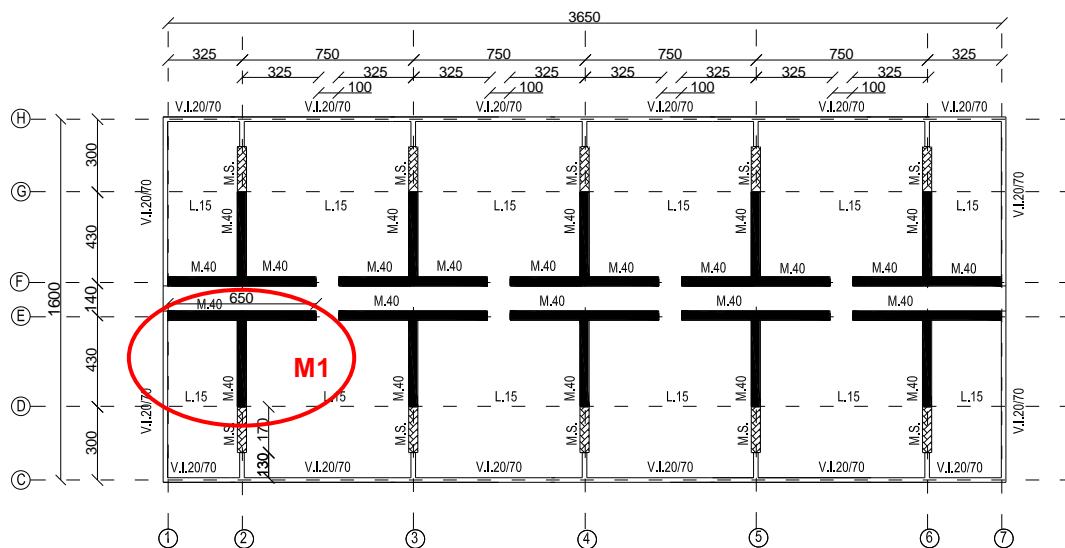


Figura 3.10 - Identificación de muro a diseñar en estructura tradicional.

El diseño debe cumplir con la limitación de la carga axial máxima, la capacidad de curvatura y comprobar si se deben incluir elementos de borde. Los diseños que se realizan son a flexo-compresión y al corte. La figura 3.11 (a), (b) y (c) muestra la distribución de momento, de corte y fuerza axial en la altura de uno de los muros T que conforman el edificio indicando el mayor valor en la zona crítica.

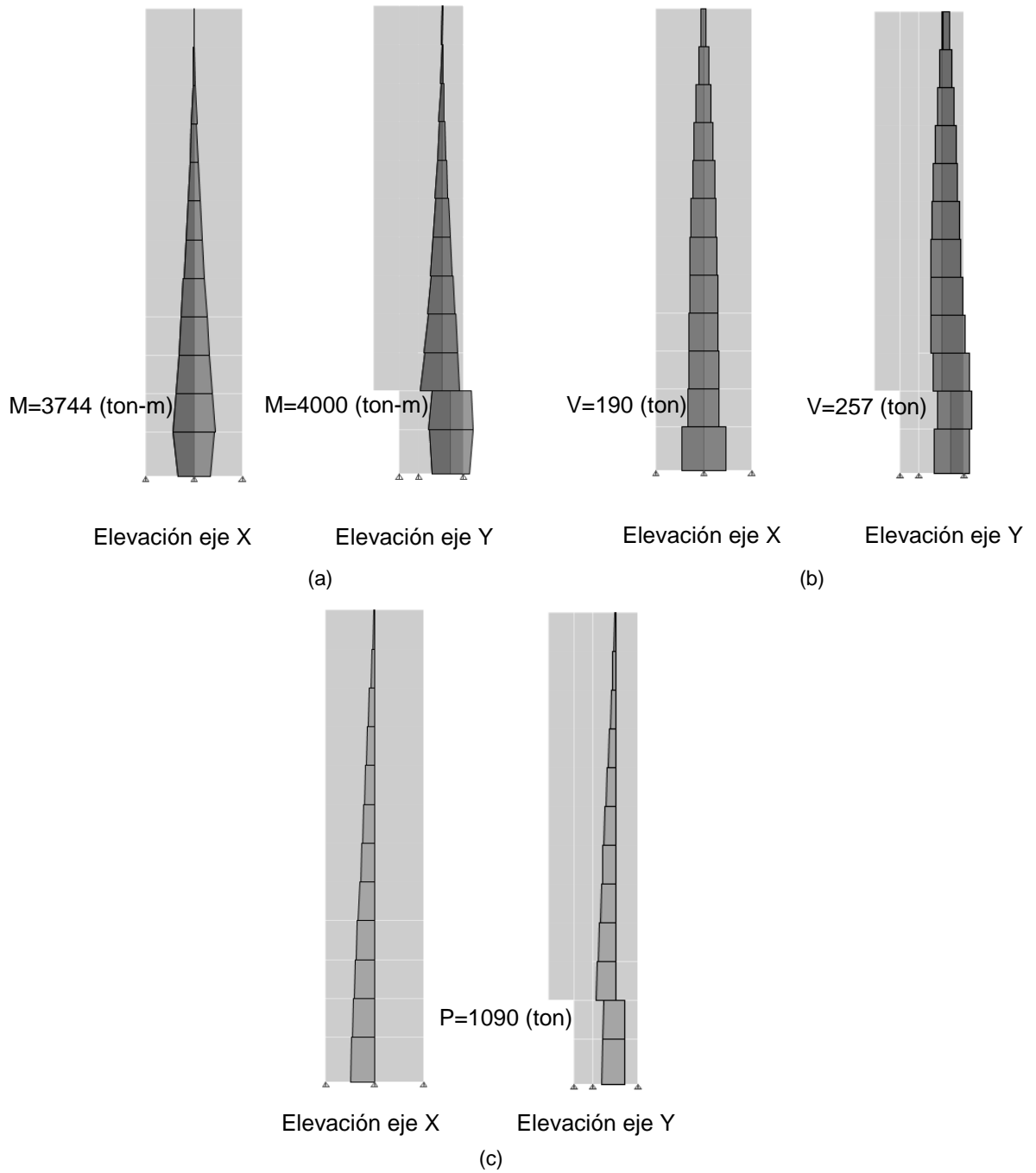


Figura 3.11 - Diagramas de M1 correspondientes a ejes X e Y. (a) Diagrama de momento. (b) Diagrama de corte. (c) Diagrama carga axial.

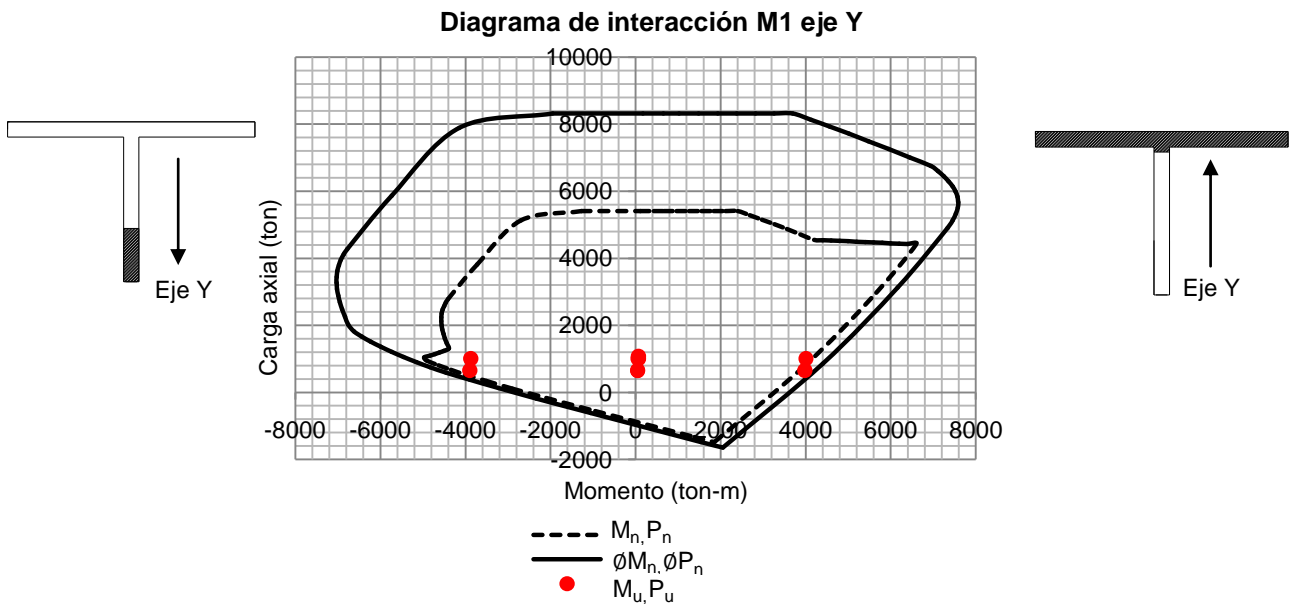


Figura 3.14 - Diagrama de interacción muro M1 eje Y.

Para el muro, el límite de carga axial cumple con lo requerido según el decreto n°60 correspondiente a la ecuación 3.15:

$$P_u \leq 0,35f'_c A_g \quad \text{Ecuación 3.15}$$

$$1080 \leq 3640 \text{ (ton)}$$

3.5.1.2 Capacidad de deformación

Con la armadura se puede calcular la profundidad al eje neutro desde la fibra extrema en compresión "c". Este se obtiene planteando la ecuación de equilibrio de fuerzas verticales y redistribuyendo las áreas de los extremos del muro y la doble malla propuesta para la simplificación en el cálculo. La Figura 3.15 muestra la sección del muro, la deformación y el bloque equivalente que corresponde al estado último, es decir, cuando el hormigón alcanza su máxima capacidad, junto con las fuerzas verticales involucradas (R. Park y T. Paulay, 1978) [13].

$$\text{Ecuación de equilibrio : } P_u + T = C_c + C \quad \text{Ecuación 3.16}$$

donde: P_u corresponde a la mayor carga axial de análisis

$$T = A_s f_s$$

$$C_c = 0,85f'_c ab \quad \text{donde } a = 0,85c$$

$$C_s = A'_s f_y$$

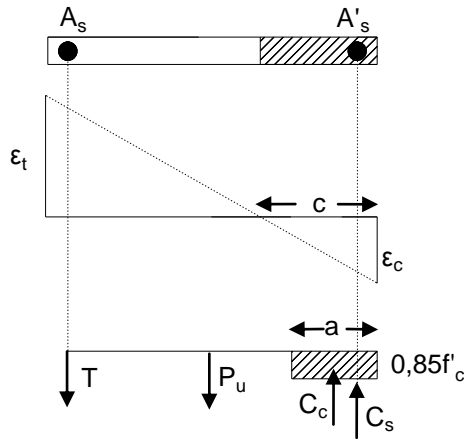


Figura 3.15 - Sección de concreto reforzada al alcanzar la máxima capacidad.

De este modo el valor de "c" se calcula para que cumpla la ecuación de equilibrio y posteriormente verificar las disposiciones del Decreto Supremo N°60. Este es un proceso de iteración con el cual se logra determinar el espesor que cumpla la ecuación 21-7a del inciso 21.9.5.4 del decreto, correspondiente a la ecuación 3.16, la cual exige una capacidad de curvatura ϕ mayor que la demanda de curvatura ϕ_u , según se muestra en la ecuación 3.17.

$$\phi_u = \frac{2\delta_u}{H_t l_w} < \frac{\epsilon_c}{c} < \frac{0,008}{c} \quad \text{Ecuación 3.17}$$

Lo anterior se puede reordenar y dividir entre demanda y capacidad de la estructura:

$$\frac{\delta_u}{H_t} < \frac{\phi_u l_w}{2} \quad \text{Ecuación 3.18}$$

Demanda < Capacidad

Si la capacidad de deformación del muro considerando la deformación unitaria en el hormigón del 0,003 no es suficiente, se deben implementar elementos de borde para así considerar una deformación del 0,008 en el hormigón. Lo anterior se correlaciona resolviendo la ecuación 21-8 del inciso 21.9.6.2 del decreto correspondiente a la ecuación 3.19.

$$c_{lim} < \frac{l_w}{600 \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)} \quad \text{Ecuación 3.19}$$

Se inicia la iteración con un espesor de muro de 20 (cm) y un número de pisos igual a 10 más un subterráneo, cuya altura total del edificio corresponde a 2900 (cm). La distancia al eje neutro se obtiene a partir de un valor preliminar el cual se calcula de la misma ecuación de equilibrio pero sin considerar la presencia de acero de refuerzo, si no que solo la carga axial y el hormigón en compresión. El valor de "c" se acepta cuando el valor inicial es igual al valor final considerando la presencia de las cuantías.

En una primera instancia la capacidad no supera la demanda en el muro analizado. Por lo tanto se realiza nuevamente el proceso para comprobar si con un espesor de 30 (cm) se supera el requisito. En este caso el valor de la curvatura se obtienen considerando la mayor deformación unitaria igual a 0,008. En este proceso fue necesario agregar un nivel, ya que al aumentar el espesor el periodo varía y se aleja del valor que se persigue. Por lo tanto la altura total aumenta a 3160 (cm). En esta oportunidad la capacidad del muro en la dirección de análisis X posee el mismo valor que la demanda, mientras que en la dirección Y continúa sin cumplir la condición. Ante esto se opta por realizar un nuevo análisis con un espesor de 40 (cm).

Finalmente dicha configuración permite aceptar las condiciones planteadas. La Tabla 3.11 y 3.12 muestran resumen de procedimiento para el muro M1 en la dirección X e Y respectivamente. Las figuras 3.16 y 3.17 ilustran la redistribución de las áreas del muro y la doble malla propuesta, además de las deformaciones unitarias finales y la distancia al eje neutro. Cabe destacar que los cálculos se realizan para cargas axiales y desplazamientos laterales de techo consistentes con la variación del espesor de muro.

Tabla 3.11 - Análisis en dirección X para ala comprimida de muro M1.

Esesor de muro (cm)	P_u (ton)	δ_{ux} (cm)	H_t (cm)	I_w (cm)	c (cm)	c_{lim} (cm)	$\frac{c}{I_w}$	$\frac{c_{lim}}{I_w}$	$\frac{\delta_{ux}}{H_t}$	$\frac{\phi_u I_w}{2}$
20	789	29	2900	650	276	108	43%	17%	1,0%	0,4%
30	974	31	3160	650	249	110	38%	17%	1,0%	1,0%
40	1080	25	3160	650	270	137	42%	21%	0,8%	1,0%

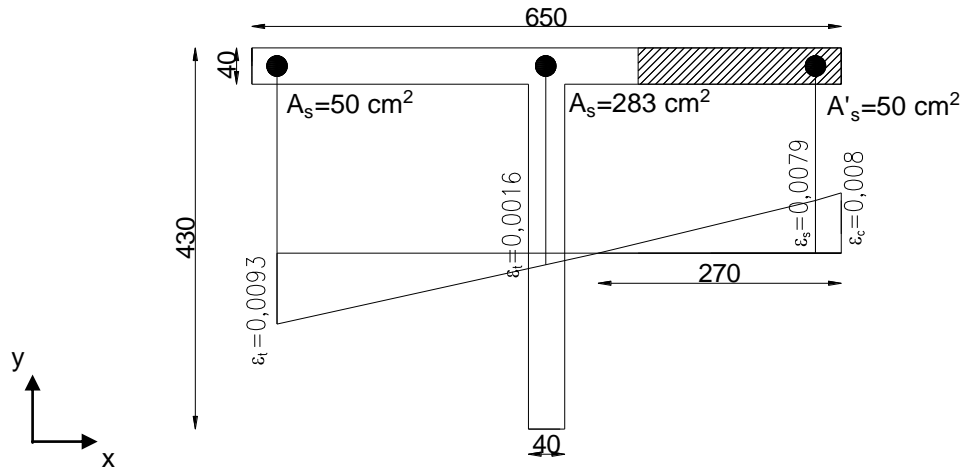


Figura 3.16 - Distribución de cuantías y deformaciones unitarias para muro M1 dirección X.

Tabla 3.12 - Análisis en dirección Y para alma comprimida de muro M1.

Esesor de muro (cm)	P_u (ton)	δ_{uy} (cm)	H_t (cm)	I_w (cm)	c (cm)	c_{lim} (cm)	$\frac{c}{I_w}$	$\frac{c_{lim}}{I_w}$	$\frac{\delta_{uy}}{H_t}$	$\frac{\phi_u I_w}{2}$
20	789	29	2900	430	239	72	56%	17%	1,0%	0,3%
30	974	30	3160	430	177	75	41%	18%	0,9%	1,0%
40	1080	26	3160	430	134	87	31%	20%	0,8%	1,3%

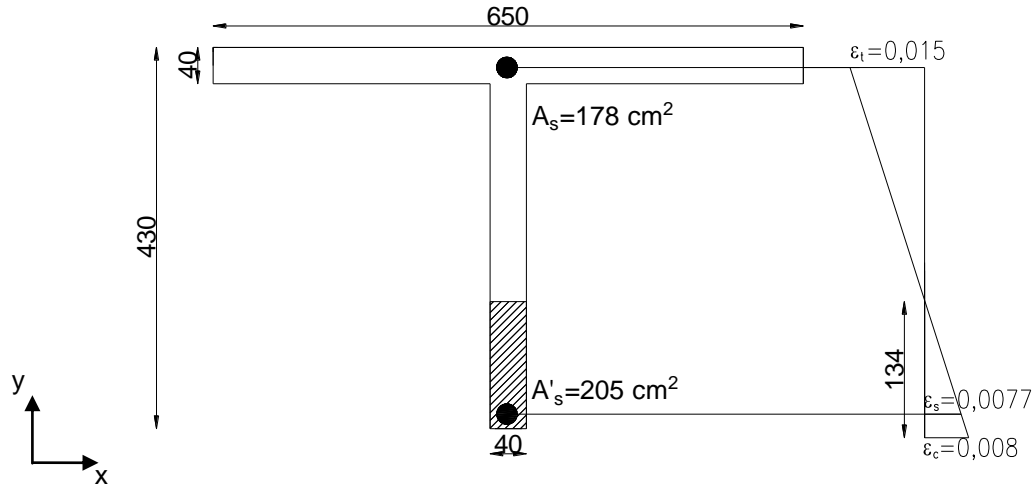


Figura 3.17 - Distribución de cuantías y deformaciones unitarias para muro M1 dirección Y.

El análisis también se realiza cuando el ala está comprimida, sin embargo en este caso no se identifica acero en compresión.

En cuanto a si se debe o no incluir refuerzo adicional en los bordes, se debe aplicar la ecuación 21-8a que dispone el Decreto Supremo N°60, que corresponde a la ecuación 3.19, la cual se puede reordenar considerando la distancia al eje neutro obtenida menos la distancia límite calculada de la ecuación 3.18 del inciso anterior.

$$\frac{C_c}{l_w} = \frac{c}{l_w} - \frac{1}{600 \delta_u / h_w} \quad \text{Ecuación 3.20}$$

$$C_c = c - c_{lim} \geq e_{muro}$$

Se observa en la tabla 3.13 la longitud de confinamiento en cada una de las direcciones de análisis del muro.

Tabla 3.13 - Longitud de confinamiento para muro M1.

Longitud de confinamiento C_c (cm)		
Muro	Eje X	Eje Y
M1	140	50

Para el análisis del muro, el elemento de borde en los extremos del ala debe presentarse en 140 (cm), mientras que en el extremo del alma deben ser 50 (cm). En este último caso el núcleo de confinamiento alcanza los 80 (cm), por lo tanto esta longitud es la que corresponde confinar.

Luego según las disposiciones del código ACI 318S-11 [10] se adicionan fierros del $\phi 16$ para cubrir la longitud necesaria y se confina con estribos y trabas de 10 (mm) de diámetro. El espaciamiento de la armadura transversal a lo largo del eje longitudinal viene dado por la ecuación 3.21:

$$6\phi d_p = 6 * 1,6(\text{cm}) = 9,6 \approx 10 (\text{cm}) \quad \text{Ecuación 3.21}$$

Finalmente la Figura 3.18 muestra el muro de hormigón armado diseñado en su totalidad.

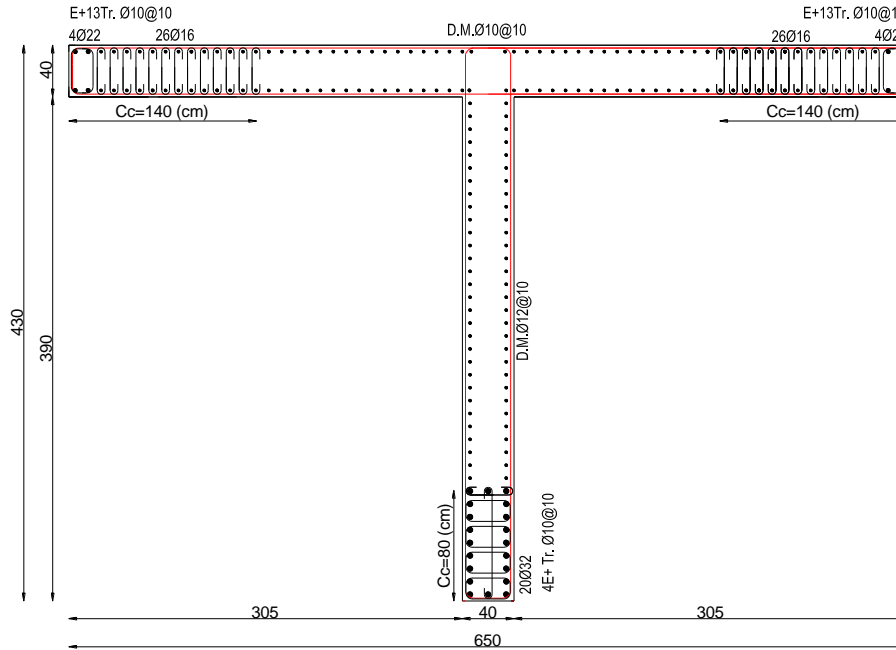


Figura 3.18 - Disposición final de armadura en muro M1.

3.5.1.3 Resistencia al corte

En cuanto a la resistencia al cortante que deben poseer los muros, el código de diseño exige que el valor nominal del corte sea igual a la expresión indicada en la ecuación 3.22:

$$V_n = V_u / \phi \quad \text{con } \phi = 0,6 \quad \text{Ecuación 3.22}$$

$$V_n = A_v * (\alpha_c * \sqrt{f'_c} + \rho_t * f_y)$$

donde el valor del coeficiente α_c es igual a 0,53 dada la relación de altura y longitud del muro. La cuantía mínima corresponde a:

$$\rho_{\min} = 2,5\text{‰}$$

Además el valor nominal del corte posee un límite como muestra la ecuación 3.23:

$$V_n \leq 2,65 A_{cw} \quad \text{Ecuación 3.23}$$

El procedimiento de cálculo se resume en la Tabla 3.14.

Tabla 3.14 - Resumen de cálculo para resistencia al corte de muro M1.

Eje	Solicitación V_u (ton)	V_n (ton)	Largo (m)	Espesor (m)	Area A_v (m ²)	Cuantía ρ_t	Armadura	Límite
X	190	317	6,5	0,4	2,34	0,0025	DM Ø10@10	317 < 980
Y	260	433	4,3	0,4	1,16	0,0070	DM Ø12@10	433 < 490

3.5.1.4 Diseño muros subterráneo

Para el diseño de los muros perimetrales del subterráneo se destaca que éstos se caracterizan por ser muros bajos de corte, donde el refuerzo vertical del alma será más efectivo para permitir que se formen puntales a compresión diagonal, por lo que en muros con razón h_w/l_w menor que 2, el código ACI requiere acero vertical del alma igual a la cantidad de refuerzo horizontal a cortante. El refuerzo mínimo a cortante no debe ser menor que 0,25% del área del concreto (R. Park y T. Paulay, 1978) [13]

De la ecuación 3.21 de resistencia al corte del inciso anterior se tiene la ecuación 3.24:

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} \quad \text{con } \phi = 0,6 \quad \text{Ecuación 3.24}$$

$$A_v = \rho * e * 100$$

De acuerdo a lo anterior la demanda de corte para los muros ubicados en los ejes 0 y 8 y A y J es la resumida en la Tabla 3.15 donde se señala la doble malla requerida vertical y horizontalmente.

Tabla 3.15 - Acero de refuerzo en muros perimetrales de estructura tradicional.

Ejes	Espesor muro (m)	Alto (h_w) (m)	Largo (l_w) (m)	$h_w/l_w < 2$	Solicitación (V_u) (ton)	V_n (ton)	DMH=DMV
A/J	0,4	3 (m)	45,1 (m)	0,07	2250	83	$\phi 12 @ 15$
0/8	0,4	3 (m)	28 (m)	0,11	2000	119	$\phi 12 @ 10$

3.5.2 Diseño vigas

El diseño de las vigas V1 y V2 se realiza calculando la cuantía longitudinal que se obtiene por el diseño a flexión y los estribos por el diseño al corte teniendo en cuenta la cuantía mínima que se exige en cada caso. La Figura 3.19 muestra la planta del primer piso identificando las vigas a diseñar. Las vigas V1 están situadas en los ejes 2 al 6 y las vigas V2 a lo largo de los ejes 1, 7, C y H. Todos los elementos poseen demandas similares debido a la geometría regular de la estructura.

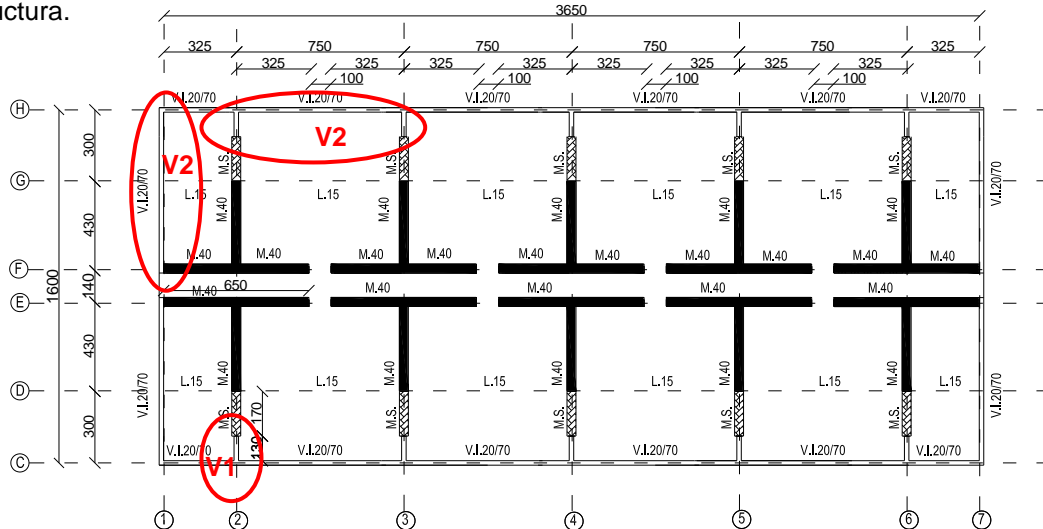


Figura 3.19 - Identificación de vigas V1 y V2 a diseñar.

3.5.2.1 Resistencia a la flexión

El diseño a flexión en vigas se realiza con la mayor sollicitación de momento y considerando la cuantía mínima, según muestran las ecuaciones 3.25, 3.26 y 3.27:

$$\phi M_n \geq M_u \quad \text{con} \quad \phi = 0,9 \quad \text{Ecuación 3.25}$$

$$M_n = \rho * b * d^2 * f_y * (1 - 0,59 * \rho * f_y / f'_c) \quad \text{Ecuación 3.26}$$

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = 3,3\text{‰} \quad \text{Ecuación 3.27}$$

Para la viga V1 del primer nivel, se obtiene la armadura superior según la sollicitación del mayor momento negativo y la armadura inferior se calcula conforme lo que se necesite para desarrollar el puntal tensor. Para los pisos superiores se coloca el mínimo acero de refuerzo correspondiente a 2Ø12. Por otra parte para la viga V2 la armadura superior se obtiene según el mayor momento negativo que se identifica en las vigas extremas, mientras que la armadura inferior se designa de acuerdo al mayor momento positivo identificado en las vigas centrales.

3.5.2.2 Resistencia al corte

El diseño al corte se calcula con el mayor esfuerzo de corte que recibe la viga y considerando la cuantía mínima, según muestran las ecuaciones 3.28, 3.29 y 3.30:

$$\phi V_n \geq V_u \quad \text{con} \quad \phi = 0,75 \quad \text{Ecuación 3.28}$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$\frac{A_s}{s} = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi f_y d} \quad \text{Ecuación 3.29}$$

$$\rho_{\min} = \frac{A_v}{s} = \frac{3,5 b_w}{f_y} \quad \text{Ecuación 3.30}$$

Además el valor de V_s posee el límite especificado en la ecuación 3.31:

$$V_s \leq 2,2 \sqrt{f'_c} * b * d \quad \text{Ecuación 3.31}$$

La Figura 3.20 (a) y (b) y 3.21 (a), (b) y (c) muestran los diagramas correspondientes para cada viga.

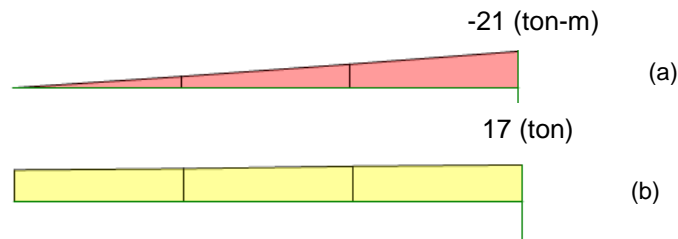


Figura 3.20 - Viga V1. (a) Diagrama de momento. (b) Diagrama de corte.

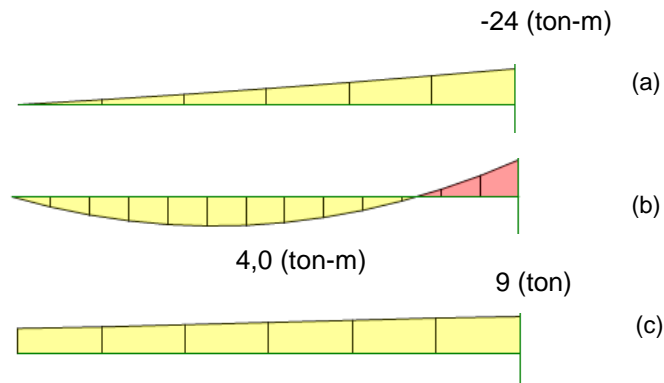


Figura 3.21 - Viga V2. (a) Diagrama de momento máximo negativo. (b) Diagrama de momento máximo positivo. (c) Diagrama corte.

La Tabla 3.16 muestra el resumen de los cálculos realizados para obtener la armadura de cada una de las vigas. La Figura 3.22 muestra la sección transversal de cada una de las vigas diseñadas.

Tabla 3.16 - Acero de refuerzo en vigas V1 y V2.

Viga	Solicitación		Cuantía		Armadura		Límite
	Flexión M_u (ton-m)	Corte V_u (ton)	Flexión	Corte	Flexión	Corte	
V1	-21	17	0,006	0,003	2 ϕ 22	E ϕ 8@20	12 < 45
V2	-24	9	0,006	0,003	2 ϕ 22	E ϕ 8@20	1 < 45
	4		0,003		2 ϕ 16		

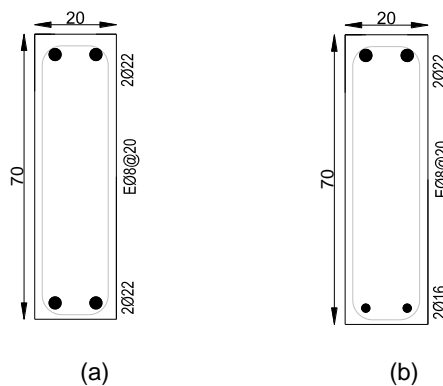


Figura 3.22 - Disposición de la armadura. (a) Corte de viga V1. (b) Corte viga V2.

3.5.3 Diseño de columnas

Se presenta un total de 18 columnas, C1, con dimensiones de 30 (cm) de ancho y 40 (cm) de alto. La Figura 3.23 muestra la planta del subterráneo identificando la columna a diseñar, que se ubican a lo largo de los ejes 1 y 7 y B e I.S u diseño se realiza considerando que estas trabajan gravitacionalmente, por lo tanto se diseñan como si fuese un elemento viga. De acuerdo a las solicitaciones se obtiene una cuantía mínima de 1% que corresponde a la armadura mostrada en la figura 3.24.

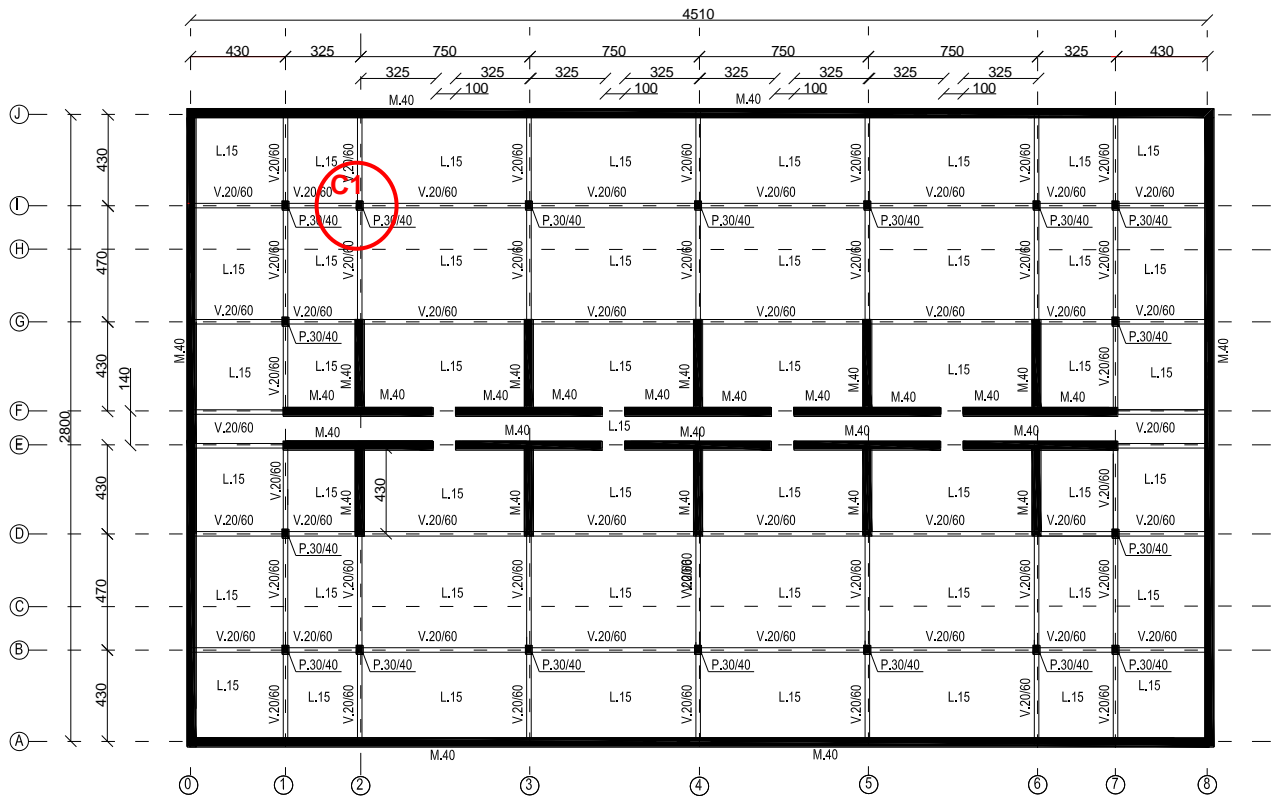


Figura 3.23 - Identificación de columna a diseñar.

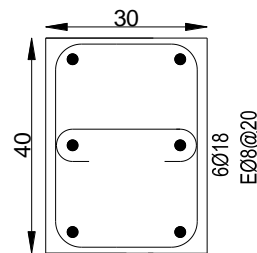


Figura 3.24 - Disposición de armadura en sección de columna.

3.5.4 Diseño Losas

La losa a diseñar corresponde a la del nivel tipo cuyo espesor es de 15 (cm). Se diseñan según lo dispuesto en el Código de diseño ACI 318-11. Para cumplir con las solicitaciones se identifican las demandas debido al peso propio y sobrecarga, ya que la armadura de las losas se encuentra controlado por las cargas gravitacionales. Estas cargas corresponden a los momentos identificados en elemento estructural y con los cuales se realizar el diseño a flexión. La Figura 3.25 muestra las demandas en la losa debido al momento negativo en las direcciones X e Y, cuya capacidad debe ser desarrollada por la armadura superior. La Figura 3.26 indica las demandas que genera el momento positivo en ambas direcciones de análisis, cuya capacidad debe ser desarrollada por la armadura inferior. Se debe considerar la cuantía mínima permitida en losas bajo la condición de retracción y temperatura indicada en el código igual a:

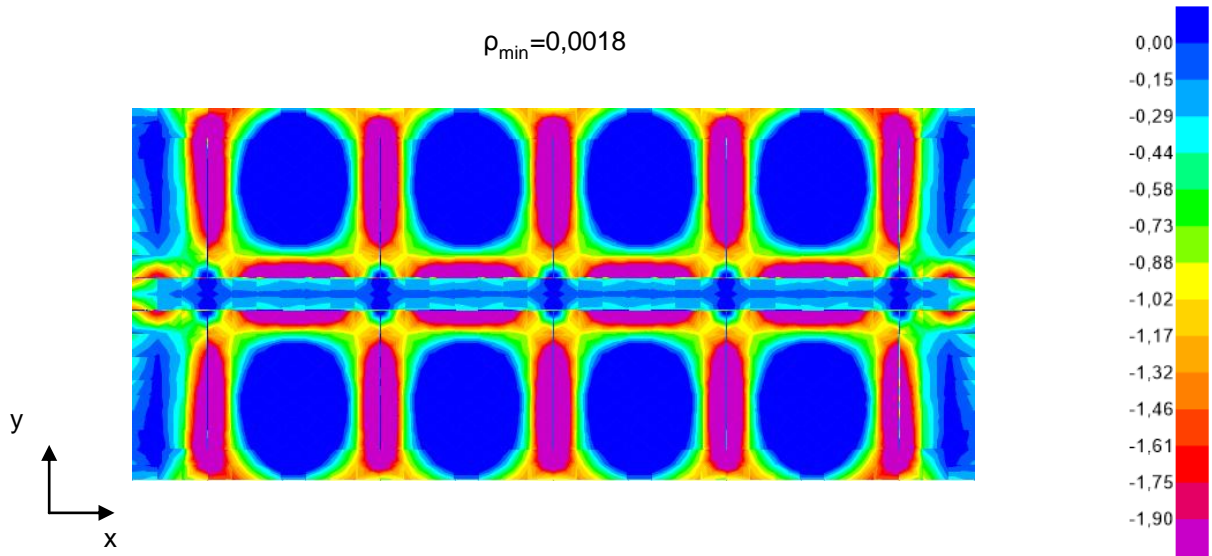


Figura 3.25 - Diagrama de momento negativo en direcciones X e Y en losa de nivel tipo.

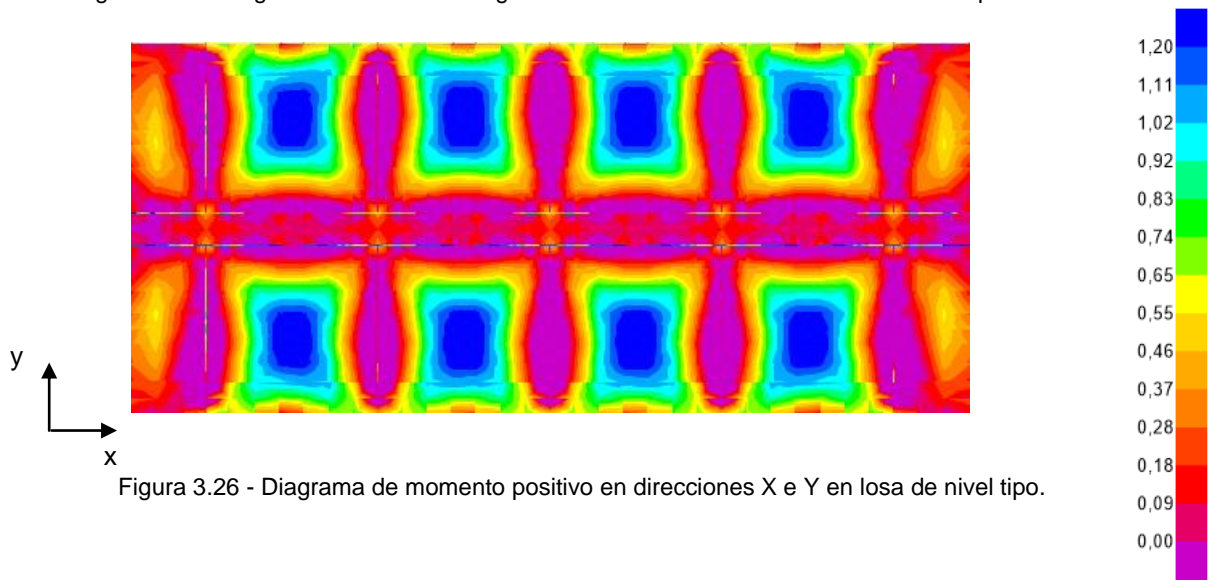


Figura 3.26 - Diagrama de momento positivo en direcciones X e Y en losa de nivel tipo.

Las figuras anteriores se complementan con la franja de colores que indica la solicitación a cubrir. La Tabla 3.17 muestra la equivalencia entre la armadura y los momentos de diseño por metro lineal que cumplen con las demandas identificadas.

Tabla 3.17 - Equivalencia de armaduras y momentos de diseño para losa de nivel tipo.

