UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

Análisis sísmico y diseño estructural de un edificio de concreto armado en
esquina de cuatro pisos y un semisótano con problema torsional

TESIS

Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR

Luna Collazos, Juan Arturo ([0000-0002-1139-2973](#))

ASESOR

Álvarez Miranda, David Humberto ([0000-0003-4614-2314](#))

Lima, 03 de enero de 2020

DEDICATORIA

El siguiente trabajo se lo dedico a mi madre Aída Violeta Collazos Matta que siempre me apoyó en toda mi carrera universitaria, siendo el motor y motivo de mi superación.

Asimismo, se lo dedico a mi hermana Cynthia Luna Collazos y a mi sobrina Libetcy Fernández Luna por el constante apoyo emocional. De igual manera quiero mencionar a dos tías que siempre vivirán en mi corazón y que fueron mis segundas madres: Rosa Collazos Matta y Elsa Luna Heredia.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco al Ing. David Humberto Álvarez Miranda por el asesoramiento constante y desinteresado en la elaboración de la presente tesis.

Agradezco a la Bach. Arq. Yaneth Victoria Torres Deza y al Bach. Jheisson Ulises De la Cruz Mesías por el apoyo y las sugerencias en pro de la mejora del presente trabajo.

Agradezco a mi profesor de primaria Sergio Vásquez Guevara quién siempre fue mi mentor y quién descubrió muchos de mis talentos.

Agradezco a todos mis amigos y demás familiares por siempre estar apoyándome y dándome fuerzas para seguir adelante.

RESUMEN

En la presente tesis se analiza el problema torsional extremo de un edificio en esquina de cuatro pisos y un semisótano. Los edificios en esquinas comúnmente presentan un diseño arquitectónico comercial, que aprovecha el perímetro colindante con la calle para poner ventanas y mamparas. Sin embargo, este diseño arquitectónico no toma en cuenta irregularidades estructurales. Una de las irregularidades es la torsional. La torsión es consecuencia de las excentricidades entre el Centro de Masa (CM) y el Centro de Rigidez (CR) en ambos ejes. Para la presente tesis se plantea la siguiente hipótesis: “El caso en estudio presenta irregularidad torsional extrema dada su arquitectura y su ubicación en esquina. Esta irregularidad no está permitida según Norma en Edificaciones categoría “C” y con zonificación 4, por lo que se deberá aumentar la rigidez en zonas críticas. Esta rigidez no depende del incremento de gran longitud de placas sino de su espesor y su ubicación dentro de la estructuración, para su demostración se proponen cinco modelos que se analizan sísmicamente empleando la Norma Técnica E030-2016 teniendo como punto de partida, los planos de arquitectura y una estructuración base; para luego escoger uno de los cinco modelos y realizar el correspondiente diseño estructural de todos los elementos de la edificación”. Además, la tesis tiene como valor añadido el análisis torsional bajo tres normas técnicas de Sismoresistencia de los años 2003, 2016 y 2018, con el objetivo de encontrar diferencias sustanciales entre ellas. Además, se plantea realizar el respectivo análisis Tiempo-Historia del modelo solución.

Palabras clave: irregularidad torsión extrema; diseño estructural.

Seismic analysis and structural design of a four-story corner reinforced concrete
building and a semi-basement with torsional problem

ABSTRACT

In this thesis the extreme torsional problem of a four-story corner building and a basement is analyzed. The buildings in controlled corners have a commercial architectural design, which takes advantage of the perimeter adjacent to the street to put windows and screens. However, this architectural design does not take into account structural irregularities. One of the irregularities is the torsional one. The torsion is a consequence of the eccentricities between the Mass Center (CM) and the Rigidity Center (CR) in both axes. For the present thesis, the following hypothesis is proposed: “The case under study presents extreme torsional irregularity given its architecture and its corner location. This irregularity is not allowed according to Standard in Buildings category "C" and with zoning 4, so the rigidity in critical areas will be increased. This rigidity does not depend on the increase of large length of plates but on its thickness and its location within the structuring. For its demonstration, five models are proposed, which are analyzed seismically using Technical Standard E030-2016, taking as a starting point the architectural plans and a basic structuring; then choose one of the five models and make the corresponding structural design of all the elements of the building”. In addition, the thesis has as an added value the torsional analysis under three technical standards of earthquake resistance of the years 2003, 2016 and 2018, with the objective of finding substantial differences between them. In addition, it is proposed to perform the respectful Time-History analysis of the solution model.

Keywords: extreme torsion irregularity; structural design.

TABLA DE CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN	1
1.1	FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	1
1.2	FORMULACIÓN DE LA HIPÓTESIS	1
1.3	OBJETIVOS	1
1.3.1	Objetivo general.....	1
1.3.2	Objetivos específicos	1
1.4	INDICADORES DE OBJETIVOS	2
2	MARCO TEÓRICO	4
2.1	ANTECEDENTES	4
2.2	DEFINICIÓN DE TORSIÓN	5
2.3	DAÑOS ESTRUCTURALES POR EFECTO DE TORSIÓN EN EDIFICIOS ESQUINEROS	7
2.4	ELECCIÓN DEL CASO EN ESTUDIO	8
2.5	REALIDAD PROBLEMÁTICA	9
3	CAPÍTULO: CONSIDERACIONES DE DISEÑO, ESTRUCTURACIÓN, PREDIMENSIONAMIENTO Y METRADO DE CARGAS	10
3.1	CONSIDERACIONES DE DISEÑO	10
3.1.1	Descripción del proyecto	10
3.1.2	Consideraciones Generales de Diseño	10
3.1.3	Normatividad	11
3.2	ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO	11
3.2.1	Criterios a tomar en cuenta en una estructuración.....	12
3.2.2	Consideraciones sobre la estructuración del edificio en estudio	14
3.2.3	Estructuración del caso en estudio.....	15
3.3	PREDIMENSIONAMIENTO	19
3.3.1	Predimensionamiento de losa aligerada.....	19
3.3.2	Predimensionamiento de losa maciza	21
3.3.3	Predimensionamiento de vigas	23
3.3.4	Predimensionamiento de columnas	26
3.3.5	Predimensionamiento de placas.....	28
3.4	METRADO DE CARGAS	31
3.4.1	Metrado de cargas en losas aligeradas	32

3.4.2	Metrado de cargas en losas macizas	33
3.4.3	Metrado de cargas en Vigas.....	34
3.4.4	Metrado de cargas en columnas y placas.....	35
3.4.5	Cálculo del peso.....	37
4	CAPÍTULO: RIESGO Y PARÁMETROS SÍSMICOS	38
4.1	RIESGO SÍSMICO	38
4.1.1	Sismos de origen tectónico.....	38
4.1.2	Peligro Sísmico.....	39
4.1.3	Vulnerabilidad Sísmica	41
4.2	PARÁMETROS SÍSMICOS	41
4.2.1	Alcance y principios del Diseño Sismorresistente.....	41
4.2.2	Zonificación	42
4.2.3	Condiciones geotécnicas	43
4.2.4	Parámetros de sitio	43
4.2.5	Factor de amplificación Sísmica.....	44
4.2.6	Categoría de las edificaciones y Factor de Uso (U).....	44
4.2.7	Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R_o)	44
5	CAPÍTULO: ANÁLISIS DEL PROBLEMA TORSIONAL DEL CASO EN ESTUDIO SEGÚN NORMA E030-2003, NORMA E030-2016 Y NORMA E030-2018.	
	46	
5.1.	DESCRIPCIÓN DE LA “ESTRUCTURACIÓN BASE”	46
5.2.	MARCO TEÓRICO DE EFECTOS TORSIONALES BAJO LA NORMA E030-2003, E030-2016 Y E030-2018.....	46
5.2.1.	Norma E030-2003.....	46
5.2.2.	Norma E030-2016.....	47
5.2.3.	Norma E030-2018.....	48
5.3.	RESUMEN DE ANÁLISIS DE DERIVAS E IRREGULARIDAD TORSIONAL SEGÚN LAS 3 NORMAS ANALIZADAS.	49
5.4.	CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL ANÁLISIS SISMORRESISTENTE DE LA ESTRUCTURACIÓN BASE CON LAS 3 NORMAS.....	50
5.4.1	Parámetros Sísmicos:	50

5.4.2 Espectro de Diseño	50
5.5 RESULTADO DE ANÁLISIS TORSIONAL Y DE DERIVAS.....	52
6 CAPÍTULO: PROPUESTAS DE SOLUCIÓN ANTE LA IRREGULARIDAD	
TORSIONAL EXTREMA SEGÚN NORMA E030-2016 (CONSERVADORA).....	57
6.1 DESCRIPCIÓN DE LAS PROPUESTAS DE SOLUCIÓN ANTE LA IRREGULARIDAD	
TORSIONAL EXTREMA.	57
6.2 INTERPRETACIÓN DE GRAFICAS DE TORSIÓN Y DERIVAS.....	61
6.3 EXCENTRICIDAD DEL CENTRO DE MASAS Y EL CENTRO DE RIGIDEZ.	64
6.4 ¿CÓMO ESCOGER LA PROPUESTA IDÓNEA?	66
6.4.1 Densidad de placas.....	66
6.4.2 Torsión extrema y derivas según Norma E030-2016	66
6.4.3 Arquitectura.	67
6.4.4 Verificación por resistencia.	67
6.5. APORTE A LA INVESTIGACIÓN	67
7 CAPÍTULO: ANÁLISIS TORSIONAL DE LA SOLUCIÓN BAJO LA NORMA	
E030-2018.....	70
8 CAPÍTULO: ANÁLISIS MODAL, ESTÁTICO Y DINÁMICO DE LA	
PROPUESTA DE SOLUCIÓN (E-1).....	73
8.1 ANÁLISIS MODAL	73
8.1.1 Modos de vibración y Periodos de vibración.....	73
8.1.2 Espectro de Diseño según la Norma E-030-2018.....	77
8.2 ANÁLISIS ESTÁTICO	77
8.2.1 Período Fundamental de Vibración.....	78
8.2.2 Cálculo del factor de amplificación sísmica	78
8.2.3 Fuerza cortante en la base en las dos direcciones	79
8.2.4. Distribución de Fuerza sísmica en altura	80
8.2.5 Excentricidad Accidental.....	81
8.2.6 Distribución de Fuerzas sísmicas y Momento torsor en altura	81
8.2.7 Desplazamientos máximos absolutos por piso en ambas direcciones.	82
8.3 IRREGULARIDADES.....	83
8.3.1 Regularidad Estructural	83
8.3.2 Irregularidades Estructurales en Altura (I_a).....	84

8.3.3 Irregularidades Estructurales en Planta (I_p)	90
8.3.4 Resumen de Irregularidades.....	92
8.4 ANÁLISIS DINÁMICO	93
8.4.1 Conceptos Generales.....	93
8.4.2. Verificaciones	95
8.4.3 Desplazamientos absolutos de entrepiso.....	97
8.4.4 Separación entre edificios	98
9 CAPÍTULO: ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA	99
10 CAPÍTULO: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS	103
10.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL	104
10.2 DISEÑO POR FLEXIÓN	104
10.3 DISEÑO POR CORTE	105
10.4 REFUERZO POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA	106
10.5 CORTE DEL REFUERZO.....	106
10.6 CONTROL DE DEFLEXIONES	107
10.7 EJEMPLO DE DISEÑO.....	108
10.7.1 Diseño por flexión.	109
10.7.2 Diseño por corte.....	111
10.7.3 Refuerzo por temperatura	112
10.7.4 Control de deflexiones	112
10.7.5 Corte de refuerzo final para el diseño	115
11 CAPÍTULO: DISEÑO DE LOSAS MACIZAS	117
11.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL	117
11.2 DISEÑO POR FLEXIÓN	117
11.3 DISEÑO POR CORTE	118
11.4 DEFLEXIONES PARA LOSAS MACIZAS EN UNA DIRECCIÓN.....	118
11.5 EJEMPLO DE DISEÑO.....	118
11.5.1 Diseño por flexión	119
11.5.2 Verificación por corte.	120
12 CAPÍTULO: DISEÑO DE VIGAS	122
12.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL	122
12.2 DISEÑO POR FLEXIÓN	122

12.2.1	Ecuaciones para diseño a flexión.....	122
12.2.2	Requisitos para elementos que resisten sismo	124
12.3	CORTE DE REFUERZO	125
12.4	DISEÑO POR CORTE	126
12.5	DISPOSICIONES DEL CAPÍTULO 21 DE LA NORMA E060.....	128
12.6	CONTROL DE DEFLEXIONES.....	129
12.7	CONTROL DE FISURACIÓN	130
12.8	EMPALMES	130
12.9	EJEMPLO DE DISEÑO.	131
12.9.1	Diseño por flexión	131
12.9.2	Corte de refuerzo	134
12.9.3	Diseño por corte.....	135
12.9.4	Control de deflexiones	140
12.9.5	Control de fisuración	141
13	CAPÍTULO: DISEÑO DE COLUMNAS	142
13.1	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	142
13.2	DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN UNIAXIAL	142
13.3	DISEÑO POR FLEXIÓN BIAXIAL	142
13.4	EFFECTOS DE ESBELTEZ	143
13.4.1	Estructuras sin desplazamiento lateral.....	144
13.5	DISEÑO POR CORTE	145
13.5.1	Disposiciones del capítulo 21.	146
13.6	EMPALMES	147
13.7	EJEMPLO DE DISEÑO	147
13.7.1	Diseño por flexo compresión uniaxial	148
13.7.2	Verificación por Flexión Biaxial	151
13.7.3	Efectos de esbeltez - Segundo Orden	152
13.7.4	Diseño por corte.....	152
14	CAPÍTULO: DISEÑO DE MUROS DE CORTE.....	157
14.1	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	157
14.2	REFUERZO MÍNIMO HORIZONTAL Y VERTICAL	157
14.3	DISEÑO POR FLEXIÓN	157

14.3.1 Muros esbeltos ($H/L \geq 1$).....	157
14.3.2 Muros bajos ($H/L < 1$)	158
14.4 DISEÑO POR CORTE	158
14.5 CONSIDERACIONES DEL CAPÍTULO 21	159
14.6 EJEMPLO DE DISEÑO	159
14.6.1 Diseño por flexo-compresión.....	160
14.6.2 Diseño por corte.....	162
14.6.3. Diseño de acuerdo a la Norma E060. 21.9.7. Elementos de borde en muros estructurales de concreto reforzado.	164
15 CAPÍTULO: DISEÑO DE CIMENTACIONES	167
15.1 DISEÑO DE ZAPATA AISLADA	167
15.1.1 Introducción estructural	167
15.1.2 Dimensionamiento por Presión Admisible	167
15.1.3 Verificación de corte por punzonamiento.....	169
15.1.4 Verificación de corte por flexión	170
15.1.5 Calculo de acero por flexión	171
15.2 DISEÑO DE ZAPATAS COMBINADAS	171
15.3 EJEMPLO DE DISEÑO.....	172
15.3.1. Diseño de cimentaciones	172
15.3.2. Diseño de una zapata a manera de ejemplo	177
16 CAPÍTULO: DISEÑO DE ELEMENTOS ADICIONALES	184
16.1 DISEÑO DE ESCALERAS	184
16.1.1 Metrado de cargas	184
16.1.2 Diseño por flexión	185
16.1.3 Diseño por corte.....	186
16.2. DISEÑO DE MUROS DE SÓTANO.....	187
16.3. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES Y SU POSTERIOR CONSTRUCCIÓN	189
17 CONCLUSIONES	192
18 RECOMENDACIONES.....	197
19 REFERENCIAS.....	198