Espesor losa (cm)	Cuantía mínima ρ_{min}	Armadura	Momento de diseño ϕM_n (ton-m/ml)
15	0,0018 \rightarrow $\phi 8@20$	$\phi 8@20$	1,2
		$\phi 10@20$	1,9

La planta tipo diseñada se muestra en el capítulo 3.6 "Losas y elevación de ejes diseñados y cubicación".

3.5.5 Diseño losa de fundaciones

El diseño de la losa de fundación cuyo espesor es de 70 (cm), se basa en que su resistencia sea mayor o igual que los esfuerzos generados por las cargas mayoradas. Se aplican las mismas combinaciones de carga definidas al comienzo del inciso 3.5.

De acuerdo a la mecánica de suelos de la ciudad de Viña del mar, para un suelo arenoso el coeficiente de balasto estático y dinámico corresponde a 1000 (ton/m³) y 3000 (ton/m³) respectivamente. Luego según el diseño se debe comprobar la capacidad de soporte admisible del suelo igual a 30 (ton/m²) y 40 (ton/m²) de tensión estática y dinámica. Ante estos rangos la fundación del edificio cumple con lo requerido. La condición se muestra en la Figura 3.27 donde la planta muestra las tensiones debido al sismo en las direcciones X e Y en un solo sentido. El levantamiento generado es debido a la combinación más desfavorable correspondiente a la Combinación 3 definida anteriormente.

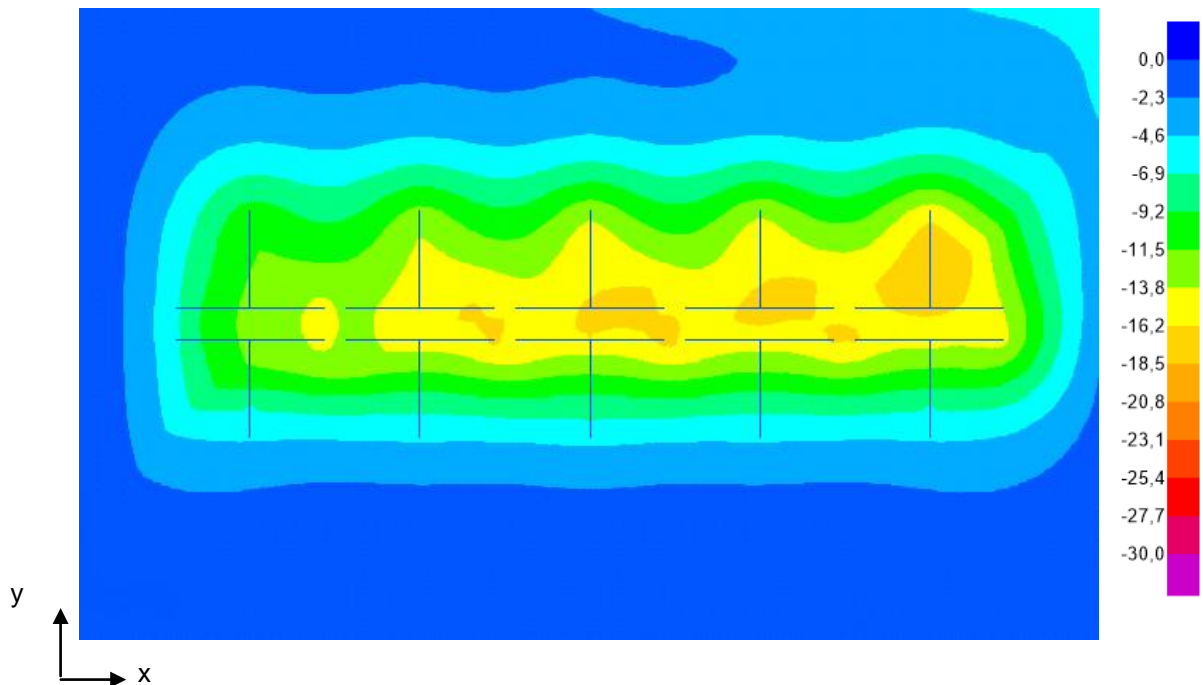


Figura 3.27 - Diagrama de tensiones en direcciones X e Y en losa de fundación.

Para el diseño a flexión se sigue el mismo método especificado para las losas de los niveles tipo. Las Figuras 3.28 y 3.29 muestran las demandas en la losa debido al momento negativo en las direcciones X e Y respectivamente. Las Figuras 3.30 y 3.31 indica las demandas que genera el momento positivo en ambas direcciones de análisis.

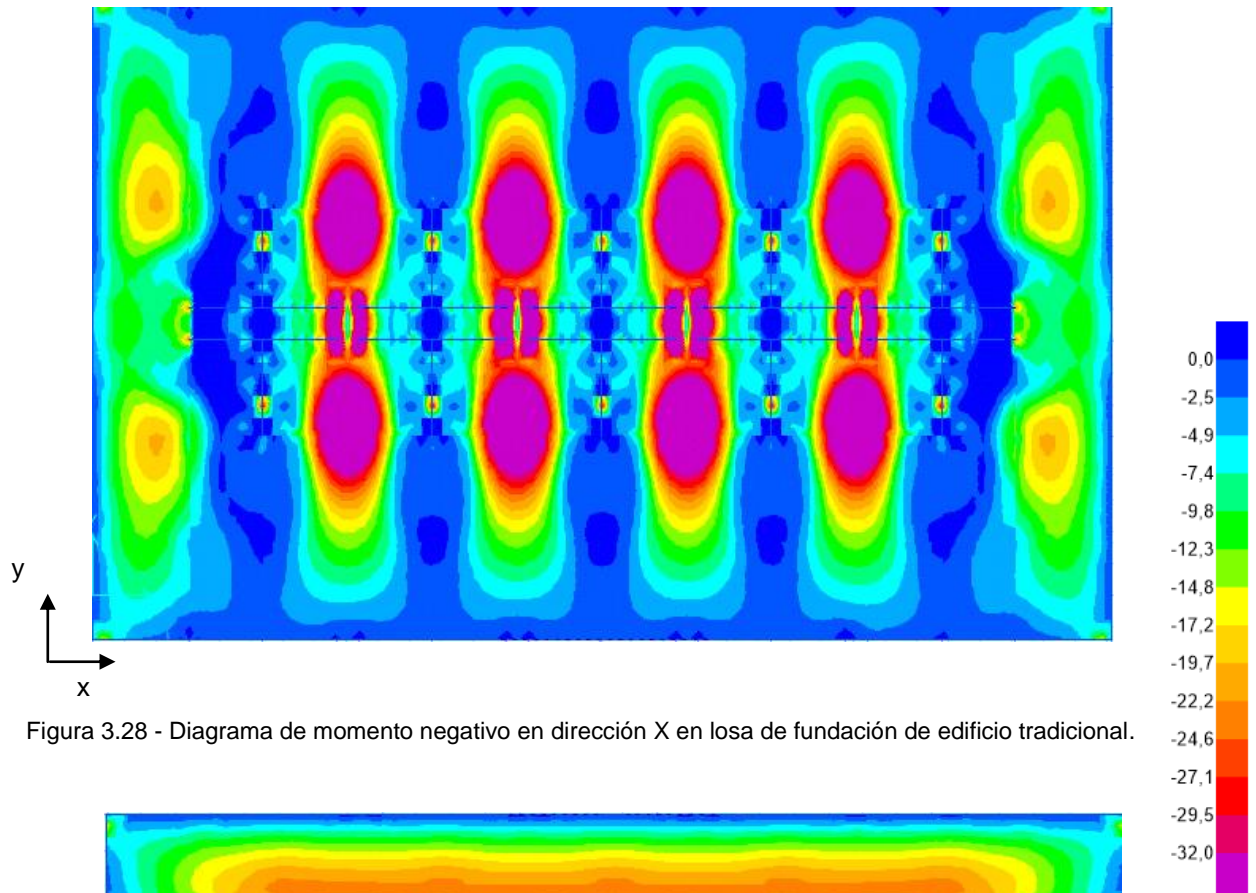


Figura 3.28 - Diagrama de momento negativo en dirección X en losa de fundación de edificio tradicional.

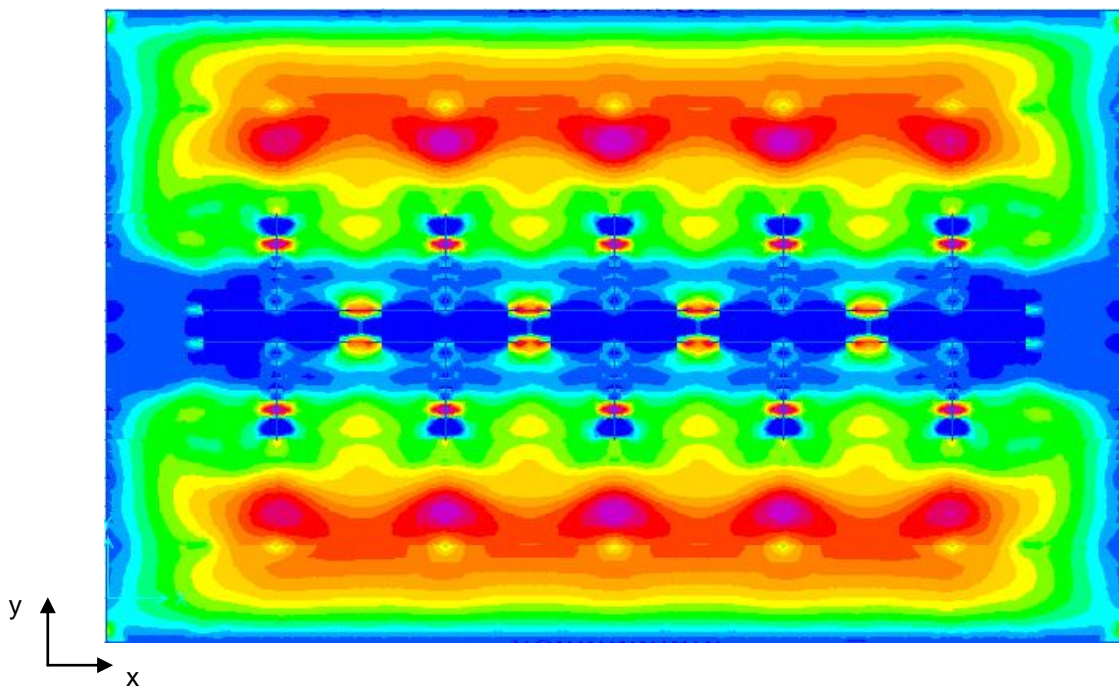


Figura 3.29 - Diagrama de momento negativo en dirección Y en losa de fundación de edificio tradicional.

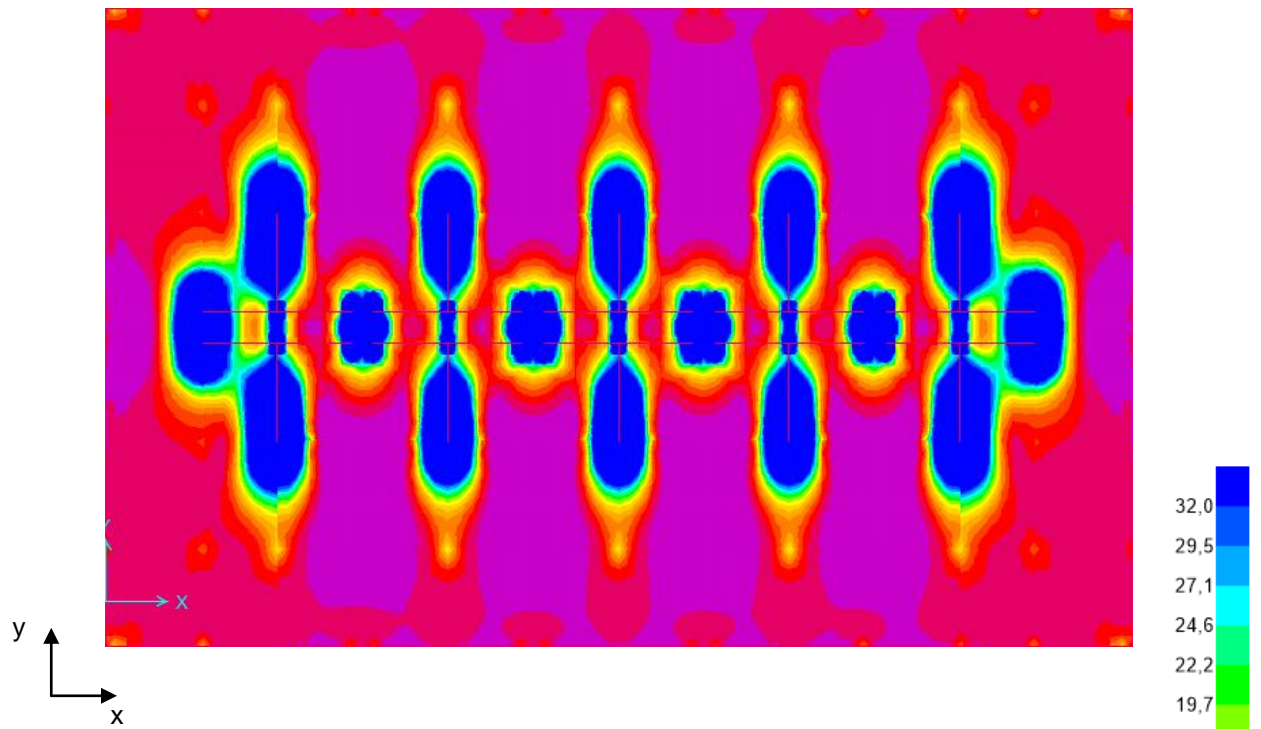


Figura 3.30 - Diagrama de momento positivo en dirección X en losa de fundación de edificio tradicional.

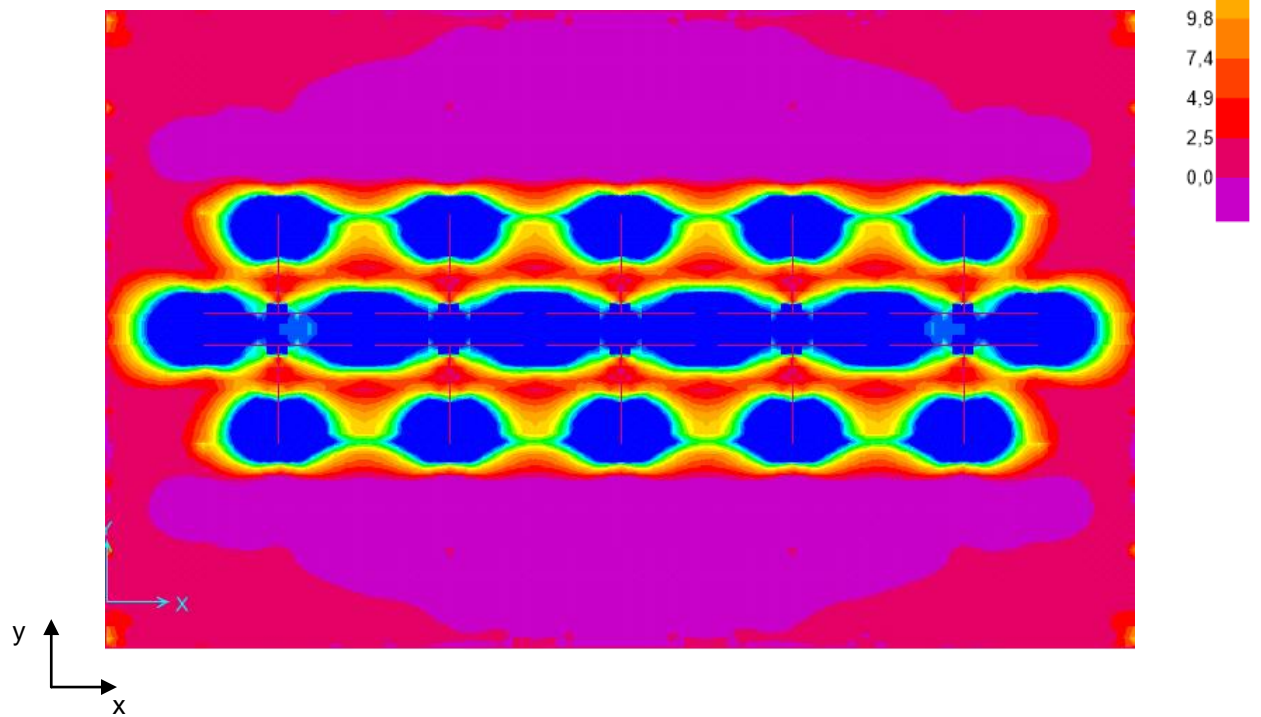


Figura 3.31 - Diagrama de momento positivo en la dirección Y en losa de fundación de edificio tradicional.

En este caso para simplificar el armado de la losa de fundación se coloca una malla que cumpla con la cuantía mínima y en aquellos sectores donde aun no se cumple con la sollicitación se colocan fierros suplementarios hasta obtener la capacidad necesaria. Las figuras anteriores se complementan con la franja de colores que indica la sollicitación a cubrir considerando la presencia de la malla superior e inferior.

La Tabla 3.18 muestra la equivalencia entre la armadura y los momentos de diseño por metro lineal que cumplen con las demandas identificadas. La malla y los fierros suplementarios corresponden a la misma armadura.

Tabla 3.18 - Equivalencia de armaduras y momentos de diseño para losa de fundación de edificio tradicional.

Espesor losa (cm)	Cuantía mínima ρ_{min}	Armadura	Momento de diseño ϕM_n (ton-m/ml)
70	0,0018 \rightarrow $\phi 18@20$	$\phi 18@20$	32

La planta de fundación diseñada se muestra en el capítulo 3.6 "Losas y elevación de ejes diseñados y cubicación".

3.6 Losas y elevación de ejes diseñados y cubicación

Luego de calculada la armadura requerida para todos los elementos estructurales, es posible mostrar las plantas y elevaciones de cada eje tipo diseñado.

3.6.1 Cubicación de acero y hormigón en losas

Las losas diseñadas corresponden a la de fundación y la del nivel tipo. Para la cubicación de la losa del subterráneo se considera dos veces la losa del nivel tipo. La cubicación se divide en armadura superior e inferior indicando con marcas de número el fierro correspondiente. Adjunto a las figuras de cada planta se muestran las tablas con el detalle del cálculo donde el largo parcial es la longitud del fierro y el largo total corresponde a la cantidad de armadura que alcanza en dicha longitud de distribución, indicando por último el peso total de la armadura. La cantidad de hormigón a suministrar se indica en la siguiente tabla adjunta que muestra el detalle de cubicación indicando las dimensiones de cada elemento, la cantidad requerida y finalmente los metros cúbicos de hormigón necesarios.

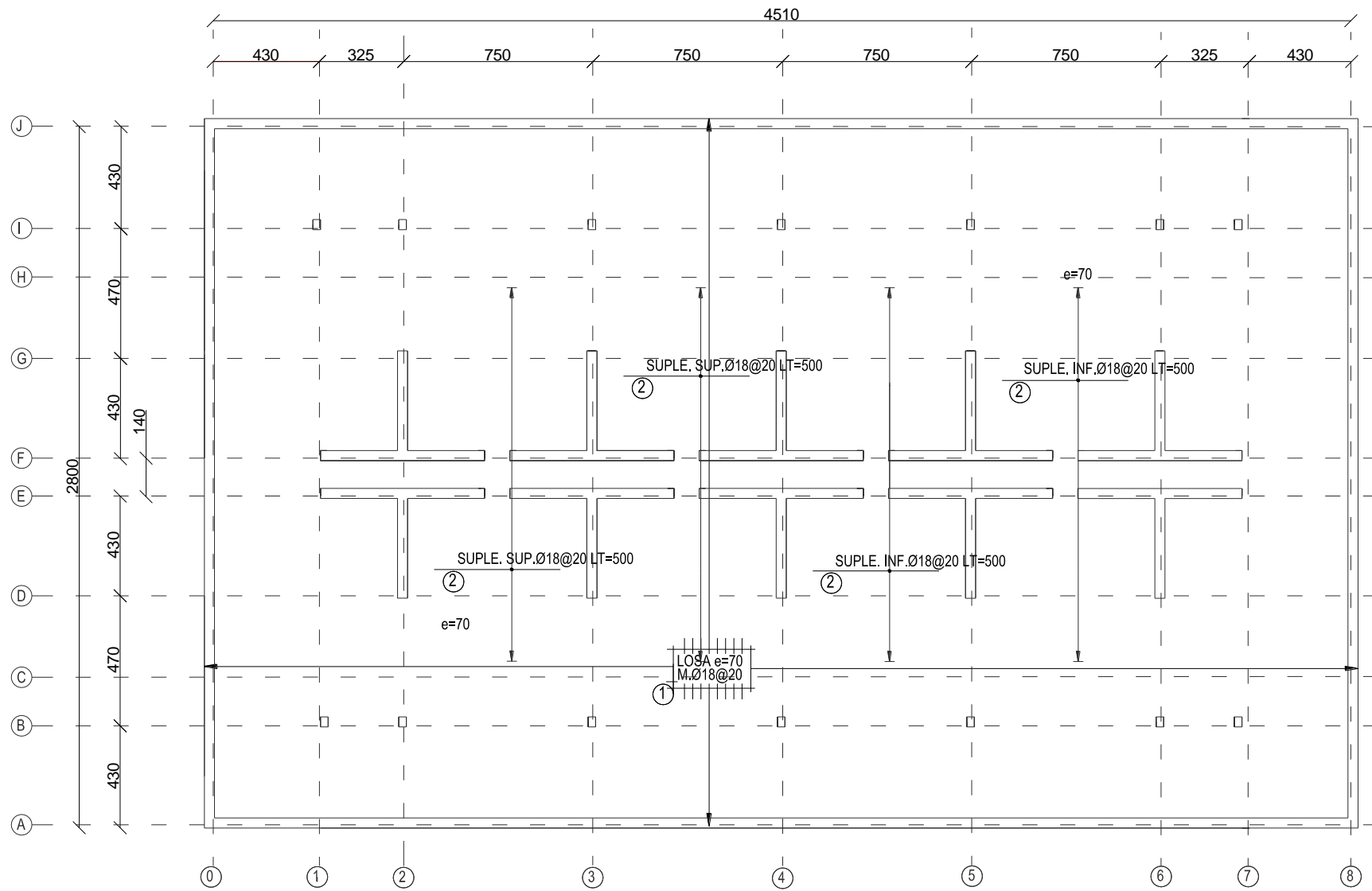


Figura 3.32 - Planta losa de fundación armadura superior de edificio tradicional.

Esc 1:250

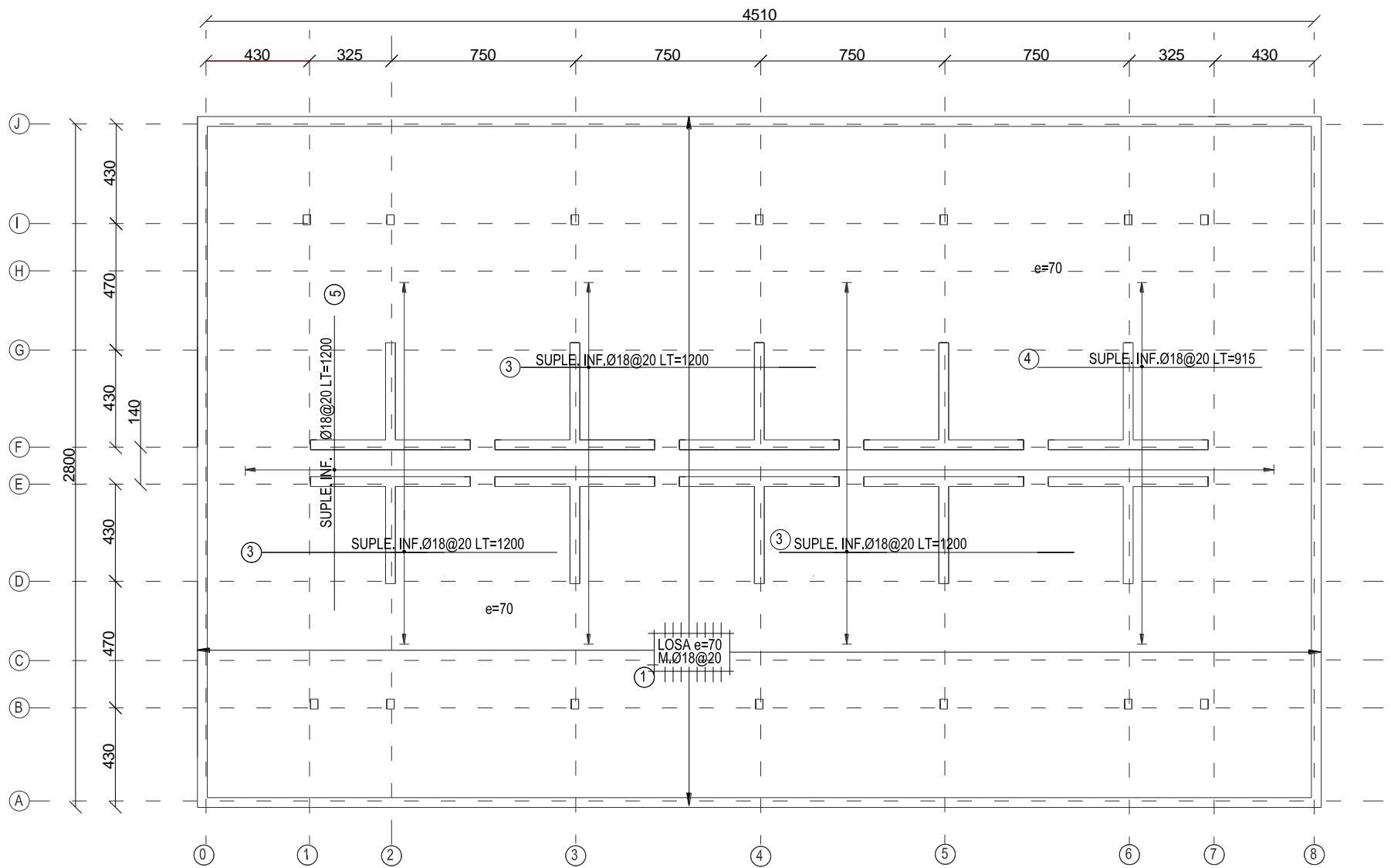


Figura 3.33 - Planta losa de fundación armadura inferior de edificio tradicional.

Esc 1:250

De la losa de fundación cuyo espesor es igual a 70 (cm) se obtiene la siguiente cubicación de la armadura.

Tabla 3.19 - Cubicación de armadura superior e inferior de losa de fundación de edificio tradicional.

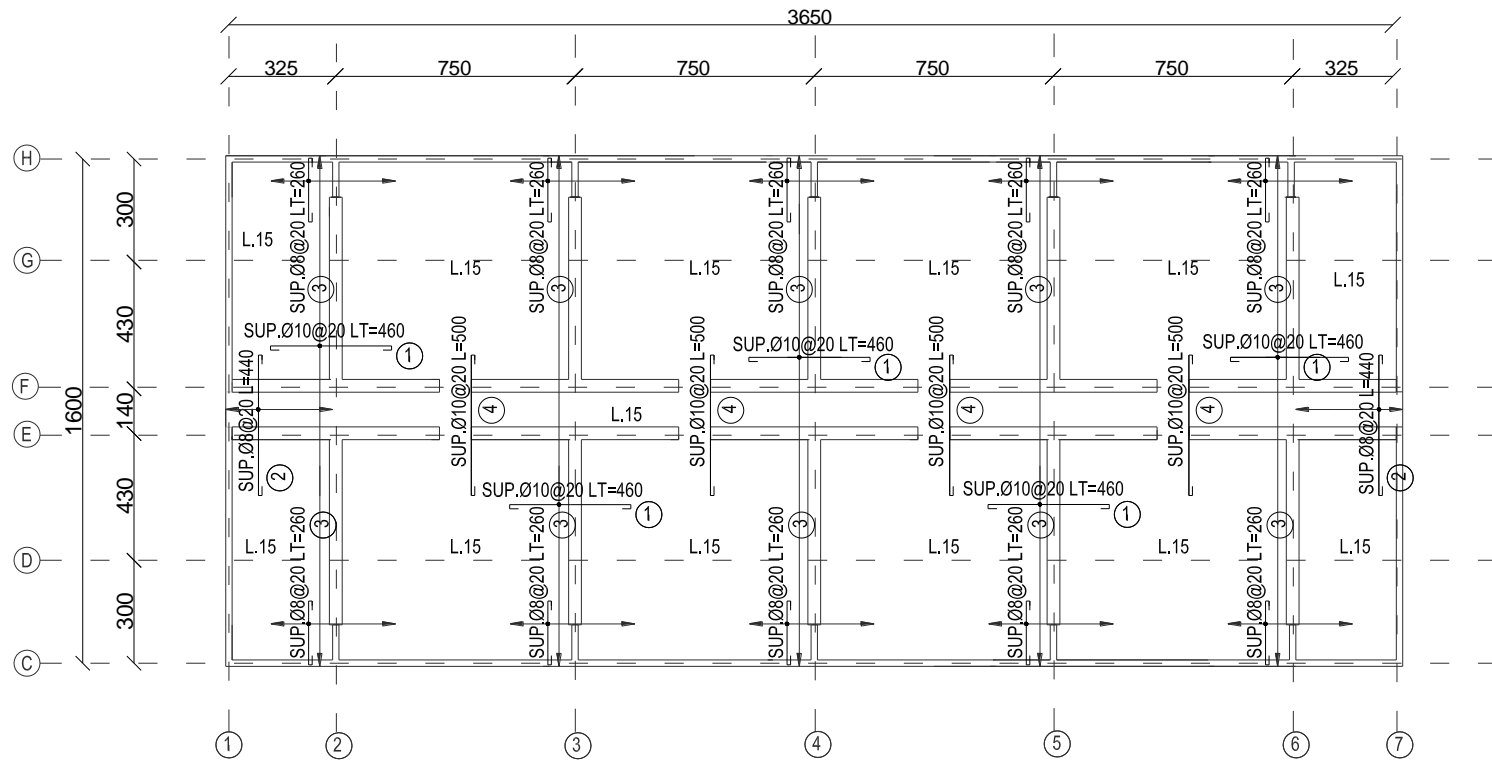
Armadura	Marca	Cantidad	Diámetro (mm)	Peso (kg/ml)	Espaciamiento (cm)	Largo a distribuir (cm)	Largos (cm)		Peso (kg)
							Parcial	Total	Total
Armadura superior	1	1	18	2,0	20	4510	2800	631400	12628
			18	2,0	20	2800	4510	631400	12628
	2	4	18	2,0	20	1400	500	140000	2800
Armadura inferior	1	1	18	2,0	20	4510	2800	631400	12628
			18	2,0	20	2800	4510	631400	12628
	3	3	18	2,0	20	1470	1200	264600	5292
	4	1	18	2,0	20	1470	915	67253	1345
	5	1	18	2,0	20	4180	1200	250800	5016
							TOTAL	3248253	64965

Tabla 3.20 - Cubicación de hormigón de losa de fundación de edificio tradicional.

Elemento	Dimensiones			Volumen (m³)	Cantidad (un)	Hormigón (m³)
	Largo (m)	Alto (m)	Espesor (m)			
Losa fundación	45,1	28	0,7	884	1	884
					TOTAL	884

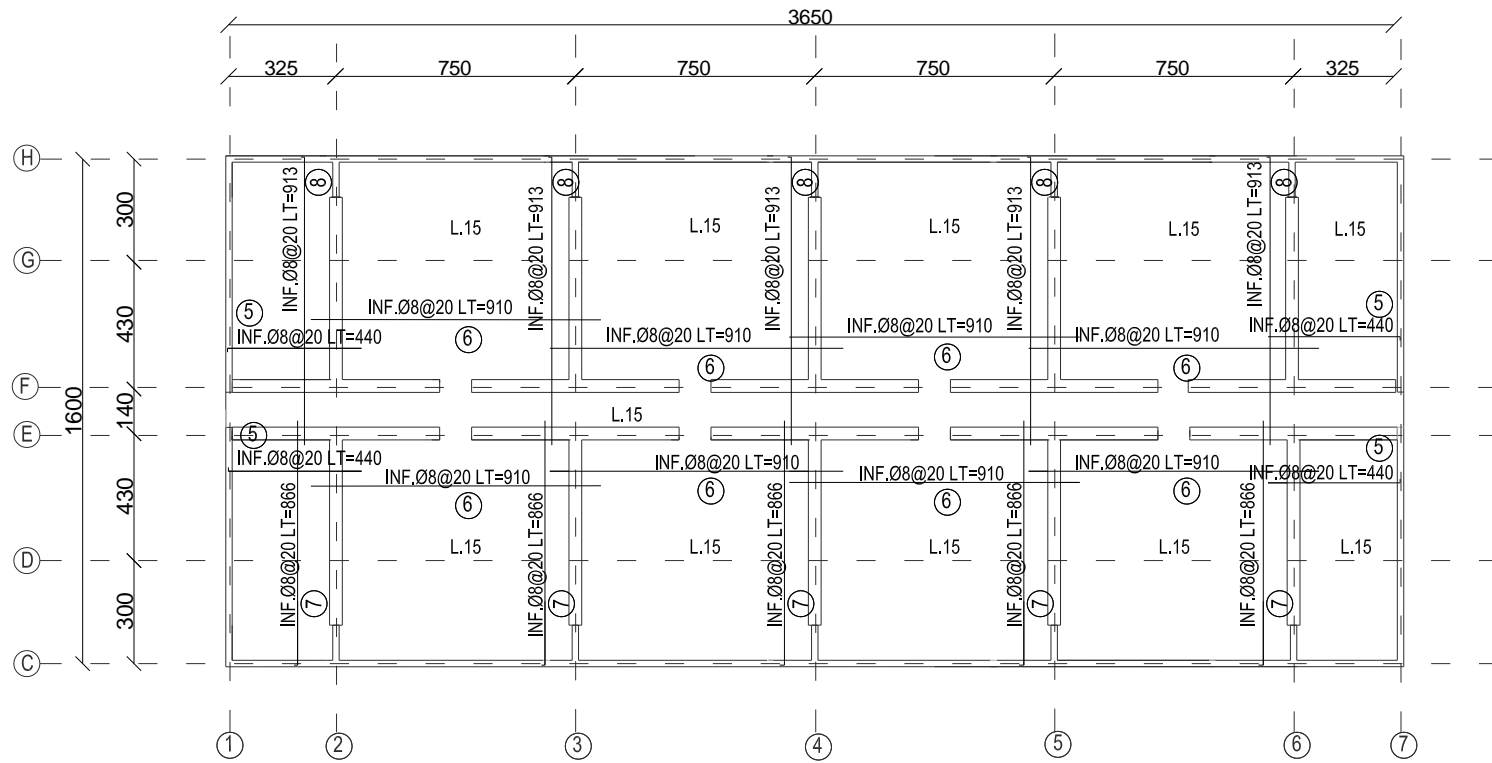
Se puede obtener un factor que indica la relación entre los kilogramos de acero y metros cúbicos de hormigón necesarios para la losa de fundación que corresponde a:

$$\frac{\text{kg de acero}}{\text{m}^3 \text{ de hormigón}} = \frac{64965}{884} = 73 \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right)$$



Esc 1:250

Figura 3.34 - Planta losa nivel tipo armadura superior.



Esc 1:250

Figura 3.35 -Planta losa nivel tipo armadura inferior.

De la losa del nivel tipo cuyo espesor es igual a 15 (cm) se obtiene la siguiente cubicación de la armadura.

Tabla 3.21 - Cubicación de armadura superior e inferior de losa nivel tipo.

Armadura	Marca	Cantidad	Diámetro (mm)	Peso (kg/ml)	Espaciamiento (cm)	Largo a distribuir (cm)	Largos (cm)		Peso (kg)
							Parcial	Total	Total
Armadura superior	1	5	10	0,6	20	1600	460	184000	1135
	2	2	8	0,4	20	335	440	14740	58
	3	10	8	0,4	20	390	260	50700	200
	4	4	10	0,6	20	750	500	75000	463
Armadura inferior	5	4	8	0,4	20	840	440	73920	292
	6	8	8	0,4	20	840	910	305760	1208
	7	5	8	0,4	20	750	866	162375	641
	8	5	8	0,4	20	750	913	171188	676
							TOTAL/nº de pisos	1037683	4674
							TOTAL	13489873	60760

Luego según la tabla anterior, para los 11 niveles del edificio y el subterráneo se tiene un total de armadura de refuerzo igual a 60760 (kg).

Tabla 3.22 - Cubicación de hormigón de subterráneo y losa nivel tipo.

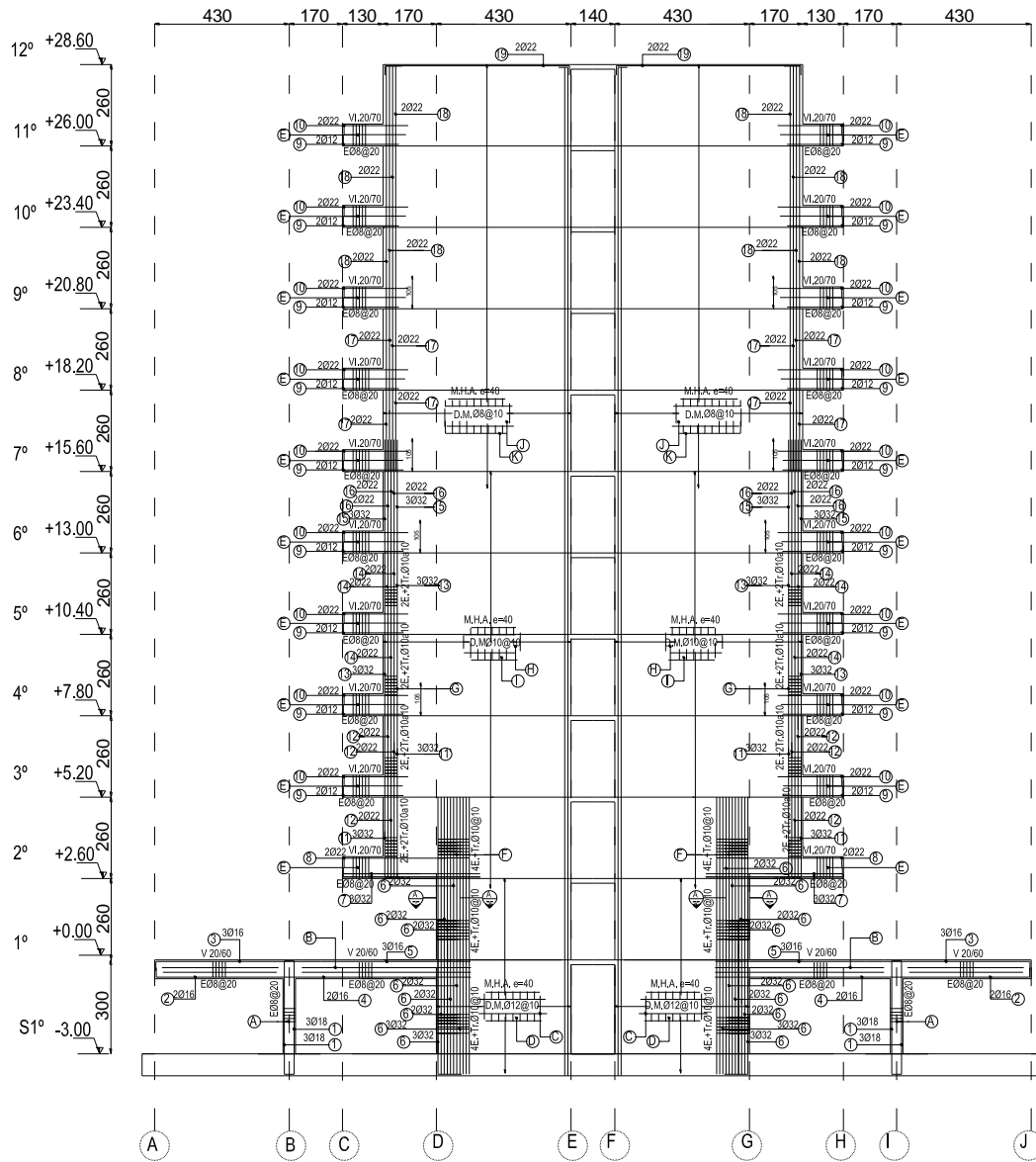
Elemento	Dimensiones			Volumen (m³)	Cantidad (un)	Hormigón (m³)
	Largo (m)	Alto (m)	Espesor (m)			
Losa subterráneo	45,1	28	0,15	189	1	189
Losa nivel tipo	36,5	16,00	0,15	88	11	968
					TOTAL	1157

Se obtiene el factor que indica la relación entre los kilogramos de acero y metros cúbicos de hormigón necesarios para las losas en cuestión.

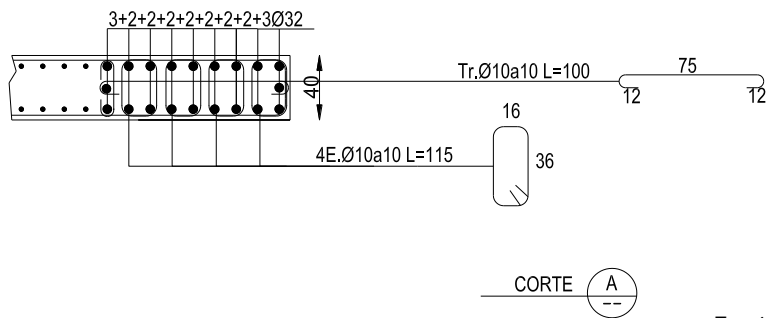
$$\frac{\text{kg de acero}}{\text{m}^3 \text{ de hormigón}} = \frac{60760}{1157} = 53 \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right)$$

3.6.2 Cubicación de acero y hormigón en elevaciones

Cada una de las elevaciones posee un sistema de cubicación para la enfierradura consistente con las tablas que acompañan a cada eje, señalizando con marca de números al acero de refuerzo longitudinal y con marca de letras al acero de refuerzo transversal y de doble malla. El largo parcial es la longitud del fierro y el largo total corresponde, en la primera tabla al total según la cantidad de fierros requeridos y en la segunda tabla a la cantidad de armadura que alcanza en dicha longitud de distribución, indicando por último el peso total de la armadura. La cubicación se realiza para un muro y luego se obtiene el total multiplicando por el número de muros simétricos, correspondiente a 10. La cantidad de hormigón a suministrar se indica en la siguiente tabla adjunta que muestra el detalle de cubicación indicando las dimensiones de cada elemento, la cantidad requerida y finalmente los metros cúbicos de hormigón necesarios.



Esc 1:250



Esc 1:50

Figura 3.36 - Elevación eje 2 de edificio tradicional.

La figura anterior muestra la elevación del eje 2 que es simétrica con la de los ejes 3, 4, 5 y 6, junto con el corte A que muestra el detalle de la sección crítica.

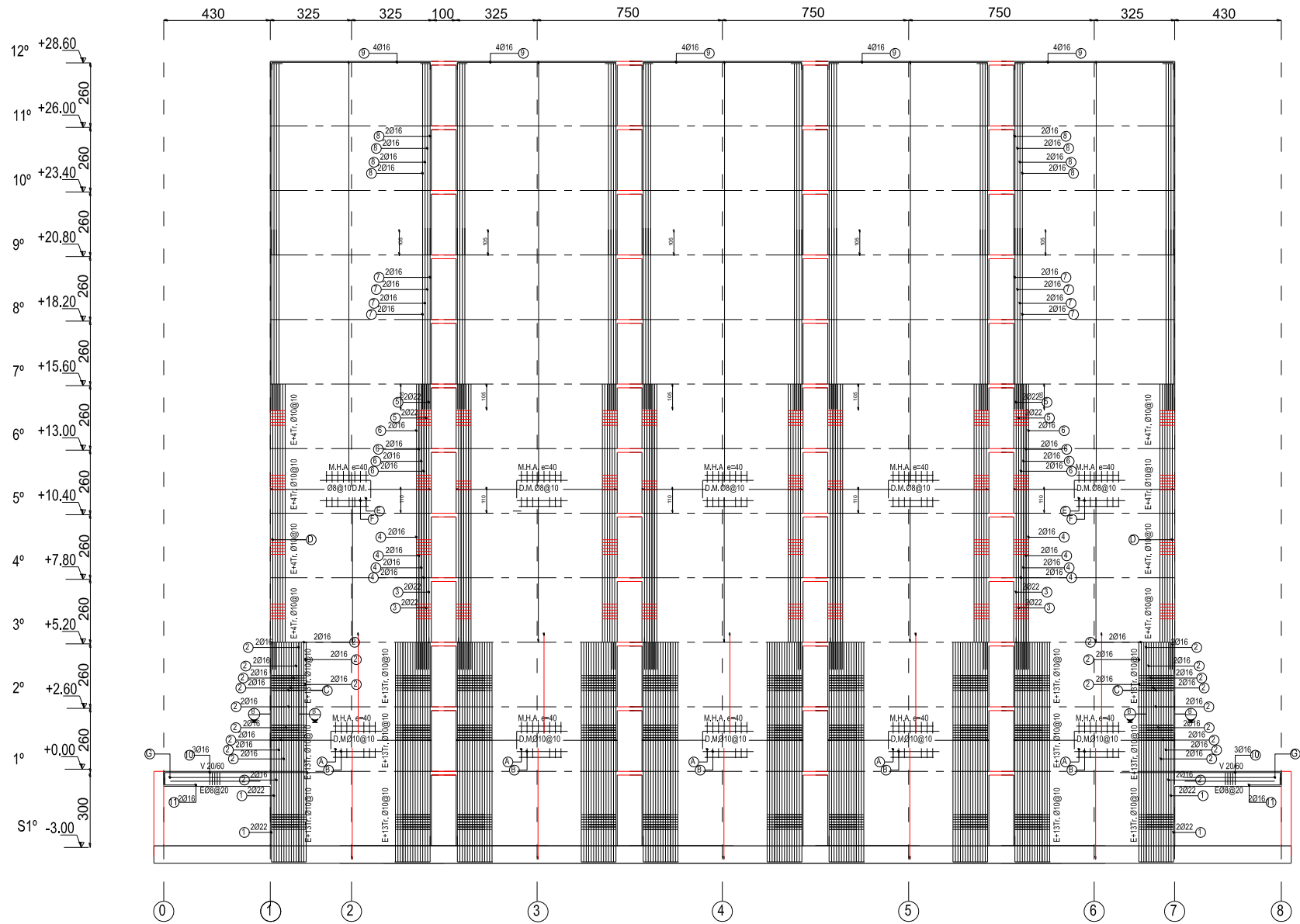
Tabla 3.23 - Cubicación de acero de refuerzo longitudinal elevación eje Y de edificio tradicional.

Marca	Diámetro (mm)	Peso (kg/ml)	Cantidad requerida	Largos (cm)		Peso (kg)
				Parcial	Total	Total
1	18	2,0	6	390	2340	47
2	16	1,6	2	550	1100	17
3	16	1,6	3	550	1650	26
4	16	1,6	2	660	1320	21
5	16	1,6	3	660	1980	31
6	32	6,3	20	945	18900	1193
7	32	6,3	6	470	2820	178
8	22	3,0	2	355	710	21
9	12	0,9	18	210	3780	34
10	22	3,0	18	235	4230	126
11	32	6,3	6	655	3930	248
12	22	3,0	6	655	3930	117
13	32	6,3	6	625	3750	237
14	22	3,0	6	625	3750	112
15	32	6,3	6	356	2136	135
16	22	3,0	6	356	2136	64
17	22	3,0	8	625	5000	149
18	22	3,0	8	810	6480	193
19	22	3,0	2	650	1300	39
				TOTAL/nº de muros	71242	2986 (kg)
				TOTAL	712420	29865 (kg)

Tabla 3.24 - Cubicación de acero de refuerzo transversal y doble malla elevación eje Y de edificio tradicional.

Marca	Diámetro (mm)	Peso (kg/ml)	Espaciamiento (cm)	Largo a distribuir (cm)	Largos (cm)		Peso (kg)
					Parcial	Total	Total
A	8	0,4	20	295	110	1623	6
B	8	0,4	20	1010	150	7575	30
C	12	0,9	10	625	430	53750	477
D	12	0,9	10	430	625	53750	477
E	8	0,4	20	250	150	18750	74
F	10	0,6	10	820	560	45920	283
G	10	0,6	10	1295	360	46620	288
H	10	0,6	10	1330	600	159600	985
I	10	0,6	10	600	1330	159600	985
J	8	0,4	10	1350	600	162000	640
K	8	0,4	10	600	1350	162000	640
					TOTAL/nº de muros	871188	4885
					TOTAL	8711875	48852

De las tablas anteriores se observa que para los muros de dichas elevaciones se tiene un total de 78717 (kg) en acero de refuerzo entre la armadura longitudinal y transversal.



Esc 1:250

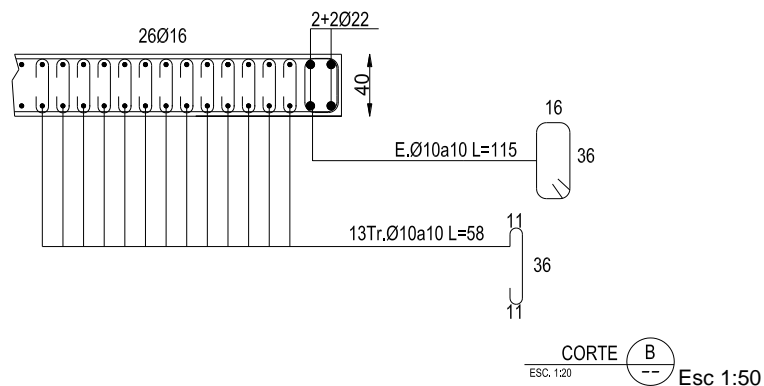


Figura 3.37 - Elevación eje E de edificio tradicional.

La Figura anterior muestra la elevación del eje E que es simétrica con la del eje F, junto con el corte B que muestra el detalle de la sección crítica. La enfierradura dispuesta es la que cumple con la disposición de confinamiento indicada en el inciso 3.5.1.2. Cabe destacar que el total final de cada tabla es incluyendo la enfierradura de las vigas de las dos elevaciones simétricas.

Tabla 3.25 - Cubicación de acero de refuerzo longitudinal elevación eje X de edificio tradicional.

Marca	Diámetro (mm)	Peso (kg/ml)	Cantidad requerida	Largos (cm)		Peso (kg)
				Parcial	Total	Total
1	22	3,0	8	930	7440	222
2	16	1,6	52	930	48360	764
3	22	3,0	8	740	5920	176
4	16	1,6	16	740	11840	187
5	22	3,0	8	520	4160	124
6	16	1,6	16	520	8320	131
7	16	1,6	16	730	11680	185
8	16	1,6	16	810	12960	205
9	16	1,6	4	700	2800	44
10	16	1,6	3	670	2010	32
11	16	1,6	2	670	1340	21
TOTAL/nº de muros					116830	2038
TOTAL					1168300	20594

Tabla 3.26 - Cubicación de acero de refuerzo transversal y doble malla elevación eje X de edificio tradicional.

Marca	Diámetro (mm)	Peso (kg/ml)	Espaciamento (cm)	Largo a distribuir (cm)	Largos (cm)		Peso (kg)
					Parcial	Total	Total
A	10	0,6	10	880	650	114400	706
B	10	0,6	10	650	880	114400	706
C	10	0,6	10	820	870	142680	880
D	10	0,6	10	1040	350	72800	449
E	8	0,4	10	2340	650	304200	1202
F	8	0,4	10	650	2340	304200	1202
G	8	0,4	20	430	150	3225	13
TOTAL/nº de muros						1052680	5144
TOTAL						10539700	51495

Según las tablas anteriores se obtiene un total de 72089 (kg) de acero de refuerzo entre la armadura longitudinal y transversal.

La siguiente tabla muestra la cubicación de hormigón de ambas elevaciones mostradas.

Tabla 3.27 - Cubicación de hormigón de elevaciones ejes X e Y de edificio tradicional.

Elemento	Dimensiones			Volumen (m³)	Cantidad (un)	Hormigón (m³)
	Largo (m)	Alto (m)	Espesor (m)			
Muro T M.40 subterráneo	6,5	3	0,4	8	10	130
	4,3	3	0,4	5		
Muro T M.40 nivel crítico	6,5	2,6	0,4	7	10	112
	4,3	2,6	0,4	4		
Muro T M.40	6,5	2,6	0,4	7	100	1.300
	6	2,6	0,4	6		
Pilar P.30/40	0,4	3	0,3	0,4	10	4
Viga eje y V.20/60	4,7	0,6	0,2	1	10	6
Viga eje y V.20/70	1,3	0,7	0,2	0,2	100	18
Viga eje x/y V.20/60	4,3	0,6	0,2	1	14	7
					TOTAL	1577

Se obtiene el factor que indica la relación entre los kilogramos de acero y metros cúbicos de hormigón necesarios para las elevaciones en cuestión.

$$\frac{\text{kg de acero}}{\text{m}^3 \text{ de hormigón}} = \frac{78717+72089}{1577} = \frac{150806}{1577} = 96 \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right)$$

A continuación se muestran en las Figuras 3.38 y 3.39 las elevaciones del eje A y el eje 0 que conforman el muro perimetral del subterráneo, cuyo refuerzo se obtuvo por lo que dicta el código ACI para muro bajos de corte.

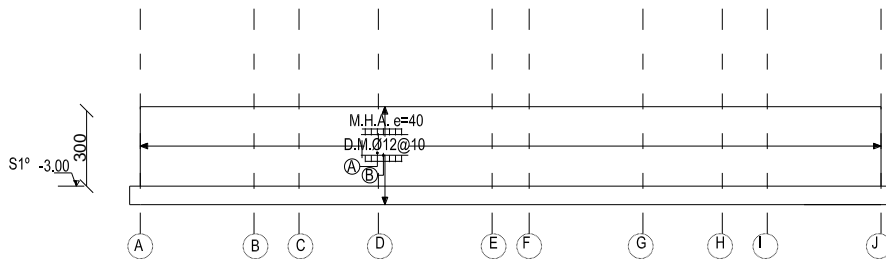


Figura 3.38 - Elevación eje 0 de edificio tradicional. Esc 1:300

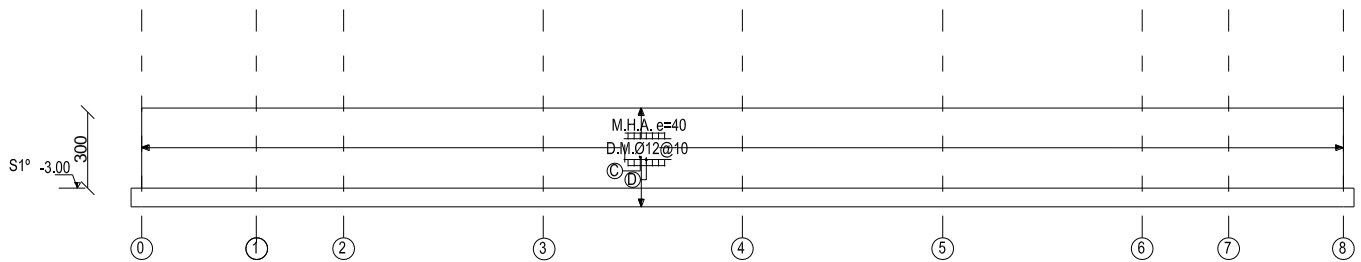


Figura 3.39 - Elevación eje A de edificio tradicional.

Esc 1:300

La Tabla 3.28 especifica la cubicación realizada para la doble malla requerida, cuyo total se ve representado por los 4 muros perimetrales.

Tabla 3.28 - Cubicación de acero de refuerzo doble malla de muros perimetrales de edificio tradicional.

Marca	Diámetro (mm)	Peso (kg/ml)	Espaciamiento (cm)	Largo a distribuir (cm)	Largos (cm)		Peso (kg)
					Parcial	Total	Total
A	12	0,9	10	400	2800	224000	1989
B	12	0,9	10	2800	400	224000	1989
C	12	0,9	10	400	4510	360800	3204
D	12	0,9	10	4510	400	360800	3204
					TOTAL/nº de muros	1169600	10386 (kg)
					TOTAL	2339200	20772 (kg)

Tabla 3.29 - Cubicación de hormigón de muros perimetrales de edificio tradicional.

Elemento	Dimensiones			Volumen (m³)	Cantidad (un)	Hormigón (m³)
	Largo (m)	Alto (m)	Espesor (m)			
Muro perimetral M.40	45,1	3	0,4	54	2	108
	28,0	3	0,4	34	2	67
					TOTAL	175

Se obtiene el factor que indica la relación entre los kilogramos de acero y metros cúbicos de hormigón necesarios para los muros perimetrales.

$$\frac{\text{kg de acero}}{\text{m}^3 \text{ de hormigón}} = \frac{20772}{175} = 119 \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right)$$

La Tabla 3.30 resume las cubriciones de armadura y la Tabla 3.31 las cubriciones de hormigón para el edificio tradicional.

Tabla 3.30 - Resumen de cubriciones de acero para edificio tradicional.

		Acero (kg)
Elevación	Eje 2-3-4-5-6	78717
	Eje E-F	72089
	Eje 0-1-A-J	20772
Losas	Fundación e=70 (cm)	64965
	Piso tipo e=15(cm)	60760
TOTAL		297303 (kg)

Tabla 3.31 - Resumen de cubriciones de hormigón para edificio tradicional.

		Hormigón (m³)
Elevación	Eje 2-3-4-5-6	1577
	Eje E-F	
	Eje 0-1-A-J	175
Losas	Fundación e=70 (cm)	884
	Piso tipo e=15 (cm)	1157
TOTAL		3793 (m³)

3.7 Costos de construcción

Con los cálculos realizados en el inciso anterior es posible evaluar económicamente la construcción del edificio tradicional considerando los costos asociados a la cantidad de hormigón y acero utilizado.

Los precios unitarios de cada material puesto en obra, obtenidos del "Portal de actividades y precios de la construcción" ^[14], junto con las cantidades totales se indican en la Tabla 3.32. Así se obtiene el costo total directo del edificio tradicional.

Tabla 3.32 - Precios unitarios por material puesto en obra y costo total de edificio tradicional.

	Cantidad	Precio unitario	Total
Acero de refuerzo A63-42H puesto en obra	297303 (kg)	0,05 (UF/kg)	14865
Hormigón H30 puesto en obra	3793 (m³)	3,45 (UF/m³)	13086
TOTAL			27951 UF

Capítulo IV

4. Diseño de la estructura aislada

4.1 Descripción de la estructura

La estructura aislada a diseñar corresponde al mismo edificio habitacional ubicado en la ciudad de Viña del Mar con la incorporación de los dispositivos de aislación basal y el elemento estructural que controla el levantamiento de estos dispositivos. Las características de arquitectura y tipología estructural se mantienen respecto a la estructura tradicional. Las dimensiones y alturas de entrepiso corresponden a las mostradas en la Tabla 3.1. del capítulo anterior.

Las dimensiones de los muros varían debido a que en este caso el espesor necesario es menor porque su capacidad de deformación es suficiente para soportar los esfuerzos que demanda la estructura. En cuanto a las dimensiones de vigas y losas se mantienen, ya que estos elementos estructurales están controlados por la cargas gravitacionales del edificio. La Tabla 4.1 indica las dimensiones que cambian y aquellas que se mantienen respecto al edificio tradicional.

Tabla 4.1 - Dimensiones de elementos estructurales edificio aislado.

	Subterráneo	Niveles 1º-11º	Observación
Espesor muros	20 (cm)	20 (cm)	Cambia
Sección vigas	20x60 (cm)	20x70 (cm)	Se mantiene
Espesor losa	15 (cm)	15 (cm)	Se mantiene

Las características de los materiales especificadas para las construcción del edificio son los mostrados en la Tabla 3.3 del capítulo anterior.

4.1.1 Elemento estructural para evitar tracciones en los aisladores

Como se ha dicho a inicios de este trabajo, se debe considerar la incorporación de una estructura adicional situada sobre los dispositivos de aislación cuyo propósito es evitar las tracciones y así otorgar estabilidad a la estructura. Su elección fue a partir de dos opciones.

En una primera instancia se utilizaron vigas de conexión entre los aisladores. Se considera esta opción según lo observado en el edificio Torre del Sol (Revista AICE, 2012) [8]. Para la estructura particular de este trabajo las dimensiones del sistema de vigas que evitan el levantamiento de los aisladores son de 40 (cm) de ancho y 150 (cm) de alto, cuyo volumen de hormigón es equivalente a 280 (m³). La Figura 4.1 muestra la planta de aislación con el sistema de vigas.

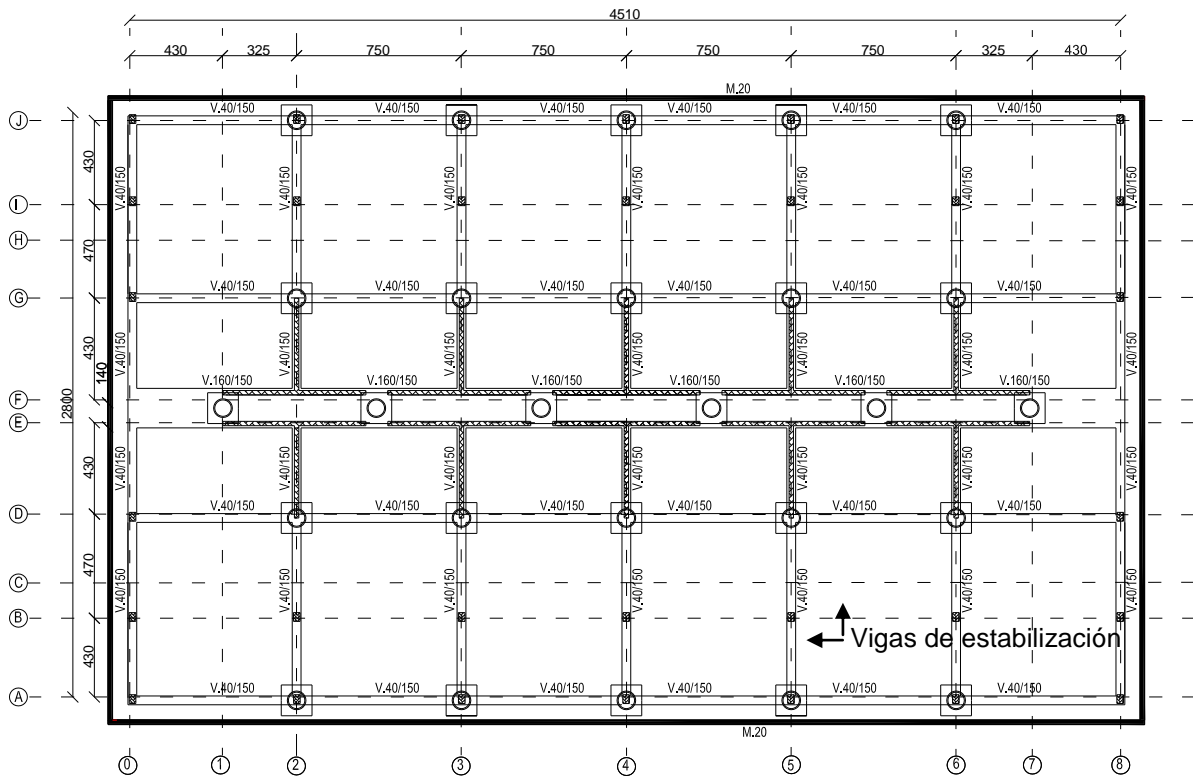


Figura 4.1 - Planta nivel de aislación con vigas de conexión.

1:350

Dentro de la opción del sistema de vigas se identifica una interrogante que se relaciona con el modo en que éstas trabajan y las deformaciones de corte que reciben. En primer lugar se incluye doble diafragma en los elementos de conexión entre los aisladores, debido a que es una práctica que se suele utilizar para unir los puntos de las plantas y que trabajen como una sola, sin embargo con dicha práctica se permite que la viga solo se deforme por corte al ser un elemento más rígido. Por otra parte sin la presencia del diafragma, la viga experimenta deformaciones de corte y flexión, lo que representa de mejor manera lo que ocurre en la realidad. Las Figuras 4.2 y 4.3 muestran el comportamiento del sistema de vigas con y sin la presencia de diafragma indicando los valores máximos de corte para uno de los muros de la estructura.

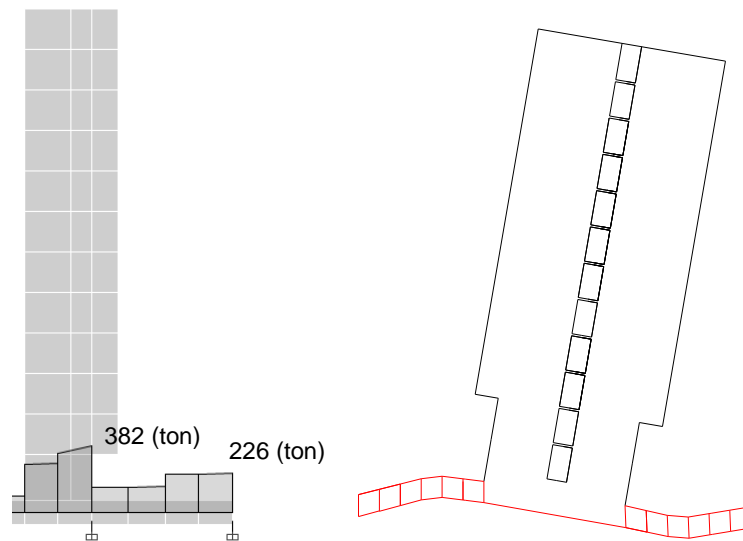


Figura 4.2 - Sistema de vigas con presencia de diafragma.

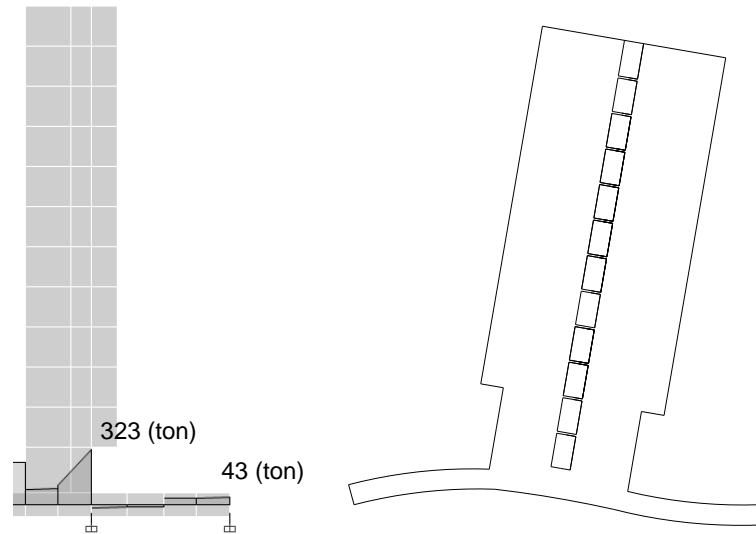


Figura 4.3 - Sistema de vigas sin presencia de diafragma.

De la primera figura se observa un alto valor de esfuerzo de corte, gracias a la presencia del diafragma. En la segunda figura el corte en la viga es mucho menor de modo que no se hacen del todo necesarias. Surgen dudas acerca de este comportamiento lo que lleva a replantear la opción del sistema de vigas y analizar la posibilidad de implementar otro elemento estabilizador.

La segunda opción que busca distribuir el peso necesario que necesite el sistema de aislación, es implementar una losa de dimensiones iguales a 19,4 (m) de ancho, 36,5 (m) de largo y 60 (cm) de espesor, medidas que cubren la planta tipo continuando hasta el subterráneo. Esta alternativa implica una mayor cantidad de hormigón igual a 425 (m³).

Ambas opciones presentan una distribución de los esfuerzos similar obteniendo la menor compresión posible en los dispositivos. Se escoge la solución óptima que es aquella que deja conforme en cuanto a su modelación y reduce costos tanto monetarios como de practicidad. Cabe destacar que el armado de vigas es mucho más complejo en comparación con el armado de la losa.

La Tabla 4.2 compara ambos elementos estructurales, la viga sin diafragma y la losa. En ambos casos se utiliza la misma rigidez efectiva igual a 170 (ton/m) y la misma cantidad de aisladores con un total de 26.

Tabla 4.2 - Comparación de sistemas estabilizadores.

Elemento estructural	Período		Tracción (ton)	Compresión (ton)	Corte (ton)	m ³ de hormigón
	T _x	T _y				
Viga	T _x	2,76	0	925	43	425
	T _y	2,72				
Losa	T _x	2,66	0	839	-	280
	T _y	2,68				

Finalmente se considera que las vigas sí son necesarias en conjunto para otorgar la estabilidad a la estructura, sin embargo el trabajo que ejercen al corte es mínimo. En base a lo anterior se escoge como elemento estructural que ayuda a la estabilidad del sistema de aislación, la losa de 60 (cm) de espesor.

4.1.2 División de la estructura

Para efectos de la construcción de la estructura descrita es necesario indicar que debido a la inclusión de los aisladores y a la dimensión de la losa estabilizadora, el edificio queda dividido en dos porciones. Una que se pone en movimiento ante la fuerza sísmica y la otra que se mantiene fija. La superestructura que se deforma corresponde a losas, vigas, columnas y muros interiores, mientras que el muro perimetral del subterráneo y las fundaciones no sufre movimiento. La Figura 4.4 muestra un corte esquemático que indica la división que se debe realizar al momento de modelar la estructura aislada y la inclusión de la losa que controla las tracciones de los aisladores cuyo espesor es igual a 60 (cm). Además dicho corte se verá representado en las Figuras 4.5, 4.6 y 4.7.

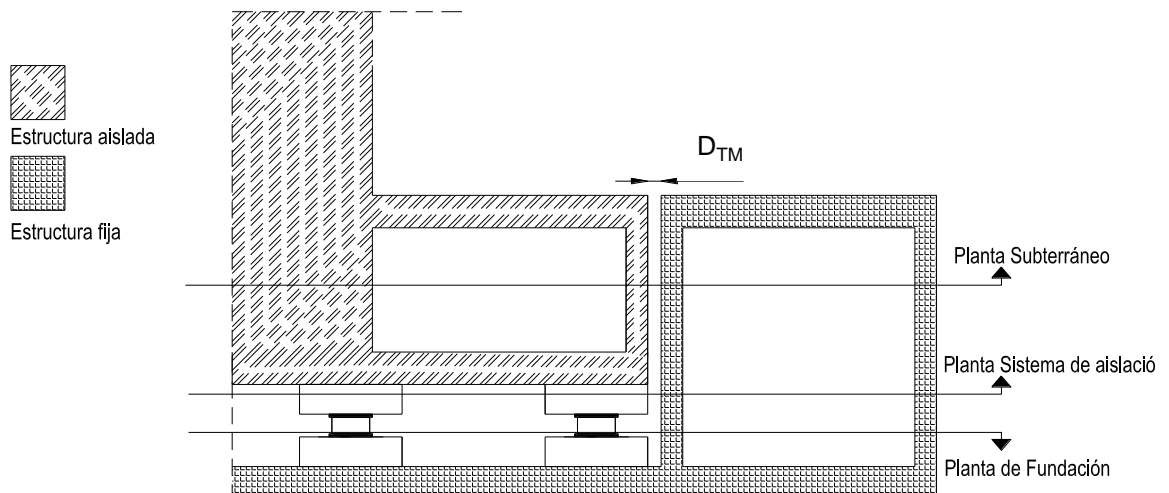


Figura 4.4 - Corte de la estructura aislada (Corte A).

Según lo anterior se deben considerar las separaciones mínimas entre la estructura aislada y la fija. Según la norma de diseño NCh2754 Of.2013 no se debe considerar menor que el desplazamiento que genera el sismo máximo posible (D_{TM}) correspondiente al nivel máximo de movimiento del suelo. La misma distancia debe ser considerada entre la estructura y el plano medianero.

De acuerdo a los criterios arquitectónicos antes mencionados para la estructura aislada, se presentan en las plantas de fundación, nivel de aislación y nivel de subterráneo modificado, indicando el corte A mostrado en la figura anterior.

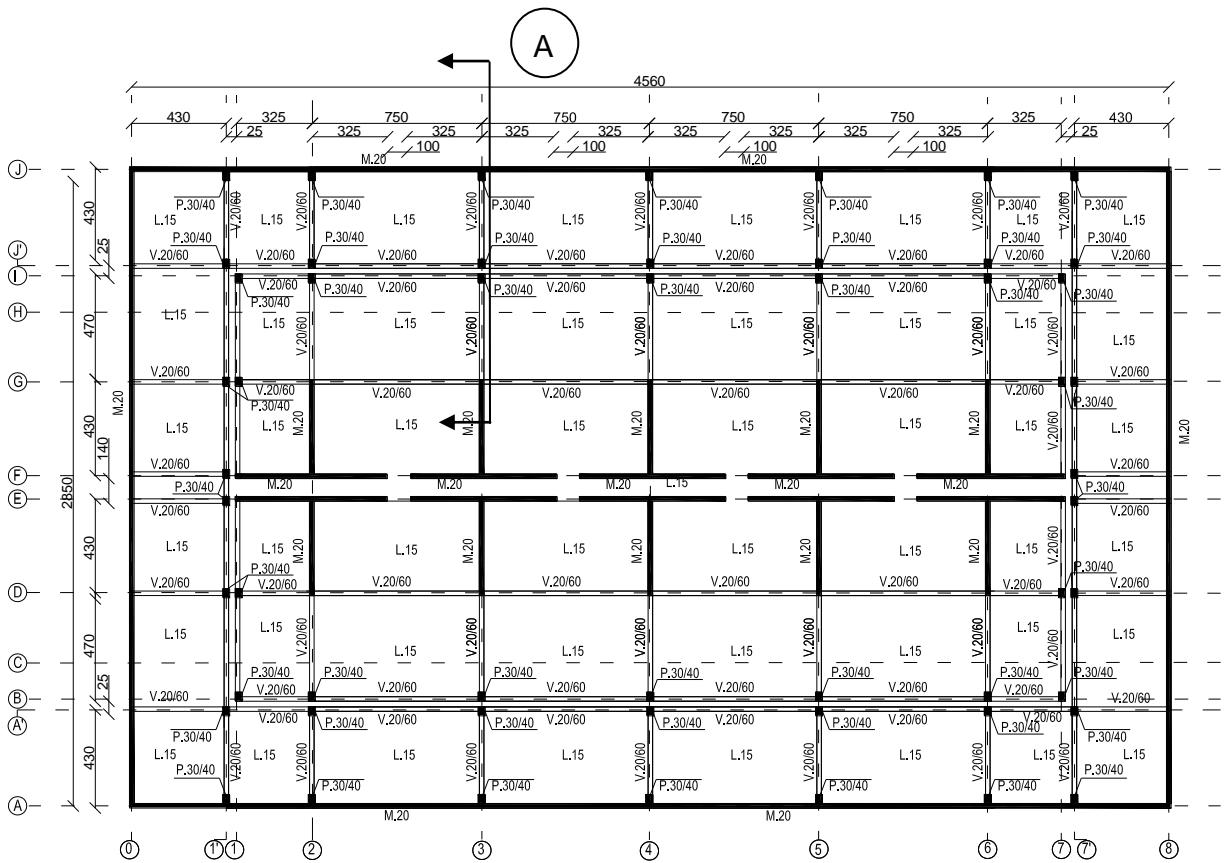


Figura 4.7 - Planta estructuras subterráneo, edificio aislado.

Esc 1:350

Las plantas resultantes de los niveles superiores correspondientes al primer piso y al piso tipo, se muestran en las Figuras 4.8 y 4.9.

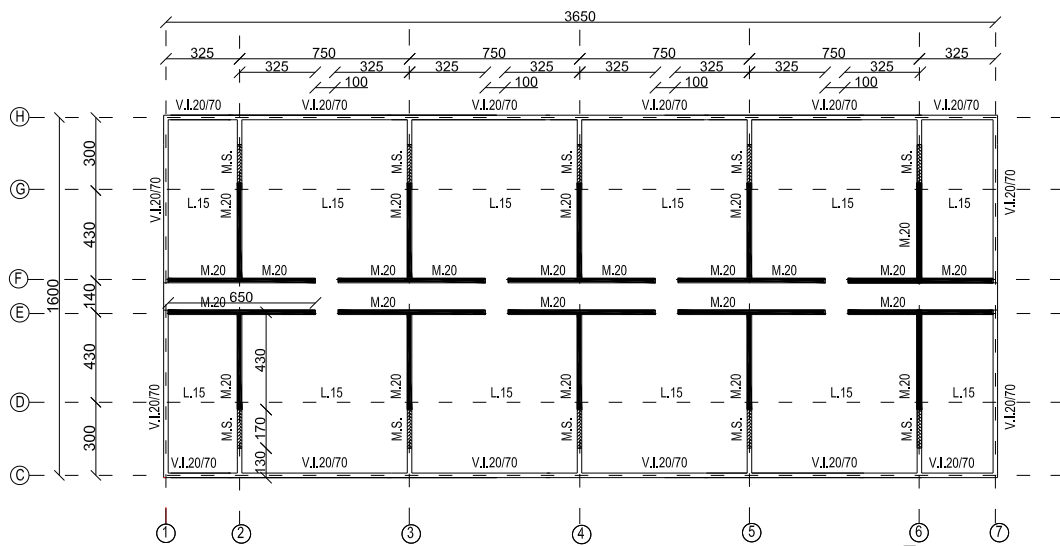


Figura 4.8- Planta estructura nivel 1º, edificio aislado.

Esc 1:350

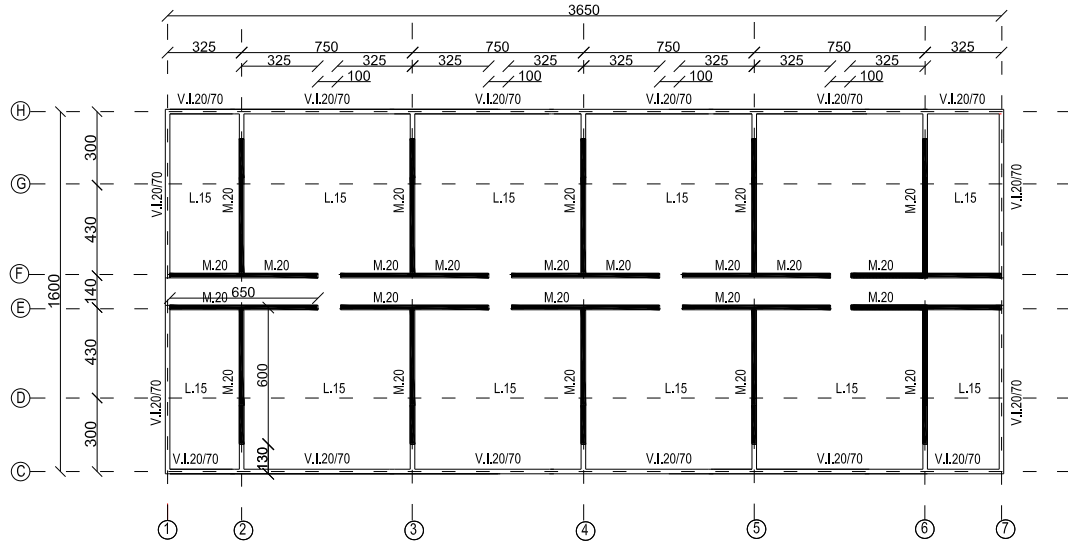


Figura 4.9 - Planta estructura nivel 20-11°, edificio aislado. Esc 1:350

4.2 Disposiciones de la norma NCh2745 " Análisis y diseño de edificios con aislación basal"

Para confeccionar las plantas de la estructura se han tenido en cuenta las disposiciones de la norma NCh2745.Of2013 "Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica", la cual presenta nuevos niveles de riesgo distintos a los que se presentan en la norma utilizada para el diseño del edificio tradicional. Esto se ve reflejado con la definición de dos niveles sísmicos, el sismo de diseño con el que se evalúa el comportamiento de la superestructura y el sismo máximo posible al que se somete el sistema de aislación. Además se tienen nuevos límites de fuerzas laterales sísmicas, la verificación de desplazamientos y estabilidad de los aisladores.

4.2.1 Espectro de diseño

Las cargas sísmicas en una estructura aislada se consideran mediante el espectro de diseño propuesto por la norma. Es necesaria la selección de los parámetros en función del tipo de suelo, que corresponde a D y que en esta norma se traduce en un suelo tipo III. La Tabla 4.3 muestra los valores que definen el espectro.

Tabla 4.3 - Definición del espectro de diseño (SDI).

Suelo tipo III			
Periodos		Factores	
T_a	0,03 (s)	$\alpha_A A$	1212 (cm/s ²)
T_b	0,375 (s)	$\alpha_V V$	131 (cm/s)
T_c	0,68 (s)	$\alpha_D D$	33 (cm)
T_d	1,58 (s)	-	-

Se debe considerar el efecto del amortiguamiento efectivo adicional que entregan los aisladores con núcleo de plomo que se considera igual a un 25%, valor que generalmente poseen estos dispositivos según la información recopilada (Revista AICE, 2012) [7]. Cabe destacar que se incluye el efecto de la reducción desde un periodo menor al 2,5 (s) denominado como el periodo objetivo. Además el espectro debe estar escalado por el factor Z, en función de la zona sísmica. Por otra parte y como se ha mencionado anteriormente, es necesario definir el espectro de diseño debido al sismo máximo posible, debido al cual se obtienen desplazamientos y esfuerzos en el sistema de aislación. Este se construye amplificando el espectro de diseño por un factor M_M el cual se encuentra también en función de la zona sísmica. Los parámetros se resumen en la Tabla 4.4 y los espectros obtenidos se muestran en la Figura 4.10.

Tabla 4.4 - Parámetros sísmicos para la construcción de espectros.

Parámetros	Símbolo	Valor
Zona Sísmica	Z	1,25
Zona Sísmica	M_M	1,20
Amortiguamiento efectivo (25%)	$B_D=B_M$	2,17

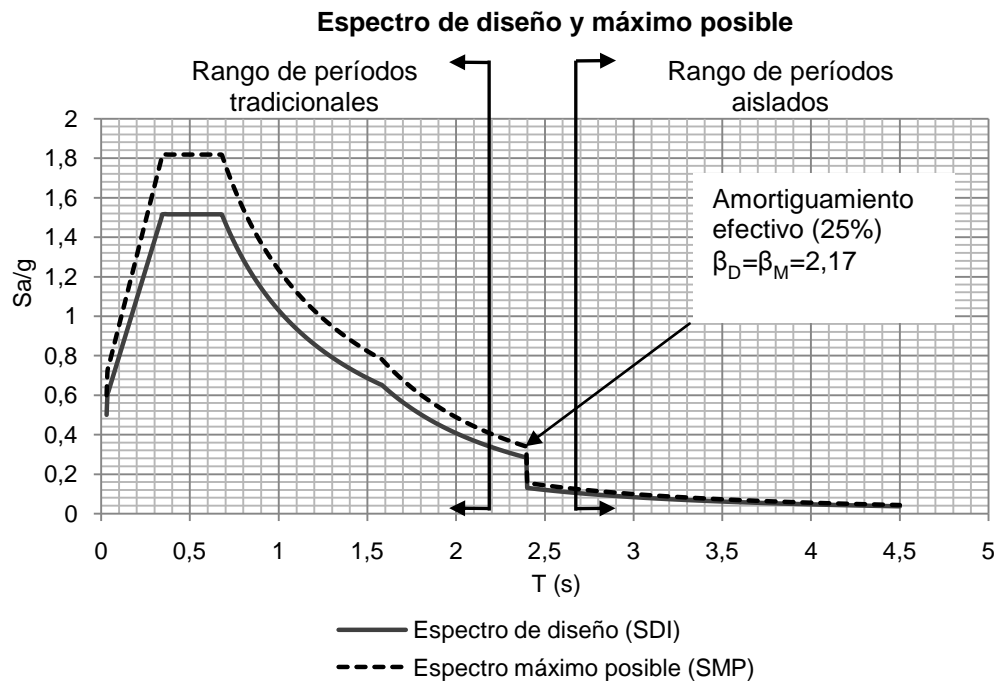


Figura 4.10 - Espectro de diseño (SDI) y espectro debido al sismo máximo posible (SMP).