20	ANEXOS	202
----	--------------	-----

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Indicadores de objetivos	2
Tabla 2. Espesores típicos y luces recomendables	19
Tabla 3. Predimensionamiento de Vigas	25
Tabla 4. Predimensionamiento de Columnas	28
Tabla 5. Pesos unitarios de materiales según la Norma E.020	31
Tabla 6. Cargas vivas mínimas repartidas para edificios de vivienda según la Norma E.020.....	31
Tabla 7. Metrado de la Columna C2.....	37
Tabla 8. Principales características de los sismos en el Perú.....	40
Tabla 9. Factor de Zonas.....	42
Tabla 10. Factor de Suelos.....	43
Tabla 11. Periodos	43
Tabla 12. Diferencias en la Tabla N°11 de la Norma E030	49
Tabla 13. Consideraciones en la definición de torsión	49
Tabla 14. Factores torsionales	50
Tabla 15. Torsión extrema y derivas según Norma E030-2016	67
Tabla 16. Periodos de vibración en ambas direcciones	74
Tabla 17. Fuerza cortante en la base en las dos direcciones.....	80
Tabla 18. Distribución de Fuerzas sísmicas en altura.....	81
Tabla 19. Categoría y Regularidad de las edificaciones	83
Tabla 20. Irregularidad por rigidez	84
Tabla 21. Irregularidad por resistencia X-X	86
Tabla 22. Irregularidad por resistencia Y-Y	86
Tabla 23. Irregularidad de masa	87
Tabla 24. Resumen de Irregularidades	92
Tabla 25. Verificación de masa	95
Tabla 26. Verificación de las cortantes mínimas en la base	95
Tabla 27. Derivadas en la dirección X-X	96
Tabla 28. Derivas en la dirección Y-Y	96
Tabla 29. Desplazamientos absolutos de entrepiso en la dirección X-X.....	97
Tabla 30. Desplazamientos absolutos de entrepiso en la dirección Y-Y.....	97
Tabla 31. Resultado de derivas para ambas direcciones (Análisis Tiempo-Historia) ..	102

Tabla 32. Resultado de derivas máximas para ambas direcciones	102
Tabla 33. Descripción de variables para cálculo de acero mínimo negativo.....	105
Tabla 34. Cuantías mínimas por contracción y temperatura	106
Tabla 35. Peraltes mínimos en aligerados y vigas a menos que se calculen las deflexiones	107
Tabla 36. L máximo para una losa de 20 cm	107
Tabla 37. Calculo de acero para cada sección	110
Tabla 38. Verificación por corte para la losa.....	111
Tabla 39. Peralte mínimo para losas en una dirección	118
Tabla 40. Cuadro resumen de cálculo de acero	120
Tabla 41. Peraltes mínimos en aligerados y vigas a menos que se calculen las deflexiones	129
Tabla 42. Cuadro resumen de cálculo de acero por diseño a flexión	132
Tabla 43. Cuadro resumen del cálculo de acero requerido por secciones	133
Tabla 44. Parámetro Z	141
Tabla 45. Cargas para el primer piso de la columna 02.....	147
Tabla 46. Combinaciones para la columna C-02.....	148
Tabla 47. Cálculo del factor Q.....	152
Tabla 48. Cargas dada la sección propuesta	153
Tabla 49. Cortantes con sismo sin amplificar y con sismo amplificado.....	153
Tabla 50. Cargas para Placa 02.....	160
Tabla 51. Combinaciones de carga para Placa 02	160
Tabla 52. Carga - columna.....	178
Tabla 53. Cálculo de acero por flexión para sismo.....	183
Tabla 54. Cálculo de acero por flexión para gravedad	183
Tabla 55. Cálculo de acero por flexión.....	188

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Daños estructurales por efecto de torsión en edificios esquineros.....	7
Figura 2. Daños estructurales por efecto de torsión en edificios esquineros en México..	8
Figura 3. Ordenanza N°592- Municipalidad de Santiago de Surco.....	9
Figura 4. Estructuración del caso en estudio - semisótano	15
Figura 5. Estructuración del caso en estudio – primer piso	16
Figura 6. Estructuración del caso en estudio – segundo y tercer piso	17
Figura 7. Estructuración del caso en estudio – cuarto piso.....	18
Figura 8. División de paños en techo típico.....	20
Figura 9. Ubicación de losas macizas en el semisótano y primer piso	21
Figura 10. Ubicación de losas macizas en el segundo, tercer y cuarto piso	22
Figura 11. Ubicación de columnas en el semisótano, primer, segundo, tercer y cuarto piso (azotea).....	27
Figura 12. Ubicación de placas en el semisótano, primer, segundo, tercer y cuarto piso (azotea).....	29
Figura 13. Detalle del aligerado.....	32
Figura 14. Metrado de carga de la viga V-7	34
Figura 15. Área tributaria de la viga V-7	35
Figura 16. Ubicación de la Columna C2 (Piso típico)	36
Figura 17. Área tributaria de la Columna C2 (Piso típico)	36
Figura 18. Zonas sísmicas.....	42
Figura 19. Estructuración Base del semisótano y del piso típico	46
Figura 20. Torsión Norma E-030 - 2003	46
Figura 21. Espectro de Diseño 2003 (X-X y Y-Y)	51
Figura 22. Espectro de Diseño 2016-2018 (X-X y Y-Y).....	52
Figura 23. Análisis de Derivas en dirección X-X.....	52
Figura 24. Análisis de Derivas en dirección Y-Y	53
Figura 25. Análisis de Torsión Norma E030-2003	54
Figura 26. Análisis de Torsión Norma E030-2016.....	54
Figura 27. Análisis de Torsión Norma E030-2018.....	55
Figura 28. Análisis de Torsión en dirección X-X.....	55
Figura 29. Análisis de Torsión en dirección Y-Y	56
Figura 30. Estructuración Base del semisótano y del piso típico. (EB).....	57

Figura 31. Estructuración 1 del semisótano y del piso típico. (E1)	58
Figura 32. Estructuración 2 del semisótano y del piso típico. (E2)	59
Figura 33. Estructuración 3 del semisótano y del piso típico. (E3)	60
Figura 34. Estructuración 4 del semisótano y del piso típico. (E4)	60
Figura 35. Estructuración 5 del semisótano y del piso típico. (E5)	61
Figura 36. Torsión X-X	62
Figura 37. Distorsiones de entrepiso X-X	62
Figura 38. Torsión Y-Y	63
Figura 39. Distorsiones de entrepiso Y-Y	63
Figura 40. Excentricidades para Sismo Dinámico X-X.....	64
Figura 41. Excentricidades para Sismo Dinámico Y-Y.....	65
Figura 42. Ubicación del CM y CR en planta.....	65
Figura 43. Torsión vs Excentricidad X-X.....	68
Figura 44. Torsión vs Excentricidad Y-Y.....	68
Figura 45. Torsión según Norma E030-2018	70
Figura 46. Análisis de efecto torsional con la Norma E030-2018 en ambas direcciones	71
Figura 47. Análisis de efecto torsional con la Norma E030-2016 y E030-2018 para X	71
Figura 48. Análisis de efecto torsional con la Norma E030-2016 y E030-2018 para Y	72
Figura 49. Edificio en estudio.....	73
Figura 50. Modos de Vibración	75
Figura 51. Espectro de Diseño.....	77
Figura 52. Factor de amplificación sísmica	79
Figura 53. Distribución de Fuerza sísmica en altura	82
Figura 54. Desplazamientos Máximos Absolutos debido al Sismo X-X / Y-Y	82
Figura 55. Discontinuidad en los sistemas resistentes	88
Figura 56. Centroides de placa en L/Discontinuidad en los sistemas resistentes.....	89
Figura 57. Irregularidad torsional X-X para la solución.....	90
Figura 58. Irregularidad torsional Y-Y para la solución.....	90
Figura 59. Inexistencia de esquinas entrantes.....	91
Figura 60. Registros escalados.....	99
Figura 61. Procedimiento de ajuste espectral	100
Figura 62. Gráfica comparativa entre el promedio y $R=1$ que justifique convergencia	101
Figura 63. Gráfica de derivas.....	103

Figura 64. Sección de losa aligerada	104
Figura 65. Corte de refuerzo en viguetas	106
Figura 66. Ejemplo de diseño de Vigueta.....	108
Figura 67. Ejemplo de diseño de Vigueta cargada por Wu	109
Figura 68. Valores de momentos para losa	109
Figura 69. Estimación de secciones para losa.....	110
Figura 70. Valores de corte para losa	111
Figura 71. Variables para el análisis del control de deflexiones de una vigueta.	113
Figura 72. Corte de refuerzo final para el diseño de vigueta.....	115
Figura 73. Verificación de longitudes teóricas de refuerzo según ETABS	116
Figura 74. Losa maciza extraída del programa Etabs	119
Figura 75. Momentos de losa maciza en X-X	119
Figura 76. Momentos de losa maciza en Y-Y	119
Figura 77. Diseño final de losa	121
Figura 78. Requisitos para elementos que resisten sismo.....	125
Figura 79. Detalle de acero superior e inferior	125
Figura 80. Corte de refuerzo en vigas.....	126
Figura 81. Fuerza cortante de diseño en Vigas	128
Figura 82. Disposiciones para el diseño sísmico por corte según la Norma E.060 (Blanco, 1994)	129
Figura 83. Viga V02- Primer piso (piso típico)	131
Figura 84. Envolvente de momentos	131
Figura 85. Secciones según valores de envolvente de momentos	132
Figura 86. Esquema del refuerzo calculado por flexión para la viga del ejemplo.....	133
Figura 87. Diseño por flexión según cortes ACI	134
Figura 88. Verificación de puntos teóricos en el programa Etabs	134
Figura 89. Envolvente de fuerzas cortantes por resistencia última.....	136
Figura 90. Esquema de distribución de momento en los dos tramos de la viga	136
Figura 91. Diagrama de fuerzas cortantes bajo primera condición de capacidad para tramo 1	138
Figura 92. Diagrama de fuerzas cortantes bajo primera condición de capacidad para tramo 2	139
Figura 93. Diagrama de fuerzas cortantes bajo segunda condición de capacidad para tramo 2.	139

Figura 94. Diagrama de momentos flectores en condición de servicio	141
Figura 95. Fuerza cortante en columna según disposiciones del capítulo 21	146
Figura 96. Distribución de acero en la columna	149
Figura 97. Diagrama de interacción M 3-3	149
Figura 98. Diagrama de interacción M 2-2	150
Figura 99. Diagrama de interacción en el resto de niveles	150
Figura 100. Diseño final de columna.....	155
Figura 101. Diseño final de todas las columnas	156
Figura 102. Propuesta de armado para Placa 02	161
Figura 103. Diagrama de Interacción M 2-2.....	161
Figura 104. Diagrama de Interacción M 3-3.....	162
Figura 105. Cálculo de Momento por capacidad.....	163
Figura 106. Elementos confinados en borde de muros	165
Figura 107. Diseño final de Placa 2	166
Figura 108. Parámetros de diseño para zapatas	167
Figura 109. Distribución de esfuerzos asumida para los cálculos (Arango, 2005)	168
Figura 110. Sección crítica para la verificación del corte por punzonamiento (Harmsen, 2002)	169
Figura 111. Sección crítica para la verificación del corte por flexión. (Tafur,2012) ...	170
Figura 112. Esfuerzos debido a las cargas vivas y muertas en servicio	172
Figura 113. Esfuerzos debido a la combinación M-V-SX.....	173
Figura 114. Esfuerzos debido a la combinación M-V-SY	174
Figura 115. Colocación de acero para toda la cimentación con el programa SAFE	176
Figura 116. Diseño por Flexión de toda la cimentación	177
Figura 117. Diseño de zapata.....	178
Figura 118. Modelo Estructural, DFC y DMF.....	185
Figura 119. Diseño final de escalera.....	186
Figura 120. Análisis estructural del muro.....	188
Figura 121. Detalle típico de tabiquería.....	191

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Formulación del problema

¿Dada la ubicación y la arquitectura de la edificación existe irregularidad torsional extrema? y ¿cómo demostrar que este problema de irregularidad no se resuelve incrementando la longitud de placas, sino su espesor y su ubicación dentro de la estructura, para luego de ello escoger el modelo y realizar su correspondiente diseño estructural?

Variable: Torsión extrema, asimetría en el diseño arquitectónico, análisis sísmico, diseño estructural.

Población: Edificación Multifamiliar irregular en planta de 4 niveles con semisótano.

1.2 Formulación de la Hipótesis

El caso en estudio presenta irregularidad torsional extrema dada su arquitectura y su ubicación en esquina. Esta irregularidad no está permitida según Norma en Edificaciones categoría “C” y con zonificación 4, por lo que se deberá aumentar la rigidez en zonas críticas. Esta rigidez no depende del incremento de gran longitud de placas sino de su espesor y su ubicación dentro de la estructuración, para su demostración se proponen cinco modelos que se analizan sísmicamente empleando la Norma Técnica E030- Diseño Sismorresistente 2016 teniendo como punto de partida los planos de arquitectura y una estructuración base hecha en el año 2007; para luego escoger uno de los cinco modelos y realizar el correspondiente diseño estructural de todos los elementos de la edificación.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

- Demostrar que la estructura cuenta con irregularidad torsional extrema dada su arquitectura y su ubicación en esquina. Además de escoger un modelo estructural idóneo tomando en cuenta la menor longitud de placas y priorizando su espesor y ubicación dentro de la edificación; para luego realizar el correspondiente diseño estructural.

1.3.2 Objetivos específicos

- Demostrar que la estructura cuenta con irregularidad torsional extrema dada su arquitectura y su ubicación en esquina.

- Proponer y evaluar 5 posibles estructuraciones como solución al problema de torsión extrema.
- Analizar torsionalmente y por derivas la estructura base a través de las 3 Normas: E030-2003, E030-2016 y E030-2018, identificando diferencias sustanciales en su comparación.
- Analizar sísmicamente la propuesta de solución con los métodos convencionales estático y dinámico. Además, evaluar la propuesta de solución escogida por el método de análisis sísmico Tiempo-Historia.
- Diseñar adecuadamente todos los elementos estructurales del caso en estudio teniendo como base la Norma E060 y adoptando métodos de diseño por cargas últimas y por capacidad.

1.4. Indicadores de objetivos

Tabla 1. Indicadores de objetivos

OBJETIVOS	ACTIVIDADES	INDICADORES DE LOGRO
Demostrar que la estructura cuenta con irregularidad torsional extrema dada su arquitectura y su ubicación en esquina.	-Analizar el problema torsional del caso en estudio según Norma E030-2003, Norma E030-2016 y Norma E030-2018.	-Lograr el análisis del problema torsional del caso en estudio según Norma E030-2003, Norma E030-2016 y Norma E030-2018.
Proponer y evaluar 5 posibles estructuraciones como solución al problema de torsión extrema.	-Proponer posibles soluciones ante la irregularidad torsional extrema según Norma E030-2016 (conservadora). -Análisis Torsional bajo la Norma E030-2018.	-Lograr la propuesta de 4 posibles soluciones ante la irregularidad torsional extrema según Norma E030-2016 (conservadora). -Análisis Torsional bajo la Norma E030-2018.
Analizar torsionalmente y por derivas la estructura a través de las 3 Normas : E030-2003, E030-2016 y E030-2018, identificando diferencias sustanciales en su comparación.	-Analizar el problema torsional del caso en estudio según Norma E030-2003, Norma E030-2016 y Norma E030-2018	-Lograr el análisis del problema torsional del caso en estudio según Norma E030-2003, Norma E030-2016 y Norma E030-2018.