4.2.2 Desplazamientos laterales mínimos

La norma de análisis y diseño propone ecuaciones para el cálculo de los desplazamientos laterales mínimos a considerar en el sistema de aislación. Para la obtención de los desplazamientos de diseño y máximo es necesario conocer los parámetros mostrados en la Tabla 4.4 anterior, además de los periodos de la estructura de base fija y aislada indicados en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5 - Periodos para la obtención de desplazamientos.

Periodos	Dirección X	Dirección Y
Estructura de base fija (T)	0,80 (s)	0,85 (s)
Estructura aislada ($T_D=T_M$)	2,66 (s)	2,68 (s)

4.2.2.1 Desplazamiento total de diseño

El desplazamiento total de diseño es provocado por el sismo de diseño, que incluye los desplazamientos adicionales debidos a la torsión natural y accidental. Se considera que el sistema de aislación resiste la torsión natural, ya que la razón de frecuencias desacopladas es mayor que 1. Las ecuaciones 4.1, 4.2 y 4.3 muestran la obtención del desplazamiento, donde el coeficiente sísmico de desplazamiento, C_D , está en función del tipo de suelo. En primer lugar se calcula el desplazamiento de diseño, que de acuerdo al análisis dinámico se encuentra en función de los periodos de la estructura aislada y de base fija. De este modo incluye la influencia de la flexibilidad de la superestructura, disminuyendo la demanda de deformación en aproximadamente un 5%.

$$\text{Desplazamiento de diseño según análisis estático: } D_D = \frac{C_D}{B_D} = \frac{330Z}{B_D} \quad \text{Ecuación 4.1}$$

$$D_D = 190 \text{ (mm)}$$

$$\text{Desplazamiento de diseño según análisis dinámico: } D_D' = \frac{D_D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D}\right)^2}} \quad \text{Ecuación 4.2}$$

$$D_D' = 182 \text{ (mm)}$$

$$\text{Desplazamiento total de diseño: } D_{TD} = 1,1 D_D' \quad \text{Ecuación 4.3}$$

$$D_{TD} = 200 \text{ (mm)}$$

Para el sistema de aislación y los elementos que se ubiquen bajo este nivel se debe verificar que el desplazamiento total de diseño obtenido del análisis dinámico debe ser al menos un 90% del desplazamiento D_{TD} calculado en ambas direcciones de análisis, según la ecuación 4.4.

$$0,9 D_{TD} \quad \text{Ecuación 4.4}$$

$$0,9 * 200 = 180 \text{ (mm)}$$

4.2.2.2 Desplazamiento total máximo

El desplazamiento total máximo es provocado por el sismo máximo posible, que incluye los desplazamientos adicionales debidos a la torsión natural y accidental. Se considera que el sistema de aislación resiste la torsión natural, ya que la razón de frecuencias desacopladas es mayor que 1. Las ecuaciones 4.5, 4.6 y 4.7 muestran la obtención del desplazamiento, donde el coeficiente sísmico de desplazamiento, C_M , está en función al tipo de suelo. Se calcula el desplazamiento máximo, el cual se obtiene siguiendo las mismas consideraciones que en el cálculo del desplazamiento anterior.

$$\text{Desplazamiento máximo según análisis estático: } D_M = \frac{C_M}{B_M} = \frac{330M_M Z}{B_M} \quad \text{Ecuación 4.5}$$

$$D_M = 230 \text{ (mm)}$$

$$\text{Desplazamiento máximo según análisis dinámico: } D_M' = \frac{D_M}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D}\right)^2}} \quad \text{Ecuación 4.6}$$

$$D_M' = 220 \text{ (mm)}$$

$$\text{Desplazamiento total de diseño: } D_{TM} = 1,1 D_M' \quad \text{Ecuación 4.7}$$

$$D_{TM} = 240 \text{ (mm)}$$

En este caso la norma exige que el desplazamiento total máximo obtenido en el sistema de aislación, no sea menor que el 80% del D_{TM} calculado, según ecuación 4.8.

$$0,8 D_{TM} \quad \text{Ecuación 4.8}$$

$$0,8 * 240 = 194 \text{ (mm)}$$

4.2.3 Fuerzas sísmicas

Las fuerzas laterales mínimas se dividen de acuerdo a las distintas porciones de la estructura aislada. El esfuerzo de corte elástico es reducido por el factor designado como R_b para el diseño del sistema de aislación y elementos de la subestructura, y como R_s para el diseño de elementos de la superestructura. Los valores correspondientes se resumen en la Tabla 4.6.

Tabla 4.6 - Factores de reducción para fuerzas laterales.

Elementos estructurales	Factor de reducción	Valor
Bajo el sistema de aislación/Fundación	R_b	1,5
Sistema de aislación	R_b	1,0
Sobre el sistema de aislación/Vigas de amarre	R_s	2,0

Todos los elementos estructurales se deben diseñar y construir para resistir como mínimo las fuerzas laterales descritas usando todos los requisitos de capacidad, deformación y resistencia apropiados para estructuras no aisladas.

Se debe verificar que la fuerza lateral mínima necesaria que debe resistir el sistema de aislación y los elementos de la subestructura, esté dada por la ecuación 4.9:

$$V_b = \frac{K_D D_D}{R_b} \quad \text{Ecuación 4.9}$$

Del mismo modo los elementos de la superestructura deben cumplir con la ecuación 4.10:

$$V_s = \frac{K_D D_D}{R_s} \quad \text{Ecuación 4.10}$$

Donde K_D corresponde a la rigidez del sistema de aislación, en este caso considerara como la rigidez efectiva.

Para el sistema de aislación y los elementos que se ubiquen bajo este nivel se debe verificar que el corte de diseño obtenido del análisis dinámico, debe ser al menos un 90% del corte V_b calculado, mientras que para la superestructura debe ser del 80%

4.2.4 Verificación de estabilidad en aisladores

Para el óptimo comportamiento del sistema de aislación ante eventos sísmicos, se debe verificar la estabilidad bajo las cargas verticales máximas y mínimas. La norma NCh2745.Of2013 propone las siguientes combinaciones de carga:

$$\text{Carga vertical máxima: } 1,2D+1,0L+SMP_{\text{máx}} \quad \text{Ecuación 4.11}$$

$$\text{Carga vertical mínima: } 0,8D-SMP_{\text{mín}} \quad \text{Ecuación 4.12}$$

En las ecuaciones anteriores la acción sísmica corresponde a la respuesta que se obtenga para el sismo máximo posible. El valor de carga vertical máxima o fuerza máxima de compresión se considera aproximadamente de 800 (ton) a 900 (ton), esto de acuerdo a los datos que entrega la Revista AICE para los aisladores utilizados en el Edificio Torre del Sol, mientras que se espera no se desarrolle tracción, sin embargo se debe tener en cuenta que son permitidos esfuerzos de hasta 2G, con G igual al modulo de corte el cual posee un valor de 4 (kg/cm²) (Kelly, 2001) [15].

4.2.5 Resumen esquemático de la aplicación de la norma de aislación sísmica NCh2745.Of2013

El siguiente esquema resume los puntos anteriormente descritos especificando los incisos de la norma que los describen en mayor detalle.

Análisis de la estructura aislada

-Para realizar el análisis dinámico de respuesta espectral (inciso 6.5.3 y 8), se deben cumplir las siguiente condiciones:

- La estructura debe estar ubicada en suelos tipo I,II o III.
- El sistema de aislación posee una fuerza restitutiva (inciso 10.2.4),
- Las propiedades de fuerza-deformación son independiente de la velocidad de la carga y de las cargas verticales.

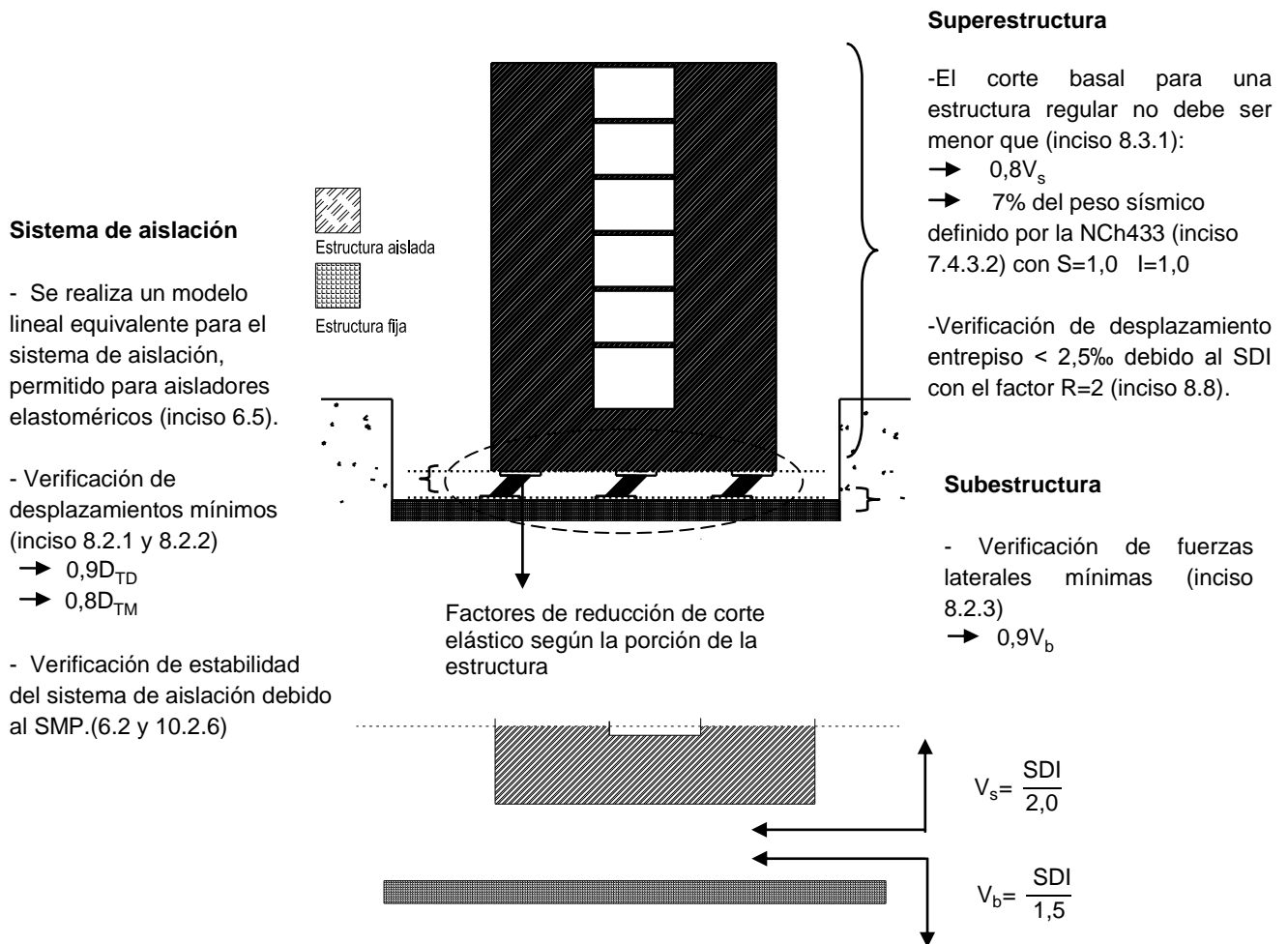


Figura 4.11 - Esquema estructura aislada .

4.3 Configuración del sistema de aislación

Para el sistema de aislación se utilizan aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB). La distribución de los dispositivos en la planta de fundación se realiza según la geometría del edificio, de forma que se sitúen en aquellos elementos que transmiten la carga vertical a los cimientos. En este caso se ubican bajo las puntas de los muros y pilares y se conectan mediante una losa.

Se fija un periodo objetivo entre los 2,5 (s) y 3,0 (s) permitidos por la norma. Así se desplaza dentro del espectro de diseño a una zona donde la demanda de aceleraciones es baja, pero a su vez aumentan las deformaciones las cuales se concentran en el sistema de aislación como se ha especificado en el capítulo de Antecedentes. Según esto la rigidez total necesaria para alcanzar el periodo objetivo se distribuye equitativamente en 26 aisladores dispuestos como se muestra en la Figura 4.2 anteriormente mostrada. Se considera para la iteración del cálculo de la rigidez de los aisladores, que el edificio se mueve como un cuerpo rígido. Una primera aproximación de este valor se obtiene mediante la ecuación 4.13 propuesta por la norma:

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_D g}} \rightarrow (2,5 \text{ a } 3,0) = 2\pi \sqrt{\frac{8076}{K_D 10}} \rightarrow K_D = 5100 \text{ a } 3543 \text{ (ton/m)} \quad \text{Ecuación 4.13}$$

Donde W corresponde al peso total de la superestructura y K_D es el valor de la rigidez total que ésta necesita. En este caso para 26 aisladores la rigidez unitaria puede oscilar entre 195 (ton/m) a 140 (ton/m). Dicho valor se hace variar para otorgar mayor o menor rigidez a la estructura en función de lo que dicta la norma en cuanto a la estabilidad, lo que lleva a adoptar una rigidez para cada aislador igual a 170 (ton/m) alcanzando un periodo de 2,66 (s) en la dirección X y de 2,68 (s) en dirección Y.

Cabe destacar que la disposición final del sistema de aislación se escoge luego de realizar variadas distribuciones con distintos números de aisladores y conociendo que el efecto que genera la incorporación de los dispositivos cambia totalmente la repartición de las cargas en los muros, concentrándose en los puntos donde éstos se coloquen. Para saber la redistribución es necesario analizar una estructura tradicional pero asignando la misma sollicitación de corte sísmico mínimo que se permite en la estructura aislada. De este modo se conoce el porcentaje de carga que recibe cada muro y su distribución de acuerdo al centro de masa. En este caso se cargan mas las alas de los muros, mientras que la punta del alma queda con poco esfuerzo. Cuando se tiene la estructura aislada con la configuración final, se observa que el reparto de las cargas cambia notablemente. La Figura 4.12 muestra ambas distribuciones en uno de los muros del par de muros T, en los cuales se puede ver la diferencia de los porcentajes del peso propio que recibe cada uno.

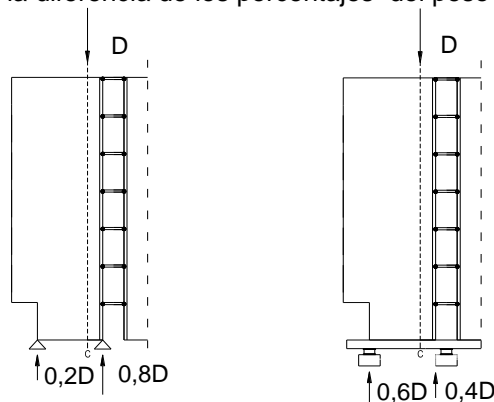


Figura 4.12 - Comparación de la distribución de carga en muros de estructura de base fija y aislado .

En una primera iteración de la distribución de los dispositivos, se prueba con tres aisladores por pares de muros. Un aislador en cada punta del alma y otro aislador compartido entre las alas de los muros como muestra la Figura 4.13. En este caso la descarga gravitacional se divide en una mayor cantidad en la punta del alma y otra cantidad menor en las alas donde se ubica el aislador compartido. Este efecto también es generado por la acción de su muro gemelo, debido a la fuerza que ejerce cada uno contra el otro cuando hay acción sísmica. Esto hace que la punta del alma al estar tan cargada, no se alcance a descomprimir cuando la acción del sismo va en el sentido opuesto. Este es el efecto que se persigue, pero a cambio se tienen compresiones muy altas en los dispositivos centrales. Se observan grandes esfuerzos en la superestructura y se considera que esta configuración tiene una mala distribución de las cargas gravitacionales.

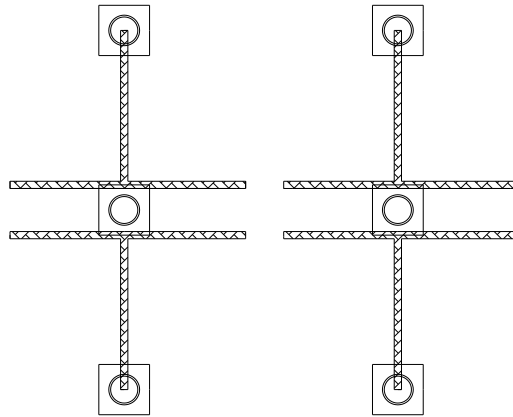


Figura 4.13 - Configuración de tres aisladores por pares de muros.

En una siguiente configuración se busca disminuir la gran compresión en el aislador que se ubicaba entre las alas de los muros, por lo que se colocan dos aisladores más en este sector, como se observa en la Figura 4.14. En esta oportunidad la punta del muro se descomprime cuando el sismo actúa en dirección contraria. Esto se debe a que ahora dicho sector recibe poca carga porque los esfuerzos tienden a distribuirse por los puntos donde hay más aisladores ya que ahora es una zona con mayor rigidez. La compresión disminuye, pero no se equilibra con la cantidad de tracción que existe en los extremos.

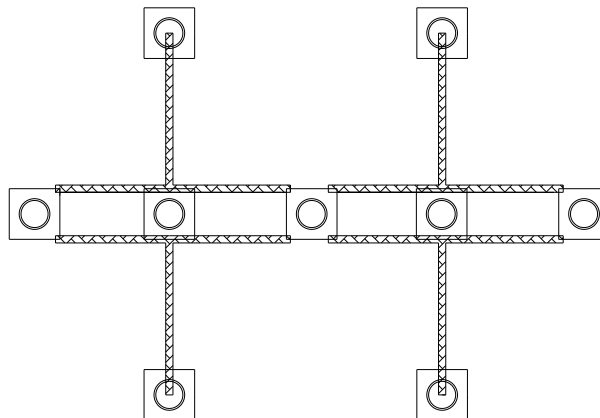


Figura 4.14 - Configuración de cinco aisladores por pares de muros.

Finalmente la configuración que logra equilibrar los esfuerzos de tracción y compresión es la que se muestra en la Figura 4.15 con 4 aisladores por pares de muros, uno en cada extremo del alma del muro T y dos en cada cabezal, compartido por las alas de los muros gemelos y sus paralelos. Así la tracción está controlada y los valores de compresión máxima son los permitidos.

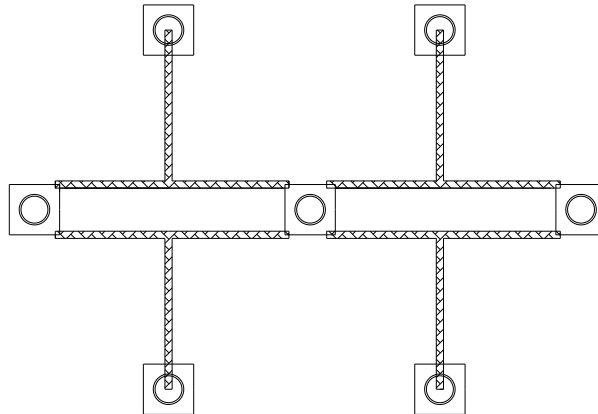


Figura 4.15 - Configuración de 4 aisladores por pares de muros.

4.4 Solicitaciones

4.4.1 Cargas gravitacionales

Para el análisis y modelación de la estructura se definen los estados de cargas considerados en el diseño, correspondientes a las cargas gravitacionales que afectan a la estructura habitacional, divididas en sobrecargas de uso y cargas permanentes. Estos valores se mantienen respecto al diseño de la estructura tradicional indicados en la Tabla 3.4.

4.4.2 Cargas sísmicas

La consideración de las cargas sísmicas se efectúa mediante el análisis dinámico de respuesta espectral propuesto por la NCh2745.Of2013. Se hace mediante el espectro de diseño descrito anteriormente. Este corresponderá al sismo de diseño para la obtención de los esfuerzos en la superestructura, mientras que será el sismo máximo posible el que determine los esfuerzos provenientes de los momentos volcantes y desplazamientos en el sistema de aislación.

4.5 Características del modelo

Se realiza un modelo de cálculo utilizando el programa ETABS 2013. Se definen los elementos estructurales como vigas, muros y losas manteniendo los mismos criterios utilizados en la modelación del edificio tradicional.

Los cambios que se realizan tienen que ver con la adición del sistema de aislación. Para esto se utiliza el elemento enlace del tipo "aislador de goma", que corresponden a elementos de conexión no lineal que se fundamentan en un comportamiento histerético. De este modo representan el aislador en su comportamiento no lineal, lo cual está permitido en los aisladores con núcleo de plomo según la norma de diseño NCh2745.Of.2013. Cada uno de estos elementos debe poseer un apoyo que restrinja el movimiento en ambos sentidos del eje y la rotación. Además como la definición de aislador lo dice, el dispositivo es horizontalmente flexible y verticalmente rígido, por lo cual la rigidez vertical, K_v , debe ser como mínimo 400 veces mayor que la rigidez horizontal K_H . La Figura 4.16 muestra la disposición de los resortes que actúan en la superestructura, desacoplándola horizontalmente ante movimientos sísmicos. Se debe considerar también el efecto P- Δ , que exige la norma de diseño. Este efecto crea un momento adicional flector debido al corte a través del aislador.

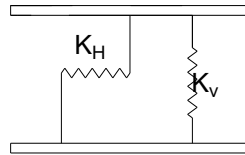


Figura 4.16 - Elemento enlace que representa el aislador.

Las Figuras 4.17 y 4.18 muestran la planta de aislación con la losa de conexión dispuesta sobre los dispositivos y una vista en tres dimensiones del modelo elaborado. La losa se modela como elemento shell sin utilizar el efecto diafragma, ya que éste rigidiza el elemento haciendo que se deforme solo por corte.

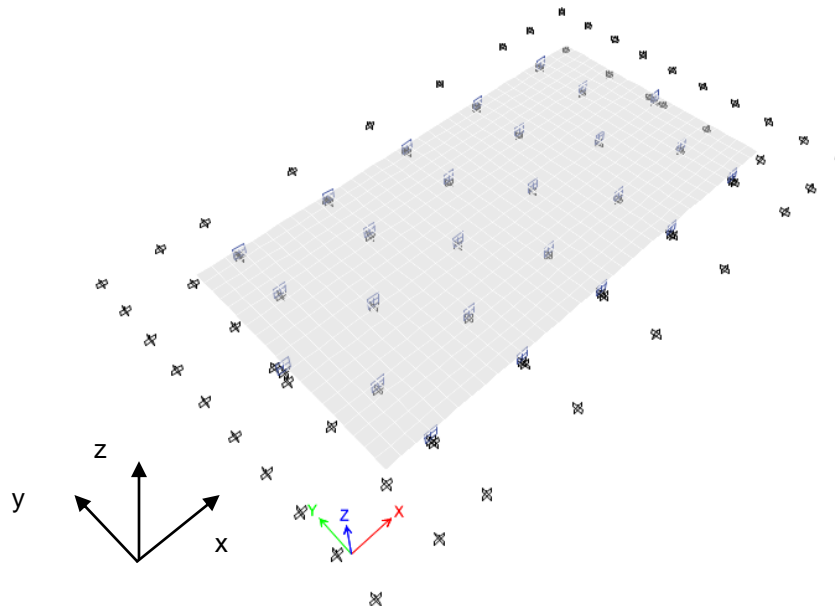


Figura 4.17 - Planta del sistema de aislación.

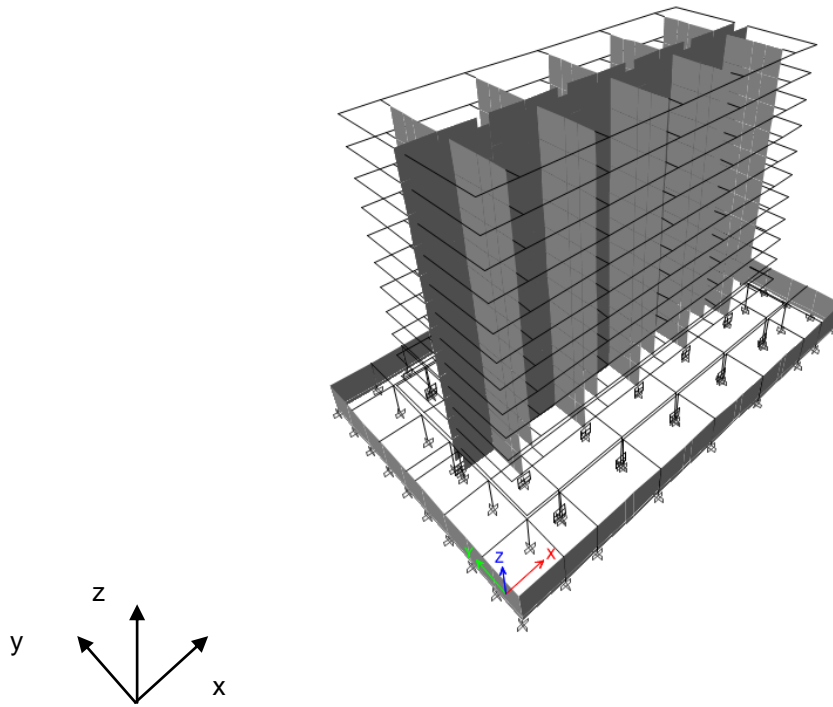


Figura 4.18 - Vista en tres dimensiones del modelo de análisis aislado.

4.6 Resultados del análisis

Según el modelo realizado considerando una rigidez en los aisladores de 170 (ton/m), se obtienen las siguiente reacciones en la base.

Tabla 4.7 - Reacciones en la base de la estructura aislada.

Reacciones totales	Valor
Peso propio (D)	7525 (ton)
Sobre carga (L)	1793 (ton)
Corte elástico debido al sismo en dirección X	787 (ton)
Corte elástico debido al sismo en dirección Y	774 (ton)

De lo anterior se calcula el peso sísmico de la estructura de acuerdo a la norma de diseño NCh433.Of96 Mod.2009, que especifica que se debe considerar la carga permanentes más un porcentaje de la sobrecarga de uso, en este caso del 25%. Por lo tanto el peso corresponde a:

$$\begin{aligned} \text{Peso sísmico} &= D+0,25L \\ \text{Peso sísmico} &= 7973 \text{ (ton)} \end{aligned}$$

Ecuación 4.14

4.6.1 Períodos y masa equivalente por modo:

Tabla 4.8 - Períodos y participación modal de la estructura aislada.

Períodos y participación modal				
Modo de vibrar	Periodo (s)	Masa equivalente en dirección X	Masa equivalente en dirección Y	Masa equivalente del giro en torno a Z
1	2,68	0,00	0,91	0,00
2	2,66	0,92	0,00	0,00
3	2,55	0,00	0,00	0,80

La Tabla 4.8 muestra los resultados obtenidos donde el periodo fundamental de la estructura es igual a 2,68 (s) cuya masa equivalente es mayor en la dirección Y teniendo una participación modal del 91%. El segundo modo de vibrar posee un valor igual a 2,66 (s), cuya participación de la masa equivalente en el sentido X es de un 92%. Finalmente el tercer modo de vibrar es torsional con un valor igual a 2,55 (s) y su participación es del 80%. Se observa que los valores obtenidos se han desplazado a una zona de menor aceleración espectral, gracias a la flexibilidad horizontal otorgada por el sistema de aislación. Además es importante destacar que los periodos traslacionales son prácticamente iguales lo cual es típico en una estructura aislada gracias a la cantidad de dispositivos que entregan la rigidez que necesita la estructura.

Los períodos obtenidos del modelo realizado son aceptables de acuerdo al periodo objetivo dado. La Figura 4.19 muestra la ubicación de los periodos de la estructura en el espectro de diseño, que refleja su traslado a una zona de menor aceleración.

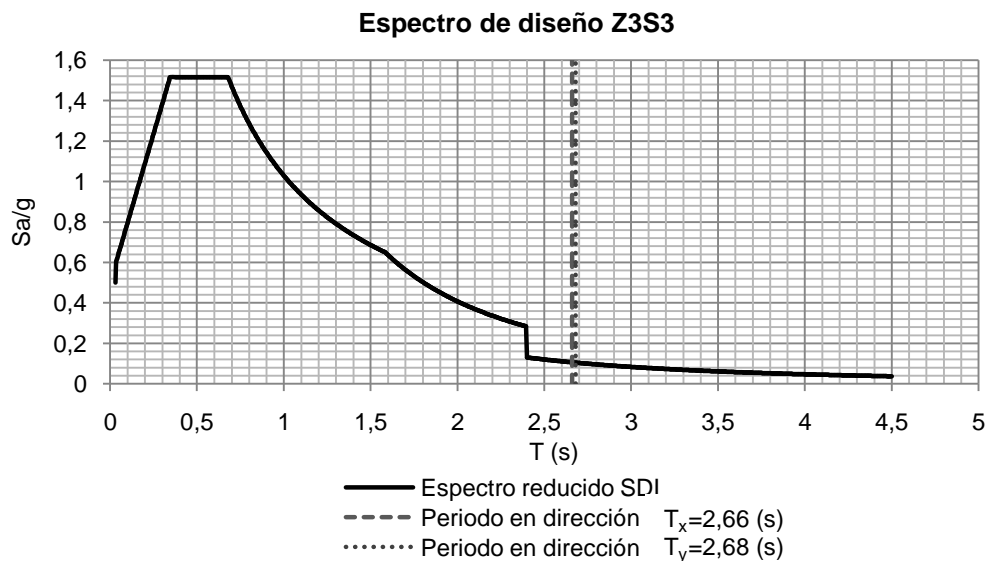


Figura 4.19 - Períodos de la estructura aislada ubicados en el espectro de diseño.

4.6.2 Verificación de desplazamientos

De acuerdo a las definiciones anteriormente descritas en el inciso 4.2, se debe verificar los desplazamientos laterales mínimos de acuerdo al efecto que genera el sismo de diseño y el sismo máximo posible en el sistema de aislación. Cabe destacar que estos valores se utilizan en el diseño del sistema de aislación y las juntas de los dispositivos, que no se incluye en este trabajo.

Se verifican los desplazamientos totales de diseño. La Tabla 4.9 resume los resultados obtenidos de la norma de diseño y del análisis dinámico en las direcciones X e Y.

Tabla 4.9 - Resultados de desplazamiento total de diseño.

NCh2745 D_{TD}	Análisis dinámico	
	Dirección X	Dirección Y
180 (mm)	178 (mm)	175 (mm)

Luego se verifican los desplazamientos totales máximos. La Tabla 4.10 resume los resultados obtenidos de la norma de diseño y del análisis dinámico en las direcciones X e Y.

Tabla 4.10 - Resultados de desplazamiento total máximo.

NCh2745 D_{TM}	Análisis dinámico	
	Dirección X	Dirección Y
194 (mm)	214 (mm)	210 (mm)

De las tablas anteriores se observa que se cumple con las disposiciones de desplazamientos que propone la norma.

4.6.3 Corte de diseño sísmico para la subestructura

El corte sísmico de la subestructura se obtiene según lo dispuesto en la norma y no debe ser menor que el 90% del corte elástico obtenido, según la ecuación 4.15.

$$\text{Límite} = \frac{0,9V_b}{R_b} \quad \text{Ecuación 4.15}$$

Para el caso en estudio se obtienen los valores del corte elástico en ambas direcciones, el cual se reduce mediante la expresión de la ecuación 4.16:

$$\text{Corte de diseño} = \frac{\text{Corte elástico}}{R_b} \quad \text{Ecuación 4.16}$$

Los cortes de diseño considerando el 90% límite en la subestructura iguales a 472 (ton) y 463 (ton) para las direcciones X e Y respectivamente corresponden a un 6% del peso. No se indican límites para el corte de diseño en esta porción de la estructura. La Tabla 4.11 resume los valores obtenidos en este procedimiento además de los porcentajes del peso para cada corte basal en ambas direcciones.

Tabla 4.11 - Resumen procedimiento de obtención del corte sísmico para la subestructura.

	Dirección X	Porcentaje del peso dirección X	Dirección Y	Porcentaje del peso dirección Y
Periodos	2,66 (s)	-	2,68 (s)	-
Corte elástico	787 (ton)	10%	774 (ton)	10%
Factor de reducción R_b (NCh2745)	1,5	-	1,5	-
Corte reducido y basal efectivo	525 (ton)	6%	514 (ton)	6%
90% del corte basal	472 (ton)	6%	464 (ton)	6%

4.6.4 Corte de diseño sísmico para la superestructura

El corte sísmico se obtiene mediante la combinación de las disposiciones de las normas de diseño para el edificio tradicional y para el edificio aislado que corresponden a la NCh433.Of1996 Mod.2009 y a la NCh2745.Of2013 respectivamente.

De acuerdo a la NCh2745.Of2013 el corte de diseño en la superestructura, no debe ser menor que el 80% de corte elástico obtenido.

$$\text{Límite: } \frac{0,8V_s}{R_s} \quad \text{Ecuación 4.17}$$

Para el caso en estudio se obtienen los valores del corte elástico en ambas direcciones, el cual se reduce mediante:

$$\text{Corte de diseño} = \frac{\text{Corte elástico}}{R_s} \quad \text{Ecuación 4.18}$$

Además se debe considerar el corte basal mínimo requerido por la NCh433.Of1996 Mod.2009. El esfuerzo de corte no se debe considerar menor que la fuerza lateral sísmica requerida para una estructura de base fija del mismo peso y un periodo igual al de la estructura aislada. Este valor se debe calcular considerando los siguientes parámetros mostrados en la Tabla 4.12:

Tabla 4.12 - Parámetros para la obtención del corte límite.

Parámetro	Valor
I	1
S	1

Por lo tanto la ecuación del coeficiente sísmico límite queda expresada según la ecuación 4.19, lo que representa un 6,7 % del peso de estructura.

$$C_{\min} = A_0/6g \quad \text{Ecuación 4.19}$$

Según lo anterior el mínimo corte aceptable en función del peso de la estructura de 7973 (ton) se muestra en la Tabla 4.13.

Tabla 4.13 - Corte sísmico límite estructura aislada.

	Coefficiente sísmico	Corte sísmico
Mínimo	6,7%	532 (ton)

Luego el corte se obtiene de la ecuación 4.20:

$$\text{Corte} = \text{CIP} \quad \text{Ecuación 4.20}$$

Los cortes de diseño considerando el 80% límite en la superestructura iguales a 315 (ton) y 310 (ton) para las direcciones X e Y respectivamente corresponden a un 4% del peso, por lo tanto se encuentran bajo el corte mínimo permitido. Esto implica modificar el factor de reducción mediante la ecuación 4.21:

$$R^{**} = \frac{\text{Corte elástico}}{\text{Corte mínimo}} \quad \text{Ecuación 4.21}$$

Con las cargas de los sismos modificados se obtienen los valores del corte basal de diseño. La Tabla 4.14 resume los valores obtenidos en este procedimiento además de los porcentajes del peso para cada corte basal en ambas direcciones.

Tabla 4.14 - Resumen procedimiento de obtención del corte sísmico para la superestructura.

	Dirección X	Porcentaje del peso dirección X	Dirección Y	Porcentaje del peso dirección Y
Periodos	2,66 (s)	-	2,68 (s)	-
Corte elástico	787 (ton)	10%	774 (ton)	10%
Factor de reducción R_s (NCh2745)	2,0	-	2,0	-
Corte reducido	393 (ton)	5%	387 (ton)	5%
80% del corte basal (estructura regular)	315 (ton)	4%	310 (ton)	4%
Corte mínimo (NCh433)	532 (ton)	7%	532 (ton)	7%
Factor de reducción final	1,48	-	1,46	-
Corte basal efectivo	532 (ton)	7%	532 (ton)	7%

El incremento de amortiguamiento en el sistema de aislación conduce a una menor demanda de deformación sobre éste, lo que a su vez implica una reducción de la fuerza de corte que actúa en la superestructura. Además se destaca que los factores de reducción final corresponden a 1,48 y 1,46 para las direcciones de análisis X e Y. Por lo tanto para efectos de diseño según las combinaciones que dicta el código, el factor que incrementa al sismo se ve anulado, permitiendo que el sismo de diseño permanezca prácticamente elástico.

4.6.5 Estabilidad en aisladores para cargas verticales

Según las ecuaciones descritas anteriormente para la verificación de estabilidad de la estructura proporcionada directamente por los aisladores, los valores resultantes del análisis para el sismo máximo posible se muestran en la Tabla 4.15:

Tabla 4.15 - Cargas verticales máxima y mínima

Fuerza máxima de compresión	Fuerza máxima de tracción
839 (ton)	0 (ton)

De lo anterior es aceptable el valor de máxima compresión por encontrarse entre el rango delimitado. En cuanto al valor de la máxima fuerza de tracción igual a 0 (ton), por lo que no existe levantamiento de los aisladores.

4.6.6 Deformaciones sísmicas

La norma de diseño de edificios con aislación sísmica propone como límite de desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos medido en el centro de masa y en cada una de las direcciones de análisis, el siguiente valor indicado en la ecuación 4.22:

$$\text{Deformación relativa entre pisos} = \frac{\text{Diferencia de desplazamiento entre pisos}}{\text{altura de entrepiso}} < 0,0025 \quad \text{Ecuación 4.22}$$

Lo anterior implica que la superestructura permanecerá esencialmente elástica y con deformaciones de entrepiso inferiores en comparación a una estructura de base fija. La condición puede comprobarse visualizando los gráficos que muestran la deformación relativa entrepisos de la estructura de acuerdo a los sismos de diseño en ambas direcciones de análisis y considerando un factor de reducción igual a 2. La Figura 4.20 muestra la relación del desplazamiento relativo y altura de entrepiso.

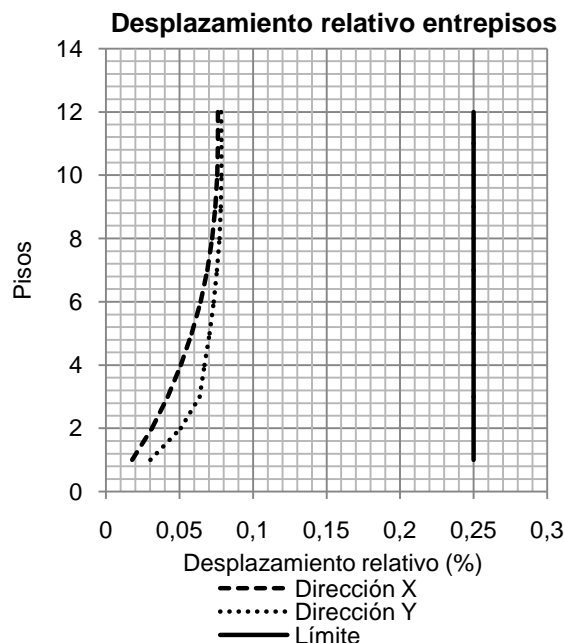


Figura 4.20 - Deformación relativa entre pisos estructura aislada.

La mayor deformación relativa entrepisos debido al sismo en las direcciones X e Y se identifican en el último nivel con valores de 0,00076 y 0,00078. De los resultados anteriores se concluye que los desplazamientos relativos de entepiso no superan el 0,0025 en el centro de masa.

4.6.7 Desplazamiento lateral del techo

Se obtiene el valor del desplazamiento lateral del techo en ambas direcciones de análisis, ya que es necesario verificar la disposición del decreto n°60 en cuanto a la capacidad de deformación del edificio y si es necesario implementar elementos de borde en una estructura aislada. La Figura 4.21 muestra los desplazamientos del sistema de aislación en la base y el desplazamiento máximo de la superestructura. De su diferencia resultan los valores buscados.

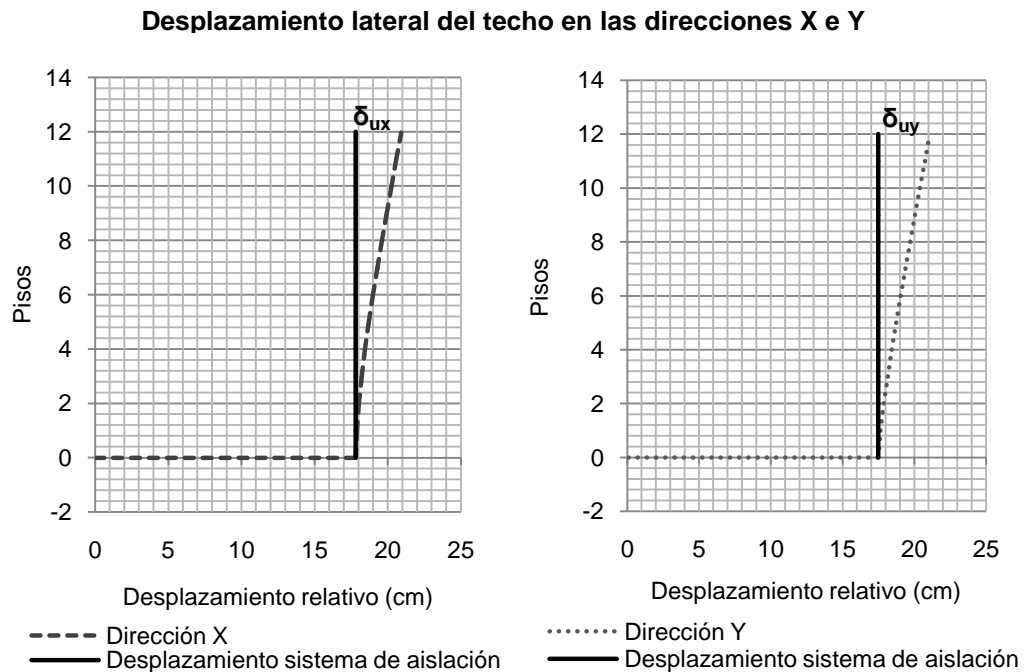


Figura 4.21 - Desplazamientos laterales del techo en estructura aislada.

En la dirección X el desplazamiento del sistema de aislación es de 17,8 (cm), luego la superestructura se desplaza hasta los 20,9 (cm), por lo tanto el desplazamiento lateral δ_{ux} es igual a 3,1 (cm). En la dirección Y el desplazamiento en el sistema de aislación corresponde a 17,5 (cm) y la estructura alcanza un desplazamiento máximo de 21 (cm) por lo tanto el desplazamiento lateral δ_{uy} es igual a 3,5 (cm).

4.7 Diseño de la estructura según código ACI 318-11y Decreto Supremo N°60

El diseño de los elementos estructurales que componen el edificio habitacional aislado se diseñan de igual modo que para el edificio tradicional. Esto según lo dispuesto en el código de diseño de hormigón armado en su última versión ACI 318S-11 y verificando las disposiciones del Decreto Supremo N°60 implementado desde el año 2011.

Las solicitaciones en cada elemento estructural se obtienen según las combinaciones de carga establecidas en el capítulo anterior.

Se diseña el edificio identificando cada elemento para el cual se debe calcular la armadura necesaria en función de las demandas sísmicas, ya que aquellas controladas por las demandas gravitacionales se mantienen con respecto al edificio tradicional.

4.7.1 Diseño de muros

Siguiendo con el formato de diseño del muro del capítulo anterior, se identifica el muro a diseñar en la estructura aislada. En la Figura 4.22 se muestra el nivel de subterráneo correspondiente al nivel crítico donde se ubica el muro T (M2) en los ejes E y 2 según las direcciones X e Y respectivamente. Todos los elementos poseen demandas similares debido a la geometría regular de la estructura por lo que la obtención de la armadura se considera igual.

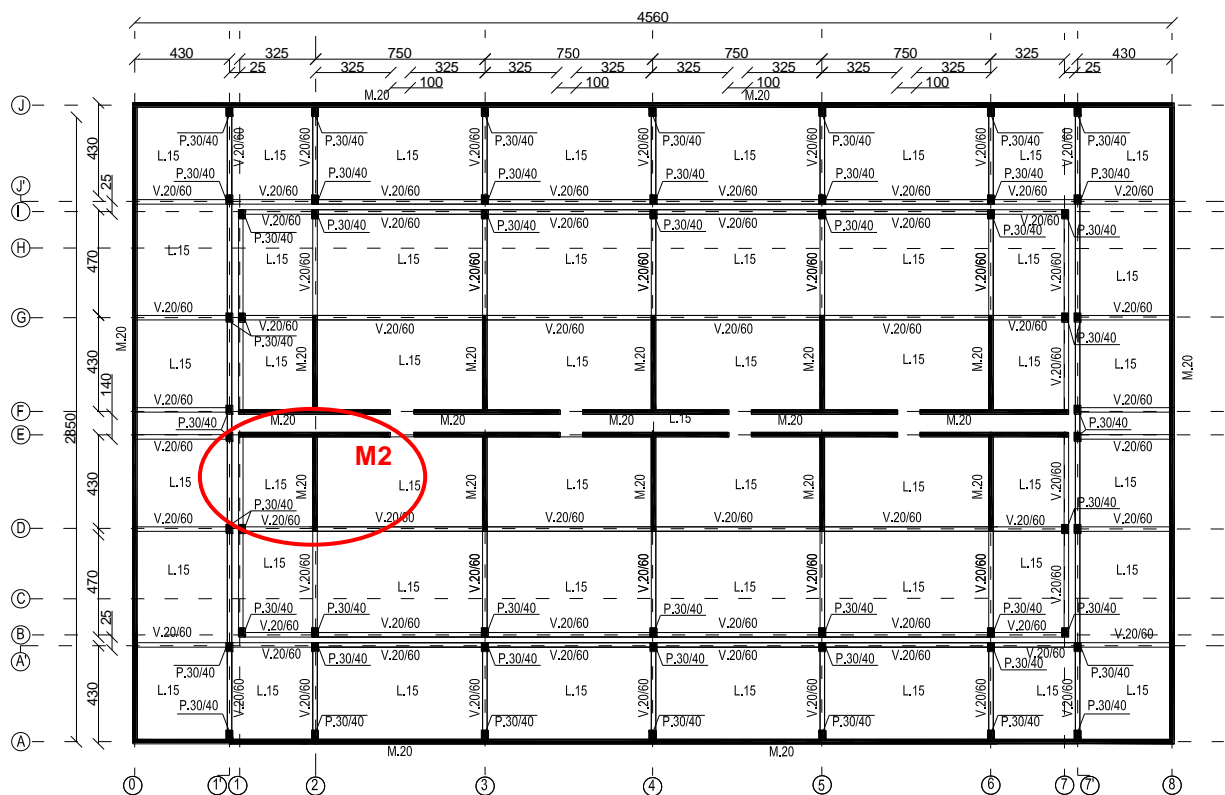


Figura 4.22 - Identificación de muro a diseñar en estructura aislada.

Como el código ACI 318S-11 lo especifica, el diseño de muros debe cumplir con la limitación de la carga axial máxima, la capacidad de curvatura y comprobar si se deben incluir elementos de borde. Los diseños que se realizan son a flexo-compresión y al corte. La figura 4.23 (a), (b) y (c) muestra la distribución de momento, de corte y fuerza axial en la altura de uno de los muros T que conforman el edificio, indicando el mayor valor en la zona crítica.

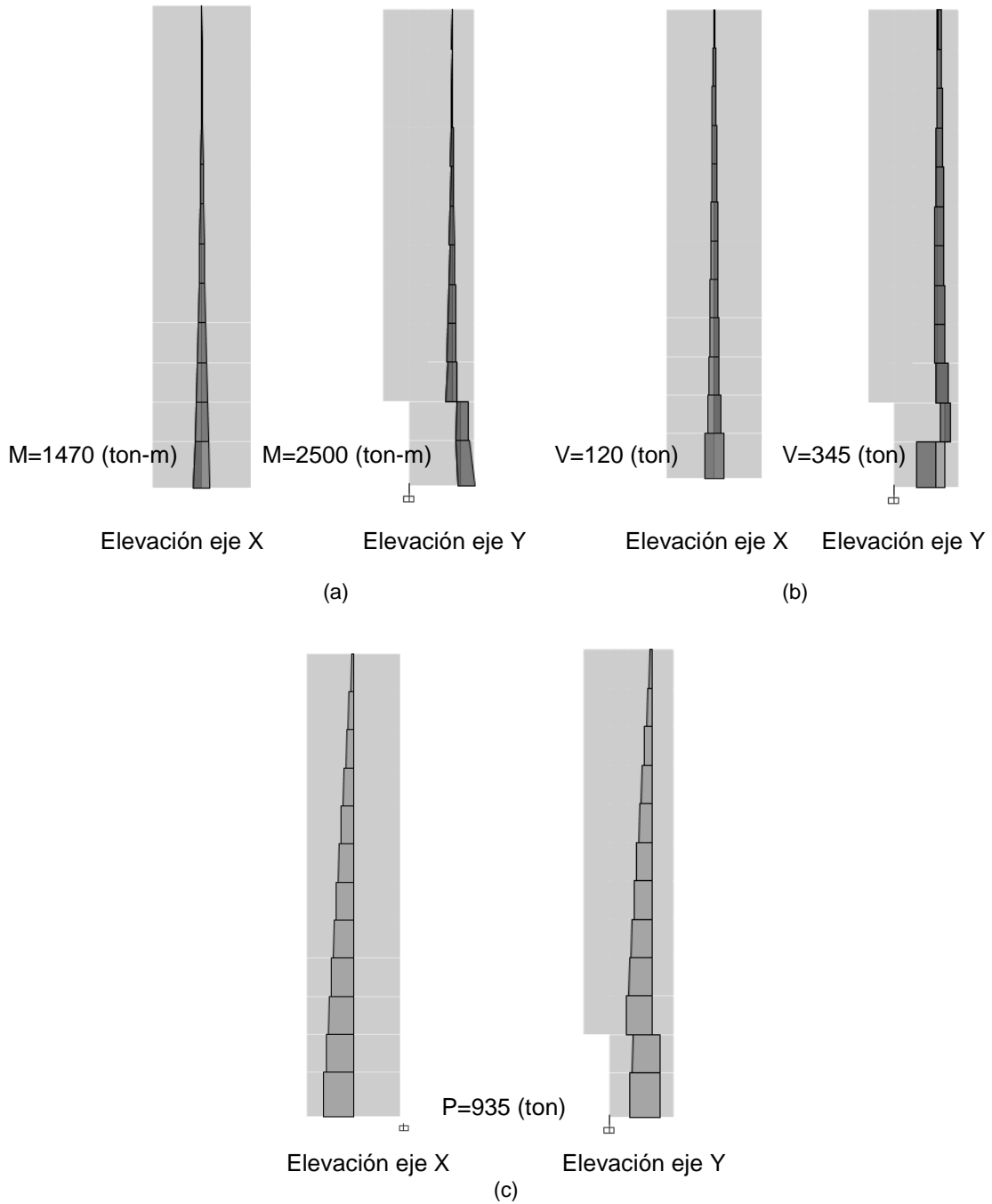


Figura 4.23 - Diagramas de M2 correspondientes a ejes X e Y. (a) Diagrama de momento. (b) Diagrama de corte. (c) Diagrama carga axial.

4.7.1.1 Resistencia a la flexo-compresión

En primer lugar se obtiene la cuantía del muro según el diseño a flexo-compresión. Se construye la curva de interacción del mismo modo descrito en el capítulo anterior y ubicando los puntos M_u, P_u que deben encontrarse dentro de la curva de diseño. A continuación se muestran en la Figura 4.24 el muro armado que especifica el acero de refuerzo resultante y las Figuras 4.25 y 4.26 ilustran los diagramas de interacción generados para el nivel crítico en las direcciones X e Y del muro.

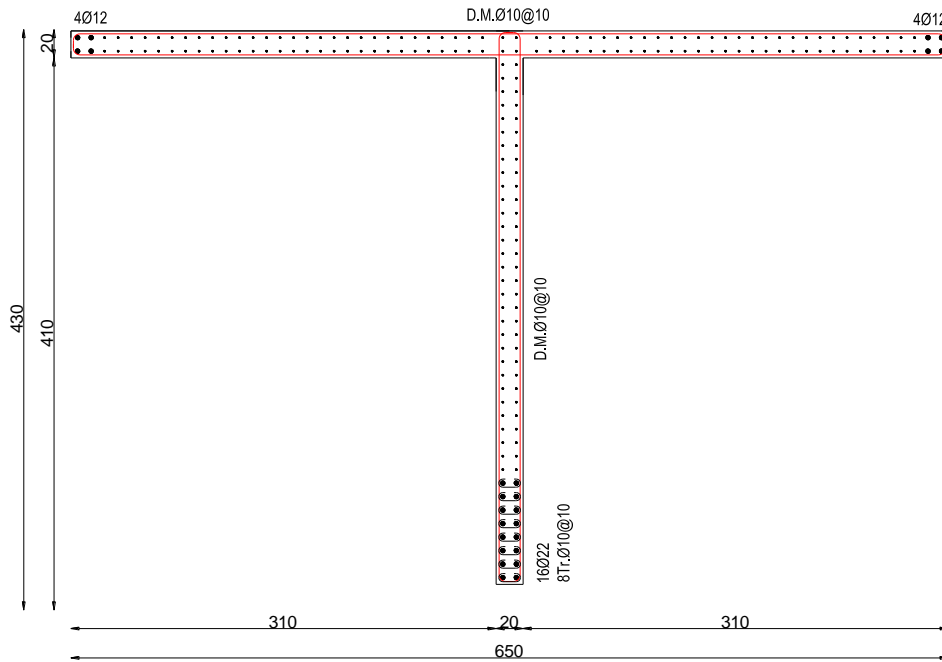


Figura 4.24 - Muro M2 armado

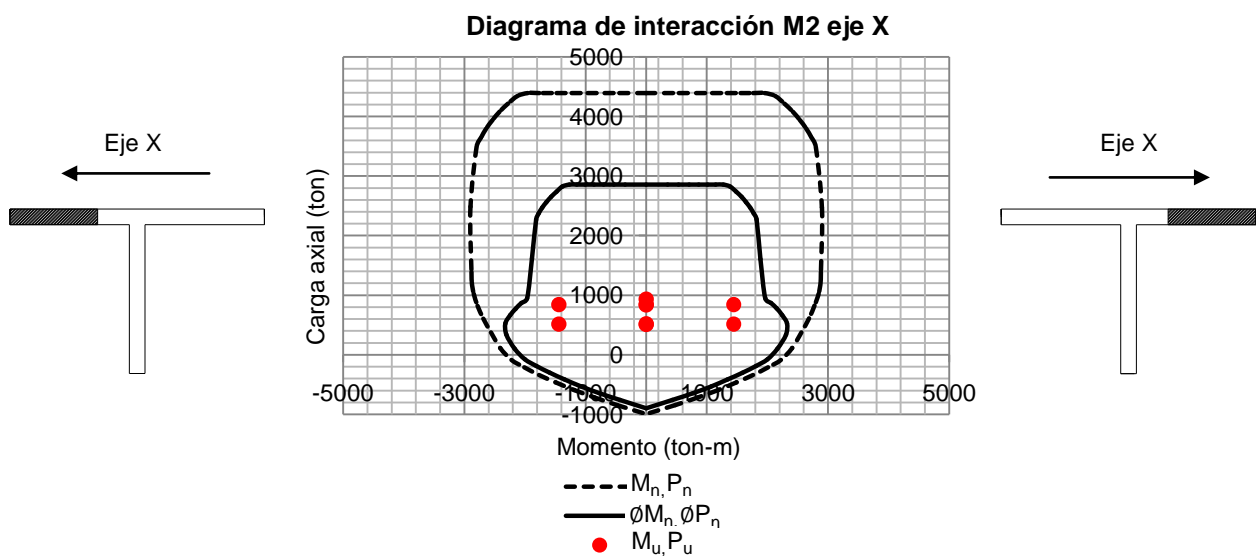


Figura 4.25 - Diagrama de interacción muro M2 eje X.

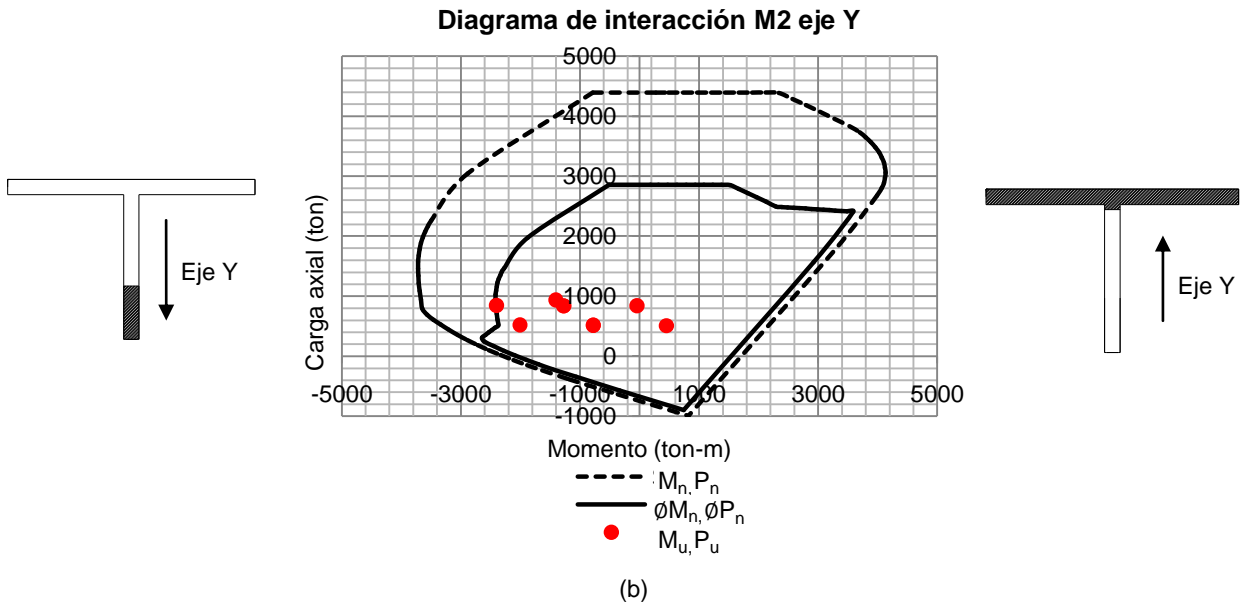


Figura 4.26 - Diagrama de interacción muro M2 eje Y.

Para este muro el límite de carga axial cumple con lo requerido según el Decreto Supremo N°60, lo que corresponde a:

$$P_u \leq 0,35f'_c A_g \quad \text{Ecuación 4.23}$$

$$848 \leq 1855 \text{ (ton)}$$

Cabe destacar que los puntos de cada una de las combinaciones de carga se encuentran concentrados hacia la izquierda, que corresponde a la zona de tracción del ala. Esto se debe a la presencia del momento estático que se genera por las condiciones de apoyo del muro. Como se observa en la Figura 4.27, los aisladores de las almas se encuentran más aliviados que aquellos que disipan la energía de las alas de 4 muros. Por lo tanto en este punto se produce un giro a nivel de base tan solo por las cargas gravitacionales. Sin embargo gracias al empuje que genera el muro gemelo, la estructura se estabiliza.

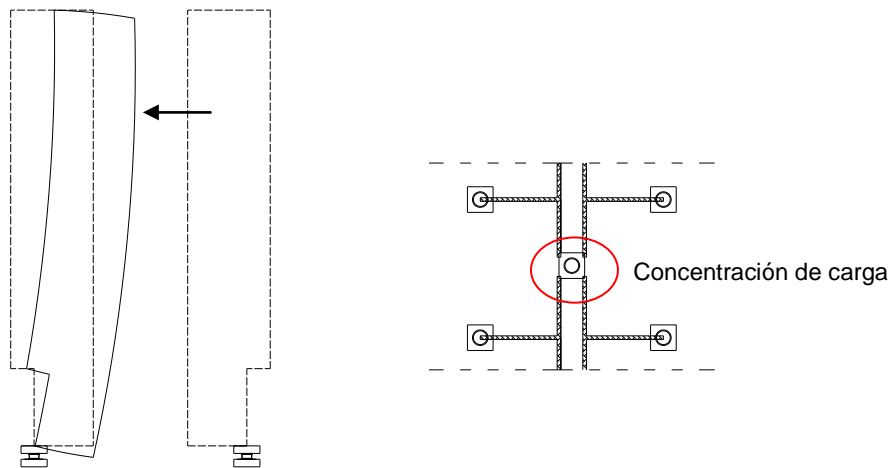


Figura 4.27 - Esquema representativo de momento estático.

4.7.1.2 Capacidad de deformación.

Para conocer la capacidad de deformación que poseen los muros de la estructura aislada se emplea el mismo procedimiento descrito en el inciso 3.6.1.2 del capítulo "Diseño tradicional de la estructura". Con el muro ya diseñado se puede calcular la profundidad al eje neutro desde la fibra extrema en compresión "c". Dicho valor se obtiene de la ecuación de equilibrio de fuerzas verticales. Posterior a esto se debe verificar las disposiciones del decreto n°60, que indican que la demanda debe ser menor a la capacidad y se debe verificar la implementación de elementos de borde. Como se ha especificado el espesor de los muros del edificio aislado corresponde a 20 (cm). La altura del edificio de es 3160 (cm) con 12 niveles por sobre el nivel de aislación.

El procedimiento se lleva a cabo para ambos muros en diseño y en ambas direcciones de análisis. La Tabla 4.16 muestra los resultados obtenidos.

Tabla 4.16 - Análisis en direcciones X e Y para muro M2.

Muro/eje	Espesor de muro (cm)	P_u (ton)	δ_u (cm)	H_t (cm)	l_w (cm)	c	c_{lim}	$\frac{c}{l_w}$	$\frac{c_{lim}}{l_w}$	$\frac{\delta_u}{H_t}$	$\frac{\phi_u l_w}{2}$
M2/X	20	848	3,1	3160	650	280	1104	43%	170%	0,10%	0,3%
M2/Y	20	848	3,5	3160	430	255	647	59%	150%	0,11%	0,3%

En la tabla anterior se observa que las disposiciones del decreto n°60 pierden validez, porque la demanda que experimenta el muro es muy baja y se permitiría que estuviese todo comprimido. Luego con el valor de c_{lim} se descarta el uso de elementos de borde, ya que está muy por encima de la distancia al eje neutro que poseen los muros.

Las Figuras 4.28 y 4.29 muestran la redistribución de las áreas del muro y la doble malla propuesta utilizada para la iteración en busca del valor de la distancia al eje neutro final, además de las deformaciones unitarias.

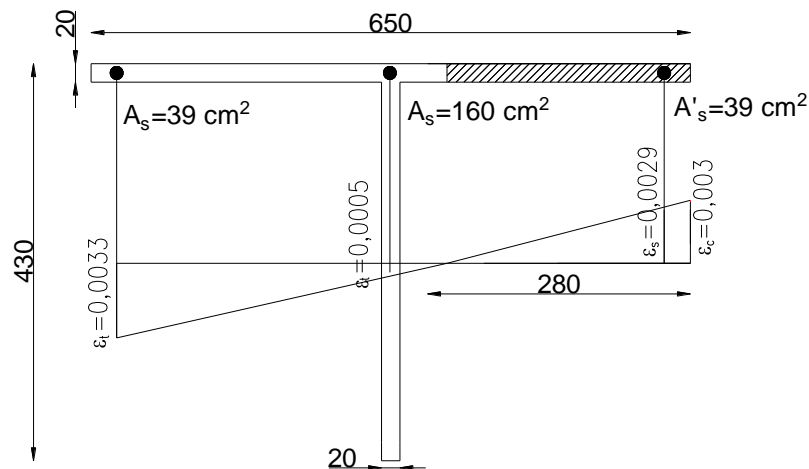


Figura 4.28 - Distribución de cuantías y deformaciones unitarias para muro M2 dirección X.

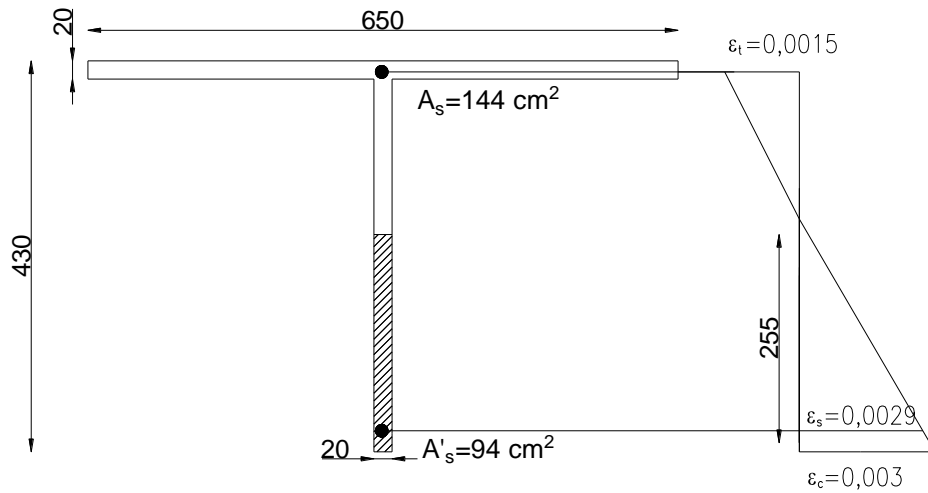


Figura 4.29 - Distribución de cuantías y deformaciones unitarias para muro M2 dirección Y.

4.7.1.3 Resistencia al corte

Para obtener la armadura que resista al corte, se realiza el procedimiento explicado en el inciso del capítulo anterior. La Tabla 4.17 resume los resultados obtenidos.

Tabla 4.17 - Resumen de cálculo para resistencia al corte de muro M2.

Muro	Eje	Solicitación V_u (ton)	V_n (ton)	Largo (m)	Espesor (m)	Area A_v (m ²)	Cuantía ρ_t	Armadura	Límite
M2	X	87	145	4,3	0,2	1,17	0,0025	DM $\varnothing 8 @ 20$	145 < 490
M2	Y	69	115	6,5	0,2	0,78	0,0025	DM $\varnothing 8 @ 20$	115 < 324

3.7.1.4 Diseño muros subterráneo

El diseño de los muros perimetrales del subterráneo se realiza según lo dispuesto en el Código ACI para muros bajos de corte. Los resultado se muestran en la Tabla 4.18 para los ejes A y J situados en dirección X y para los ejes 1 y 11 situados en dirección Y.

Tabla 4.18 - Acero de refuerzo en muros perimetrales de estructura aislada.

Ejes	Espesor muro (m)	Alto (h_w) (m)	Largo (l_w) (m)	$h_w/l_w < 2$	Solicitación (V_u) (ton)	V_n (ton)	DMH=DMV
A/J	0,2	3 (m)	28,5 (m)	0,11	10	0,4	$\varnothing 8 @ 20$
1/11	0,2	3 (m)	45,1 (m)	0,07	13	1	$\varnothing 8 @ 20$

4.7.2 Diseño vigas, columnas y losas

El diseño de las vigas y columnas sigue el mismo procedimiento que las del edificio tradicional, obteniendo la cuantía longitudinal mediante el diseño a flexión y calculando los estribos por el diseño al corte. Como se especificó al inicio de este capítulo, corresponden a elementos que dependen de las cargas gravitacionales para obtener su cuantía. Lo mismo ocurre con el diseño de la losa del nivel tipo, para la cuales se obtiene el refuerzo superior e inferior según la mayor carga axial. Según lo anterior es que estos elementos estructurales no varían en su armadura con respecto al edificio tradicional.

4.7.3 Diseño losa de estabilización

El diseño de la losa de espesor 60 (cm) dispuesta sobre los aisladores para evitar el levantamiento de estos, es el mismo que el descrito en los diseños anteriores en cuanto a la flexión. Sin embargo debido a la concentración de carga que existe en los puntos donde se ubican los aisladores, se genera el esfuerzo de corte denominado punzonamiento. Para evitarlo se disponen de capiteles superiores e inferiores de gran dimensión en cada aislador. Esta dimensión se ve condicionada por la losa de fundación, cuyo diseño se especifica en el inciso siguiente, ya que para este caso bastaba una dimensión que permitiera que el agrietamiento llegase hasta la base de los muros. Al situarse allí, la falla no puede desarrollarse por la gran cantidad de material que lo impide. El detalle muestra en la Figura 4.30.

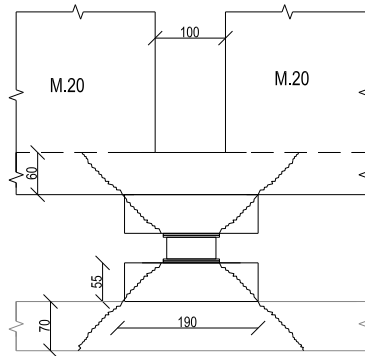


Figura 4.30 - Detalle de capitel en zona crítica de punzonamiento.

Las solicitaciones de momento que experimenta la losa se muestran en la Figuras 4.31 a 4.34 que indican los momentos negativos y positivos en ambas direcciones de análisis, para luego obtener la armaduras superior e inferior según corresponda considerando la cuantía mínima del 0,0018, según especifica el código de diseño.

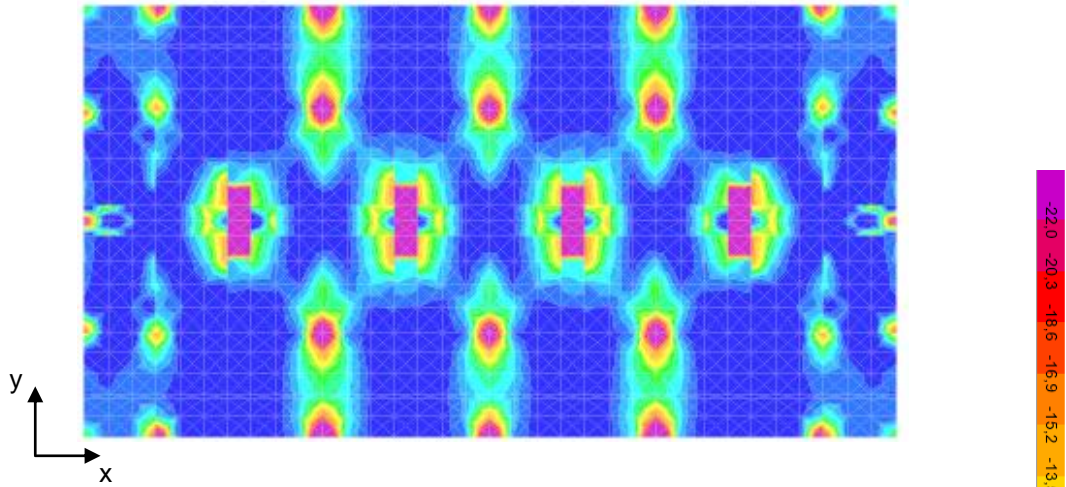


Figura 4.31 - Diagrama de momento negativo en dirección X en losa de estabilización.

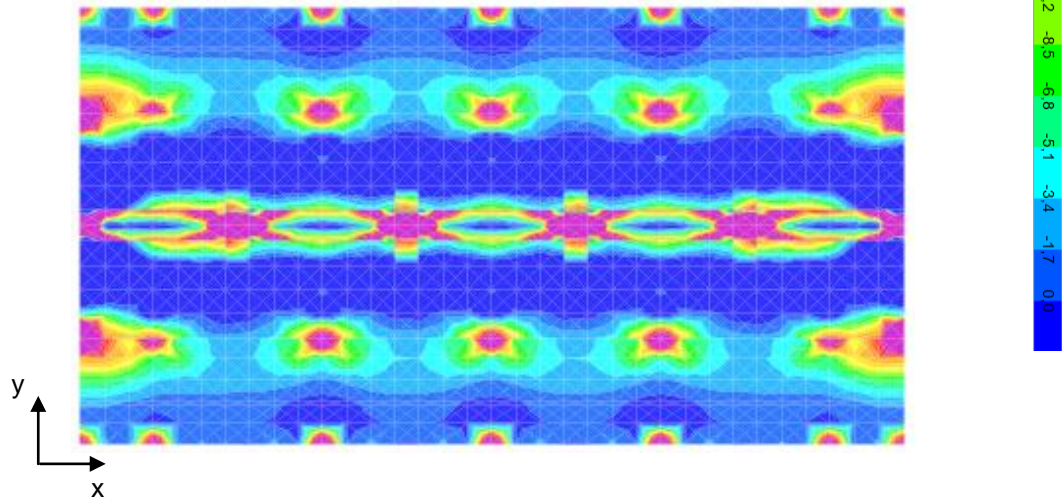


Figura 4.32 - Diagrama de momento negativo en dirección Y en losa de estabilización.

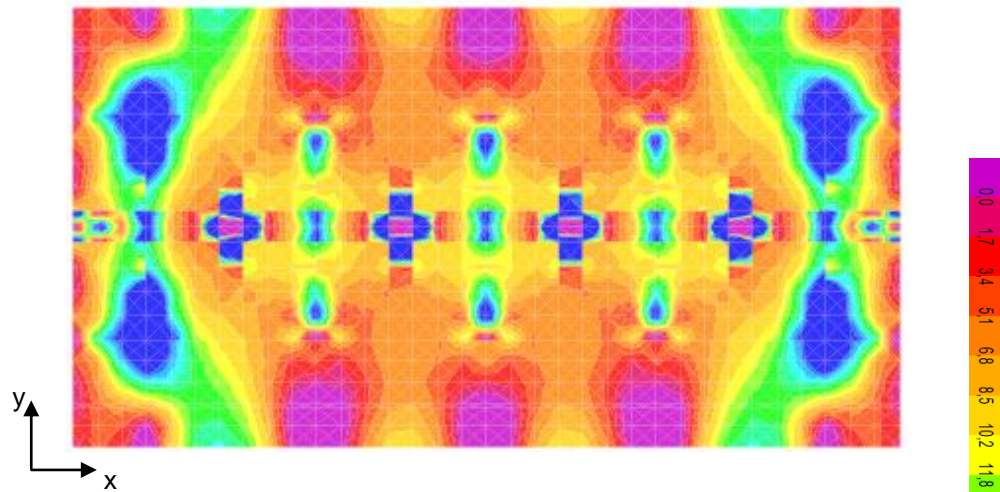


Figura 4.33 - Diagrama de momento positivo en dirección X en losa de estabilización.

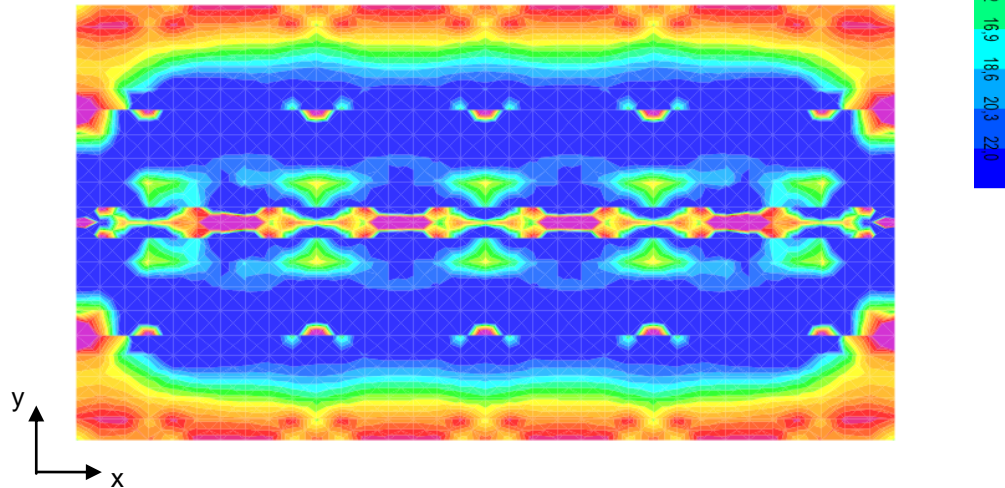


Figura 4.34 - Diagrama de momento positivo en dirección Y en losa de estabilización.

Del mismo modo que se especifica en el armado de la losa de fundación del edificio tradicional, se coloca una malla que cumpla con la cuantía mínima y en aquellos sectores donde aun no se cumple con la sollicitación se colocan fierros suplementarios hasta obtener la capacidad necesaria. Las figuras anteriores se complementan con la franja de colores que indica la sollicitación a cubrir considerando la presencia de la malla superior e inferior.

La Tabla 4.19 muestra la equivalencia entre la armadura y los momentos de diseño por metro lineal que cumplen con las demandas identificadas. La malla y los fierros suplementarios corresponden a la misma armadura.

Tabla 4.19 - Equivalencia de armadura y momentos de diseño para losa de estabilización.

Espesor losa (cm)	Cuantía mínima ρ_{min}	Armadura	Momento de diseño ϕM_n (ton-m/ml)
60	0,0018 \rightarrow $\phi 16@20$	$\phi 16@20$	22

La planta de la losa diseñada que se sitúa sobre los aisladores, se muestra en el capítulo 4.8 "Elevación de ejes diseñados y cubicación"

4.7.4 Diseño losa de fundaciones

4.7.4.1 Diseño a corte: punzonamiento

La losa de fundaciones de espesor 70 (cm), también presenta una concentración de cargas debido a la presencia de los aisladores. Como se dijo, las dimensiones del capitel son las necesarias para evitar que se punzone la losa de fundación donde se hace necesario aumentar la superficie de falla. De este modo se desarrolla el puntal de fuerzas pero no se alcanza la falla. Lo anterior se verifica identificando la carga axial más desfavorable presente en los aisladores y aplicando las ecuaciones que presenta el código de diseño. La Figura 4.35 muestra el esquema de la sección crítica a analizar, además de la fuerza más desfavorable.

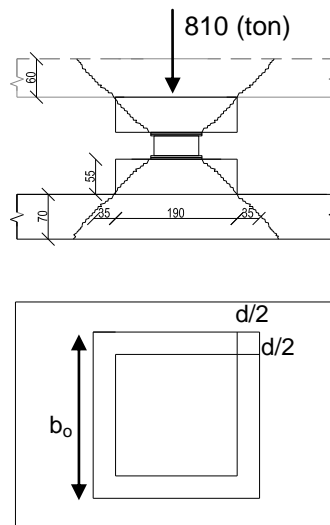


Figura 4.35 - Esquema de sección crítica de punzonamiento.

d: corresponde al espesor de la losa igual a 70 (cm)

b_0 : corresponde al perímetro de la sección crítica más $d/2$ desde las esquinas del capitel igual a 1040 (cm)

Para verificar que el esfuerzo de punzonamiento sea resistido por el capitel, se debe cumplir con la ecuación 4.24, 4.25 y 4.26:

$$\phi V_n \geq V_u \quad \text{con} \quad \phi = 0,75 \quad \text{Ecuación 4.24}$$

$$V_n = V_s + V_c \quad \text{Ecuación 4.25}$$

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} b_0 * d \quad \text{Ecuación 4.26}$$

donde d corresponde en este caso al espesor de la losa menos el recubrimiento y V_s igual a 0 porque no existe refuerzo, solo el concreto permite evitar la falla. El código presenta tres ecuaciones donde se escoge aquella que presente el menor valor de V_c .

La ecuación 4.25 indica el menor resultado que se aproxima a $2\phi V_c$, entonces se tiene:

$$2 * 0,75 * 0,53 \sqrt{250} * 1040 * 65 = 850 \text{ (ton)} > 810 \text{ (ton)} \quad \text{Ecuación 4.27}$$

Por lo tanto la fuerza máxima que soporta el capitel es igual a 850 (ton) y no se desarrollaría el punzonamiento en la losa de fundación.

4.7.4.2 Diseño a flexión

Al igual que en capítulo anterior según el inciso 3.5.5, se calcula la armadura de la losa de fundación para el edificio aislado en función de las demandas identificadas.

En cuanto a la verificación de la capacidad de soporte del suelo, no se hace necesaria. Esto se debe a que para la estructura de base fija, el corte basal equivale a un 15% del peso del edificio y se encuentra dentro del rango admisible de tensiones. Por lo tanto para el edificio aislado cuyo corte basal es del 7% del peso del edificio, cumple con mayor holgura.

Las solicitaciones de momento identificadas en la losa se muestran en la Figuras 4.32 a 4.35 que indican los momentos negativos y positivos en ambas direcciones de análisis, para luego obtener la armaduras superior e inferior según corresponda.

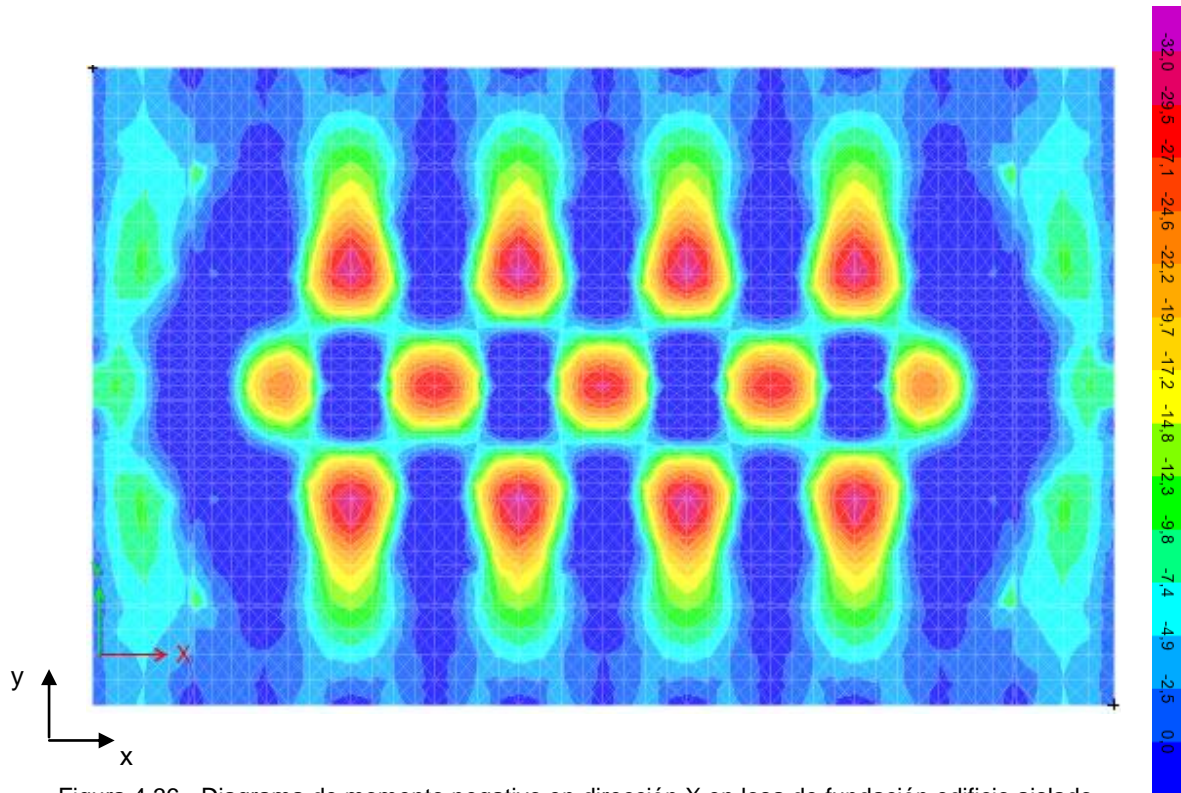


Figura 4.36 - Diagrama de momento negativo en dirección X en losa de fundación edificio aislado.