<p>Analizar sísmicamente la propuesta de solución con los métodos convencionales estático y dinámico. Además, evaluar la propuesta de solución escogida por el método de análisis sísmico Tiempo-Historia.</p>	<p>-Estudiar los riesgos y Parámetros Sísmicos.</p> <p>-Realizar el análisis Modal, Estático y Dinámico de la propuesta de solución (E-1)</p> <p>-Realizar el Análisis Tiempo-Historia.</p>	<p>-Lograr el estudio de los riesgos y Parámetros Sísmicos.</p> <p>-Lograr realizar el análisis Modal, Estático y Dinámico de la propuesta de solución (E-1).</p> <p>-Lograr realizar el Análisis Tiempo-Historia.</p>
<p>Diseñar adecuadamente todos los elementos estructurales del caso en estudio teniendo como base la Norma E060 y adoptando métodos de diseño por cargas últimas y por capacidad.</p>	<p>-Establecer las Consideraciones de diseño, estructuración, predimensionamiento y metrado de cargas.</p> <p>-Realizar el diseño de losas aligeradas, losas macizas, vigas, columnas, placas, cimentaciones, escaleras y demás elementos estructurales.</p> <p>- Presentar planos estructurales completos.</p>	<p>-Lograr establecer las Consideraciones de diseño, estructuración, predimensionamiento y metrado de cargas.</p> <p>-Lograr el diseño completo de losas aligeradas, losas macizas, vigas, columnas, placas, cimentaciones, escaleras y demás elementos estructurales.</p> <p>-Lograr el diseño y dibujo de los planos estructurales completos del caso en estudio.</p>

2 MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes

Después de una búsqueda exhaustiva de data de investigación, se escogieron y analizaron cinco papers que presentan mayor similitud con el tema planteado en esta investigación. La finalidad fue conseguir información acerca de irregularidades en planta, torsión extrema, métodos de análisis sísmicos (estático, dinámico y tiempo - historia) y diseño de elementos estructurales.

Momen M. M. Ahmed y Shehata E. Abdel Raheem (2016) usaron nueve modelos con el fin de verificar el desempeño sísmico de edificaciones irregulares en planta. Estos modelos fueron analizados con ETABS con los métodos de carga estática equivalente (ESL) y espectro de respuesta (RS). Los resultados demuestran que los edificios con graves irregularidades son más vulnerables que aquellos con configuración regular. Aparece una fuerza de torsión, y la fuerza cortante producida en la dirección perpendicular a la entrada del terremoto aumenta.

Kwang-Ho, Lee Jeong Seong-Hoon, Han Seungwoo, Kim Kang (2016) diseñaron varias edificaciones con irregularidades a través del método de análisis de espectro de repuesta (RSA), el cual puede llevar a una reducción de la base de diseño sísmico de cizalla, se empleó el factor de amplificación según los Códigos KBC (2006) y KBC (2009). Después de la experimentación se llegó a la conclusión que el factor de amplificación de torsión dispuesto por el código KBC-2006 y KBC-2009 no refleja con exactitud la dinámica de ampliación de la estructura.

S. Varadharajan, V. K. Sehgal y Babita Saini (2014) plantearon que los edificios irregulares se comportan de forma diferente en comparación con edificaciones regulares. Se propone un método para cuantificar la masa, rigidez y las fuerzas en el edificio en forma de un único parámetro llamado índice de irregularidad. Se utilizarán ecuaciones para el cálculo de parámetros de respuesta sísmica como período fundamental, el máximo desplazamiento del techo y la máxima relación entre historia – deriva. La propuesta de índice de irregularidad depende tanto de la magnitud y la ubicación de la irregularidad. Además, los resultados de las ecuaciones y el análisis dinámico para estimar los parámetros de respuesta sísmica se encuentran relacionadas entre sí.

Jereen Ann Thomas , *Soumya Anand* , *Binu M Issac* (2017) analizaron el desempeño sísmico, considerando distintas geometrías con esquinas reentrantes. Para lograr esto, se estudió comparativamente los diafragmas con estructura rígida y semirrígida. Se analizaron cuatro modelos con E, H y forma esvástica utilizando el programa ETABS. El desempeño sísmico no fue el más óptimo debido a que los valores de desplazamiento se encuentran fuera del análisis estático para los cuatro modelos.

Abdul Aijaj Abdul Rahman y Ansari Ubaidurrahman Salik (2016) realizaron el análisis sísmico de cuatro modelos de edificaciones con irregularidad vertical utilizando el programa ETABS. La rigidez vertical en edificios irregulares provoca aumento de la carga sísmica más allá de los límites.

2.2 Definición de torsión

Carillo (2008) menciona que “Las estructuras con geometrías complejas, irregularidades o asimétricas tienen un mal comportamiento ante las fuerzas laterales ocasionadas por los sismos. La falta de uniformidad facilita la concentración de fuerzas, por lo general en los extremos y genera problemas de excentricidad en planta, los mismos que dejan a la estructura susceptible a los efectos de torsión” (p.119)

El Centro de Investigación en Gestión Integral de Riesgo de Venezuela – CIGIR, en su artículo *Patologías en las Edificaciones* elaborada por dos de sus más prestigiosos técnicos en ingeniería: Ariana Astorga y Pedro Rivero (2009); mencionan lo siguiente a cerca de la definición de torsión en edificaciones:

La torsión es un p que se debe principalmente, a la excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez de la estructura. Se manifiesta como el giro en el plano horizontal de una estructura con respecto a un punto de la misma. La torsión origina deformaciones en la estructura, pudiendo incluso, ser causante del colapso de la misma. (p.14-15)

Según el Ing. David Elías Gulppi Moncada (2015) la irregularidad torsional tal como se denomina en la Norma E030 del Reglamento Nacional de Edificaciones también es llamada torsión intrínseca y en su definición existe una relación muy estrecha con la asimetría en una estructuración, tal como menciona a continuación:

La torsión en edificios presenta diversas fuentes, siendo la torsión intrínseca una de las más importantes. Esta componente de la torsión es producto de la asimétrica

distribución de la masa y rigidez en los diferentes pisos, lo cual resulta en un desplazamiento relativo entre las posiciones de los llamados centros de rigidez (CR) y centros de masa (CM), efecto que queda incorporado naturalmente en los modelos 3D realizados con los actuales programas de elementos finitos

Las estructuras poco simétricas y/o asimétricas tienen como consecuencia estructural problemas de torsión natural o estructural. Al respecto, Gómez y Maldonado (2005); señalan que:

Las fuerzas que excitan la respuesta de una estructura durante un sismo se relacionan con su inercia y actúan a través de los centros de masa en cada piso. Las fuerzas de inercia son contrarrestadas por fuerzas resistentes del sistema, cuya resultante pasa por el centro de rigidez. Cuando los centros de rigidez no coinciden con los centros de masa, las fuerzas sísmicas causan el movimiento torsional en la estructura. Las estructuras con los centros de masa y de rigidez no coincidentes se definen como estructuras asimétricas, y el movimiento torsional de tales estructuras durante un terremoto es definido como torsión natural o torsión estructural. (p. 162)

Las estructuras poco simétricas y/o asimétricas tienen como consecuencia estructural problemas de torsión. Al respecto, Carillo (2008) menciona que:

La distribución en planta de estos planos verticales determina la vulnerabilidad del edificio a experimentar esfuerzos de torsión, si tiene una distribución simétrica, el centro de masas coincide con el centro de rigidez de la estructura, por lo tanto al no existir excentricidad estática, no habrán momentos torsores, por el contrario, si la distribución es asimétrica o irregular, el centro de rigidez o el centro de cortante no coincidirá con el centro de masas y en consecuencia habrá problema de torsión. (p.119)

Se concluye que la torsión también llamada natural, intrínseca y/o estructural; es una irregularidad que se debe principalmente a la excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez de la estructura a consecuencia de la asimetría de la edificación. Por otro lado, la interpretación conceptual de la Norma E030, menciona que la torsión extrema en planta ocurre cuando en una estructura con diafragma rígido la máxima deriva de piso de un extremo de esta es mayor que 1.5 veces la deriva del centro de masas. En estos casos, la distribución irregular de rigidez en la estructura, ocasiona una gran diferencia entre la

ubicación del centro de masa y el centro de rigidez. Esto provoca fuerzas torsionales de gran intensidad.

2.3 Daños estructurales por efecto de torsión en edificios esquineros

Según data fotográfica recolectada de los investigadores M. Astroza, A. San Bartolome y J. Cuenca de los estudios posteriores al evento sísmico ocurrido en la ciudad de Pisco reflejan que existe un gran número de edificios ubicados en esquina colapsados por problemas de torsión en edificios de concreto armado de entre dos y cuatro pisos. Esto se debe a la poca rigidez en dos de sus lados colindantes a la calle.

Figura 1. Daños estructurales por efecto de torsión en edificios esquineros

El terremoto de magnitud 7,1 en la escala de Richter que azotó el centro de México el 19 de septiembre provocó el derrumbe de 38 inmuebles tan solo en la capital mexicana ; 11 de los cuales fueron edificios ubicados en esquina según diarios locales de la ciudad como Univisión y El País.

Figura 2. Daños estructurales por efecto de torsión en edificios esquineros en México

El colapso de los edificios que se muestran en el registro fotográfico se debe a una asimetría en la estructuración del edificio que causa un efecto torsional que ante una fuerza externa provoca el colapso.

2.4 Elección del caso en estudio

Según menciona el presidente de la Cámara Peruana de la Construcción (Capeco), Enrique Espinosa : "El 70% de las viviendas construidas en Lima y, por consiguiente, una proporción de un poco más alta en el resto del país son construidas sin pasar por ningún proceso formal, es decir no han gestionado una licencia de construcción, no han sido construidas por un profesional y no han tenido ningún proceso de supervisión por ninguna autoridad" siendo estas construidas en terrenos de áreas y lotes mínimos según Ordenanzas municipales.

En este sentido, se busca la arquitectura de un edificio diseñado dentro de un terreno de

lote mínimo en la ciudad de Lima. Se tiene la arquitectura de un edificio en esquina que tiene un uso de vivienda multifamiliar ubicado en una zona Residencial de Densidad Media en el distrito de Santiago de Surco; que presenta un semisótano y cuatro pisos. La Ordenanza N°592 de la Municipalidad de Santiago de Surco establece que se puede construir como máximo 5 pisos para un lote de 270 m², tomando en consideración un lote mínimo de 200 m². En este sentido, el caso de estudio escogido cuenta con 4 pisos y medio, por lo que se constata que se está aprovechando al máximo la altura permitida.

Figura 3. Ordenanza N°592- Municipalidad de Santiago de Surco

ZONA	USOS PERMITIDOS	LOTE MINIMO (m ²)	ALTURA DE EDIFICACIÓN MÁXIMA (pisos)
Residencial de Densidad Baja - RDB	Unifamiliar	200	3
	Multifamiliar	200	4
			5 (1)
Residencial de Densidad Media – RDM	Unifamiliar	120	3
	Multifamiliar	120	3
	Multifamiliar	150	4
			5 (1)
	Multifamiliar	200	5
			6 (1)
	Multifamiliar	300	6
Vivienda- Taller VT	Unifamiliar y Multifamiliar	180	3 (2)
	Conjunto Residencial	1600	8
Residencial de Densidad Alta	Multifamiliar	300	8
	Multifamiliar	450	1.5(a+r) (3)
	Conjunto Residencial	2500	1.5 (a+r)

(1) Frente a Parques y Avenidas con ancho mayor de 20 mts.

(2) Si se destina el lote a uso de vivienda exclusivamente, se podrá construir hasta la altura señalada para el uso Residencial de Densidad Media, según tamaño del lote y ubicación.

2.5 Realidad Problemática

Frecuentemente se observa edificios rectangulares en esquinas que pueden ser condominios, oficinas, tiendas y demás edificaciones comunes. Estos edificios cuentan con un diseño arquitectónico que aprovecha esta ubicación, los dos frentes que colindan con la calle cuentan con una gran densidad de ventanas y mamparas, ya que este diseño arquitectónico tiene un gran impacto comercial. Sin embargo, esto provoca que los otros dos frentes perimetrales no colindantes con la calle tengan una gran densidad de elementos estructurales que aporten rigidez a toda la edificación y que permitan que se cumpla la verificación de derivas según norma. Esta situación, trae consigo que exista gran rigidez en una de las esquinas de la edificación provocando que el Centro de Masa (CM) y el Centro de Rigidez (CR) se alejen en gran medida, lo que genera una gran fuerza torsional, denominada “torsión extrema” en la Norma Técnica Peruana. Este tipo de torsión no se permite para edificaciones que tengan Categoría C (edificaciones comunes) y que se ubiquen en Zonificación 4 (ciudades con alto peligro sísmico).

3 CAPÍTULO: CONSIDERACIONES DE DISEÑO, ESTRUCTURACIÓN, PREDIMENSIONAMIENTO Y METRADO DE CARGAS

3.1 Consideraciones de diseño

3.1.1 Descripción del proyecto

El edificio se ubica en la esquina de los jirones Juan de Rada e Ismael Bielich, en la urbanización Liguria, distrito de Santiago de Surco, provincia y departamento de Lima. Cuenta con un semisótano y cuatro pisos. Se tienen 7 estacionamientos en el semisótano y 1 estacionamiento en el primer piso, mientras que los pisos superiores están destinados a departamentos de viviendas, en cada piso existen dos departamentos, los cuales llamaremos 101 y 102. El departamento 101 tiene vista al Jr. Juan de Rada y cuenta con un área de 113 m², 116 m², 120 m² y 120 m² para el primer, segundo, tercer y cuarto piso; respectivamente. Mientras que el departamento 102 cuenta con un área 98 m² para todos los pisos. La distribución de los distintos espacios es muy similar para los departamentos 101 y 102. Ambos cuentan con un comedor, una sala estar, una cocina, un cuarto de lavandería, un cuarto escritorio, un dormitorio principal que incluye baño, un dormitorio simple y SS.HH. Se anexan los planos de arquitectura en planta y elevaciones.

La estructura es un edificio de un semisótano y cuatro pisos. Se tienen estacionamientos en el semisótano, mientras que los pisos superiores están destinados a departamentos de viviendas, los cuáles se consideran típicos. De acuerdo al estudio de suelos, el terreno cuenta con una grava mal graduada medianamente densa, con cantos rodados de un tamaño máximo de 10 pulgadas (GP). Se tiene una capacidad admisible de 4.00 kg/cm² a una profundidad de 1.10m por debajo del fondo del nivel del semisótano.

3.1.2 Consideraciones Generales de Diseño

- Estudio del suelo

El suelo es grava arenosa mal graduada con capacidad admisible = 4.00 kg/cm² y profundidad mínima de cimentación = 1.50 m.