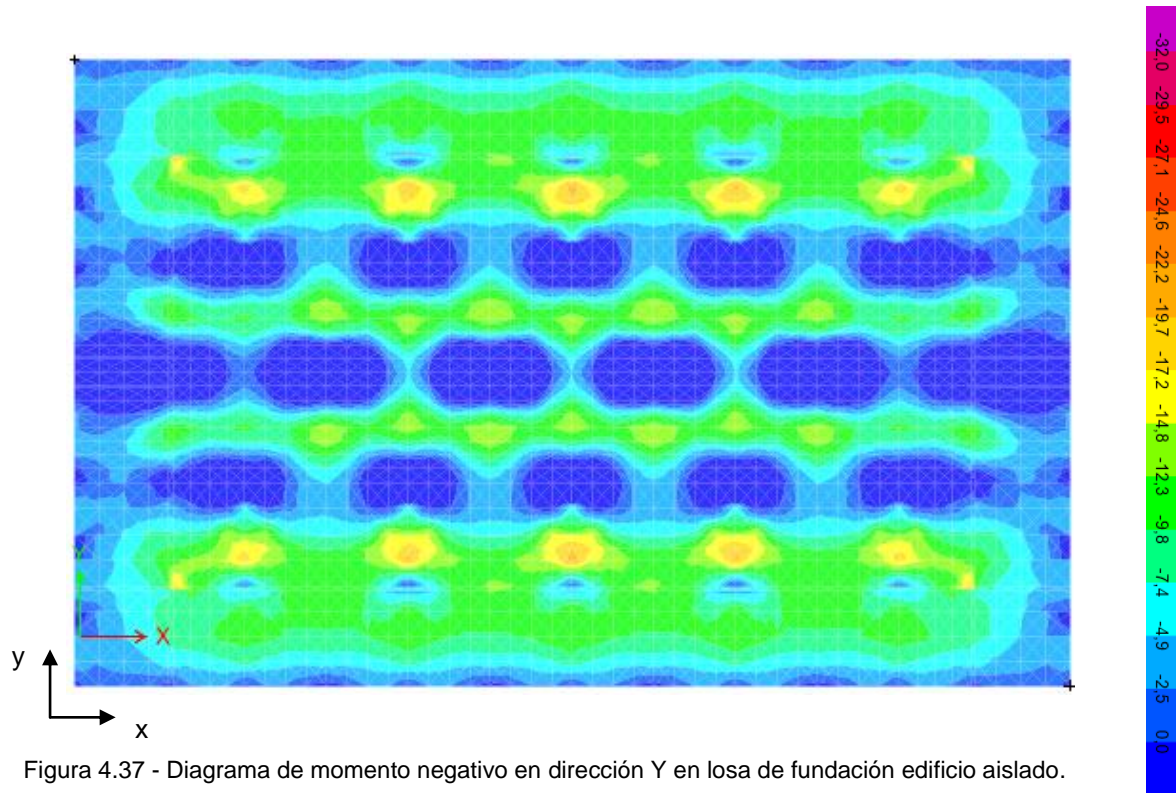


Figura 4.37 - Diagrama de momento negativo en dirección Y en losa de fundación edificio aislado.

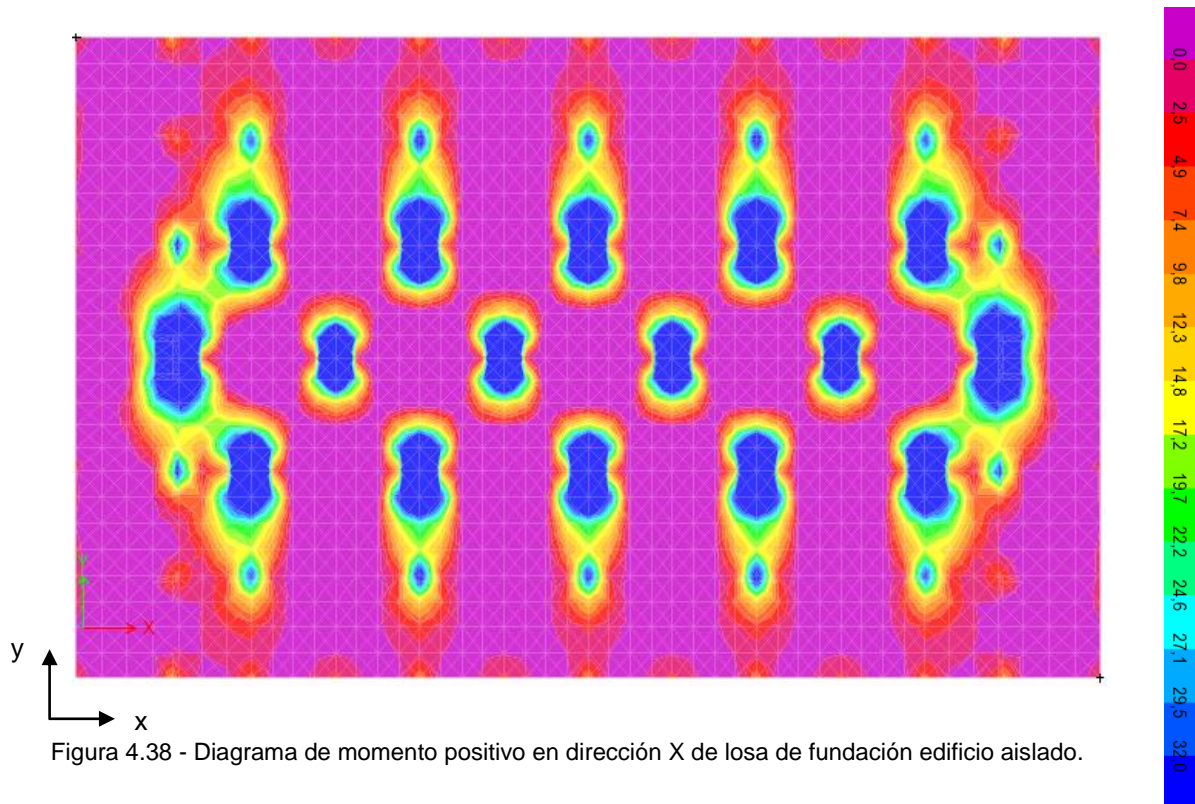


Figura 4.38 - Diagrama de momento positivo en dirección X de losa de fundación edificio aislado.

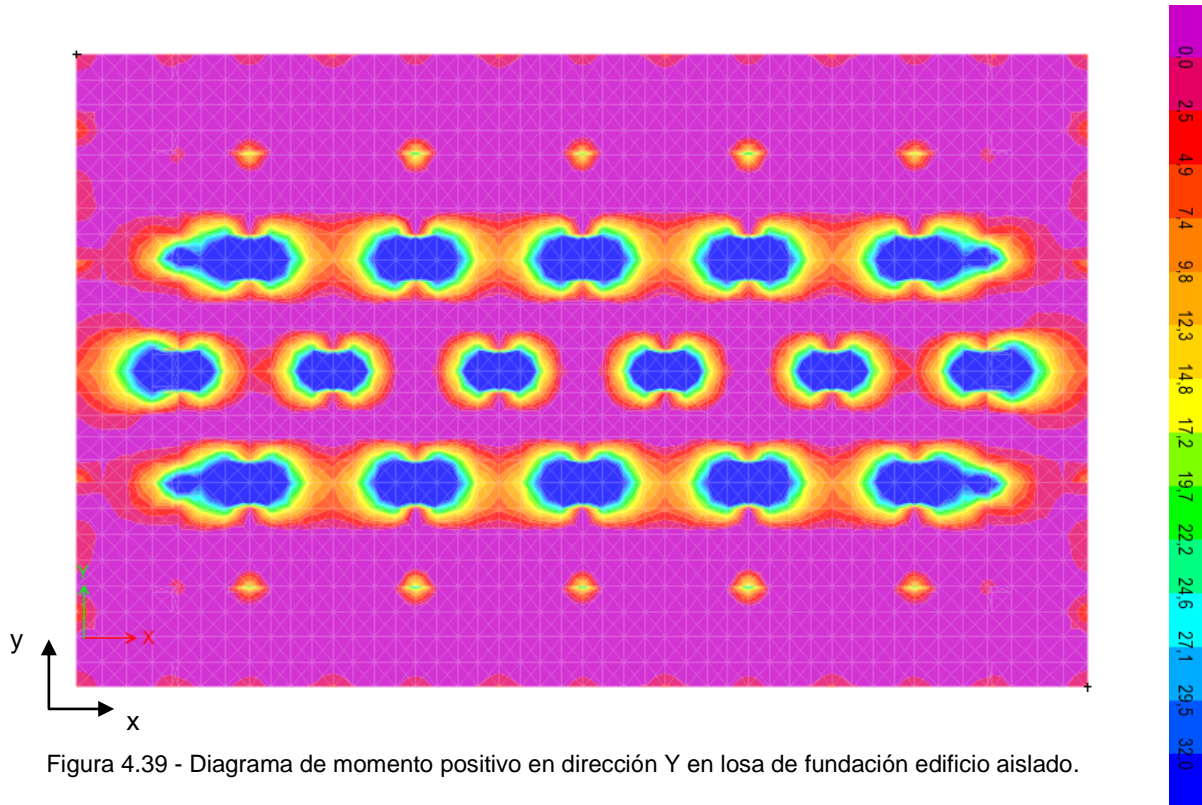


Figura 4.39 - Diagrama de momento positivo en dirección Y en losa de fundación edificio aislado.

El método de armado es el mismo que el descrito en las losas anteriores. La Tabla 4.20 muestra la equivalencia entre la armadura y los momentos de diseño por metro lineal que cumplen con las demandas identificadas. La malla y los fierros suplementarios corresponden a la misma armadura.

Tabla 4.20 - Equivalencia de armaduras y momentos de diseño para losa de fundación de edificio aislado.

Espesor losa (cm)	Cuantía mínima ρ_{min}	Armadura	Momento de diseño ϕM_n (ton-m/ml)
70	0,0018 \rightarrow $\phi 18@20$	$\phi 18@20$	32

La planta de fundación diseñada se muestra en el capítulo 4.8 "Elevación de ejes diseñados y cubicación".

4.8 Losas y elevación de ejes diseñados y cubicación

Luego de calculada la armadura requerida para todos los elementos estructurales, es posible mostrar las plantas y elevaciones de cada eje tipo diseñado.

4.8.1 Cubicación de acero y hormigón en losas

Las losas diseñadas corresponden a la de fundación y la de estabilización. La cubicación se realiza del mismo modo indicado para la estructura tradicional. Adjunto a las figuras de cada planta se muestran la tablas correspondientes con el detalle del cálculo de cubicación.

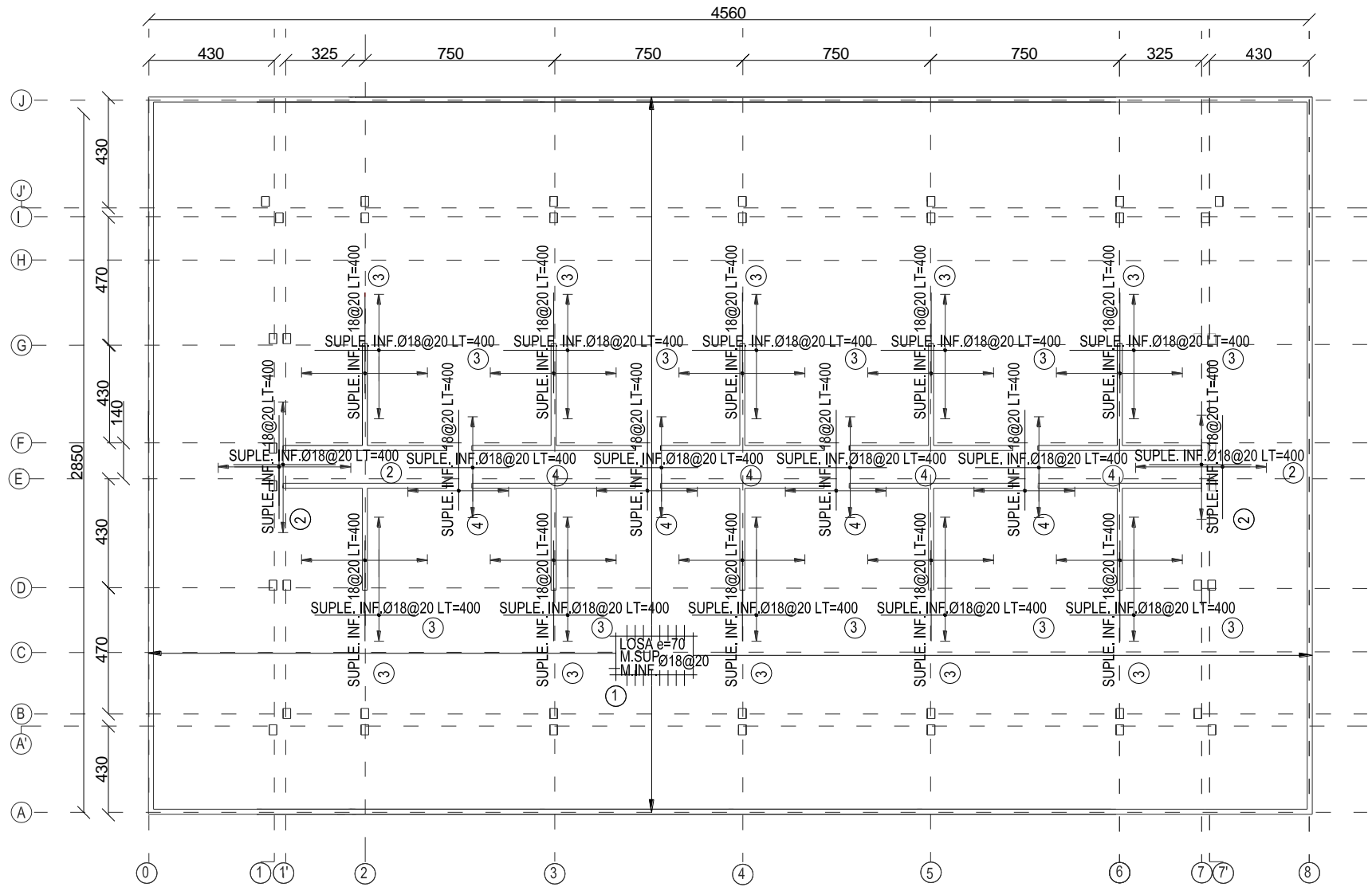


Figura 4.40 - Planta losa de fundación armadura superior e inferior edificio aislado.

Esc 1:250

De la losa de fundación cuyo espesor es igual a 70 (cm) se obtiene la siguiente cubicación de la armadura.

Tabla 4.21 - Cubicación de armadura superior e inferior de losa de fundación de edificio aislado.

Armadura	Marca	Cantidad	Diámetro (mm)	Peso (kg/ml)	Espaciamiento (cm)	Largo a distribuir (cm)	Largos (cm)		Peso (kg)
							Parcial	Total	Total
Armadura superior	1	1	18	2,0	20	2850	4560	649800	12996
			18	2,0	20	4560	2850	649800	12996
Armadura inferior	1	1	18	2,0	20	2850	4560	649800	12996
			18	2,0	20	4560	2850	649800	12996
	2	4	18	2,0	20	520	400	41600	832
	3	20	18	2,0	20	500	400	200000	4000
	4	8	18	2,0	20	400	400	64000	1280
TOTAL							2904800	58096	

Tabla 4.22 - Cubicación de hormigón de losa de fundación de edificio aislado.

Elemento	Dimensiones			Volumen (m³)	Cantidad (un)	Hormigón (m³)
	Largo (m)	Alto (m)	Espesor (m)			
Losa Fundación	45,6	28,5	0,7	910	1	910
TOTAL						910

Se obtiene el factor que indica la relación entre los kilogramos de acero y metros cúbicos de hormigón necesarios para la losa de fundación:

$$\frac{\text{kg de acero}}{\text{m}^3 \text{ de hormigón}} = \frac{58096}{910} = 64 \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right)$$

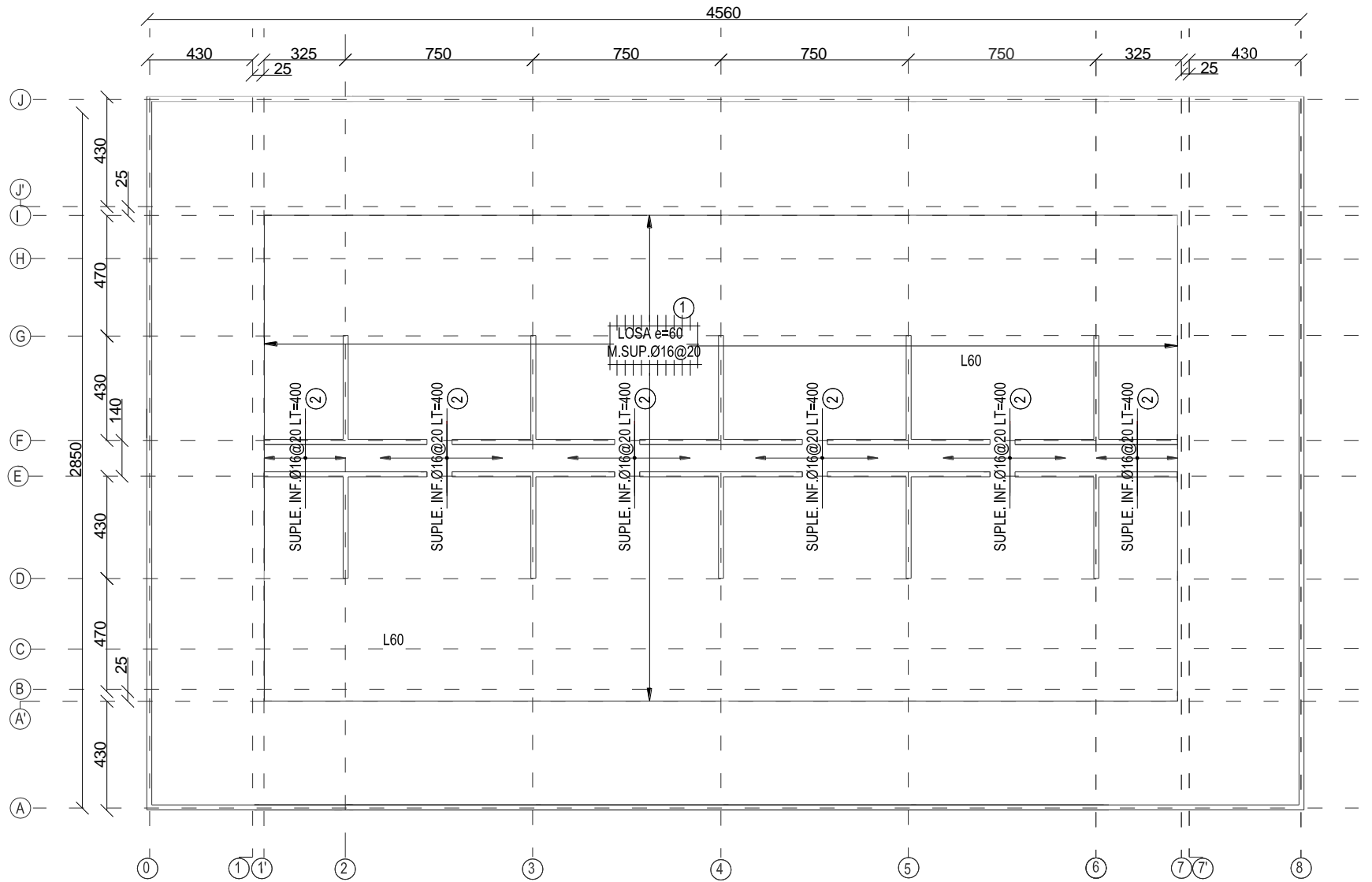


Figura 4.41 - Planta losa de estabilización armadura superior de edificio aislado.

Esc 1:250

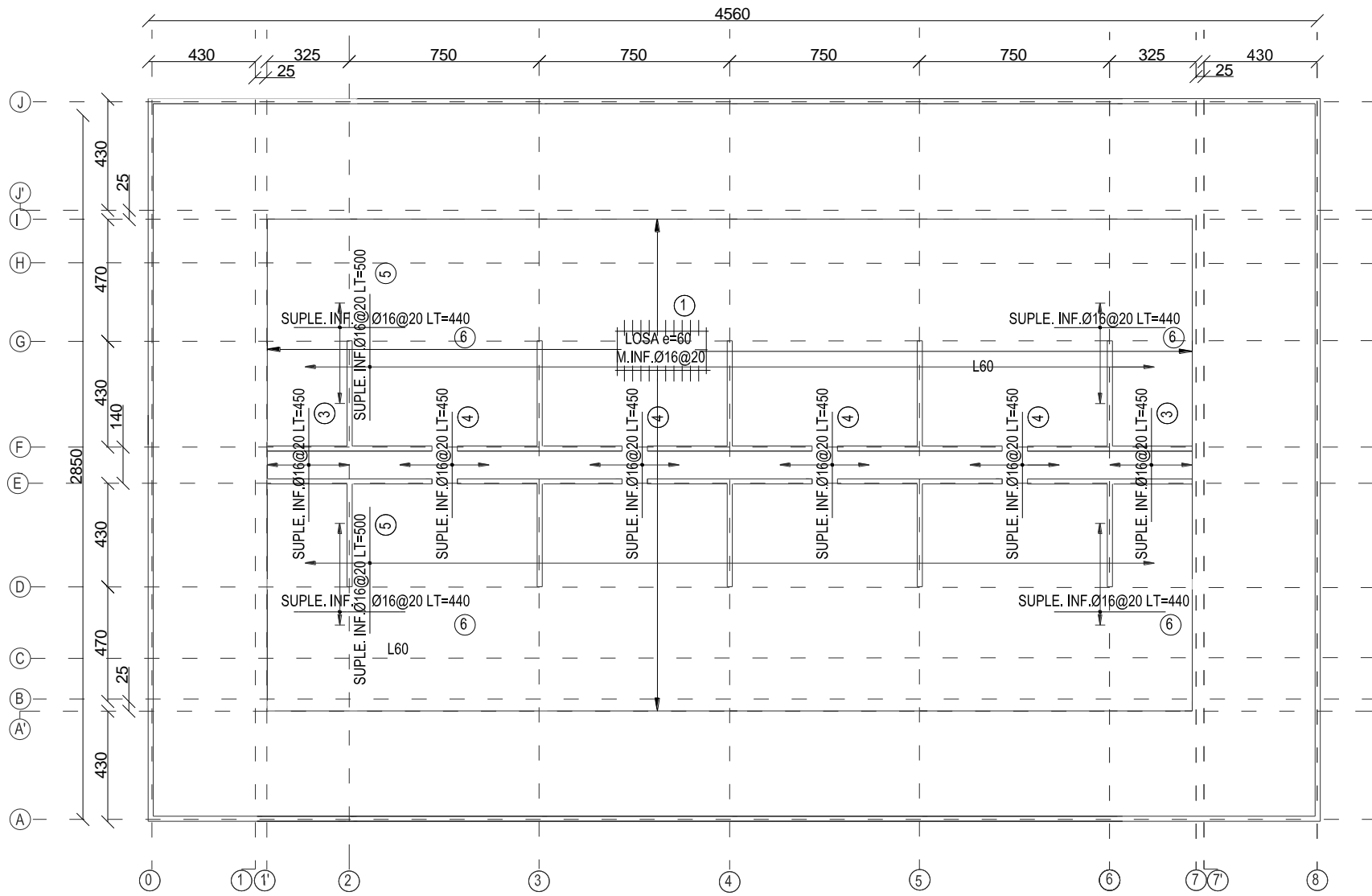


Figura 4.42 - Planta losa de estabilización armadura inferior de edificio aislado.

Esc 1:250

De la losa situada a nivel de aislación cuyo espesor es igual a 60 (cm) se obtiene la siguiente cubicación de la armadura.

Tabla 4.23 - Cubicación de armadura superior e inferior de losa de estabilización de edificio aislado.

Armadura	Marca	Cantidad	Diámetro (mm)	Peso (kg/ml)	Espaciamiento (cm)	Largo a distribuir (cm)	Largos (cm)		Peso (kg)
							Parcial	Total	Total
Armadura superior	1	1	16	1,6	20	1940	3650	354050	5594
			16	1,6	20	3650	1940	354050	5594
	2	6	16	1,6	20	500	400	60000	948
Armadura inferior	1	1	16	1,6	20	1940	3650	354050	5594
			16	1,6	20	3650	1940	354050	5594
	3	2	16	1,6	20	325	450	14625	231
	4	4	16	1,6	20	350	450	31500	498
	5	2	16	1,6	20	3350	500	167500	2647
	6	4	16	1,6	20	400	440	35200	556
							TOTAL	1725025	27255

Tabla 4.24 - Cubicación de hormigón de losa de estabilización de edificio aislado.

Elemento	Dimensiones			Volumen (m³)	Cantidad (un)	Hormigón (m³)
	Largo (m)	Alto (m)	Espesor (m)			
Losa de estabilización	36,5	19,4	0,6	425	1	425
					TOTAL	425

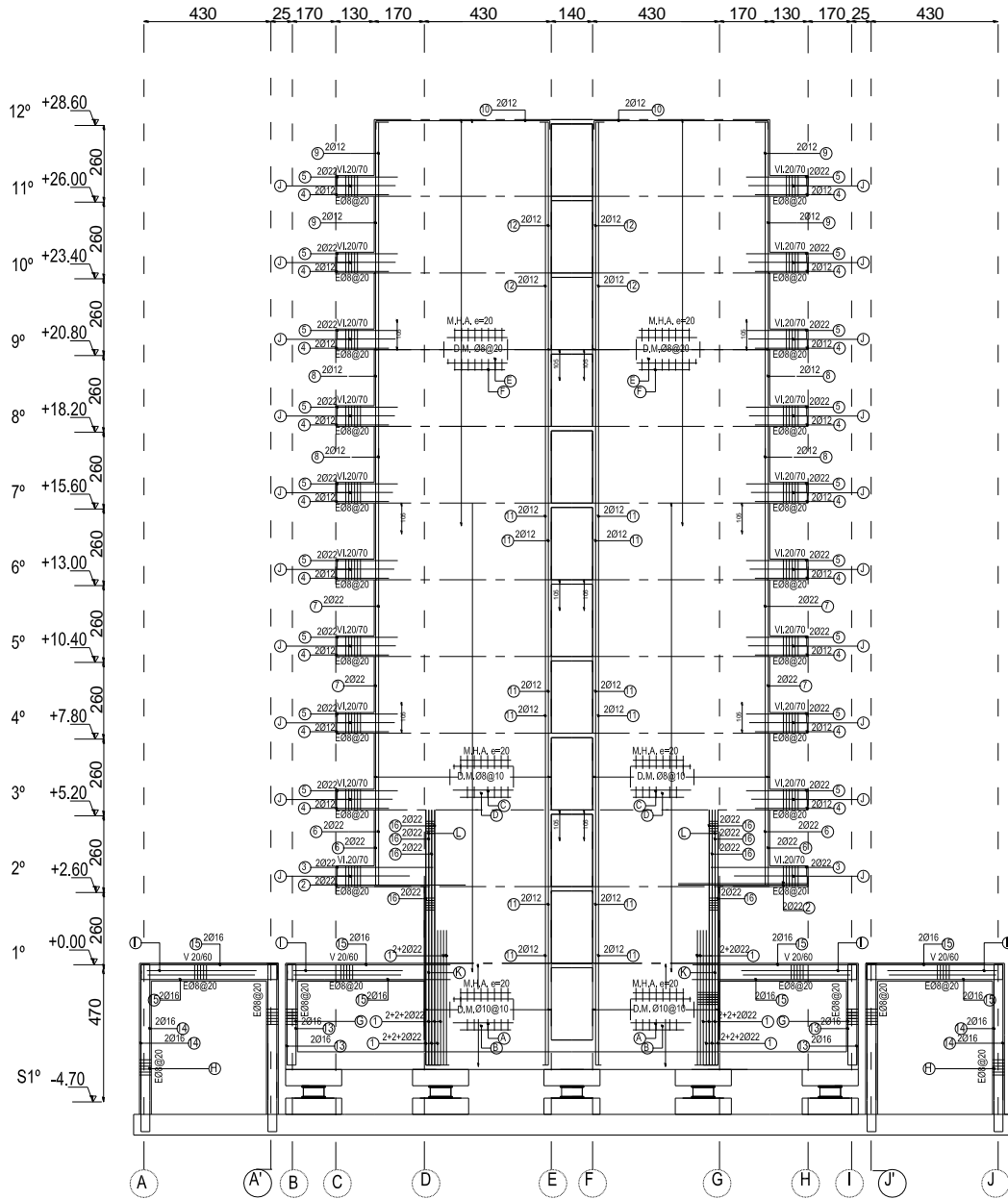
Se obtiene el factor que indica la relación entre los kilogramos de acero y metros cúbicos de hormigón necesarios para la losa de fundación:

$$\frac{\text{kg de acero}}{\text{m}^3 \text{ de hormigón}} = \frac{27255}{425} = 64 \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right)$$

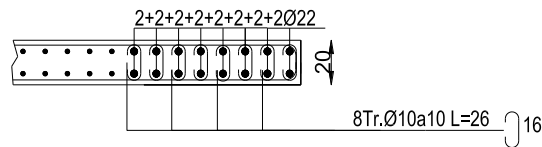
Por último, de acuerdo a lo especificado anteriormente, la losa de los niveles tipo se mantiene con respecto a la del edificio tradicional. La cubicación de armadura corresponde a 60760 (kg) y la cubicación de hormigón a 1157 (m³) para los 11 niveles y el subterráneo.

4.8.2 Cubicación de acero y hormigón en elevaciones

Cada una de las elevaciones posee un sistema de cubicación para la enfierradura consistente con las tablas que acompañan a cada eje, señalizando con marca de números al acero de refuerzo longitudinal y con marca de letras al acero de refuerzo transversal y de doble malla. La cubicación se realiza para un muro y luego se obtiene el total multiplicando por el número de muros simétricos, correspondiente a 10. La cantidad de hormigón a suministrar se indica en la siguiente tabla adjunta que muestra el detalle de cubicación.



Esc 1:250



CORTE A

Esc 1:50

Figura 4.43 - Elevación eje 2 de edificio aislado.

La Figura anterior muestra la elevación del eje 2 que es simétrica con la de los ejes 3, 4, 5 y

6.

Tabla 4.25 - Cubicación de acero de refuerzo longitudinal elevación eje Y de edificio aislado.

Marca	Diámetro (mm)	Peso (kg/ml)	Cantidad requerida	Largos (cm)		Peso (kg)
				Parcial	Total	Total
1	22	3,0	16	487	7792	232
2	22	3,0	4	470	1880	56
3	22	3,0	2	355	710	21
4	12	0,9	18	210	3780	34
5	22	3,0	18	235	4230	126
6	22	3,0	4	650	2600	77
7	22	3,0	4	780	3120	93
8	12	0,9	4	730	2920	26
9	12	0,9	4	810	3240	29
10	12	0,9	2	650	1300	12
11	12	0,9	12	885	10620	94
12	12	0,9	4	905	3620	32
13	16	1,6	4	370	1480	23
14	16	1,6	8	490	3920	62
15	16	1,6	8	490	3920	62
16	22	3,0	8	525	4200	125
				TOTAL/nº de muros	59332	1105 (kg)
				TOTAL	593320	11046 (kg)

Tabla 4.26 - Cubicación de acero de refuerzo transversal y doble malla elevación eje Y de edificio aislado.

Marca	Diámetro (mm)	Peso (kg/ml)	Espaciamento (cm)	Largo a distribuir (cm)	Largos (cm)		Peso (kg)
					Parcial	Total	Total
A	10	0,6	10	350	430	30100	186
B	10	0,6	10	430	350	30100	186
C	8	0,4	10	1590	600	190800	754
D	8	0,4	10	600	1590	190800	754
E	8	0,4	20	1380	600	82800	327
F	8	0,4	20	600	1380	82800	327
G	8	0,4	20	350	110	1925	8
H	8	0,4	20	470	110	5170	20
I	8	0,4	20	470	130	6110	24
J	8	0,4	20	250	150	18750	74
K	10	0,6	10	450	208	9360	58
L	10	0,6	10	520	148	7696	47
					TOTAL/nº de muros	656411	2764 (kg)
					TOTAL	6564110	27643 (kg)

De las tablas anteriores se observa que para los muros se tiene en total de 38689 (kg) de acero de refuerzo entre la armadura longitudinal y transversal.

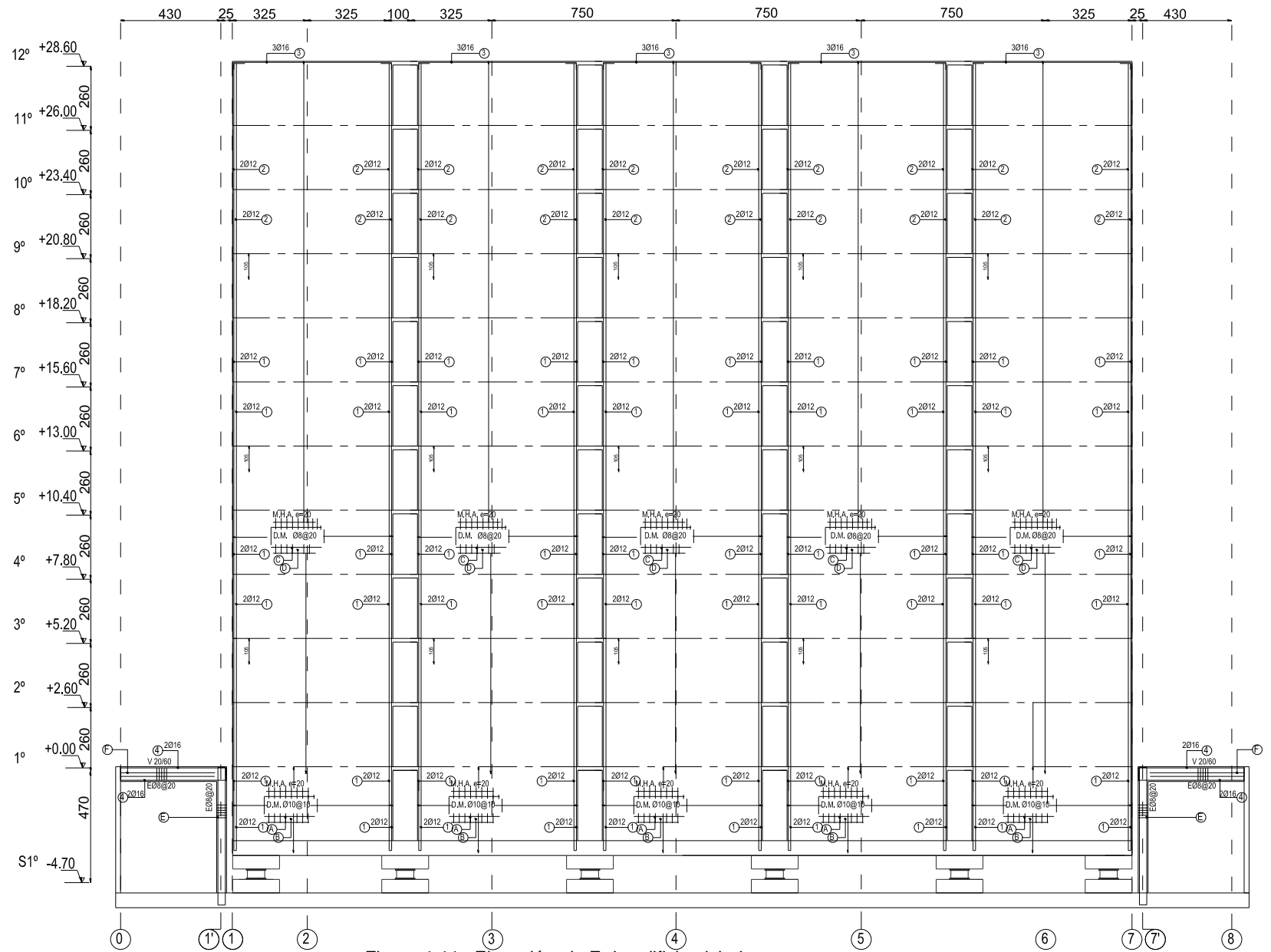


Figura 4.44 - Elevación eje E de edificio aislado.

Esc 1:250

La Figura anterior muestra la elevación del eje E que es simétrica con la del eje F. Cabe destacar que el total final de cada tabla es incluyendo la enfierradura de las vigas de las dos elevaciones simétricas.

Tabla 4.27 - Cubicación de acero de refuerzo longitudinal elevación eje X de edificio aislado.

Marca	Diámetro (mm)	Peso (kg/ml)	Cantidad requerida	Largos (cm)		Peso (kg)
				Parcial	Total	Total
1	12	0,9	24	885	21240	189
2	12	0,9	8	905	7240	64
3	16	1,6	3	800	2400	38
4	16	1,6	4	430	1720	27
				TOTAL/nº de muros	30880	291
				TOTAL	315680	3017

Tabla 4.28 - Cubicación de acero de refuerzo transversal y doble malla elevación eje X de edificio aislado.

Marca	Diámetro (mm)	Peso (kg/ml)	Espaciamiento (cm)	Largo a distribuir (cm)	Largos (cm)		Peso (kg)
					Parcial	Total	Total
A	8	0,4	10	365	650	47450	187
B	8	0,4	10	650	365	47450	187
C	8	0,4	20	2890	650	187850	742
D	8	0,4	20	650	2890	187850	742
E	16	1,6	20	470	110	2585	41
F	16	1,6	20	430	130	2795	44
					TOTAL/nº de muros	470600	1859
					TOTAL	4727520	18929

De las tablas anteriores se observa que para los muros se tiene en total de 21946 (kg) de acero de refuerzo entre la armadura longitudinal y transversal.

La siguiente tabla muestra la cubicación de hormigón de ambas elevaciones mostradas.

Tabla 4.29 - Cubicación de hormigón de elevaciones eje X e Y de edificio aislado.

Elemento	Dimensiones			Volumen (m³)	Cantidad (un)	Hormigón (m³)
	Largo (m)	Alto (m)	Espesor (m)			
Muro T M.20 subterráneo	6,5	3	0,2	4	10	65
	4,3	3	0,2	3		
Muro T M.20 nivel crítico	6,5	2,6	0,2	3	10	56
	4,3	2,6	0,2	2		
Muro T M.40	6,5	2,6	0,2	3	100	650
	6	2,6	0,2	3		
Pilar P.30/40	0,4	3	0,3	0,4	30	11
Viga eje y V.20/60	4,7	0,6	0,2	1	10	6
Viga eje y V.20/70	1,3	0,7	0,2	0,2	100	18
Viga eje x/y V.20/60	4,3	0,6	0,2	1	14	7
					TOTAL	813

Se obtiene el factor que indica la relación entre los kilogramos de acero y metros cúbicos de hormigón necesarios para las elevaciones en cuestión.

$$\frac{\text{kg de acero}}{\text{m}^3 \text{ de hormigón}} = \frac{38689+21946}{813} = \frac{60635}{813} = 75 \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right)$$

A continuación se muestran en las Figuras 4.41 y 4.42 las elevaciones del eje A y el eje 0 que conforman el muro perimetral del subterráneo, cuyo refuerzo se obtuvo por lo que dicta el código ACI para muro bajos de corte obteniendo en ambos casos la cuantía mínima.

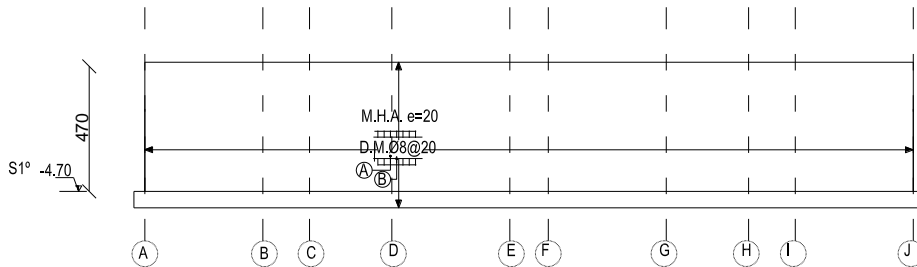


Figura 4.45 - Elevación eje 0 de edificio aislado. Esc 1:300

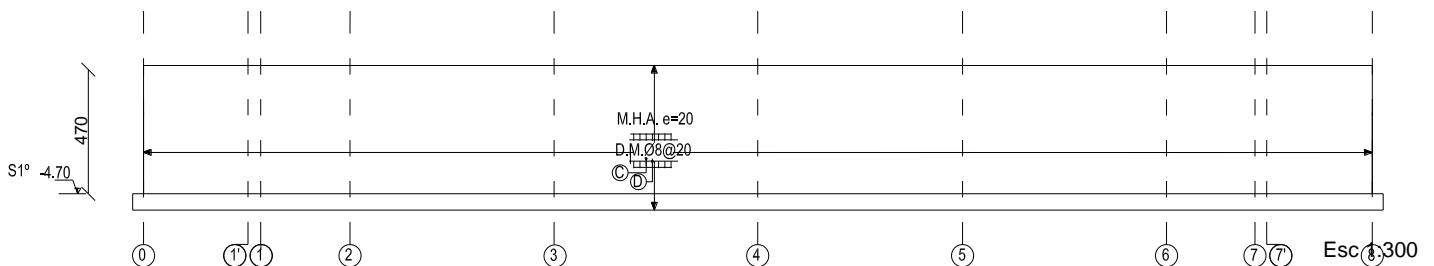


Figura 4.46 - Elevación eje A de edificio aislado. Esc 1:300

La Tabla 4.30 especifica la cubicación realizada para la doble malla requerida, cuyo total se ve representado por los 4 muros perimetrales.