- Características y propiedades de los materiales

Concreto: Se utilizará un concreto de resistencia convencional con las siguientes propiedades mecánicas: resistencia nominal a compresión = $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, módulo de elasticidad = $E_c = 200,000 \text{ kg/cm}^2 = 2'000,000 \text{ ton/m}^2$ y Módulo de Poisson = 0.15.

Acero de Refuerzo: De acuerdo a la Norma E.060 se utilizarán varillas corrugadas de Acero Grado 60. Sus propiedades mecánicas son las siguientes:esfuerzo de fluencia (f_y)= 4200 kg/cm² = 4.2 ton/cm², módulo de elasticidad = E_s = 2'000,000 kg/cm² y deformación al inicio de la fluencia =0.0021.

Concreto simple: El concreto simple cuenta con baja resistencia a la compresión. Se usa en los cimientos corridos, falsas zapatas y calzaduras. Presenta una resistencia nominal a compresión f'_c = 100 kg/cm².

3.1.3 Normatividad

Algunas normas a utilizar que se encuentran dentro del Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E.) son:

- Metrado de cargas: Norma E.020
- Diseño sismorresistente: Norma E.030
- Suelos y cimentaciones: Norma E.050
- Concreto Armado: Norma E.060
- Albañilería : Norma E.070

3.2 Estructuración del edificio

Mientras más compleja sea la estructura más difícil es la predicción de su comportamiento sísmico. Debido a esto, se debe realizar una estructuración simple y una idealización cercana a lo real. Se debe evitar que los elementos no estructurales distorsionen la distribución de fuerzas. (Blanco, 1994). La estructuración consiste en distribuir los elementos estructurales tomando algunos criterios y teniendo en cuenta a los planos de arquitectura como base. Algunos de los criterios que toma en cuenta el Ing. Antonio Blanco son los siguientes:

3.2.1 Criterios a tomar en cuenta en una estructuración.

Simplicidad y simetría

La predicción del comportamiento sísmico de una estructura es mucho más cercana a la realidad en edificios simples y simétricos. Un edificio no simétrico generalmente presenta problemas de torsión. (Blanco, 1994).

Resistencia y ductilidad

- La estructura debe tener la resistencia sísmica en todas las direcciones o por lo menos en la dirección X y Y que garantice la estabilidad. Al diseñar la estructura de concreto armado se debe garantizar que la falla se produzca por fluencia del acero y no por compresión del concreto. (Blanco, 1994).
- La ductilidad de una estructura no depende únicamente de los elementos individuales sino también de las conexiones entre estos. La ductilidad se protege a través del diseño por corte debido a que su falla es frágil. (Blanco, 1994).

Hiperestaticidad y monolitismo

Las estructuras deben tener una disposición hiperestática, esto logra una mayor capacidad resistente por producción de rótulas plásticas que disipen mejor la energía sísmica y que generen un mayor grado de seguridad. (Blanco, 1994).

Uniformidad y continuidad de la estructura

Este criterio evita cambios bruscos en las rigideces de los elementos, tanto en planta como en elevación. Por lo general, una discontinuidad genera un comportamiento inadecuado, los esfuerzos se concentran en las zonas cuyas dimensiones se reducen causando daño en la estructura. Si es necesario modificar la rigidez de algún elemento estructural es recomendable progresivamente, nunca bruscamente. (Blanco, 1994).

Rigidez lateral

El edificio debe tener elementos estructurales que aporten rigidez lateral en sus direcciones principales, dado que estos elementos ayudan a controlar los desplazamientos durante un sismo. Es primordial controlar los desplazamientos porque causan daños en elementos no estructurales, y se ha comprobado que los edificios con una rigidez lateral adecuada tienen mejor desempeño sísmico que estructuras lateralmente flexibles. (Blanco, A, 1994).

Diafragma rígido

Por lo general, para el modelo de un edificio se asume que cada piso se comporta como una unidad. Esto debido a que las losas (aligeradas o macizas) presentan una gran rigidez en su plano, por lo que sería válido asumir que todos los elementos que estén conectados por la losa tienen la misma deformación lateral. Pero siempre es necesario asegurarse que esta hipótesis sea correcta, comprobando que las losas no presenten cambios en su rigidez. Si se presentan reducciones de sección importantes en losas, o se tienen estructuras irregulares en altura o en planta, es conveniente separarlas mediante juntas sísmicas. (Blanco, 1994).

Según el ACI 318, un diafragma es rígido cuando la losa tiene un peralte efectivo igual o mayor a 50 mm, es decir 5 cm. Por otro lado, según recomendaciones de buen uso por parte del ACI, se menciona que un diafragma es rígido cuando la relación de largo y ancho no es mayor a 4, y la relación de área de ductos con respecto al área techada no sea mayor a 25 %.

3.2.2 Consideraciones sobre la estructuración del edificio en estudio

- La estructuración se realiza de forma aporticada; en las direcciones X-X e Y-Y. La principal característica de este proyecto es la poca simetría de la arquitectura compuesta por un solo bloque lo que generará efectos de torsión.
- Los primeros elementos a distribuir iterativamente son las placas. De las figuras 4, 5, 6 y 7 notamos que en los ejes 1 y D están colindando con propiedad de terceros, por ello que se colocarán placas en esas direcciones (placa 1 y 2) y las demás placas según nos permita la arquitectura, es decir en el eje 3 y eje B.
- En la dirección X-X notamos que no se pueden colocar placas tan largas como en Y-Y, pero se pueden habilitar varias placas de menor longitud, como por ejemplo en los ejes 3 y 4 y así aportar a la rigidez lateral del edificio.. Además, donde la arquitectura lo permita, se colocan columnas para transmitir las cargas verticales.
- Las diferentes vigas de la edificación forman pórticos con columnas y placas. Asimismo, se priorizan las vigas peraltadas en la medida que la arquitectura lo permita. En algunos lugares donde existen tabiques paralelos al aligerado se ponen vigas chatas para transmitir las cargas a las vigas principales.
- Para los techos se usarán losas aligeradas armadas en una dirección y losas macizas de 20cm de espesor. Las losas macizas aparecen achuradas en la imagen de la estructuración del piso típico.
- Se corrobora la hipótesis de diafragma rígido según el ACI, puesto que la losa en todos los pisos tiene 5 cm de peralte efectivo, en los casos más desfavorables cuenta con una relación de largo y ancho de 1.605, menor a 4. Por otro lado, en el caso más desfavorable la relación del área de ductos con respecto al área techada es 12.2 %, menor al 25 %, por lo que se verifica que la losa no se daña entre ductos a pesar de su limitado tamaño.
- La estructuración de la zona de estacionamientos en el semisótano es mucho más simple. Se usarán muros de contención alrededor del sótano. En cuanto a la cimentación se usarán cimientos corridos para los muros de contención; y zapatas aisladas y combinadas, para columnas y placas.

3.2.3 Estructuración del caso en estudio

Figura 4. Estructuración del caso en estudio - semisótano

Figura 5. Estructuración del caso en estudio – primer piso

Figura 6. Estructuración del caso en estudio – segundo y tercer piso

Figura 7. Estructuración del caso en estudio – cuarto piso

3.3 Predimensionamiento

3.3.1 Predimensionamiento de losa aligerada

Para poder predimensionar losas aligeradas tendremos en cuenta el RNE y las teorías sobre espesores típicos y luces máximas aplicables a losas aligeradas en una dirección.

Tabla 2. Espesores típicos y luces recomendables

h (m)	Peso propio aproximado (kg/m ²)	Luces recomendadas (m)
0.17	280	$l_n \leq 4$
0.2	300	$4 \leq l_n \leq 5.5$
0.25	350	$5 \leq l_n \leq 6.5$
0.3	420	$6 \leq l_n \leq 7.5$

Adaptado de Blanco, A (1994)

Dónde “h” expresa la altura o espesor total de la losa aligerada, por lo que incluye los 5 cm de piso terminado establecido por norma y el espesor del ladrillo de techo que serán de 12cm, 15cm, 20cm y/o 25 cm respectivamente. Además, se encuentra especificado el peso propio aproximado para cada espesor de losa. A continuación, se mostrará un ejemplo del caso en estudio para el piso típico.

Figura 8. División de paños en techo típico

Los paños que se encuentran entre los ejes 2 y 3 cuentan una longitud de 4.72 m y los paños que se encuentra entre los ejes 4 y 5 cuentan con una longitud de 4.75m; correspondiéndoles un espesor de losa de 0.2 m. Considerando que son los más críticos se puede establecer dado el criterio de predimensionamiento que la losa para el techo de todos los pisos será de 0.2 m de espesor.

3.3.2 Predimensionamiento de losa maciza

Si una losa maciza presenta dos bordes apoyados en una dirección se tendrá un trabajo como losa armada en esa dirección, considerando espesores menores en 5 cm a los indicados para losas aligeradas en una dirección. Por otro lado, si una losa maciza presenta vigas peraltadas o muros en sus cuatro bordes, tendrá un comportamiento en dos direcciones, lo cual mejorará su resistencia y rigidez. Se pueden considerar espesores reducidos, de acuerdo a las siguientes condiciones: (Blanco. A, 1994)

$$h = \frac{l_n}{40} \quad \text{ó} \quad h = \frac{\text{Perímetro}}{180}$$

Para el edificio en estudio, existe losa maciza el techo del semisótano, primer, segundo, tercer y cuarto piso (azotea) como se muestra a continuación:

Figura 9. Ubicación de losas macizas en el semisótano y primer piso

Figura 10. Ubicación de losas macizas en el segundo, tercer y cuarto piso

Como se muestra en la figura para el semisótano hay una losa maciza en la intersección del eje 6 y el eje C. Para el primer, segundo, tercer y cuarto piso; la losa maciza se encuentra entre los ejes 3 y 4 en intersección con los ejes C y D. Además, para el cuarto piso hay una losa maciza entre los ejes 5 y 6 con intersección entre los ejes B y C.

La losa maciza más crítica tiene como luz libre 7.15 m y un perímetro de 20.07 m

$$h = \frac{7.15}{40} = 0.18 \text{ m}$$

$$h = \frac{20.07}{180} = 0.11 \text{ m}$$

Se tomará un espesor de 20 cm para todas las losas macizas, aun para aquellas que trabajen en una sola dirección y que presentan secciones menores (losa entre los ejes 2 y 3; y los ejes C y D) por cuestiones constructivas.

3.3.3 Predimensionamiento de vigas

Existen dos tipos de viga: las que forman parte de un sistema sismorresistente (vigas con responsabilidad sísmica) y las vigas que no reciben solicitaciones sísmicas y por lo tanto no forman pórticos (vigas secundarias). Se recomienda algunas dimensiones usuales de vigas (Blanco, 1994):

$l \leq 5.5 \text{ mts.}$ 25x50; 30x50

$l \leq 6.5 \text{ mts.}$ 25x60; 30x60; 40x60

$l \leq 7.5 \text{ mts.}$ 25x70; 30x70; 40x70; 50x70

$l \leq 8.5 \text{ mts.}$ 30x75; 40x75; 30x80; 40x80

$l \leq 9.5 \text{ mts.}$ 30x85; 30x90; 40x85; 40x90

Vigas con responsabilidad sísmica

En la Norma E-060 de Concreto armado, en su artículo 21.5 que especifica requisitos para las vigas de los edificios con sistemas sismorresistentes a fuerzas laterales de pórticos. En el inciso 1.2 recomienda que la luz libre del elemento l_n no debe ser menor que cuatro veces su peralte.

$$h < \frac{l_n}{4}$$

Por otro lado, el Ing. Antonio Blanco (1994) recomienda considerar un peralte entre 1/10 y 1/12 de la luz libre (l_n). En cuanto al ancho de las vigas la Norma E.060 en su artículo 21.5.1.3 indica que ésta no debe ser menor de 0.25 veces el peralte ni de 25 cm.

$$h = \frac{l_n}{12}$$

$$h = \frac{l_n}{10}$$

Vigas secundarias

Las vigas denominadas “secundarias” solo reciben esfuerzos debido a sismos. Sin embargo, los esfuerzos de sismo muchas veces son más importantes que los de carga por gravedad por

lo que no se debe reducir mucho el peralte, pues se perderá rigidez lateral en esa dirección. Debido a la rigidez lateral y a la resistencia en dos direcciones, algunas veces se debe disponer de vigas peraltadas en las dos direcciones, salvo que se haya considerado un número de placas importante en alguna de las direcciones, con lo cual se pondría vigas chatas. (Blanco, 1994).

Tafur (2012) menciona lo siguiente:

Un caso especial de vigas secundarias son las vigas chatas en las cuales el peralte está definido por el espesor de la losa que las rodea y normalmente se usan cuando existe tabiquería en la dirección del armado de una losa aligerada. En estos casos sólo se dimensiona el ancho de la viga para tratar de satisfacer el requerimiento de resistencia por fuerza cortante. La resistencia de la sección se calcula despreciando el aporte del acero, ya que normalmente en las vigas chatas sólo se usan estribos de montaje. Aunque pueden presentarse casos excepcionales donde las fuerzas cortantes sean importantes y sería necesario colocar estribos con un espaciamiento adecuadamente diseñado. (p.21)

Para su predimensionamiento se tomará en cuenta la siguiente expresión:

$$b_w = \frac{V_u}{0.53\sqrt{f_c} d \Phi}$$

Predimensionamiento de vigas del caso en estudio

Tomando en cuenta la estructuración, donde se puede apreciar como se enumeraron y agruparon las vigas de acuerdo a criterios de arquitectura y un posible diseño; se predimensionaron las vigas de la siguiente manera:

Tabla 3. Predimensionamiento de Vigas

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS						
#Viga	Piso de Ln más desfavorable	Luz (m)	H= Luz/12 (m)	Base (m)	Peralte (m)	Luz/4>peralte
Viga 1	Semisótano	6.35	0.53	0.25	0.55	sí cumple
Viga 2	Semisótano	6	0.50	0.25	0.55	sí cumple
Viga 3	Semisótano	6	0.50	0.25	0.55	sí cumple
Viga 4	Semisótano	6.25	0.52	0.25	0.55	sí cumple
Viga 5	Semisótano	6.4	0.53	0.25	0.55	sí cumple
Viga 6	Semisótano	4.75	0.40	0.25	0.55	sí cumple
Viga 7	Primer piso	6.35	0.53	0.25	0.55	sí cumple
Viga 8	Primer piso	6	0.50	0.25	0.55	sí cumple
Viga 9	Primer piso	6	0.50	0.25	0.55	sí cumple
Viga 10	Chata Primer	6	0.50	0.6	0.2	sí cumple
Viga 11	Primer piso	6.25	0.52	0.25	0.55	sí cumple
Viga 12	Primer piso	6.4	0.53	0.25	0.55	sí cumple
Viga 13	Primer piso	2.95	0.25	0.25	0.55	sí cumple
Viga 14	Primer piso	4.72	0.39	0.25	0.55	sí cumple
Viga 15	Chata Primer	6	0.50	0.75	0.2	sí cumple
Viga 16	2y3 piso	2.83	0.24	0.25	0.55	sí cumple
Viga 17	2y3 piso	4.72	0.39	0.25	0.55	sí cumple
Viga 18	2y3 piso	4.75	0.40	0.25	0.55	sí cumple
Viga 19	2y3 piso	2.83	0.24	0.25	0.55	sí cumple
Viga 20	2y3 piso	2.95	0.25	0.25	0.55	sí cumple
Viga 21	2y3 piso	5.07	0.42	0.25	0.55	sí cumple
Viga 22	Azotea	5.07	0.42	0.25	0.55	sí cumple
Viga 23	Azotea	6.35	0.53	0.25	0.55	sí cumple
Viga 24	Azotea	6	0.50	0.25	0.55	sí cumple
Viga 25	Azotea	6	0.50	0.25	0.55	sí cumple
Viga 26	Azotea	2.83	0.24	0.25	0.55	sí cumple
Viga 27	Azotea	6.4	0.53	0.25	0.55	sí cumple
Viga 28	Azotea	2.95	0.25	0.25	0.55	sí cumple

Nótese que el peralte más usado es el de 0.55 m, dado que la altura de entrepiso es de 2.7m para todos los pisos, y según norma de arquitectura la distancia entre el fondo de viga y el nivel de piso terminado es mínimo de 2.10m; sin considerar 0.05m de contrapiso. La base es de 0.25m para la mayoría de vigas y de 0.6m-0.75m para vigas chatas según su predimensionamiento; sin embargo, las dimensiones pueden cambiar según el diseño.

3.3.4 Predimensionamiento de columnas

Para poder dimensionar debemos tener en consideración los dos efectos, la carga axial y el momento flector, en que son sometidas las columnas para así poder evaluar cuál de los efectos mencionados predominan con mayor influencia en el dimensionamiento.

Si se trata de edificaciones con un buen número de piso, tal que se pueda advertir que la carga axial es importante con relación al momento, se puede dimensionar buscando una sección total de modo que la carga axial en servicio produzca un esfuerzo de compresión del orden $0.45 f'c$ (Blanco, 1994).

$$Area\ de\ la\ columna = \frac{P_{servicio}}{0.45f'c}$$

La expresión anterior solo tiene validez para columnas cargadas con más de 200 ton. Por otro lado, las columnas que presentan menor carga axial, como es el caso de las columnas exteriores o esquinera, se podrá realizar con la siguiente expresión:

$$Area\ de\ la\ columna = \frac{P_{servicio}}{0.35f'c}$$

Con referencia a las columnas rectangulares que formen parte del sistema sismorresistente, la Norma E.060 en su artículo 21.6.1.2, menciona que la medida de su lado menor tendrá como mínimo 25 cm.

Figura 11. Ubicación de columnas en el semisótano, primer, segundo, tercer y cuarto piso
(azotea)

Tabla 4. Predimensionamiento de Columnas

Columnas	Área tributaria	Número de pisos	P-servicio	n	f'c(kg/cm ²)	Área de la columna (cm ²)	Base de la columna designado(cm)	Largo de la columna designado (cm)	Dimensiones
C1	25.16	5	125.8	0.35	210	1711.6	25.00	68.46	25x70
C1	23.83	5	119.15	0.35	210	1621.1	25.00	64.84	
C1	24.1	5	120.5	0.35	210	1639.5	25.00	65.58	
C2	31.6	5	158	0.35	210	2149.7	25.00	85.99	25x90
C3	27.43	5	137.15	0.35	210	1866	25.00	74.64	25x75
C4	22.22	5	111.1	0.35	210	1511.6	25.00	60.46	25x70
C5	12.1	5	60.5	0.35	210	823.13	15.00	54.88	15x60
C6	18.72	5	93.6	0.35	210	1273.5	25.00	50.94	25x55
C7	14.56	5	72.8	0.35	210	990.48	25.00	39.62	25x40

- La tabla muestra el procedimiento para predimensionar columnas, finalmente se puede observar que para cada columna existe dimensiones que serán corroboradas en el diseño estructural.
- La columna C5, presenta dimensiones de 15x60, pues se encuentra entre muros de espesor de 15 cm y la arquitectura no permite que esta columna sobresalga.
- Para la columna C8 se considera dimensiones mínimas de 25x50 pues solo se encuentra en el primer piso y no está muy cargada; y para la columna C9 dimensiones de 15x130, dado el ancho de la escalera. Las columnetas se diseñarán y se mostrará en los planos finales.

3.3.5 Predimensionamiento de placas

La estructuración del edificio en estudio será diseñada para que las fuerzas sísmicas sean tomadas principalmente por las placas, por lo que sus dimensiones deberán ser comprobadas en el análisis sísmico del edificio. En algunos casos el largo de una placa ya viene dado desde

la estructuración del edificio y habría que preocuparse sólo por el espesor, en otros casos se puede probar cambiando ambas dimensiones de manera iterativa. (Blanco, 1994)

La Norma E.060 brinda indicaciones a seguir para establecer las dimensiones de las placas:

- El artículo 21.9 inciso 3.2 señala que el espesor de los muros de corte no deberá ser menor de 1/25 de la altura de los elementos que le proporcionan apoyo lateral, ni menor de 15 cm.
- El artículo 21.9 inciso 3.4 trata sobre las placas que se convierten en muros de contención en los sótanos, para las cuales se deberá considerar como mínimo 20 cm de espesor.

Nota: Cuando se tienen vigas de 25 cm de ancho en los pórticos principales, las placas que apoyen a las vigas deberán tener 25 cm de ancho también, caso contrario no habrá un correcto anclaje.

$$e(\text{min}) = \frac{ln}{25}$$

- Según los cálculos de predimensionamiento la mayor longitud de placa es 4.9 m; a los que le corresponde un espesor de 20cm.
- Las placas 2, 3, 4 y 5 del semisótano tendrán un espesor de 25 cm y la placa 1 tiene un espesor de 20cm, dada su funcionalidad (muros de contención) y su arquitectura.
- Las placas 1 y 2 cuentan con 5 cm menos de espesor ante una posible junta sísmica. Es decir, 15cm y 20cm respectivamente. La placa 4 se mantiene con el espesor de 25cm.
- La ubicación, longitud y espesor de placas preliminares serán modificadas en el análisis torsional y de derivas según requiera el estudio.

Figura 12. Ubicación de placas en el semisótano, primer, segundo, tercer y cuarto piso (azotea).

3.4 Medrado de cargas

La Norma E.020 en su artículo 2 define los tipos de carga de gravedad:

- Carga: “Fuerza u otras acciones que resulten del peso de los materiales de construcción, ocupantes y sus pertenencias, efectos del medio ambiente, movimientos diferenciales y cambios dimensionales restringidos”. (p.1)
- Carga muerta: “Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que se propone sean permanentes”. (p.1)
- Carga viva: “Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación”. (p.1)

La Norma E-020 de Cargas en su Anexo 1 nos brinda información acerca de los pesos unitarios de los distintos materiales

Tabla 5. Pesos unitarios de materiales según la Norma E.020

Materiales	Peso (kg/m3)	Unitarios
Albañilería de unidades sólidas		1800
Albañilería de unidades huecas		1350
Concreto simple		2300
Concreto armado		2400

Adaptado de la Norma E-020.

Tabla 6. Cargas vivas mínimas repartidas para edificios de vivienda según la Norma E.020.

Ocupación	Carga Viva repartida (kg/m2)
Corredores y escaleras en viviendas	200
Garajes para parqueo exclusivo de automóviles con altura menor de 2.40 m	250

Adaptado de la Norma E-020.

En el artículo 7.1 de la Norma E-020 se menciona lo siguiente en cuanto a carga viva en techos: “Para los techos con una inclinación hasta de 3° con respecto a al horizontal, 1,0 kPa (100 kgf/m²)”. (p.4)

Se realizará el metrado de cargas para losas aligeradas, losas macizas, vigas, columnas y placas. Este proceso consiste en hallar las áreas tributarias asociadas a cada elemento de acuerdo a las solicitaciones.

3.4.1 Metrado de cargas en losas aligeradas

Para el metrado de cargas de losas aligeradas consideramos viguetas típicas de 10 cm de ancho, espaciadas cada 40 cm medido a ejes de la vigueta. Según el predimensionamiento, la altura de losa es de 20cm (incluyendo los 5cm de la losa propiamente dicha). La figura siguiente muestra el detalle del aligerado:

Figura 13. Detalle del aligerado

(Blanco, 1994)

El metrado de carga es el siguiente:

CARGA MUERTA

Peso propio de losa aligerada	300 kg/m ²
-------------------------------	-----------------------

Piso terminado	100 kg/m ²
----------------	-----------------------

CARGA VIVA

Sobrecarga vivienda (piso típico)	200 kg/m ²
-----------------------------------	-----------------------

Sobrecarga garaje	250 kg/m ²
-------------------	-----------------------

Por lo tanto, la carga última será:

$$W_u (\text{piso típico}) = 0.4 * (1.4 * (300 + 100) + 1.7 * (200))$$

$$W_u (\text{piso típico}) = 0.360 \text{ ton/m}$$

$$W_u (\text{sótano}) = 0.4 * (1.4 * (300 + 100) + 1.7 * (250))$$

$$W_u (\text{sótano}) = 0.394 \text{ ton/m}$$

Se usaron los factores de amplificación 1.4 para carga muerta y 1.7 para carga viva según la norma E.060 Concreto armado

3.4.2 Metrado de cargas en losas macizas

Para las losas macizas de concreto armado se han considerado espesores de 20 cm en todo el proyecto. Las cargas actuantes serán:

CARGA MUERTA

Peso propio de losa maciza	480 kg/m ²
----------------------------	-----------------------

Piso terminado	100 kg/m ²
----------------	-----------------------

CARGA VIVA

Sobrecarga vivienda (piso típico)	200 kg/m ²
-----------------------------------	-----------------------

Sobrecarga garaje	250 kg/m ²
-------------------	-----------------------

Por lo tanto, la carga última será:

$$W_u (\text{piso típico}) = 1.4 * (480 + 100) + 1.7 * (200)$$

$$W_u (\text{piso típico}) = 1.152 \text{ ton/m}^2$$

$$W_u (\text{sótano}) = 1.4 * (480 + 100) + 1.7 * (250)$$

$$W_u (\text{sótano}) = 1.237 \text{ ton/m}^2$$

Se usaron los factores de amplificación 1.4 para carga muerta y 1.7 para carga viva según la norma E.060 Concreto armado.

3.4.3 Metrado de cargas en Vigas

Para el metrado de vigas se debe determinar la porción de losa que va a cargar cada elemento, esto se realiza siguiendo el método de áreas tributarias, y las cargas obtenidas anteriormente del metrado. Un ejemplo de metrado de vigas se muestra a continuación:

Figura 14. Metrado de carga de la viga V-7

Figura 15. Área tributaria de la viga V-7

Elaboración propia

Analizaremos la viga V-7 del piso típico, la cual soporta a una losa aligerada de 20cm de espesor. El área tributaria de la viga corresponde a la mitad de la luz del paño a cada lado de la viga.

La longitud total tributaria a ambos lados (área achurada en el gráfico) de la viga V-7 es 4.11 m lo que equivale a:

$$Wu \text{ (sótano)} = 4.11 * (1.4 * 400 + 1.7 * 200)$$

$$Wu \text{ (sótano)} = 3.699 \text{ ton/m}$$

3.4.4 Metrado de cargas en columnas y placas

Las columnas son las encargadas de recibir a las vigas en ambos sentidos, por tanto, la carga a la que estén sometidas proviene del peso de la losa y del peso propio de la viga. El procedimiento al igual que en vigas consiste en determinar área tributaria de la columna. A manera de ejemplo determinaremos la carga que va a recibir la columna C2 entre los ejes C y 5.

Figura 16. Ubicación de la Columna C2 (Piso típico)

Figura 17. Área tributaria de la Columna C2 (Piso típico)

Todos los elementos estructurales que estén dentro del área achurada deberán considerarse en el metrado de la columna.

Tabla 7. Metrado de la Columna C2

Elemento	Área (m2) / longitud (m)	Total: 1.4CM + 1.7CV
Viga peraltada V- 11	6.27 m	5.03 ton
Viga peraltada V- 16	1.42 m	1.08 ton
Viga chata 1	2.37 m	1.92 ton
Viga chata 2	2.37 m	1.44 ton
Viga chata 3	3.79 m	2.31 ton
Viga chata 4	1.42 m	1.20 ton
Losa Aligerada	22.37 m2	20.13 ton
TOTAL		33.11 ton

La carga total hallada anteriormente corresponde a aquella aplicada en la parte superior de la columna, si quisiera evaluarse la carga en la base debe incluirse el peso propio de la columna. Las placas tienen un procedimiento similar para evaluar el metrado de cargas, considerando área atributarías

3.4.5 Cálculo del peso

Según la Norma E 030, el peso (P) se calcula adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará según los ítems b y d del capítulo 4.3:

b. En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25 % de la carga viva

Se calculó el peso total para cada piso y por ende para el edificio, según la siguiente combinación:

$$CT=CM+0.25CV$$

d. En azoteas y techos en general se tomará el 25 % de la carga viva, es decir se tomó esta combinación para la azotea:

$$CT=CM+0.25CV$$

4 Capítulo: Riesgo y Parámetros Sísmicos

La ingeniería sismorresistente es una rama de la Ingeniería Civil que tiene como finalidad el diseño y construcción de proyectos civiles que tengan un comportamiento satisfactorio durante sismos. Antiguamente, la rama de la ingeniería sismorresistente se avocaba a evitar el colapso de una estructura. Sin embargo, en la actualidad, los objetivos principales se enfocan en el comportamiento de las edificaciones ante sismos de menor intensidad, pero más frecuentes; toman en cuenta la minimización de daños, costos de reparación y operatividad de las instalaciones. No obstante, estos objetivos no solamente dependen de esta rama, sino de otras como la geología, la sismología y la mecánica de suelos. El comportamiento de las estructuras durante los sismos constituye un problema dinámico de gran complejidad. Este problema se puede agudizar si el riesgo sísmico aumenta. El riesgo sísmico se define como la suma de tres factores influyentes: el peligro sísmico, la vulnerabilidad de las edificaciones y el costo económico. El peligro sísmico está relacionado directamente con la topografía, el tipo de suelos y las fallas geológicas; mientras que la vulnerabilidad está relacionada con la configuración estructural, las irregularidades y la calidad de los materiales. Por otro lado, el riesgo sísmico engloba hasta los aspectos económicos cuyas valorizaciones corresponden a los gobiernos nacionales, departamentales, compañías de seguro, empresas privadas, etc. (Cutimbo, 2016).

4.1 Riesgo Sísmico

4.1.1 Sismos de origen tectónico.

Los sismos son fenómenos devastadores causantes de que la tierra tiemble frecuentemente. Actualmente, los estudios arrojan tres tipos de sismos: los de origen tectónico, los de origen volcánico y los producidos por el hombre. Siendo los más temibles, de mayor intensidad y magnitud los de origen tectónico.

La tectónica de placas se define bajo la concepción de que la corteza terrestre y la litosfera están compuesta por un conjunto de placas que generan movimiento entre sí. La corteza cuenta con seis placas continentales, y catorce placas subcontinentales. A través de los registros de los últimos años se puede asegurar que en las zonas donde ocurren la mayor cantidad de sismos, es donde hay mayor choque entre placas. Una de las teorías que explica este fenómeno es el equilibrio térmico de los materiales. Esta teoría explica que a partir de las diferencias de temperaturas entre las masas más cercanas a la superficie (temperatura

fría) y las más lejanas (temperatura caliente), se genera densidades mayores para las primeras y menores para las segundas, lo que causa que cambien de posición continuamente, este ciclo se denomina de convección. Las corrientes convectivas generan corte en la base de las placas produciendo su movimiento en todas las direcciones.