Tabla 4.30 - Cubicación de acero de refuerzo doble malla de muros perimetrales de edificio aislado.

Marca	Diámetro (mm)	Peso (kg/ml)	Espaciamiento (cm)	Largo a distribuir (cm)	Largos (cm)		Peso (kg)
					Parcial	Total	Total
A	8	0,4	20	400	2800	112000	442
B	8	0,4	20	2800	400	112000	442
C	8	0,4	20	400	4510	180400	713
D	8	0,4	20	4510	400	180400	713
					TOTAL/nº de muros	584800	2310 (kg)
					TOTAL	1169600	4620 (kg)

Tabla 4.31 - Cubicación de hormigón de muros perimetrales de edificio aislado.

Elemento	Dimensiones			Volumen (m³)	Cantidad (un)	Hormigón (m³)
	Largo (m)	Alto (m)	Espesor (m)			
Muro perimetral M.20	45,6	3	0,2	27	2	55
	28,5	3	0,2	17	2	34
					TOTAL	89

Se obtiene el factor que indica la relación entre los kilogramos de acero y metros cúbicos de hormigón necesarios para los muros perimetrales.

$$\frac{\text{kg de acero}}{\text{m}^3 \text{ de hormigón}} = \frac{4620}{89} = 52 \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right)$$

La Tabla 4.33 resume las cubicaciones de armadura y la Tabla 4.34 las cubicaciones de hormigón para el edificio aislado.

Tabla 4.32 - Resumen de cubicaciones de acero para edificio aislado.

		Total (kg)
Elevación	Eje 2-3-4-5-6	38689
	Eje E-F	21946
	Eje 0-1-A-J	4620
Losas	Fundación e=70 (cm)	58096
	Losa de estabilización e=60 (cm)	27255
	Piso tipo e=15(cm)	60760
	TOTAL	211366 (kg)

Tabla 4.33 - Resumen de cubicaciones de hormigón para edificio aislado.

		Hormigón (m³)
Elevación	Eje 2-3-4-5-6	813
	Eje E-F	
	Eje 0-1-A-J	89
Losas	Fundación e=70 (cm)	910
	Losa de estabilización e=60 (cm)	425
	Piso tipo =15 (cm)	1157
	TOTAL	3393 (m³)

4.9 Costos de construcción

Con los cálculos realizados en el inciso anterior es posible evaluar económicamente la construcción del edificio aislado considerando los costos asociados a la cantidad de hormigón y acero utilizado y la mano de obra que implican incluyendo la losa de estabilización situada sobre los aisladores. Además se debe considerar el costo de los aisladores dispuestos bajo la superestructura.

Los precios unitarios de cada material puesto en obra junto con las cantidades totales se indican en la Tabla 4.34 además del valor de cada aislador igual a US9000 (Revista AICE, 2012) [7]. Así se obtiene el costo total directo del edificio aislado.

Tabla 4.34 - Precios unitarios por material puesto en obra y costo total de edificio aislado.

	Cantidad	Precio unitario	Total
Acero de refuerzo A63-42H puesto en obra	211366 (kg)	0,05 UF/kg	10568
Hormigón H30 puesto en obra	3393 (m³)	3,45 UF/m3	11708
		TOTAL	22276 UF
Aisladores con núcleo de plomo	26	247 UF	6424
		TOTAL	28700 UF

Capítulo V

5. Análisis dinámico no lineal

En los capítulos anteriores se han obtenido las demandas de desplazamiento y fuerzas laterales en base al análisis modal espectral para la estructura tradicional y aislada. El análisis de la estructura tradicional se realiza según la norma NCh433.Of96 "Diseño Sísmico de Edificios y el Decreto Supremo N°61 sometiéndola al espectro de diseño que determina la resistencia sísmica del edificio. El mismo método se aplica a la estructura aislada pero en base a lo que dicta la norma NCh2745.Of2013 "Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica" que se somete al espectro de diseño con nuevos niveles de riesgo.

Los resultados obtenidos y el diseño de ambas estructuras se puede verificar bajo un análisis no lineal de respuesta en el tiempo. Las solicitaciones a las que se somete el análisis deben ser aquellas tomadas de registros de sismos importantes ocurridos en la región en estudio. De este modo se puede comparar el desempeño de la estructura tradicional frente a la estructura aislada bajo las mismas solicitaciones. Dicho análisis se lleva a cabo utilizando la herramienta FNA (Fast Nonlinear Analysis), disponible en el programa ETABS.

Por último cabe destacar que el análisis de resultados se realiza en la dirección del eje Y, ya que se trata de la dirección más esbelta y es aquella que muestra mayores daños en los edificios mostrados en la sección de Antecedentes.

5.1 Características del modelo estructural de base fija

Para llevar a cabo el análisis de tiempo historia en la estructura de base fija, se modela como resortes la cuantía de acero presente en la sección crítica. El comportamiento que se desea tengan estos elementos, consta de que en tensión se desarrolle la fluencia de la armadura y se mantenga constante, mientras que en el rango de compresión ésta no exista. La Figura 5.1 muestra un esquema del edificio tradicional donde se indican los resortes a modelar y además se indica una restricción en el subterráneo, ya que la deformación de la estructura comienza desde el primer nivel.

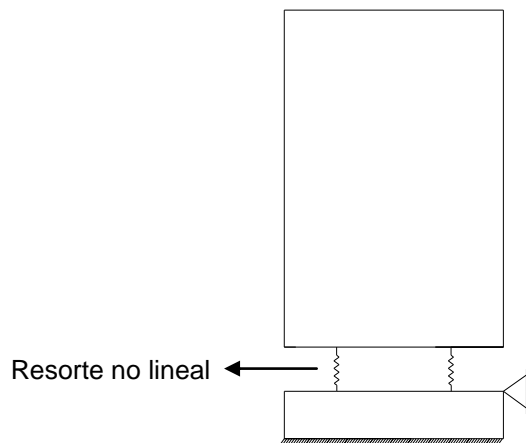


Figura 5.1 - Modelo de la estructura de base fija.

Para disminuir el tiempo de análisis y el porcentaje de posibles errores numéricos, se opta por utilizar un modelo simplificado del edificio que consta de la elevación tipo la cual se compone solo del par de muros. La Figura 5.2 muestra la planta de la estructura simplificada.

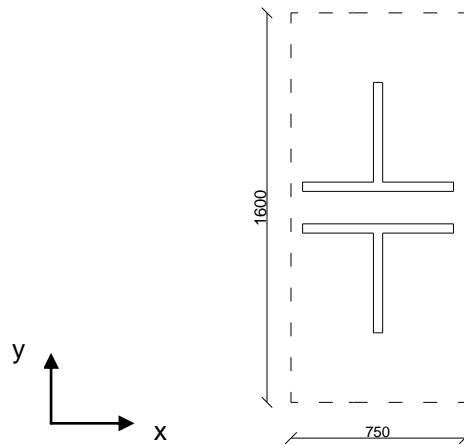


Figura 5.2 - Planta de la estructura de base fija simplificada.

En ambos sentidos la simplificación representa fielmente el modelo original. Sin embargo se destaca que a nivel de subterráneo las vigas y columnas se representan por una restricción en las direcciones X e Y.

La Figura 5.3 muestra una vista en tres dimensiones del modelo simplificado elaborado y la Tabla 5.1 indica los periodos del modelo original y el simplificado.

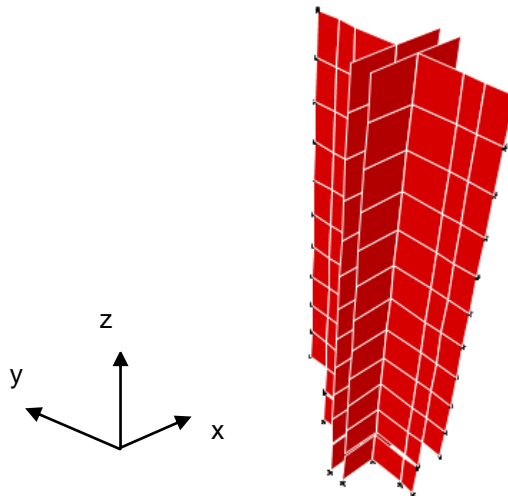


Figura 5.3 - Vista en tres dimensiones del modelo de análisis tradicional simplificado.

Tabla 5.1 - Comparación de períodos entre estructura tradicional simplificada y original.

Períodos	Dirección X	Dirección Y
Modelo original	0,62 (s)	0,61 (s)
Modelo simplificado	0,66 (s)	0,65 (s)

5.1.1 Modelación de cuantías de la sección crítica

Para representar los ciclos de histéresis que se desarrollan en la sección crítica se definen elementos link bajo la condición de fluencia en tensión. Para caracterizar los elementos se divide la cuantía total del nivel en cuatro concentraciones de áreas de acero. La Tabla 5.2 indica la armadura en las alas del muro correspondiente al eje X, y en el alma correspondiente al eje Y. La Figura 5.4 indica como se dividen las cuantías.

Tabla 5.2 - Resumen de concentraciones de cuantía y tensiones de fluencia en nivel crítico.

Eje	Armadura	Area de acero (cm ²)	Concentraciones	A _s (cm ²)	T=f _y A _s (ton)
X	4φ22	15,2	C1	50	210
	Φ10a10	103	C2	78	328
Y	φ12a10	88	C3	44	185
	20φ32	161	C4	161	676

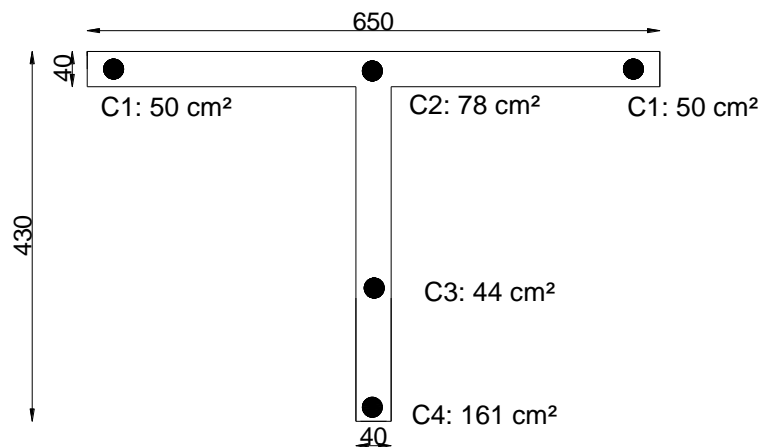


Figura 5.4 - División de armadura en nivel crítico.

De los totales se obtienen las tres distintas combinaciones, ya que el eje X es simétrico. Luego con el valor del límite de fluencia f_y igual a 4,2 (ton/cm²) es posible obtener la tensión de fluencia de cada uno de los extremos del muro y del centro de este indicados en la tabla anterior. Estos valores permite definir el esqueleto de la curva como muestra la Figura 5.5.

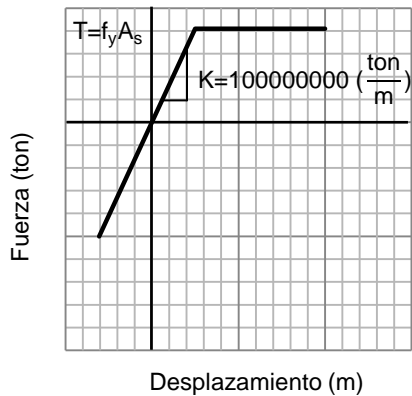


Figura 5.5 - Esquema de la curva esqueleto para ciclos de armadura en nivel crítico.

5.2 Características del modelo del sistema de aislación

El análisis de tiempo historia considera la flexibilidad de la estructura y el comportamiento hysterético de los aisladores. Esto implica modelar la rigidez lateral de los aisladores con elementos no lineales, mientras que la rigidez vertical así como la estructura se modelan con elementos lineales puesto que la respuesta dinámica de la estructura completa queda controlada por el comportamiento del sistema de aislación.

El modelo del sistema de aislación se basa en las rigideces que definen a cada aislador situado bajo la superestructura. La Figura 5.6 muestra un esquema del edificio aislado donde se indican las porciones a modelar. El resorte vertical es lineal y representa la goma del aislador que responde a un comportamiento lineal-elástico a bajas deformaciones. El resorte horizontal actúa al corte y es no lineal debido al comportamiento de la goma a alta deformación y principalmente al efecto del núcleo de plomo.

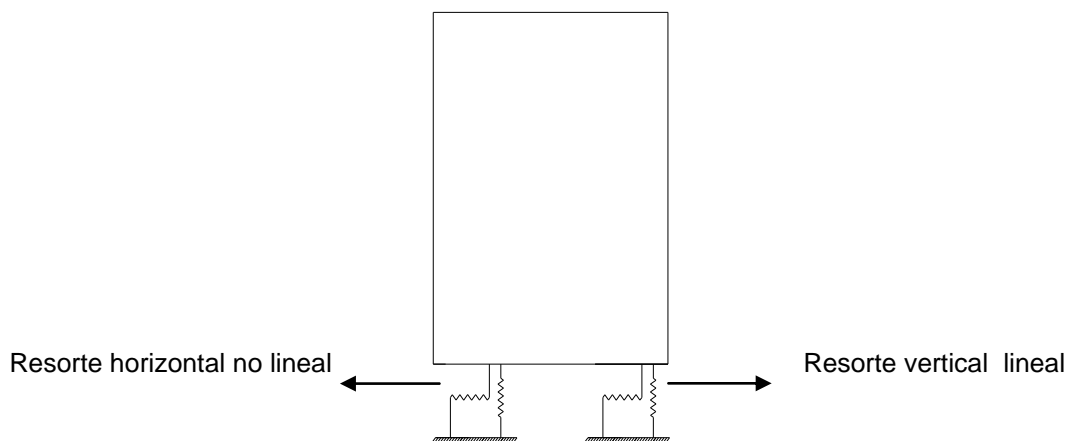


Figura 5.6 - Modelo del sistema de aislación.

La rigidez vertical es aproximadamente 1000 veces mayor que la rigidez horizontal, esto según la información recopilada de edificios con aislación basal (Revista AICE, 2012). Por otra parte la rigidez horizontal se define anteriormente en función del periodo objetivo.

En este caso se realiza también un modelo simplificado, el cual se compone del par de muros y la losa que evita el levantamiento de los aisladores. La Figura 5.7 muestra la planta de la estructura simplificada.

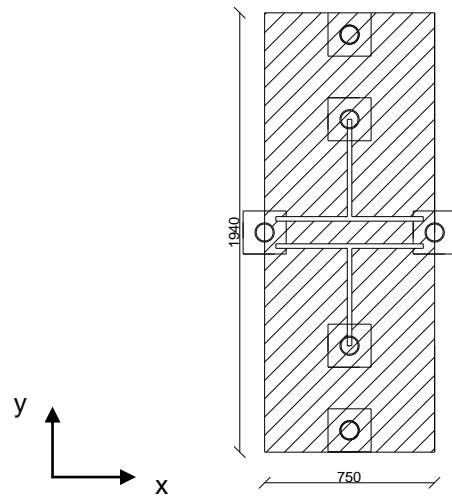


Figura 5.7 - Planta de estructura aislada simplificada.

De la figura anterior se observa que el eje Y queda bien representado, ya que la porción de la estructura se encuentra completa. Sin embargo en la dirección del eje X se debe simular la continuidad de la estructura. Por lo tanto en los costados donde debería continuar la edificación, se coloca una restricción al giro en torno al eje Y cuyo fin es representar el punto de inflexión que presenta la losa. Además se debe considerar que para efectos del desplazamiento horizontal el modelo es válido, pero no así para la verificación de la estabilidad en el eje incompleto. La Figura 5.8 muestra un esquema del modelo completo que indica el efecto que genera un muro al lado del otro y que en el modelo simplificado no se ve representado. Como se observa las fuerzas se anulan por efecto de tracción y compresión que experimentan ambos muros.

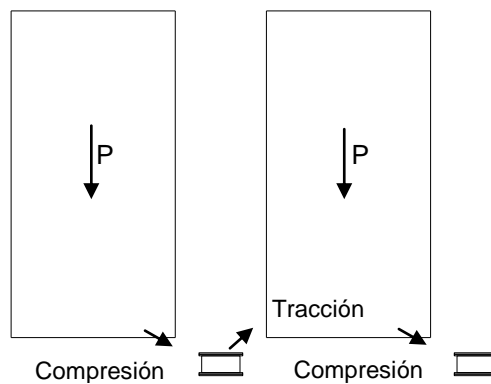


Figura 5.8 - Esquema representativo del modelo completo en eje X.

Las Figuras 5.9 y 5.10 muestran la planta de aislación con la losa dispuesta sobre los aisladores y una vista en tres dimensiones del modelo simplificado elaborado y la Tabla 5.3 indica los periodos del modelo original y el simplificado.

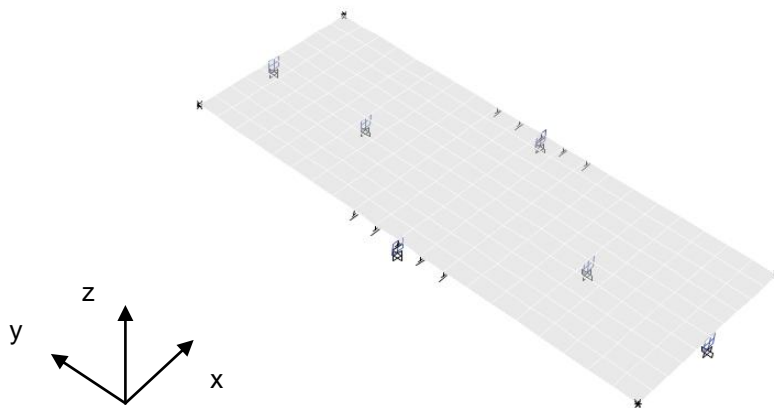


Figura 5.9 - Planta del sistema de aislación simplificado.

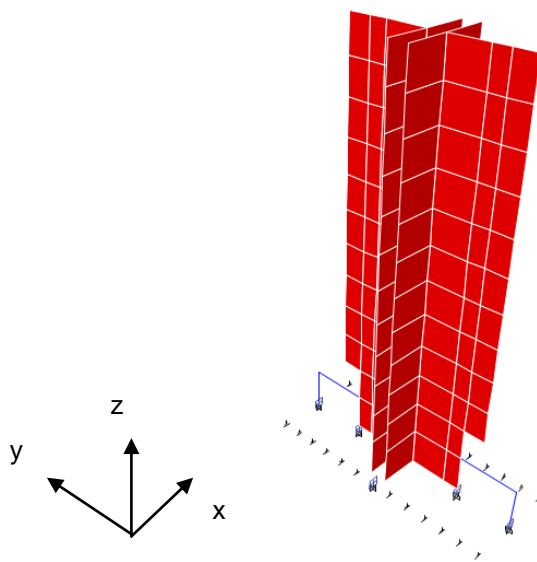


Figura 5.10 - Vista en tres dimensiones del modelo de análisis aislado simplificado.

Tabla 5.3 - Comparación de periodos entre estructura aislada simplificada y original.

Períodos	Dirección X	Dirección Y
Modelo original	2,66 (s)	2,68 (s)
Modelo simplificado	2,84 (s)	2,84 (s)

5.2.1 Modelación del aislador

Para evaluar la respuesta no lineal de la estructura con aisladores sísmicos es necesario representar la constitutiva del dispositivo a utilizar. El ciclo de fuerza deformación de un aislador con núcleo de plomo se puede representar definiendo los parámetros característicos del esqueleto de la curva en función de la rigidez horizontal, mientras que la rigidez vertical es mucho mayor y se representa mediante una curva lineal elástica. El elemento enlace utilizado es el mostrado en la Figura 4.16 inciso 4.5 Características del modelo.

Como se trata de caracterizar la curva con valores típicos, la Figura 5.11 muestra como ejemplo una curva de histéresis del aislador con núcleo de plomo (Kelly, 2001) [15] donde se observa el mayor desplazamiento de aproximadamente 26 (cm) alcanzando la fuerza máxima de corte igual a 39 (ton) y una fuerza de fluencia de 15 (ton). La rigidez de postfluencia corresponde entonces a 100 (ton/m).

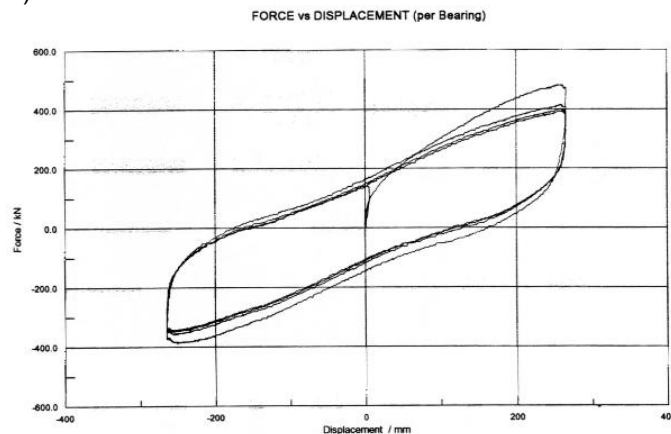


Figura 5.11 - Gráfico de fuerza-deformación típica de un aislador con núcleo de plomo (Kelly, 2001) [15].

El esqueleto de la curva considera dos rigideces, la rigidez elástica o de fluencia k_1 y la rigidez de post-fluencia k_2 la cual debe coincidir en su punto máximo con la rigidez efectiva igual a 170 (ton/m). Además es necesario conocer la capacidad máxima que soporta el aislador en función del desplazamiento de diseño D_D igual a 0,18 (m). Para obtener algunos de los valores como el desplazamiento de fluencia D_y y la fuerza respectiva de fluencia F_y se hace según los aisladores utilizados en el edificio Torre del Sol (Revista AICE, 2012) [7]. La figura 5.12 muestra un esquema con los parámetros de la curva.

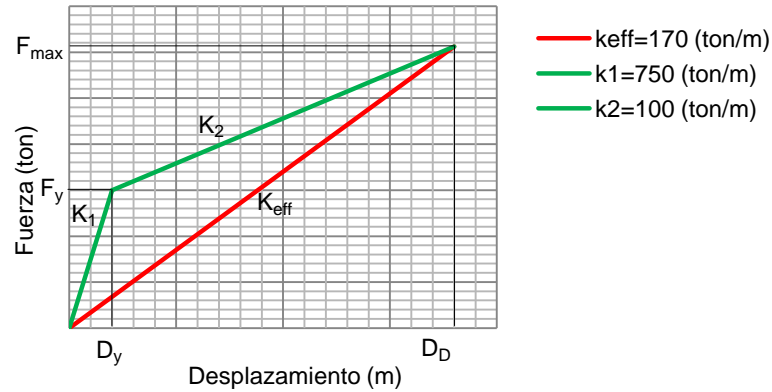


Figura 5.12 - Esquema de la curva esqueleto para ciclos de los aisladores.

El gráfico anterior indica los parámetros que definen el elemento link del programa ETABS como son la rigidez elástica k_1 igual a 750 (ton/m), el límite elástico F_y igual a 15 (ton) y es posible obtener la relación entre la rigidez post-fluencia k_2 igual a 100 (ton/m) y la rigidez elástica del que resulta un valor de 0,13.

5.3 Solicitaciones sísmicas

El análisis no lineal se realiza mediante el análisis tiempo historia, para lo cual se deben seleccionar eventos sísmicos que representen la sismicidad de la zona de emplazamiento de la estructura. Se utilizan entonces los registros del sismo del 27 de Febrero del año 2010 de las localidades de Viña del Mar y Valparaíso correspondientes a las estaciones de Viña del Mar Centro y el Almendral (Informe RENADIC, 2010) [16], y el registro de sismo del 3 de marzo del año 1985 de la localidad de Viña del Mar. Las Figuras 5.13, 5.14 y 5.15 muestran los registros corregidos de las estaciones antes nombradas, identificando la aceleración máxima de cada uno.

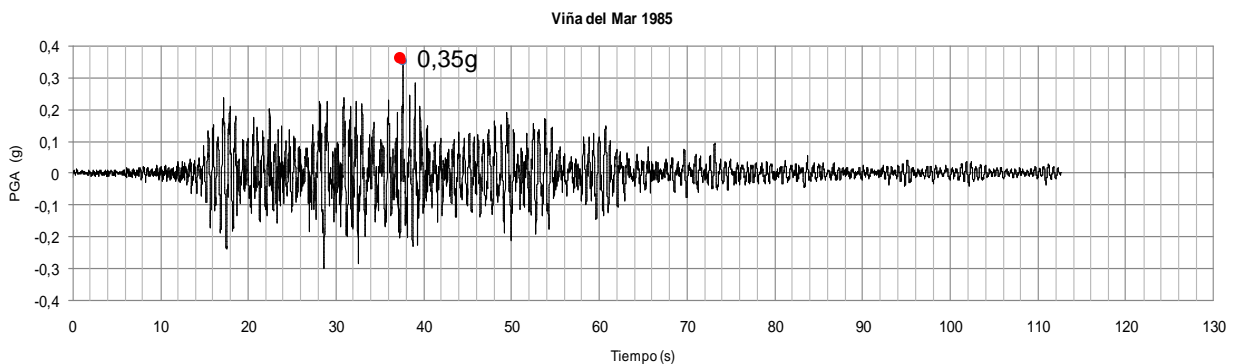


Figura 5.13 - Registro corregido Viña del Mar, marzo 1985.

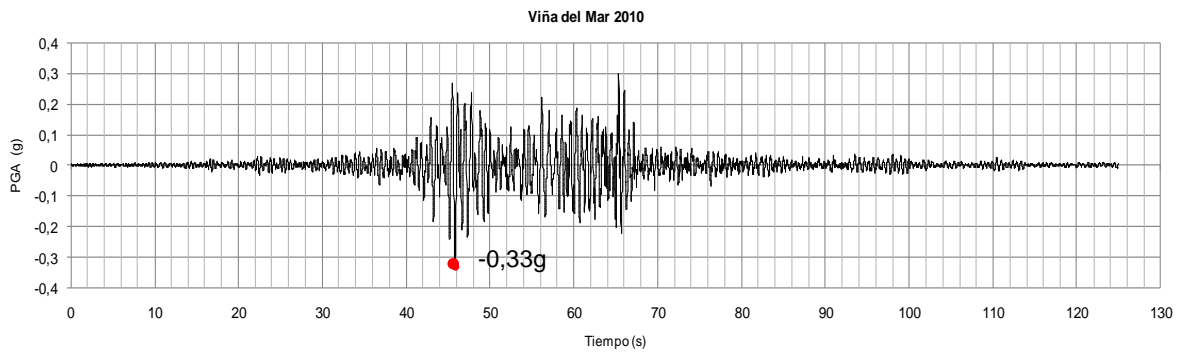


Figura 5.14 - Registro corregido Viña del Mar, febrero 2010.

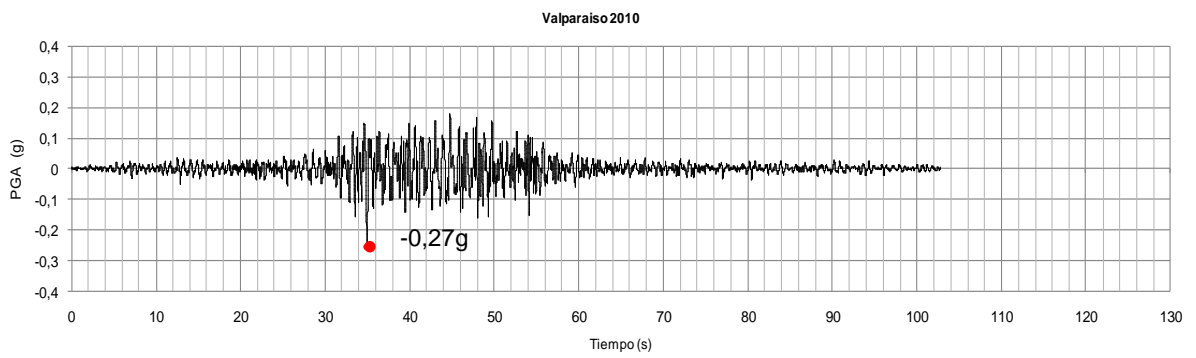


Figura 5.15 - Registro corregido Valparaíso, febrero 2010.

Finalmente las Figuras 5.16 y 5.17 muestran los espectros de respuesta de aceleración y desplazamiento correspondientes a cada uno de los registros sísmicos utilizados. Las aceleraciones se comparan con el espectro elástico de diseño y máximo posible de la norma NCh 2745.

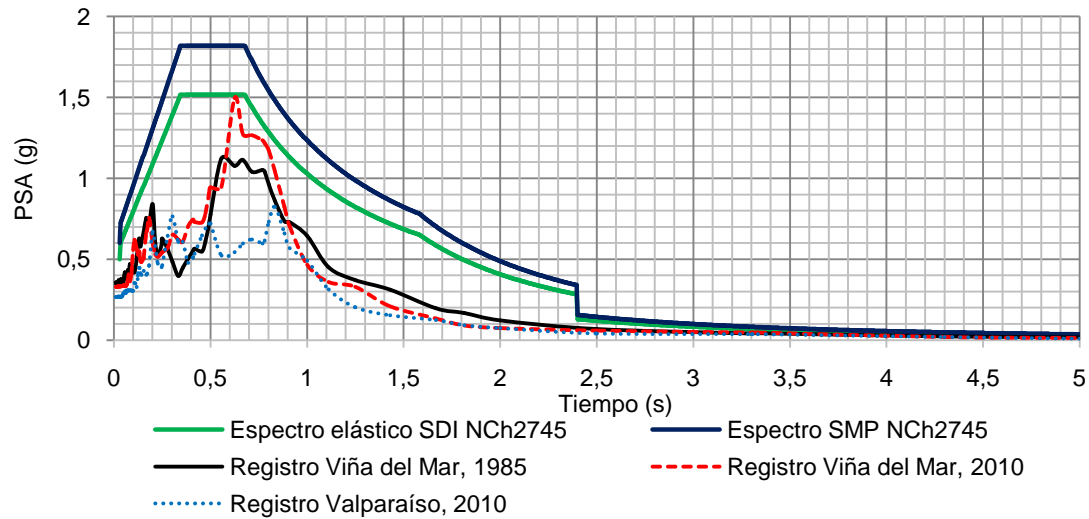


Figura 5.16 - Espectros de respuesta de aceleración de registros sísmicos utilizados en el análisis tiempo historia y espectro elástico de la norma NCh2745.

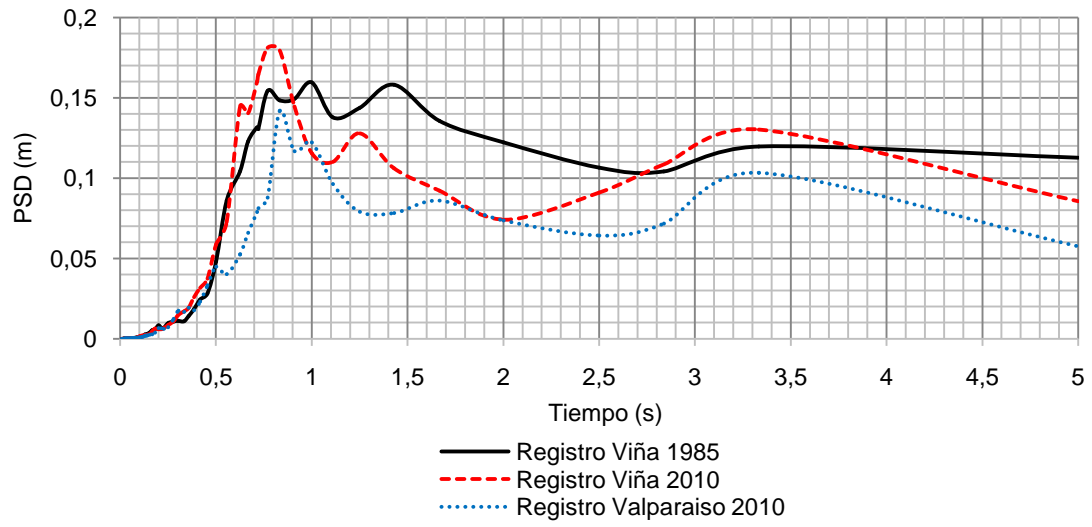


Figura 5.17 - Espectros de respuesta de desplazamientos de registros sísmicos utilizados en el análisis tiempo historia.

Capítulo VI

6. Análisis de resultados

Se inicia la observación de los resultados obtenidos para las estructuras tradicional y aislada según el análisis no lineal. Se trata de los parámetros directamente relacionados con el daño estructural durante y después de finalizado el sismo. Para obtener las deformaciones remanentes se adicionan 15 (s) al registro original y dependiendo del valor que éstas tengan se evalúa su importancia en cuanto al daño que puedan generar en los componentes de la estructura. También se identifican los datos relacionados con el daño en elementos no estructurales correspondientes a la envolvente de desplazamientos relativos entrepisos y a las aceleraciones absolutas que además es importante controlar para mantener la tranquilidad de los ocupantes durante un sismo severo.

6.1 Edificio tradicional

6.1.1 Verificación del modelo inelástico

En primer lugar se verifica el comportamiento del modelo realizado para la estructura tradicional. Se muestra la Figura 6.1 que indica los gráficos de desplazamientos más desfavorables para cada concentración de las cuantías definidas según el inciso 5.1.1 y se observa que cumple con el desarrollo de fluencia solo en tracción. El registro que presenta la mayor deformación en todos los casos corresponde a Viña del Mar del año 1985.

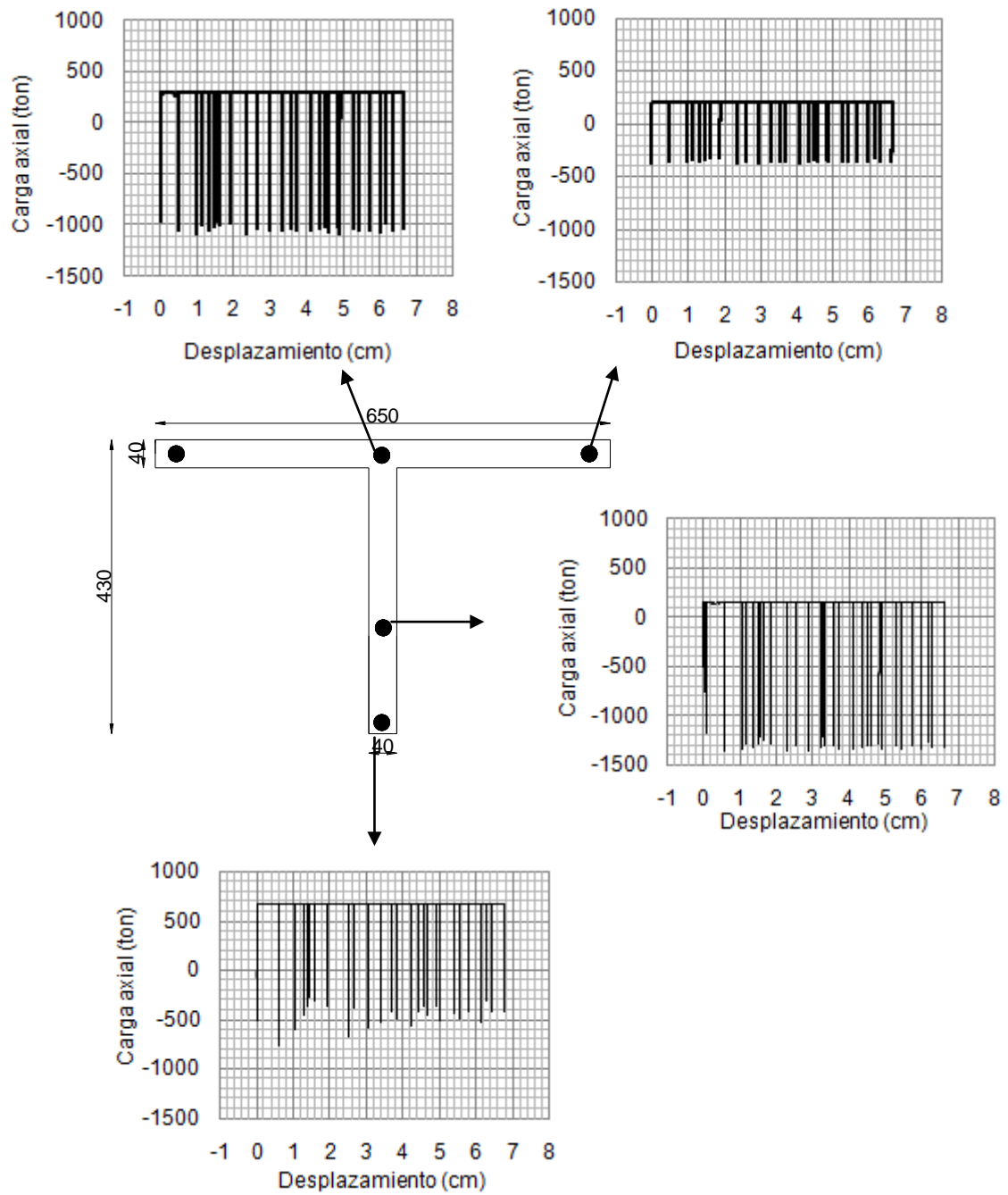


Figura 6.1 - Esquema del comportamiento de los resortes que presentan las cuantías en la sección crítica.

6.1.2 Desplazamientos absolutos y remanentes

Se muestra en la Figura 6.2 los desplazamientos máximos absolutos para los tres registros seleccionados, mientras que la Figura 6.3 indica las deformaciones remanentes luego de finalizado el sismo.

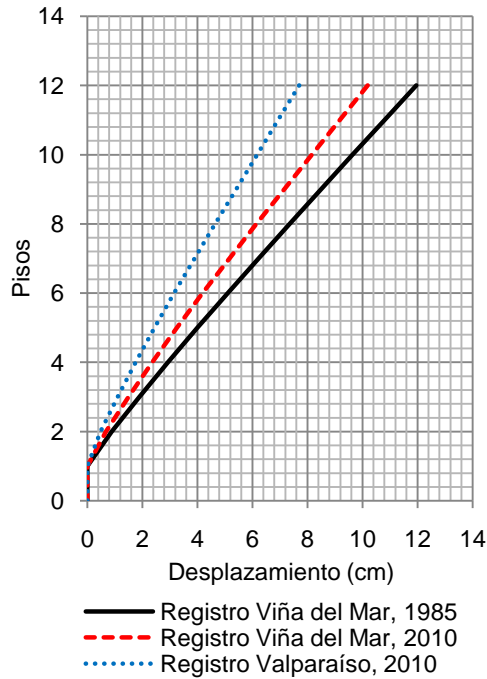


Figura 6.2 - Desplazamientos máximos edificio tradicional.

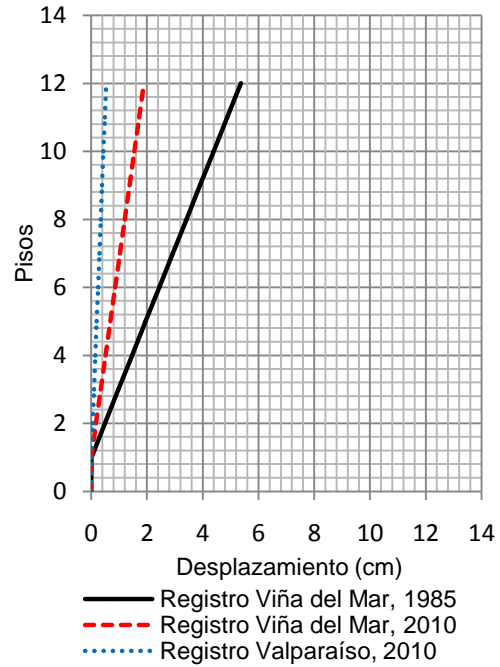


Figura 6.3 - Deformaciones remanentes edificio tradicional.

Los desplazamientos obtenidos alcanzan en su último nivel valores de 12,0 (cm), 10,2 (cm) y 7,7 (cm) para cada registro. Se observa en todo el alto del edificio un comportamiento lineal donde en cada nivel se desplaza aproximadamente de 1,0 (cm).

Luego para los desplazamientos remanentes se observan valores máximos de 5,3 (cm), 1,9 (cm) y 0,5 (cm) para cada registro. Se consideran valores bajos por lo que la estructura continuaría con su funcionalidad normal luego de finalizado el sismo.

6.1.3 Desplazamientos relativos entre pisos y aceleraciones absolutas

La Figura 6.4 indica los desplazamientos relativos entre pisos medidos en porcentaje y la Figura 6.5 muestra las aceleraciones absolutas.

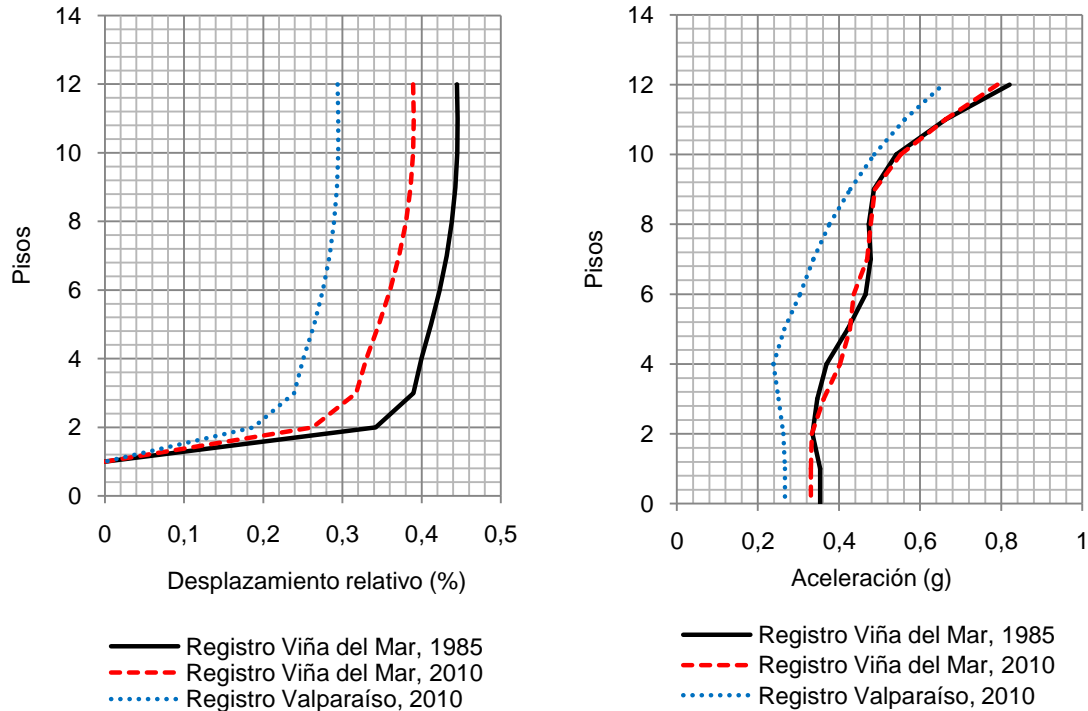


Figura 6.4 - Desplazamientos relativos entre pisos edificio tradicional.