Los sismos de origen tectónico se producen por el desplazamiento de placas a lo largo de las fallas geológicas. Las fallas geológicas son fracturas en donde existen los dos lados de una ruptura. Los movimientos bruscos de las placas en las fallas liberan un gran esfuerzo hasta que ocurre el choque y deslizamiento entre rocas, que se convierte en energía provocando un rebote elástico. Finalmente, se alcanzan nuevas posiciones. (Tavera, 2008)

4.1.2 Peligro Sísmico

El doctor en sismología Hernando Tavera (2008) manifiesta que el peligro sísmico es único para cada región y que se requiere conocer la sismicidad de la zona. La sismicidad se define como la actividad sísmica de un territorio dado. La actividad sísmica es la frecuencia de ocurrencia de sismos y se refiere a la cantidad de energía liberada. El Perú se encuentra en la zona del cinturón de fuego del Pacífico y donde la tierra libera más del 85% de energía entre terremotos y volcanes. Estos son producidos principalmente por procedimientos de subducción entre la placa de Nazca y Sudamericana. Por otro lado, se requiere conocer también el tipo de suelo. Por ejemplo, muchas de las ciudades del Perú se han levantado sobre cuencas, riberas de ríos, laderas y quebradas por la necesidad de la cercanía con el agua. Sin embargo, estos suelos son sedimentarios, de baja resistencia, por lo que amplifican las ondas sísmicas y causan mayores daños.

Sismos en el Perú

El 13 de agosto de 1868 se registró el sismo más devastador en el territorio peruano. Tuvo como epicentro la ciudad de Arica que en ese entonces pertenecía a Perú. Tuvo una magnitud de 8.2Ms y una intensidad de XII MM. Se cayeron templos en Arequipa, Moquegua, Tacna y Arica.

El 28 de octubre de 1746 se produjo un gran terremoto en la costa central del Perú. Tuvo una magnitud de 8.1 Ms y una intensidad de grado XI MM, causo una destrucción casi total. Murieron 1100 personas aproximadamente. Hubo un tsunami con una altura de 20 metros que arrastró todo el Callao. El terremoto se sintió al Noroeste del Callao y en Guayaquil. En Ayacucho hubo deslizamientos y se sintió hasta Tacna.

Según Alejandro Muñoz, durante el siglo XX, los terremotos más importantes fueron de 1940, 1966, 1970 y 1974. A continuación, se muestra una tabla donde se resume cada sismo con relación a la intensidad, magnitud y altura de olas. (Muñoz, Tinman & Quiun, 2013)

Tabla 8. Principales características de los sismos en el Perú

	Lima 1746	Arica 1868	Lima 1940	Lima 1966	Ancash 1970	Lima 1974
Magnitud Ms	8.1	8.2	7.9	7.7	7.9	7.9
Intensidad máxima (MM)	X-XI	XI	VII-VIII	VIII	VIII-IX	VIII-IX
Altura de ola de tsunami	15-20	20	3	2.5	-	1.6

Nota: Se ha realizado el análisis de los sismos más representativos ocurridos en el Perú en los últimos años. Adaptado de: Muñoz, Tinman & Quiun 2013.

Silencio sísmico

En zona de baja sismicidad, se pronostican terremotos pequeños; sin embargo, en regiones de alta sismicidad se espera que tarde o temprano ocurra un terremoto de alta intensidad y magnitud. Existen algunas zonas de alta sismicidad, que en las últimas décadas han permanecido en silencio sísmico. Estas zonas se conocen como brechas sísmicas. Por ejemplo; en el sur peruano y el norte chileno existe una gran brecha debido a la ruptura que se ocasionó años antes por terremotos de gran magnitud como el producido en el Perú en 1968 ($M_w=7.8$) y en Chile en 1877 ($M_w=9$). Sin embargo; esta brecha aún no cierra y se espera sismos de gran magnitud en esta zona. (Tavera, 2008)

4.1.3 Vulnerabilidad Sísmica

Se define como vulnerabilidad al grado de daño que sufre una estructura dado un sismo de determinada magnitud e intensidad. Existen estructuras que se pueden calificar como “más vulnerables” o “menos vulnerables” ante un evento sísmico. La vulnerabilidad sísmica de una edificación es una propiedad intrínseca independiente del peligro sísmico propio del lugar. Esto debido a que se ha observado en sismos anteriores que edificaciones similares estructuralmente sufre distintos daños, y no se encuentran en la misma zona sísmica. Es decir, una estructura puede ser vulnerable, pero no tener peligro sísmico. Es preciso resaltar que no existen metodologías estándares para estimar la vulnerabilidad de las estructuras. Sin embargo, si las podemos relacionar con algunas propiedades como la configuración estructural y las irregularidades en planta y elevación. Así como, con otros factores de menor implicancia tal es el caso de materiales, calidad en la construcción y antigüedad de las edificaciones. (Cutimbo, 2016)

Configuración estructural

La configuración estructural se refiere tanto a la forma del edificio en su conjunto como al tamaño, naturaleza y localización de los elementos resistentes y no estructurales dentro de la edificación. A lo largo de la historia, los grandes terremotos han demostrado que las edificaciones con irregularidades en su configuración son más vulnerables a daños sísmicos. Debido a esto, es primordial investigar la respuesta sísmica de estructuras irregulares en zonas que tengan o no sismicidad. Existen edificaciones con diversos problemas de configuración estructural en planta, en elevación o en ambas. Con la aplicación de tecnologías modernas en la Ingeniería Civil, la construcción de edificios con configuración irregular en planta está aumentando muy rápidamente. El desempeño de una edificación sometida a un terremoto sufre daños por la forma, la geometría del edificio, los efectos del terremoto y las fuerzas actuantes. Por tal motivo, es muy importante seleccionar una configuración adecuada para el edificio. (Cutimbo, 2016).

4.2 Parámetros Sísmicos

4.2.1 Alcance y principios del Diseño Sismorresistente

La filosofía del Diseño Sismorresistente según Norma E030 consiste en: evitar pérdida de vidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños a la propiedad. Teniendo los siguientes principios:

- La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas.
- La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados.

4.2.2 Zonificación

En el capítulo 2.1 de la Norma E030 se establece 4 zonas sísmicas dentro del territorio nacional que obedece a estudios de sismicidad.

Figura 18. Zonas sísmicas

Adaptado de Norma E-030.

Existe un factor Z que se expresa en función de la aceleración de la gravedad y se asigna para cada zona :

Tabla 9. Factor de Zonas

Factor de Zona	
Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

Nota: Adaptado de Norma E-030

Para el caso de estudio, la edificación se encuentra ubicado en el distrito de Santiago de Surco, en la ciudad de Lima, en la zona 4. Dado esto, le corresponde $Z=0.45g$.

4.2.3 Condiciones geotécnicas

La Norma E.030 clasifica a los suelos tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato, el periodo fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte. Para la edificación, según el estudio realizado se clasificó al tipo de suelo como S1: Roca o Suelos Muy Rígidos, teniendo como característica principal ser una roca fracturada, con una resistencia a la compresión no confinada mayor o igual que 500 kPa (5 kg/cm²).

4.2.4 Parámetros de sitio

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los periodos Tp y Tl dados en las siguientes tablas:

Tabla 10. Factor de Suelos

Factor de suelo "S"				
Suelo				
ZONA	So	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Nota: Adaptado de Norma E-030

Tabla 11. Periodos

Periodos "Tp" y "Tl"				
perfil de suelo				
ZONA	So	S1	S2	S3
Tp (s)	0.30	0.40	0.60	1.00
TL (s)	3.00	2.50	2.00	1.60

Nota: Adaptado de Norma E-030

Para el caso de estudio, el factor de suelo S=1.00 y los periodos son: Tp=0.4 seg y Tl=2.5 seg.

4.2.5 Factor de amplificación Sísmica

De acuerdo a los parámetros de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes fórmulas:

$$T < T_P, C = 2.5$$

$$T_P < T < T_L, C = 2.5 \times \left(\frac{T_P}{T}\right)$$

$$T > T_L, C = 2.5 \times \left(\frac{T_P}{T} \times T_L\right)$$

Donde T es el periodo de la estructura. Para análisis estático se calculará en función del C_T y de la altura entrepiso (h_n). Para el análisis dinámico este valor será arrojado del análisis modal.

4.2.6 Categoría de las edificaciones y Factor de Uso (U)

La Norma E.030 define el coeficiente de uso e importancia “U” según la clasificación de la edificación. Las edificaciones se clasifican en esenciales, importantes, comunes y temporales. Según la tabla N°5. Categorías de las Edificaciones y Factor “U” de la Norma E-030, el caso en estudio se encuentra en la categoría C (edificaciones comunes), dado que es una vivienda multifamiliar. El factor de uso e importancia correspondiente es $U = 1.0$.

4.2.7 Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas

(R_0)

Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismoresistente en cada dirección de análisis, tal como se indica en la Tabla N°7 de la Norma E-030.

Para el caso de estudio (la estructuración base), al ser una edificación con un sistema estructural de concreto armado con presencia de muros estructurales (placas) el coeficiente básico de reducción es de $R_0=6$ en la dirección X-X y en Y-Y ; siendo las placas lo que predomina soportando el 92% (100.945/109.745) y 93.5% (110.11/117.77) la cortante basal para ambos sentidos, respectivamente.

No se utilizaron otros sistemas estructurales como el de albañilería confinada puesto que según el acápite 5.3. Limitaciones en su aplicación de la Norma E070 de Norma Técnica de Edificaciones se menciona que para la zonas sísmicas más críticas se deberán usar unidades de albañilería sólido industrial o alveolar. En este sentido, el costo de la edificación se

incrementa significativamente. Asimismo, la arquitectura es muy estricta dada la ubicación del edificio y para un sistema muy vulnerable como el de albañilería confinada debe existir una interacción entre Arquitecto-Ingeniero al momento de realizar el proyecto. Además, existen muros estructurales en el semisótano que deben de tener una continuidad y darle una homogeneidad al sistema estructural del edificio. Por otro lado, según la arquitectura no se cumple con la condición de longitud de muros portantes necesarios según Norma. Finalmente, el sistema de muros estructurales cuenta con mayor velocidad constructiva. Por lo antes señalado, el sistema estructural escogido es el de muros estructurales.

5 CAPÍTULO: ANÁLISIS DEL PROBLEMA TORSIONAL DEL CASO EN ESTUDIO SEGÚN NORMA E030-2003, NORMA E030-2016 Y NORMA E030-2018.

5.1. Descripción de la “Estructuración Base”

La estructuración base del caso en estudio es el resultado de la estructuración, predimensionamiento y metrado de cargas, teniendo como limitación la arquitectura.

Figura 19. Estructuración Base del semisótano y del piso típico

El edificio tiene una configuración estructural de muros de concreto armado (placas). Estas placas tienen anchos de 20 y 25 cm. En los sótanos se tienen muros de contención de concreto armado de 20 ó 25 cm de espesor. También se tienen columnas y vigas formando pórticos en ambos sentidos de la edificación. Las placas se localizaron en planta de tal manera que se pueda cumplir con los requerimientos arquitectónicos y diseño sismorresistente.

5.2. Marco teórico de efectos torsionales bajo la Norma E030-2003, E030-2016 y E030-2018

5.2.1. Norma E030-2003:

La Norma E-030 2003, numéricamente se puede interpretar de la siguiente manera:

Figura 20. Torsión Norma E-030 - 2003

Irregularidad torsional:

Condición 1: “ Para que exista este tipo de irregularidad, los edificios deben de contar con diafragmas rígidos y el máximo desplazamiento relativo de algún entrepiso debe ser mayor que el 50% del desplazamiento admisible indicado”(p.18).

$$\Delta_{max} > 0.5 (\Delta_j) (h_{ej})$$

Δ_{max} : máximo desplazamiento relativo de entrepiso

Δ_j : deriva (0.007)

h_{ej} : altura de entrepiso

Condición 2: “ Si y solo si se cumpla la condición 1, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, en un extremo del edificio es mayor a 1.3 veces el promedio de este desplazamiento relativo máximo con el desplazamiento relativo que simultáneamente se obtiene en el extremo opuesto” (p.18).

$$\Delta_{max} > 1.3 (\Delta_{prom})$$

$$\Delta_{prom} = \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}$$

Δ_{max} : máximo desplazamiento relativo de entrepiso

Δ_{prom} : desplazamiento relativo promedio entre los dos extremos del edificio

5.2.2. Norma E030-2016

Condiciones para la existencia de irregularidad torsional extrema:

Condición 1: “Para que exista este tipo de irregularidad, los edificios deben de contar con diafragmas rígidos y el máximo desplazamiento relativo de entrepiso debe ser mayor que el 50% del desplazamiento admisible indicado” (p.18).

$$\Delta_{max} > (0.5 \Delta_j) (h_{ej})$$

Δ_{max} : máximo desplazamiento relativo de entrepiso

Δ_j : deriva (0.007)

h_{ej} : altura de entrepiso

Condición 2: “Si y solo si se cumpla la condición 1. El máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio incluyendo excentricidad accidental es mayor que 1.5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas para la misma condición de carga” (p.18).

$$\Delta_{max} > 1.5 (\Delta_{CM})$$

Δ_{max} : máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio

Δ_{cm} : desplazamiento relativo del centro de masas

5.2.3. Norma E030-2018:

Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio Δ_{max} en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga Δ_{prom} . Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11 (p.18).

Condición 1:

$$\Delta_{m\acute{a}x} > 0.5 \Delta_j (h_{ej})$$

Δ_{max} : máximo desplazamiento relativo de entrepiso

Δ_j : deriva (0.007)

h ej: altura de entrepiso

Condición 2: Si y solo si se cumpla la condición 1

$$\Delta_{\text{máx}} > 1.5\Delta_{\text{prom}}$$

Δ_{max} : máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio

$$\Delta_{\text{prom}} = \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}$$

La representación gráfica de la torsión para la Norma E-030, 2018 es la misma que la Figura 20 de la Norma del año 2003.

5.3. Resumen de análisis de Derivas e Irregularidad Torsional según las 3 Normas analizadas.

Tabla 12. Diferencias en la Tabla N°11 de la Norma E030

Derivas		
Tabla N°8 (2003): Deriva máxima: 0,007. Coeficiente multiplicador: 1.00 R	Tabla N°11 (2016): Deriva máxima: 0,007. Coeficiente multiplicador: 1.00 R	Tabla N°11 (2018): Deriva máxima: 0,007. Coeficiente multiplicador: 0.85 R

Interpretación:

Tabla 13. Consideraciones en la definición de torsión

2003 ↔ Considera los desplazamientos en los extremos del edificio y un desplazamiento máximo.
2016 ↔ Considera los desplazamientos máximos en el centro de masas y el máximo desplazamiento de entrepiso.

2018 ↔ Considera los desplazamientos en los extremos del edificio y el desplazamiento máximo de uno de los extremos.

Tabla 14. Factores torsionales

2003 ↔ Torsión > 1.3 (I=0.75)
2016 ↔ 1.2 < Torsión < 1.5 (Ia=0.75) torsión extrema > 1.5 (Ia=0.60)
2018 ↔ 1.3 < Torsión < 1.5 (Ia=0.75) torsión extrema > 1.5 (Ia=0.60)

5.4. Consideraciones generales para el análisis sismorresistente de la estructuración base con las 3 normas.

5.4.1 Parámetros Sísmicos:

Norma E030-2003

Norma E030-2016/2018.

Z=0.4 (Zona 3)

Z=0.45 (Zona 4)

S=1; Tp= 0.4

S=1; Tp= 0.4; Tl= 2.5

U=1

U=1

R(x-x) =6; R(y-y) =6

R(x-x) =6; R(y-y)=6

Se tienen como modos principales:

X-X : T=0.413 seg (39.25%)

Y-Y : T=0.328 seg (42.94%)

5.4.2 Espectro de Diseño

- Teniendo la consideración que el factor de amplificación sísmica para la Norma E030-2003 es el siguiente:

$$C = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T} \right) ; C \leq 2.5$$

- Para la Norma E030-2016 y 2018 se analiza y define en el numeral 4.2.5. Factor de Amplificación Sísmica.
- Se assume estructura irregular para la Norma E030-2003 e irregular en planta para la Norma E030-2016 y 2018. ($I_p=0.75$)

Se presentan los espectros de diseño:

Figura 21. Espectro de Diseño 2003 (X-X y Y-Y)

Figura 22. Espectro de Diseño 2016-2018 (X-X y Y-Y)

5.5 Resultado de análisis torsional y de derivas

La estructuración base se modela en el programa Etabs y se realiza un análisis sísmico dinámico para ambas normas, de la cual se obtuvo las derivas y el factor de torsión.

Los resultados que se muestren como E-2003 pertenecen al análisis sísmico hecho con la Norma E030-2003, los resultados que se muestren como E-2016 pertenecen al análisis sísmico hecho con la Norma E030-2016 y los resultados que se muestren como E-2018 pertenecen al análisis sísmico hecho con la Norma E030-2018. A continuación, se muestran algunas gráficas:

Figura 23. Análisis de Derivas en dirección X-X

Figura 24. Análisis de Derivas en dirección Y-Y

Se puede apreciar lo siguiente de las gráficas 5.5.1 y 5.5.2: $E-2003 < E-2016 < E-2018$.

La diferencia entre norma y norma recae en los valores de los parámetros sísmicos utilizados como es el caso de la zonificación y el factor de amplificación sísmica. Puesto que en la Norma del 2003, estos parámetros tienen factores numéricos menores, lo que repercute en el espectro de diseño. Asimismo, esto genera mayor permisividad en los desplazamientos. Se puede apreciar que bajo la Norma E030-2003, las distorsiones de entrepiso en X-X y Y-Y cumplen con lo estipulado. Mientras que para la Norma E030-2016 y E030-2018, las distorsiones de entrepiso en la dirección X-X no cumplen.

Figura 25. Análisis de Torsión Norma E030-2003

Según Norma E030-2003, el valor del factor para que exista irregularidad torsional tiene que ser mayor a 1.3. Para los pisos 2, 3, 4 y 5 existe esta irregularidad en la dirección X-X y en el piso 1 en la dirección Y-Y. Por otro lado, se puede apreciar que en los pisos 2,3 y 4 en la dirección X-X el factor es mayor a 1.5 lo que debería categorizarse como una irregularidad mayor; sin embargo, la Norma E030-2003 no contempla torsión extrema.

Figura 26. Análisis de Torsión Norma E030-2016

Según Norma E030-2016, el factor para que exista irregularidad torsional tiene que ser mayor a 1.2 y para que exista torsión extrema mayor a 1.5. Para los pisos 2, 3, 4 y 5 existe esta irregularidad torsional extrema en la dirección X-X.

Figura 27. Análisis de Torsión Norma E030-2018

Según Norma E030-2018, el factor para que exista irregularidad torsional tiene que ser mayor a 1.3 y para que exista torsión extrema mayor a 1.5. Para los pisos 2, 3 y 4 (este último se considera 1.50) existe irregularidad torsional extrema en la dirección X-X.

Figura 28. Análisis de Torsión en dirección X-X

Figura 29. Análisis de Torsión en dirección Y-Y

Se considera E-2003 y E-2018 en la misma línea por la similitud normativa y coincidencia en los valores. Asimismo, en las gráficas se puede apreciar claramente los incrementos de torsión de E-2003/2018 a E-2016 tanto en la dirección X-X como en la dirección Y-Y. La explicación pasa por la forma de medir la torsión. La Norma E030-2003/2018 mide con respecto al máximo desplazamiento relativo de entrepiso y al promedio de los desplazamientos relativos de los extremos de entrepiso. Mientras que la Norma E030-2016 compara los desplazamientos relativos máximos de entrepiso y del Centro de masas. En este sentido, la primera relación es más cercana en valores, pues los desplazamientos en los extremos son muy parecidos y reduce el factor, caso contrario en la segunda relación.

- La estructuración base analizada con la Norma E030-2003 arroja que se cumple con distorsiones de entrepiso para ambas direcciones. Además, existe torsión; sin embargo, como esta no se tipifica como torsión extrema, se castiga como una irregularidad simple.
- La estructuración base analizada con la Norma E030-2016 arroja que no se cumple con distorsiones de entrepiso para la dirección X-X. Además, existe torsión extrema en la dirección X-X y torsión mínima en la dirección Y-Y.
- La estructuración base analizada con la Norma E030-2018 arroja que no se cumple con distorsiones de entrepiso para la dirección X-X. Además, existe torsión extrema en la dirección X-X y torsión mínima en la dirección Y-Y.

6 CAPÍTULO: PROPUESTAS DE SOLUCIÓN ANTE LA IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA SEGÚN NORMA E030-2016 (CONSERVADORA)

En el acápite 5.2. se desarrolla el análisis e interpretación de la irregularidad torsional extrema. Asimismo, el factor a tomar en cuenta para que únicamente exista torsión debe estar entre 1.2 y 1.5. Por otro lado, para el análisis se considera a la estructura base como EB, la cual ya fue descrita en el acápite 5.1.

6.1. Descripción de las propuestas de solución ante la irregularidad torsional extrema.

Ante la problemática de la estructuración base en cuanto al incumplimiento de distorsión de entrepiso y torsión extrema en la dirección X-X, se plantean algunas posibles soluciones. A continuación se muestran los imágenes del modelamiento de la estructuración base:

Figura 30. Estructuración Base del semisótano y del piso típico. (EB)

➤ Consideraciones:

- Todas las descripciones se realizan en comparación al modelo EB. Se asume para todos los modelos $I_a=1$ e $I_p=1$.
- Se presume una torsión extrema que será corroborada en el ítem 6.2.
- Las modificaciones que se realicen están restringidas por la arquitectura, salvo alguna excepción, la cual se detallará.

Propuesta 1. La propuesta 1 cuenta con un sistema de muros estructurales. Asimismo, plantea poner una pequeña placa en el extremo y reubicar las placas en el centro de la estructura, sin aumentar la longitud, pero si el espesor de placa, con la finalidad de controlar el máximo desplazamiento relativo en el extremo más flexible de la estructura y en el centro de masas.

Figura 31. Estructuración 1 del semisótano y del piso típico. (E1)

Propuesta 2. La propuesta 2 cuenta con un sistema de muros estructurales. Asimismo, plantea eliminar las placas del centro de la estructura y por el contrario poner una pequeña placa y una placa en L en el extremo más flexible de la estructura (para ambos lados esquinales) con la finalidad de controlar el máximo desplazamiento relativo en el extremo más desfavorable de la estructura.

Figura 32. Estructuración 2 del semisótano y del piso típico. (E2)

Propuesta 3. La propuesta 3 cuenta con un sistema dual en ambas direcciones. Asimismo, plantea poner una pequeña placa en el extremo formando una L con la placa que trabaja en dirección Y-Y; y darle mayor rigidez a toda la estructura aumentando la sección de columnas hasta donde lo permita la verificación de resistencia, con el fin de hacer una estructura con menos densidad de placas y capaz de controlar los desplazamientos en el centro de masas y en el extremo de la estructura.

Figura 33. Estructuración 3 del semisótano y del piso típico. (E3)

Propuesta 4. La propuesta 4 cuenta con un sistema dual para la dirección X-X y un sistema de muros estructurales para la dirección Y-Y. Asimismo, plantea que los desplazamientos en los extremos sean controlados con columnas de gran sección y en el centro de masas con placas. La estructura se vuelve más flexible con gran respuesta ante la torsión, sin embargo, se tiene que verificar derivas.

Figura 34. Estructuración 4 del semisótano y del piso típico. (E4)

Propuesta 5. La propuesta 5 cuenta con un sistema de muros estructurales. Asimismo, plantea poner una pequeña placa en el extremo y reubicar las placas en el centro de la estructura, sin aumentar la longitud, pero si el espesor de placa. Además, elimina una placa de gran longitud que trabaja en la dirección Y con el fin de disminuir la densidad de placas. Se busca el control de los máximos desplazamientos relativos en el extremo más flexible de la estructura y en el centro de masas. Se tendrá que verificar derivas y torsión en Y-Y, dado que se le quita rigidez.

Figura 35. Estructuración 5 del semisótano y del piso típico. (E5)

Resumen: La propuesta 1 y 2 plantean utilizar similar longitud de placa, aumentando algunos espesores. La propuesta 3 disminuye la longitud de placas significativamente, sin embargo, crecen las dimensiones de las columnas. La propuesta 4 y 5 disminuyen significativamente la longitud de placa y utilizan pequeñas placas de gran espesor y se colocan columnas donde sean necesarias.

6.2. Interpretación de graficas de torsión y derivas.

A continuación, se presentan las gráficas de derivas y torsión de las estructuras propuestas. Se puede identificar a través de la leyenda los resultados de estos análisis:

Figura 36. Torsión X-X

Se puede apreciar que las propuestas E-1, E-2, E-4 y E-5 ya no tienen torsión extrema, sin embargo, aún presentan la irregularidad. También se puede verificar que la E-3 sigue teniendo torsión extrema en el piso 2 y 3, y que la curva representativa de torsión es muy agresiva, provocada por la falta de rigidez lateral en un extremo del edificio.

Figura 37. Distorsiones de entrepiso X-X

Las propuestas tienen como finalidad erradicar la torsión extrema en X-X sin descuidar el límite de distorsiones de entrepiso normativo. Dado esto, se puede verificar que la E-4 con el fin de eliminar torsión en X-X, descuidó derivas en esta dirección en los pisos 3, 4 y 5.

Figura 38. Torsión Y-Y

Las propuestas tienen como finalidad disminuir la torsión extrema en X-X sin descuidar la torsión en la dirección Y-Y. En este sentido, las propuestas E-1, E-2 y E-3 se incrementaron y esta última genera torsión extrema en los pisos 2 y 3. La E-4 disminuyó la torsión en Y-Y, casi desapareciéndola. Y la propuesta 5, mantuvo la torsión inicial.

Figura 39. Distorsiones de entrepiso Y-Y

Las propuestas tienen como finalidad disminuir la torsión extrema en X-X sin descuidar la torsión y distorsiones en la dirección Y-Y. Dado esto, se puede apreciar que la E-4 aumentó

las derivas e incumple la Norma. Además, la E-1, E-2, E-3 y E-5 también aumentaron las derivas entre 0.001 y 0.002 aproximadamente.

6.3. Excentricidad del Centro de Masas y el Centro de Rigidez.

A través de los siguientes gráficos de excentricidad para ambas direcciones del Sismo se puede evidenciar que las cinco propuestas hechas tienen relación directa con la torsión.

Figura 40. Excentricidades para Sismo Dinámico X-X

Lo que se muestra en este gráfico es la lejanía y/o distanciamiento entre el CM y CR llamada “excentricidad” generado por irregularidades estructurales, esto provoca mayores desplazamientos en el Centro de Masas y por lo tanto un problema torsional. Por ejemplo, la excentricidad en Y-Y para el piso 2 de la EB es de 4.5 m; provocando un problema torsional para el Sísmico Dinámico en X-X. Se puede apreciar que a partir de las propuestas disminuyó la excentricidad de manera significativa.

Figura 41. Excentricidades para Sismo Dinámico Y-Y

Del gráfico se identifica que solamente las E-4 y E-5 disminuyen la excentricidad para el Sismo Dinámico Y-Y y la E-1, E-2 y E-3 aumentan la excentricidad, tal como sucede en el Gráfico 6.1.3. Torsión Y-Y.

Figura 42. Ubicación del CM y CR en planta

Como se puede observar en la figura, se corrobora lo descrito en el gráfico 40 y 41.

6.4. ¿Cómo escoger la propuesta idónea?

Existen 5 propuestas, las cuáles serán evaluadas bajo cuatro criterios:

6.4.1 Densidad de placas.

Tomando en cuenta la rentabilidad en la construcción, se sabe que las partidas para muros de corte como el concreto premezclado, el acero y el encofrado tienen un costo unitario más elevado que para otros elementos, es por ello que se prioriza aquella propuesta que tenga menor densidad de muros de corte (área promedio de placas por piso):

$$EB > E1 > E2 > E5 > E3 > E4$$

Todas las propuestas cuentan con menor densidad de placas que la Estructuración Base.

6.4.2 Torsión extrema y derivas según Norma E030-2016

Tabla 15. Torsión extrema y derivas según Norma E030-2016

	Torsión Extrema X-X	Distorsiones de entrepiso X-X	Torsión Extrema Y-Y	Distorsiones de entrepiso Y-Y
E-1	✓	✓	✓	✓
E-2	✓	✓	✓	✓
E-3	X	✓	X	✓
E-4	✓	X	✓	X
E-5	✓	✓	✓	✓

Dado que la E-3 y la E-4 no cumplen el requerimiento de derivas y presentan irregularidad torsional extrema; se descartan como posibles soluciones.

6.4.3 Arquitectura.

Todas las propuestas respetan la arquitectura del proyecto, excepto la E-2. Esta propuesta plantea poner en la esquina de los ejes 6 y B una placa en L, lo que generaría una incompatibilidad de planos; dado que la arquitectura para el primer, segundo y tercer piso sugiere tener vigas jardineras y espacio para ventana. Por este motivo, se descarta esta propuesta; sin embargo, cumple todos los requisitos estructurales para ser tomada en cuenta. En un proyecto real se podría llegar a un acuerdo para modificar levemente la arquitectura.

6.4.4 Verificación por resistencia.

Se realizó la verificación por resistencia para ambas propuestas E-1 y E-5. Sin embargo, se pudo observar que la E-5 tiene un factor de escala para la dirección Y-Y igual a 2.3; por lo que su verificación de resistencia en los diferentes elementos estructurales sobrepasó el límite del acero máximo. Mientras, las E-1 cuenta con menores factores de escala en ambas direcciones. Por este motivo, la estructuración E-1 se toma como solución al problema de torsión extrema para luego diseñarla estructuralmente.

6.5. Aporte a la investigación

A continuación se muestran gráficas para ambos ejes de torsión vs excentricidad :

Figura 43. Torsión vs Excentricidad X-X

Figura 44. Torsión vs Excentricidad Y-Y

Conclusión 1 : Se constata que para ambos gráficos, en el 95.00% de los casos, la función que representa la relación torsión vs excentricidad es creciente.

Conclusión 2 : Para el eje X-X la torsión extrema se da apartir de una excentricidad de 3.25m aproximadamente. Lo que representa un 23.30% de la longitud en el eje X-X (3.25/13.95).