Figura 6.5 - Aceleraciones absolutas edificio tradicional.

El primer gráfico muestra los desplazamientos entre pisos, siendo el mayor igual a 0,46% para el registro de Viña del Mar año 1985, luego para el registro de Viña del Mar año 2010 el valor corresponde a 0,38% y finalmente para el registro de Valparaíso año 2010 se obtiene el menor valor igual a 0,30%. Las curvas muestran un mayor desplazamiento relativo en el primer nivel correspondiente a la zona crítica, que es donde se concentra el daño en los edificios cuya configuración estructural es la descrita el capítulo de Antecedentes.

El gráfico de las aceleraciones indica que en lo alto de la estructura el valor va en aumento. La aceleración basal posee un promedio de 0,32g y en el último nivel alcanza un valor promedio de 0,76g. Esta diferencia es importante porque genera altos daños y movimientos bruscos.

6.1.4 Verificación de incursión inelástica de muros

Para evaluar si existe incursión inelástica de los muros se calcula el desplazamiento al cual ocurriría la fluencia de dichos elementos. Esto se logra realizando un modelo bajo el criterio de agrietamiento en el nivel de subterráneo y crítico, sólo en la dirección transversal ya que se ha demostrado que la concentración de daños ocurre allí debido al importante cambio de sección, según lo especificado en el capítulo de Antecedentes en conjunto con la Figura 2.1. Por lo tanto los niveles superiores mantendrían la inercia bruta correspondiente a su sección. La deformación ocurre desde el subterráneo hacia los niveles superiores, es por eso que coloca una restricción en la parte superior del nivel. La Figura 6.6 muestra un esquema del modelo realizado.

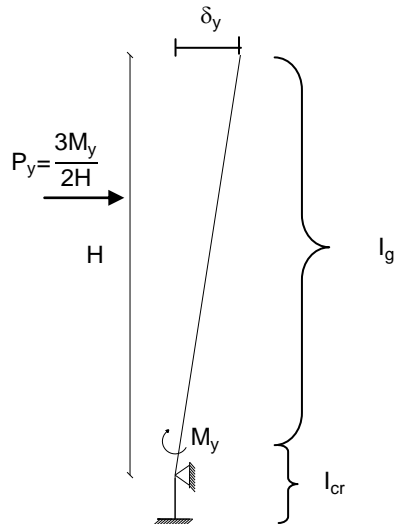


Figura 6.6 - Esquema de modelo para cálculo de desplazamiento de fluencia.

La obtención de los parámetros indicados en la figura anterior se realiza mediante un programa de modelación del cual se obtiene el gráfico de momento curvatura para el muro de la sección crítica en función de la carga axial igual a 1150 (ton). El análisis se realiza para el caso más desfavorable, es decir cuando el ala está comprimida. La Figura 6.7 muestra el gráfico de momento curvatura obtenido, en el cual se identifican dos curvas, la original y la idealizada.

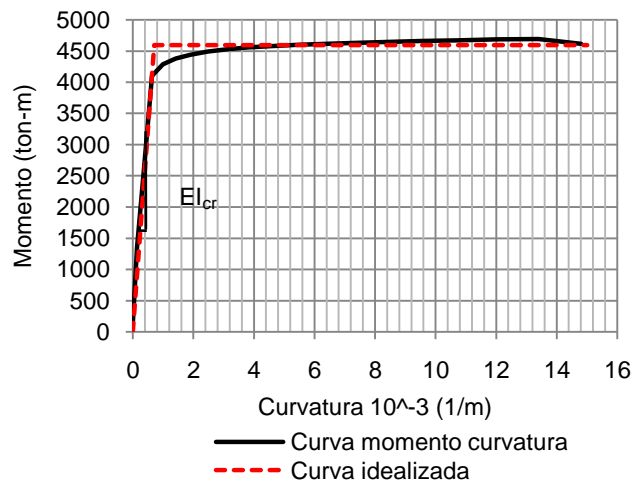


Figura 6.7 - Diagrama momento curvatura de ala en compresión.

Luego es posible obtener la inercia agrietada de la sección, considerando los valores de momento y curvatura idealizados, según los siguientes cálculos.

$$M_y = 4595 \text{ (ton-m)}$$

$$\phi_y = 0,00071 \text{ (1/m)}$$

$$EI_{cr} = \frac{M_y}{\phi_y} \rightarrow 6500000 \text{ (ton-m}^2\text{)} \quad \text{Ecuación 6.1}$$

Mediante una relación con el módulo de elasticidad se calcula la inercia agrietada.

$$\frac{EI_{cr}}{E} = \frac{6500000 \text{ (T-m}^2\text{)}}{2400000 \text{ (T/m}^2\text{)}} \rightarrow I_{cr} = 2,70 \text{ (m}^4\text{)} \quad \text{Ecuación 6.2}$$

Con el valor de la inercia bruta de la sección crítica y la inercia agrietada se calcula un factor que modifica la inercia original para efectos de modelación.

$$I_b = 6,52 \text{ (m}^4\text{)}$$

$$\text{Factor: } I_{cr}/I_b = 0,41 \quad \text{Ecuación 6.3}$$

Finalmente para calcular el desplazamiento de fluencia se debe aplicar la carga axial de fluencia a una distancia igual a 2/3 de la altura desde el subterráneo hacia arriba. La carga que genera la deformación se obtiene en función del momento de fluencia.

$$P_y = \frac{3M_y}{2H} = \frac{1,5 * 4595 \text{ (ton-m)}}{28,6 \text{ (m)}} = 240 \text{ (ton)} \quad \text{Ecuación 6.4}$$

De los cálculos se obtiene el desplazamiento de fluencia igual a 12 (cm), por lo tanto comparando con los desplazamientos máximos obtenidos en los tres casos para las diferentes sollicitaciones sísmicas, los muros tendrían un comportamiento esencialmente elástico.

6.2 Edificio aislado

6.2.1 Desplazamientos absolutos y remanentes

Para el edificio aislado los desplazamientos máximos absolutos sirven para verificar si los valores se encuentran dentro del rango dado por el sismo de diseño y comprobar que el sistema sea efectivo considerando que es éste el que absorbe la mayor cantidad de desplazamiento. Además para el diseño y construcción del edificio aislado, este número es de importancia ya que define el valor de las juntas de separación entre la estructura y elementos circundantes. Por otra parte se verifican igual que en el caso anterior las deformaciones remanentes. Las Figuras 6.8 y 6.9 muestran la envolvente de desplazamientos y las deformaciones remanentes por nivel para cada registro sísmico.

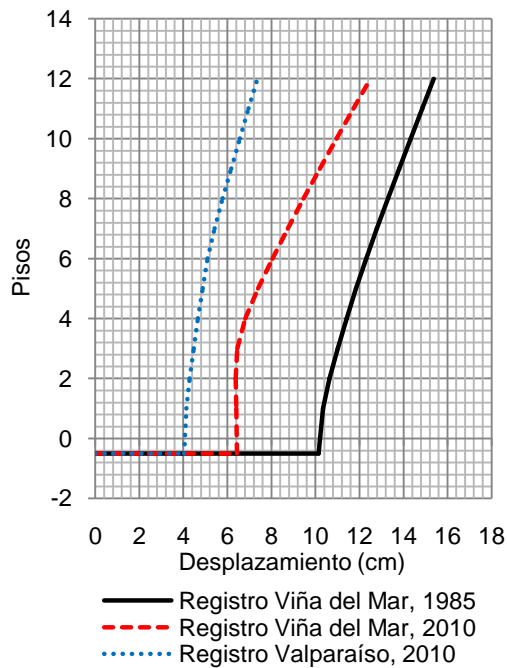


Figura 6.8 - Desplazamientos máximos edificio aislado.

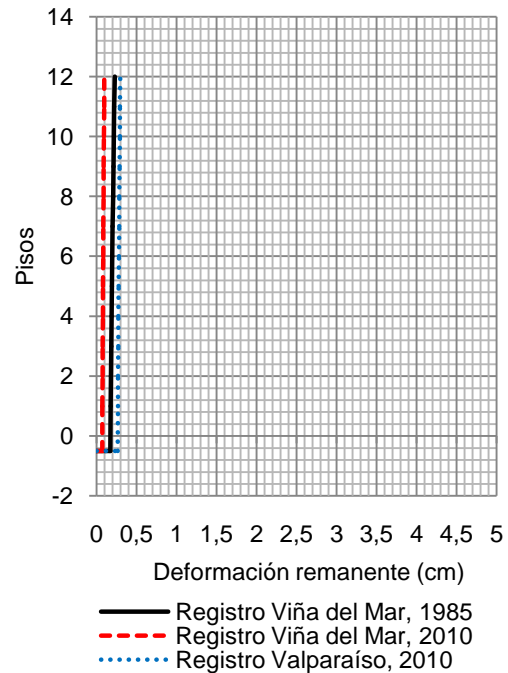


Figura 6.9 - Deformaciones remanentes edificio aislado.

De la Figura 6.8 se observa que la estructura concentra la deformación en la interfaz de aislación y que a lo alto del edificio existen desplazamientos de algunos centímetros, lo que se debe a la alta flexibilidad de la estructura. La Tabla 6.1 indica dichos valores.

Tabla 6.1 - Desplazamientos de la estructura.

Registro	Desplazamiento sistema de aislación	Desplazamiento techo	Δ Desplazamiento
Viña del Mar, 1985	10,1	15,4	5,3
Viña del Mar, 2010	6,4	12,5	6,1
Valparaíso, 2010	4,0	7,4	3,4

Los valores de la tabla anterior son inferiores a la deformación obtenida por los sismos máximo posible y de diseño, por lo tanto se espera un buen comportamiento ante cualquiera de los eventos sísmicos que se someta la estructura.

De la figura también se aprecia que el desplazamiento para el caso del registro de Viña del Mar del año 2010 presenta un quiebre. Esto se debe a que la respuesta de desplazamiento máximo de cada nivel ocurre para distintos instantes de tiempo del registro. La razón es porque se identifica la influencia de un modo de vibrar superior que se sitúa en el *peak* del espectro. Si bien presenta una baja masa traslacional y se podría pensar en que no influye en el comportamiento, la estructura experimenta movimientos en dos direcciones opuestas por lo tanto las masas que llevan en dicho vaivén se contrarrestan. Las Figuras 6.10 y 6.11 indican dos momentos en que se alcanza el desplazamiento máximo en el sistema de aislación y en el último nivel.

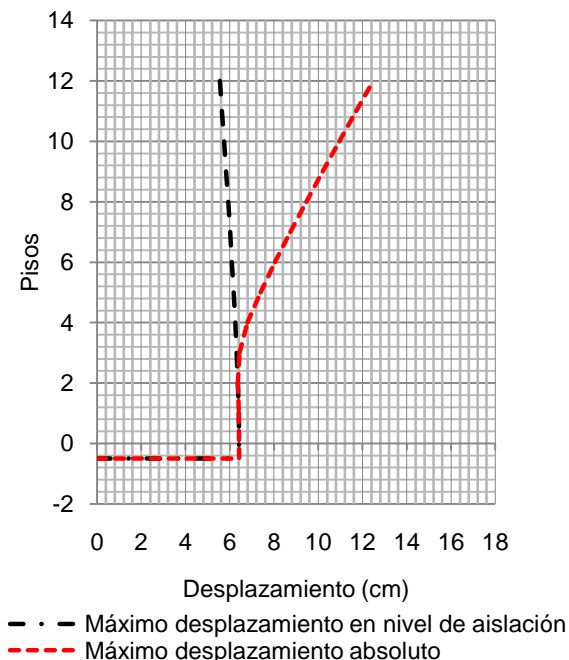


Figura 6.10 - Desplazamiento máximo en interfaz de aislación.

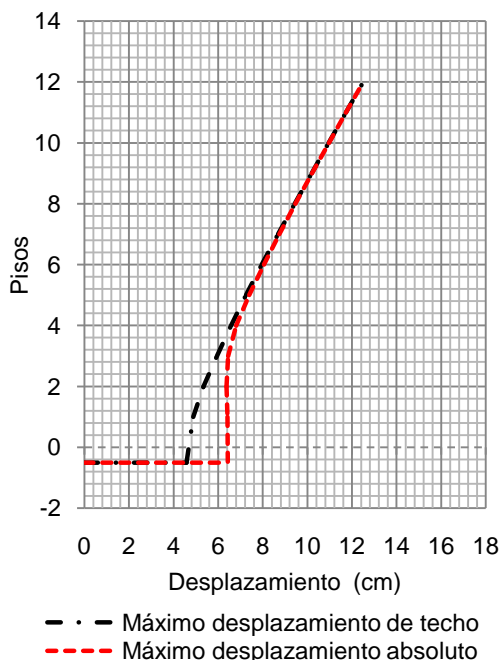


Figura 6.11 - Desplazamiento máximo en último nivel.

El primer gráfico ocurre a los 48 (s) y muestra el desplazamiento máximo a nivel de aislación, ya que desde el tercer nivel el edificio se encuentra inclinado hacia la dirección contraria y el desplazamiento es menor. El segundo gráfico ocurre 1 (s) después e indica el desplazamiento máximo a nivel de techo, ya que en el sistema de aislación el desplazamiento es menor. En ambos gráficos se ilustra el desplazamiento máximo absoluto y se confirma que el quiebre no se experimenta realmente en la estructura, sino que es por el comportamiento que sufre bajo la sollicitación sísmica. En los otros dos registros también se identifica este comportamiento, sin embargo los desplazamientos máximos son consistentes con la deformación. La Figura 6.12 indica una secuencia del movimiento que sufre el edificio durante el sismo influenciado por el modo de vibrar superior.

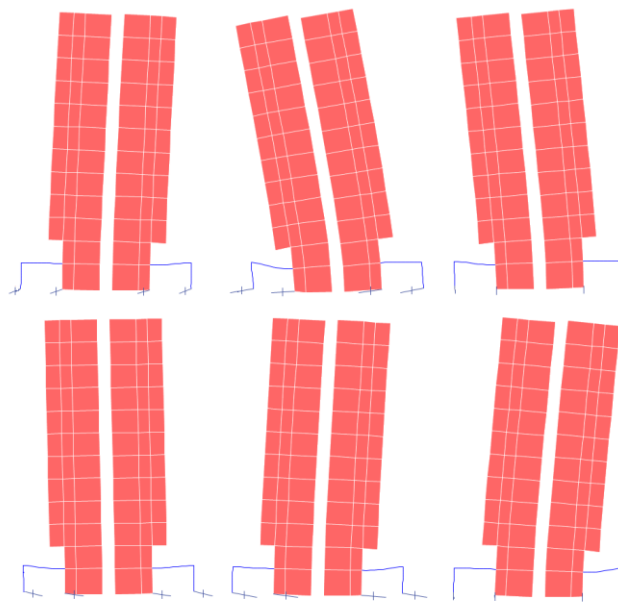


Figura 6.12 - Movimiento de la estructura en distintos instantes de tiempo.

De la Figura 6.9 se observa que las deformaciones remanentes son casi nulas. Para el tiempo agregado de 15 (s) el desplazamiento máximo es de solo 3 (mm) y se observa también una pequeña deformación en la zona de aislación.

6.2.2 Desplazamientos relativos entre pisos y aceleraciones absolutas

La Figura 6.13 indica los resultados de desplazamientos relativos y la Figura 6.14 muestra las aceleraciones obtenidas para cada registro utilizado.

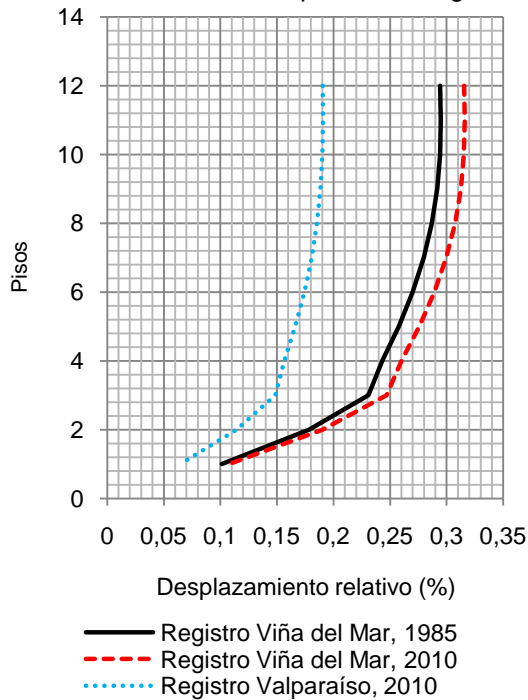


Figura 6.13 - Desplazamientos relativos entre pisos edificio aislado.

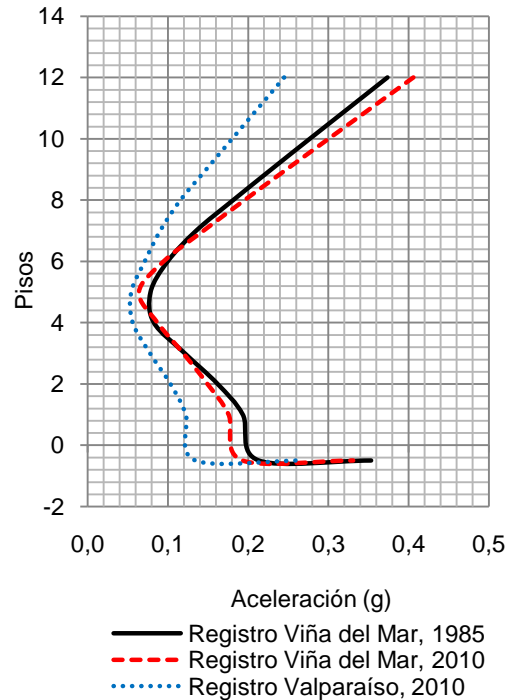


Figura 6.14 - Aceleraciones absolutas edificio aislado.

Del primer gráfico se observa el desplazamiento relativo donde el máximo valor es generado por el registro de Viña del Mar año 2010 igual a 0,32% Luego para el registro de la misma ciudad año 1985 se observa un valor de 0,29%. Finalmente el menor valor corresponde a 0,19% generado por el registro de Valparaíso año 2010.

El segundo gráfico muestra las aceleraciones absolutas por piso, donde se observa un retroceso en la base gracias a la presencia de los aisladores hasta aceleraciones de 0,18g promedio. Luego en lo alto del edificio hasta el quinto nivel la aceleración se ve disminuida pero en los niveles más altos logra aumentar obteniendo en el último nivel un promedio igual a 0,34g. La curva que se genera a mitad de altura se debe a la flexibilidad de la estructura. La diferencia observada indica un menor movimiento por lo tanto los daños no estructurales en este caso serán menores.

6.2.3 Verificación del ciclo de histéresis

Para saber si el sistema de aislación funciona correctamente, se debe conocer el desplazamiento de los aisladores. Se tiene en consideración la curva mostrada en la Figura 5.11, ya que según los resultados, las curvas para cada registro deben ser similares por considerarse una curva típica del aislador con núcleo de plomo. También se consideran la fuerza máxima y desplazamiento de diseño que dieron paso a la determinación de los parámetros utilizados en la definición del link. Las Figuras 6.15, 6.16 y 6.17 muestran la curva de histéresis para cada uno de los registros utilizados en el análisis. La Tabla 6.2 identifica la mayor deformación y el mayor esfuerzo de corte.

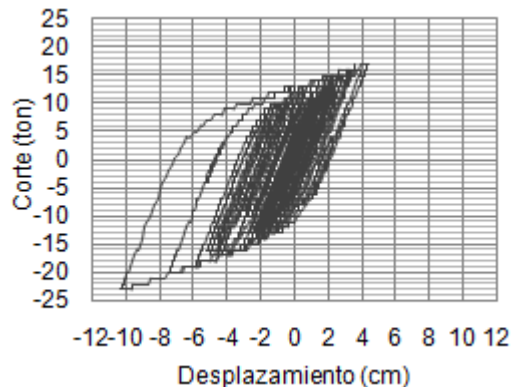


Figura 6.15 - Curva de histéresis para registro de Viña del Mar, 1985.

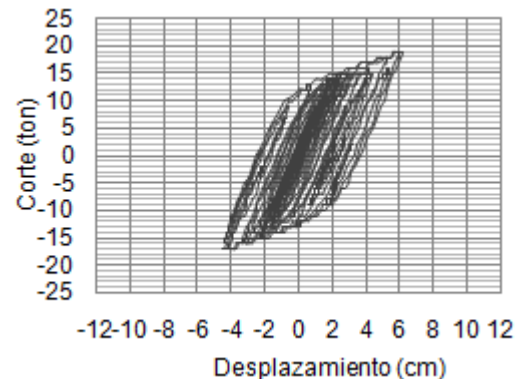


Figura 6.16 - Curva de histéresis para registro de Viña del Mar, 2010.

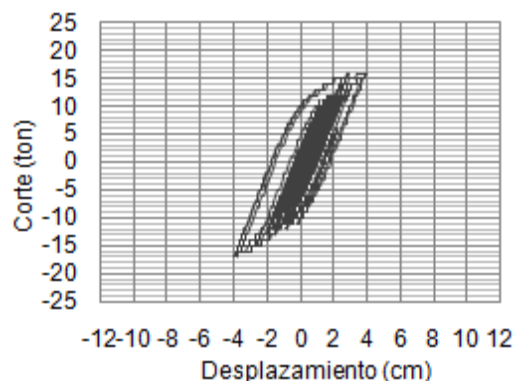


Figura 6.17 - Curva de histéresis para registro de Valparaíso, 2010.

Tabla 6.2 - Deformación y fuerza de corte del sistema de aislación.

Registro	Deformación en Y (cm)	Fuerza de corte (ton)
Viña del Mar, 1985	10,3	23
Viña del Mar, 2010	6,3	19
Valparaíso, 2010	4,0	17

De la tabla anterior se aprecia que el sistema de aislación funciona correctamente, ya que para la dirección de análisis el mayor desplazamiento corresponde a 10,3 (cm) que es menor al desplazamiento de diseño. El grado de incursión de los aisladores es en el rango inelástico, como mínimo hasta las 17 (ton) y como máximo hasta las 23 (ton).

6.2.4 Verificación del diseño de muros

La verificación del diseño de los muros se realiza con la comparación de los momentos y carga axial obtenidos de los registros seleccionados. De este modo se sabe si los muros incursionan en el rango inelástico. Las combinaciones de cada uno se compara con la curva del diagrama de interacción definida anteriormente en función de la sección del muro y la armadura propuesta que forman las combinaciones que producen la falla de la sección. Esta curva corresponde a la nominal, es decir el factor de reducción especificado en el código de diseño se considera igual a 1 ($\phi=1$). Se considera también la resistencia real de fluencia cuya curva se define multiplicando por un factor igual a 1,25 que incrementa el límite elástico del refuerzo de acero. La Figura 6.18 muestra los puntos definidos por el momento y carga axial según las solicitaciones sísmicas.

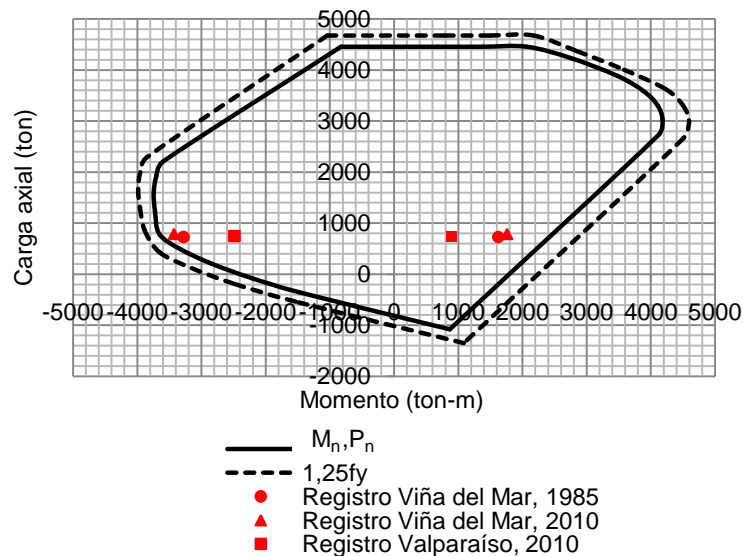


Figura 6.18- Diagrama de interacción y ubicación de demandas según registros.

Los puntos dados por las combinaciones de momentos y carga axial de los registros utilizados se mantienen en el rango elástico ya que se ubican dentro de la curva nominal. Los valores de momento máximo se identifican durante la compresión del alma del muro siendo el mayor resultado función del registro de Viña del Mar año 2010 con un valor de 3430 (ton-m).

6.2.5 Verificación de estabilidad del sistema de aislación

A continuación se indican en la Tabla 6.3 los valores de máxima y mínima compresión, ya que no se identifican tracciones de acuerdo a los registros utilizados.

Tabla 6.3 - Compresiones máximas y tracciones

Registro	Compresión máxima (ton)	Compresión mínima (ton)	Tracción (ton)
Viña del Mar 1985	847	6	0
Viña del Mar 2010	866	4	0
Valparaíso 2010	704	17	0

Según lo anterior los resultados son los esperados, ya que el edificio aislado fue diseñado de acuerdo al espectro de diseño cuyos resultados de desplazamiento fueron mayores que los identificados debido a cada uno de los registros. Además se aseguró que no existiera tracción sometiendo la estructura al sismo máximo posible.

6.3 Comparación de desempeño sismorresistente

Luego de realizado el análisis tiempo historia para las estructuras tradicional y aislada es posible comparar su desempeño sismorresistente, ya que se han sometido a las mismas solicitaciones y se ha incluido su comportamiento inelástico. Para ambos edificios se han obtenido los resultados a nivel global, es decir en base al comportamiento de las demandas de desplazamiento, deformaciones relativas y aceleraciones de piso.

6.3.1 Demanda de desplazamientos

El desplazamiento absoluto observado en la estructura tradicional va en aumento desde el primer nivel alcanzando un desplazamiento máximo igual a 12,0 (cm). Por otra parte en el gráfico de desplazamiento de la estructura aislada observado anteriormente, se concentra la deformación en el sistema de aislación y luego incrementa el desplazamiento cuya deformación de la estructura corresponde a 5,3 (cm). Lo anterior se traduce en una reducción del 56%. La Figura 6.19 muestra la comparación entre los desplazamientos de ambas estructuras, cuyos máximos desplazamientos se encuentran bajo las solicitaciones del registro de Viña del Mar año 1985. Ambas curvas son inclinadas lo que indica la alta flexibilidad de la estructura.

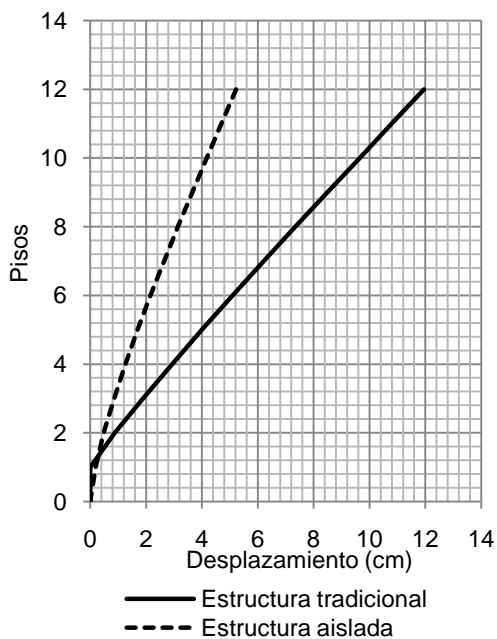


Figura 6.19 - Comparación de desplazamientos.

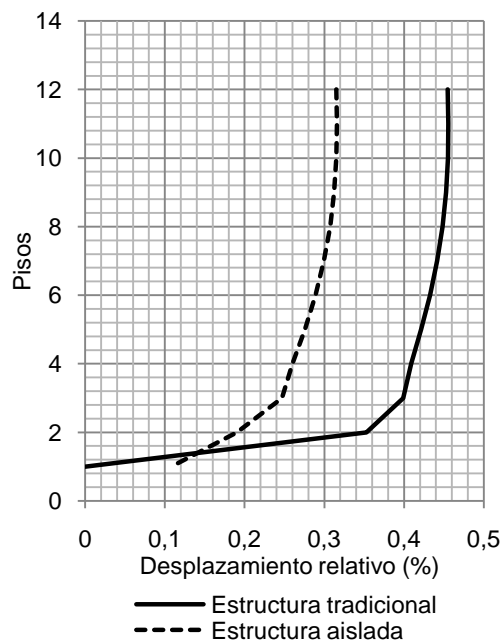


Figura 6.20 - Comparación de desplazamientos relativos entrepisos.

6.3.2 Demanda de desplazamientos relativos entrepisos

La estructura tradicional alcanza desplazamientos relativos de hasta 0,45%, mientras que la estructura aislada de 0,32%. La disminución que se observa corresponde a un 29%, por lo tanto se esperan daños no estructurales menores en la estructura aislada. La Figura 6.20 muestra la comparación entre los desplazamientos relativos entrepisos de ambas estructuras, cuyos resultados máximos son según el registro de Viña del Mar año 1985 para la estructura tradicional y el registro de la misma ciudad año 2010 para la estructura aislada.

6.3.3 Demanda de aceleraciones de piso

Las aceleraciones de piso presentan una reducción del 50%. En la estructura tradicional, la aceleración desde la base presenta un incremento positivo alcanzando un máximo de 0,82g. Por otra parte en la estructura aislada se observa una disminución en lo alto de la estructura y luego se estabiliza hasta alcanzar un máximo de 0,41g. La reducción de las aceleraciones de piso se traduce en que no exista daño estructural y que el daño no estructural sea mucho menor. La Figura 6.21 muestra la comparación entre las aceleraciones de ambas estructuras, cuyo máximo resultado para la estructura tradicional es según el registro de Viña del Mar año 1985 y para la estructura aislada según registro de la misma ciudad año 2010.

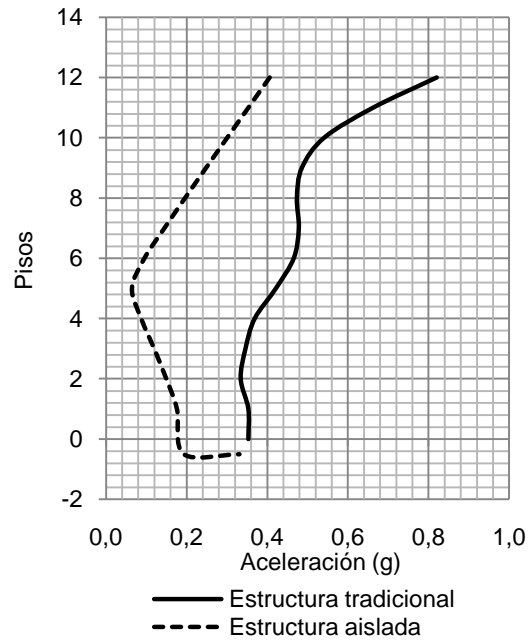


Figura 6.21 - Comparación de aceleraciones absolutas.

6.4 Comparación económica

La comparación económica se realiza en cuanto a los costos iniciales de los materiales hormigón y acero necesarios para cumplir con lo dispuesto en el código de diseño, así como la mano de obra que implican.

6.4.1 Costos de hormigón

La estructura tradicional presenta espesores de muro de 40 (cm) en todo lo alto del edificio, mientras que la estructura aislada posee muros de espesor igual a 20 (cm). Los demás elementos estructurales como vigas, columnas y losas se mantienen constantes, ya que se encuentran condicionadas por las cargas gravitacionales. Además para la estructura aislada se debe tener en cuenta la losa de estabilización situada sobre el nivel de aislación. La Tabla 6.4 indica las cantidades, costos directo y el porcentaje de reducción para el hormigón puesto en obra.

Tabla 6.4 - Diferencia de costos asociados a m³ de hormigón.

Estructura	m ³ de hormigón	Costos (UF)	Porcentaje del costo
Tradicional	3793	13086	100%
Aislada	3393	11708	89%

De la tabla anterior se observa una diferencia del 11% menos para la cantidad de hormigón necesaria en la estructura aislada.

6.4.2 Costos de acero

La estructura tradicional presenta una cantidad de acero mayor que la necesaria en la estructura aislada debido a que esta última no necesita mayor detallamiento porque cumple con las disposiciones de confinamiento según el decreto n°60. La Tabla 6.5 indica las cantidades, costo directo y el porcentaje de reducción para el acero puesto en obra.

Tabla 6.5 - Diferencia de costos asociados a kg de acero.

Estructura	kg de acero	Costos (UF)	Porcentaje del costo
Tradicional	297303	14865	100%
Aislada	211366	10568	71%

De la tabla anterior se observa una diferencia del 29% menos para la cantidad de acero en la estructura aislada.

6.4.3 Costo total

Según los incisos anteriores el costo de hormigón armado en el edificio tradicional es 27951 UF mientras que en la estructura aislada es de 22276 UF considerando la losa adicional. Lo anterior se traduce en una diferencia del 20% menos para la estructura aislada, sin embargo la diferencia está en la adición de los dispositivos de aislación cuyo costo igual a 6424 UF para los 26 aisladores, compensa la diferencia en la reducción de los materiales. Finalmente la Tabla 6.6 indica los costos finales para cada estructura.

Tabla 6.6 - Diferencia de costos totales.

Estructura	Total general (UF)	Porcentaje del costo
Tradicional	27951	100%
Aislada	28700	104%

El costo que requiere la estructura tradicional para el edificio de 7700 m² corresponde a 3,6 (UF/m²) mientras que para la estructura aislada es de 3,7 (UF/m²). La diferencia final corresponde a 0,1 (UF/m²) es decir un 4% más de costos para la estructura aislada.

Capítulo VII

7. Conclusiones

Con la norma de diseño sísmico de edificios NCh433.Of96 modificada en 2009 y la incorporación de los decretos nº60 y nº61 se obtienen estructuras más robustas pasando de muros de 20 (cm) a 40 (cm) de espesor resultando una mayor rigidez. Cabe destacar que una estructura tradicional diseñada previa aparición de los decretos, presentaron fallas locales de flexo-compresión con pandeo de las barras y en algunos casos fractura de su enfierradura principal debido a la falta de detallamiento. En este caso dicha deficiencia se ha mejorado, por lo tanto no deberían presentarse fallas de ese tipo. Sin embargo están presentes los desplazamientos relativos entre pisos y aceleraciones que atentan contra el daño no estructural.

En contraparte, el edificio aislado implica la realización de obras adicionales para lograr la estabilidad necesaria y así su buen desempeño. La obra de estabilización es lo que presenta en este trabajo mayor dificultad en cuanto a su diseño, ya que se demuestra la alta sensibilidad en la modelación y en consecuencia el descarte del sistema de vigas sobre los aisladores como primera opción debido a las diferencias que se observan en los esfuerzos de corte al considerar o no un doble diafragma. Lo anterior lleva a utilizar finalmente una losa la cual cumple con las expectativas de estabilización. Otra observación importante se relaciona con que aislar un edificio de muros con la estructuración estudiada, muestra una alta flexibilidad e implica la influencia de un modo de vibrar superior, del cual no se esperaba afectase el comportamiento de la estructura, sin embargo al situarse en el peak se identifican deformaciones que no se esperaban, con movimientos en dos direcciones opuestas.

La implementación del sistema de aislación lleva a una reducción importante en el corte basal de diseño. La estructura tradicional presenta cortes correspondientes al 16% del peso, mientras que en la estructura aislada está permitido el diseño con un corte mínimo igual al 7% del peso. Esto se traduce en una reducción del corte igual al 63%. Por lo tanto para la estructura convencional es necesaria una sección de muro mayor, además de los detalles de confinamiento y por otra parte la aislación permite una reducción en los espesores de muros y desistir del detallamiento.

Según los desplazamientos absolutos se observa una reducción del 56%. Si bien los desplazamientos de la estructura tradicional son mayores que los del edificio aislado, con los desplazamientos de fluencia se logra comprobar que los muros no presentan demanda de ductilidad importante por lo que se mantendrían prácticamente elásticos y así se espera que los daños estructurales sean bajos o bien nulos. En tanto la estructura aislada concentra la mayor cantidad de desplazamiento en el sistema de aislación y con la disminución de los desplazamientos relativos entre los pisos superiores no existiría daño estructural.

El cuanto a los desplazamientos relativos entrepisos, los resultados obtenidos muestran una reducción del 29%, lo cual es importante sin embargo en ambas estructuras los valores de este parámetro son bajos y no deberían existir daños no estructurales relevantes.

Las aceleraciones que experimenta la estructura tradicional van en aumento de acuerdo a la altura del edificio. En la estructura aislada las aceleraciones se reducen en un 50%, ya que el sistema de aislación absorbe una cantidad de aceleración y así no se transmite totalmente a la estructura. Así la diferencia entre las aceleraciones que se registran en la base y las que se alcanzan en el último nivel del edificio son menores. Además dentro del espectro de aceleraciones según el alto periodo, se ubican en una zona de baja demanda. Esto implica que no existiría daño estructural y posiblemente un menor daño no estructural bajo este parámetro.

Por último se realiza la comparación del parámetro de los costos del diseño de ambas estructuras. La diferencia de inversión es muy baja, ya que si bien en la estructura aislada se utiliza menos material por reducirse la demanda de diseño del corte máximo al mínimo, el gasto se compensa con los aisladores y la losa adicional necesaria para dar estabilidad a la estructura. De acuerdo a lo anterior la diferencia de costos directos es de un 4% más en la estructura aislada. Se debe tener en cuenta que en los costos sólo se considera la obra gruesa y no terminaciones ni gastos adicionales que podrían aumentar los costos en cada estructura.

Finalmente se observa que el edificio tradicional bajo el escenario estudiado, vale decir en suelo blando y cuya estructura posee un periodo característico de aquellos edificios que sufrieron más daño durante el sismo del año 2010, presenta un comportamiento aceptable suponiendo que no existen fallas frágiles ni altas demandas de deformaciones, así los daños estructurales serían bajos. Sin embargo podrían existir daños no estructurales en función de las aceleraciones absolutas que implicarían costos adicionales según daños post-terremoto. Por otra parte al implementarse el sistema de aislación en un edificio flexible se observa que no se aprovechan del todo sus beneficios. Esto tiene relación con la influencia del modo de vibrar superior que desestabiliza la estructura. La aislación podría funcionar mejor si se tratase de un edificio más rígido lo cual se puede lograr agregando elementos estructurales como vigas de acople o dinteles pero sumarían más gastos en materiales. En esta última opción se reducen las probabilidades de daño y pérdidas económicas durante sismos severos, además de presentar solo un 4% adicional con respecto a la estructura aislada y de ahorrar los costos post- terremoto, lo que lleva a optar por la aislación basal en la estructura.

Referencias

- [1] Instituto Nacional de Normalización (INN), NCh 433.Of1996 Modificada en 2009 "Diseño Sísmico de Edificios", 2009.
- [2] Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Decreto Supremo N°61, 2011.
- [3] Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Decreto Supremo N°60, 2011.
- [4] P. Bonelli, "Surface Ground Motions, Structural Damage and Emerging Technologies in R/C Buildings during and after the 2010 Mw 8.8 Maule Earthquake, Chile, 2010.
- [5] R. Mayes, F. Naeim, "Design of Structures with Seismic Isolation", in *The Seismic Design Handbook*, F. Naeim, Ed. Van Nostrand Reinhold: New York, 1989, pp. 723-755.
- [6] Instituto Nacional de Normalización (INN), NCh 2745.Of2013 "Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica", 2013.
- [7] R. Retamales, P. Bonelli et al., "Aplicación de Sistemas de Aislación Sísmica en Edificaciones de Mediana Altura: Edificio Torre del Sol", *Revista AICE Chile*, 2012.
- [8] J. Beltrán et. al, "Efectos y enseñanzas del terremoto del 27 de febrero de 2010 en Chile", *Revista Acero Latinoamericano* no.526, pp.30-36, mayo,2011.
- [9] CSI, Manual ETABS2013, 2013.
- [10] Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 318S-11, USA, 2011.
- [11] Instituto Nacional de Normalización (INN), NCh 1537.Of2009 "Diseño estructural - Cargas permanentes y cargas de uso", 2009.
- [12] Instituto Nacional de Normalización (INN), NCh 3171.Of2010 "Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de cargas", 2010.
- [13] R. Park y T. Paulay, Estructuras de Concreto Reforzado, Ed. Limusa: México,1978.
- [14] ONDAC Portal de actividades y precios de la construcción [online], Chile. Disponible en <http://www.ondac.cl/601/w3-channel.html>
- [15] T. Kelly, "Base Isolation of Structure", Ed. Holmes Consulting Group Ltd.: Nueva Zelandia, 2001.
- [16] R. Boroschek. et. al, Informe RENADIC "Registros del terremoto del Maule Mw=8.8, 2010.