Conclusión 3 : Para el eje Y-Y la torsión extrema se da apartir de una excentricidad de 4.50 m aproximadamente. Lo que representa un 23.11% de la longitud en el eje Y-Y (4.50/19.47).

Conclusión 4 : Para la elaboración de las gráficas únicamente se considera a los modelos que pasan por derivas. Asimismo, se considera el primer, segundo, tercer y cuarto piso, los cuales sufren mayor problema torsional. Finalmente, se concluye que pasado el 20 % (ratio resultante de la relación de excentricidad entre el CM y el CR ; y la longitud total del eje) existe torsión extrema. Se recalca que existe la restricción del estudio de un solo caso en particular.

7 CAPÍTULO: ANÁLISIS TORSIONAL DE LA SOLUCIÓN BAJO LA NORMA E030-2018.

Según la Norma E030-2018 :

Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio Δ_{max} en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga Δ_{prom} . Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11 (p.18).

Condición 1:

$$\Delta_{max} > (0.5 \Delta_j) (h_{ej})$$

Δ_{max} : máximo desplazamiento relativo de entrepiso

Δ_j : deriva (0.007)

h_{ej} : altura de entrepiso

Condición 2: Si y solo si se cumpla la condición 1

$$\Delta_{m\acute{a}x} > 1.5 * \Delta_{prom}$$

Figura 45. Torsión según Norma E030-2018

Irregularidad torsional:

Δ_{max} : máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio

$$\Delta_{prom} = \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}$$

Dado ello, se analiza la solución E-1 con la Norma vigente.

Figura 46. Análisis de efecto torsional con la Norma E030-2018 en ambas direcciones

Se puede apreciar que para ambas direcciones existe torsión y se castigará con el factor correspondiente según Norma. Asimismo, para que desaparezca debe incrementarse la densidad de placas; sin embargo, se vuelve menos rentable e inviable por el diseño arquitectónico que presenta.

Figura 47. Análisis de efecto torsional con la Norma E030-2016 y E030-2018 para X

Figura 48. Análisis de efecto torsional con la Norma E030-2016 y E030-2018 para Y

Para ambos gráficos se puede apreciar que la Norma E030-2016 es más conservadora en cuanto a la interpretación de torsión, sin embargo en ambos casos únicamente presenta torsión, dejando de lado el problema de la torsión extrema, que según el Ing. Alejandro Muñoz es la segunda causante de colapso de edificaciones.

8 CAPÍTULO: ANÁLISIS MODAL, ESTÁTICO Y DINÁMICO DE LA PROPUESTA DE SOLUCIÓN (E-1)

8.1 Análisis modal

Para analizar el edificio se usó el programa ETABS. Este modelo servirá para realizar el análisis estático y dinámico. El modelamiento se hizo bajo algunas consideraciones:

- Se consideró un solo diafragma para cada piso, asignando 3 grados de libertad a cada piso. Por lo que se tendrán 5 diafragmas y 15 modos de vibración. El suelo tiene buena capacidad portante (4 kg/cm^2), se empotraron todas las columnas y placas en sus bases. La carga muerta se asigna secuencialmente para simular el proceso constructivo del edificio. Se realizó “releases” a vigas que no cuentan con la longitud suficiente de anclaje. Se dibujaron las columnas de forma céntrica.
- Se modela los muros como empotrados en la base para obtener las fuerzas correspondientes. Asimismo, en los entrepisos se consideran apoyos fijos. Se diseña por empuje.

Figura 49. Edificio en estudio

8.1.1 Modos de vibración y Periodos de vibración

Según menciona la Norma E-030, los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas. Se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de la

masa efectiva sean por lo menos el 90% de la masa total. Sin embargo, para tomar el periodo para cada dirección consideramos únicamente la participación máxima.

Tabla 16. Periodos de vibración en ambas direcciones

Caso	Modo	Periodo	Participación X-X	Participación Y-Y
		seg		
Modal	1	<u>0.364</u>	<u>0.386</u>	0.115
Modal	2	<u>0.337</u>	0.171	<u>0.357</u>
Modal	3	0.226	0.017	0.084
Modal	4	0.089	0.107	0.023
Modal	5	0.075	0.051	0.120
Modal	6	0.048	0.017	0.052
Modal	7	0.041	0.037	0.010
Modal	8	0.035	0.034	0.061
Modal	9	0.026	0.038	0.029
Modal	10	0.024	0.042	0.044
Modal	11	0.023	0.024	0.056
Modal	12	0.021	0.001	0.000
Modal	13	0.020	0.071	0.002
Modal	14	0.020	0.001	0.033
Modal	15	0.015	0.002	0.007
			0.9993	0.9918

Se visualiza que para la dirección X-X, el periodo es de 0.364 segundos y presenta un porcentaje de 38.60 %. Asimismo, para la dirección Y-Y, el periodo es de 0.337 segundos y representa un porcentaje de 35.72%. Los periodos tienen relación con el sistema estructural en ambas direcciones.

Figura 50. Modos de Vibración

8.1.2 Espectro de Diseño según la Norma E-030-2018

Según menciona la Norma E-030, para cada una de las direcciones analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudoaceleraciones definido por:

$$Sa = \frac{Z * U * C * S}{R} * g$$

$$Sa = \frac{0.45 * 1.0 * 1.0 * C}{4.5 * 0.75} * 9.81$$

Se considera $R=4.5$, dado que existe una irregularidad torsional castigada con un factor de 0.75. Las demás irregularidades serán corroboradas en el acápite correspondiente.

Figura 51. Espectro de Diseño

8.2 Análisis estático

Según la Norma E-030, el método del análisis estático representa las sollicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación. Podrán analizarse mediante este procedimiento todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, las estructuras clasificadas como regulares de no más de 30 m de altura y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería

armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares. Para el caso de estudio se considerará a la estructura como irregular de no más de 15 m de altura.

8.2.1 Período Fundamental de Vibración

Según la Norma E-030 el período fundamental de vibración para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{CT}$$

Donde:

h_n : altura total de la edificación = 13.5 m

CT: factor para cada tipo de estructuración

Para el caso en estudio se tomará un CT = 60 para ambas direcciones, ya que el edificio es de concreto armado, tiene una configuración de muros estructurales (placas).

$$T = \frac{13.5}{60}$$

$$T_x - x = 0.225 \text{ seg}$$

$$T_y - y = 0.225 \text{ seg}$$

Sin embargo, este es un cálculo poco confiable ya que no considera a la estructura misma y a sus cargas, para el caso en estudio se considerará los modos de vibración arrojados por programa Etabs. Después del modelamiento, los periodos para los diferentes modos son: 0.364 seg en X-X y 0.337 seg en Y-Y.

8.2.2 Cálculo del factor de amplificación sísmica

Después de tabular los valores de T (0.00-3.00) vs C; de acuerdo a los parámetros de sitio:

$$T < T_P, C = 2.5$$

$$T_P < T < T_L, C = 2.5 \times \left(\frac{T_P}{T}\right)$$

$$T > T_L, C = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T} \times T_L \right)$$

Figura 52. Factor de amplificación sísmica

Dado que: $T_{x-x} < 0.4 \rightarrow C=2.5$ $T_{y-y} < 0.4 \rightarrow C=2.5$

8.2.3 Fuerza cortante en la base en las dos direcciones

Según la Norma E-030, la fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \times \text{Peso}$$

Se debe verificar que el valor de C/R no deberá ser menor que 0.125

$$\frac{C}{R} \geq 0.12$$

Tabla 17. Fuerza cortante en la base en las dos direcciones

Cálculo de la Fuerza Cortante en la Base		
	Dirección x-x	Dirección y-y
Tp	0.40	0.40
Tl	2.50	2.50
T	0.36	0.34
Z	0.45	0.45
U	1.00	1.00
C diseño	2.50	2.50
S	1.00	1.00
R	4.50	4.50
C/R>0.125	0.56	0.56
C/R>0.125	ok	ok
ZUCS/R	0.250	0.250
P	1247.89	1247.89
V ton	312.0	312.0

8.2.4. Distribución de Fuerza sísmica en altura

Según la Norma E-030, las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i y para las dos direcciones, se calcularán de la siguiente manera:

$$F_i = (\alpha_i) V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i * h_i^k}{\sum P_i * h_i^k}$$

Donde k es un exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura (T):

Para Tx-x → k = 1

Para Ty-y → k = 1

8.2.5 Excentricidad Accidental

Para estructuras con diafragmas rígidos, se supondrá que la fuerza en cada nivel (F_i) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además de la excentricidad propia de la estructura. Se aplicará un momento torsor accidental (M_{ti}) que se calcula como:

$$M_t = F_i * e_i$$

Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel (e_i), se considerará como 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

$$e_{x-x} = 13.7 \text{ m} \times 0.05 \rightarrow e_{x-x} = 0.7 \text{ m}$$

$$e_{y-y} = 19.38 \text{ m} \times 0.05 \rightarrow e_{y-y} = 1.0 \text{ m}$$

8.2.6 Distribución de Fuerzas sísmicas y Momento torsor en altura

Tabla 18. Distribución de Fuerzas sísmicas en altura

Nivel	Peso	h	K (x-x)	K (y-y)	α (x-x)	α (y-y)	V (x-x)	V (y-y)	F (x-x)	F (y-y)	e (x-x)	e (y-y)	M (x-x)	M (y-y)
5	183.5	13.5	1.0	1.0	0.3	0.3	312.0	312.0	83.5	83.5	0.7	1.0	80.9	57.2
4	240.8	10.8	1.0	1.0	0.3	0.3	312.0	312.0	87.7	87.7	0.7	1.0	85.0	60.1
3	240.8	8.1	1.0	1.0	0.2	0.2	312.0	312.0	65.8	65.8	0.7	1.0	63.7	45.0
2	241.2	5.4	1.0	1.0	0.1	0.1	312.0	312.0	43.9	43.9	0.7	1.0	42.5	30.1
1	341.7	2.7	1.0	1.0	0.1	0.1	312.0	312.0	31.1	31.1	0.7	1.0	30.1	21.3

Figura 53. Distribución de Fuerza sísmica en altura

8.2.7 Desplazamientos máximos absolutos por piso en ambas direcciones.

Figura 54. Desplazamientos Máximos Absolutos debido al Sismo X-X / Y-Y

La línea de color azul representa los desplazamientos en la dirección X-X y la línea de color rojo representa los desplazamientos en la dirección Y-Y. En la imagen de la izquierda se puede apreciar un máximo desplazamiento absoluto de 1.60 cm aproximadamente en la

dirección X-X para el sismo X-X y de la misma manera para la imagen de la derecha que representa al Sismo en Y-Y.

8.3 Irregularidades

8.3.1 Regularidad Estructural

Según la Norma E-030 las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares para los fines siguientes :

Tabla 19. Categoría y Regularidad de las edificaciones

Categoría y Regularidad de las edificaciones		
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Nota: Adaptado de Norma E-030

- Establecer los procedimientos de análisis.
- Determinar el coeficiente R de reducción de fuerzas sísmicas.

- Estructuras Regulares

Estructuras regulares son las que en su configuración resistente a cargas laterales no presentan las irregularidades indicadas en las Tablas N°8 de la Norma E030-2016.

- Estructuras Irregulares

Estructuras irregulares son las que en su configuración resistente a cargas laterales presentan las irregularidades indicadas en las Tablas N°8 de la Norma E030-2016.

- Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas.

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente R_0 determinado anteriormente y de los factores I_a e I_p .

$$R = R_0 \times I_a \times I_p$$

Para el caso de estudio (E-1), al ser una edificación con un sistema estructural de concreto armado con presencia de muros estructurales (placas) el coeficiente básico de reducción es de $R_0=6$ en la dirección X-X y en Y-Y; ya que para ambas direcciones los muros de corte tienen una resistencia sísmica de 89.55% (154.26 ton /172.26 ton) para la dirección X-X y 96.5% (150.14 ton/ 155.64 ton) para la dirección Y-Y ; según el modelamiento del diseño estructural.

8.3.2. Irregularidades Estructurales en Altura (I_a)

- **Irregularidad de rigidez - piso blando e Irregularidad extrema de rigidez**

Irregularidad de rigidez - piso blando: La norma E030-2018 menciona:

Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga (p.17).

Numéricamente se puede expresar de la siguiente manera:

$$\text{Condición 1 } K_i < 0.7 K_{i+1} \quad \text{ó}$$

$$\text{Condición 2 } K_i < 0.8 \frac{K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3}}{3}$$

$$\text{Siendo; } K = \frac{V_{\text{entrepiso}}}{\Delta cm}$$

Tabla 20. Irregularidad por rigidez

	X-X					
	Ventrepiso	Desp. CM abs	Desp. CM rel	K	Condicion 1	Condicion 2
Piso 5	61.8284	9.952	2.668	23.174	no existe irr	no existe irr
Piso 4	113.4034	7.284	2.843	39.889	no existe irr	no existe irr
Piso 3	146.3497	4.441	2.573	56.879	no existe irr	no existe irr
Piso 2	163.7411	1.868	1.727	94.812	no existe irr	no existe irr
Piso 1	172.2572	0.141	0.141	1221.682	no existe irr	no existe irr

	Y-Y					
	Ventrepiso	Desp. CM abs	Desp. CM rel	K	Condicion 1	Condicion 2
Piso 5	56.5039	8.216	2.332	24.230	no existe irr	no existe irr
Piso 4	101.8241	5.884	2.416	42.146	no existe irr	no existe irr
Piso 3	130.6452	3.468	2.113	61.829	no existe irr	no existe irr
Piso 2	145.827	1.355	1.241	117.508	no existe irr	no existe irr
Piso 1	155.6825	0.114	0.114	1365.636	no existe irr	no existe irr

Irregularidad extrema de rigidez-piso blando: La norma E030-2018 menciona:

Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga (p.17).

$$\text{Condición 1: } K_i < 0.6 K_{i+1} \quad \text{ó}$$

$$\text{Condición 2: } K_i < 0.7 \frac{K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3}}{3}$$

$$\text{Siendo; } K = \frac{\text{Ventrepiso}}{\Delta cm}$$

Si aplicando menores factores para la condición 1 y 2 respectivamente no existe irregularidad por rigidez, entonces tampoco existirá irregularidad extrema por rigidez cuando se aplique mayores factores para ambas direcciones. Por tal motivo, para el caso en estudio no hay irregularidad extrema de rigidez-piso blando.

- **Irregularidades de resistencia – piso débil:** La norma E030-2018 menciona:

Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior (p.17).

Numéricamente se puede expresar de la siguiente manera:

$$\text{Condición 1 : } V_i < 0.8 V_{i+1}$$

V: cortante entrepiso

Tabla 21. Irregularidad por resistencia X-X

Datos		VX	Condición 1
Piso 5	X	61.822	Sin irregularidad
Piso 4	X	113.385	Sin irregularidad
Piso 3	X	146.326	Sin irregularidad
Piso 2	X	163.727	Sin irregularidad
Piso 1	X	172.256	Sin irregularidad

Tabla 22. Irregularidad por resistencia Y-Y

Datos		VY	Condición 1
Piso 5	y	56.492	Sin irregularidad
Piso 4	y	101.804	Sin irregularidad
Piso 3	y	130.616	Sin irregularidad
Piso 2	y	145.795	Sin irregularidad
Piso 1	y	155.643	Sin irregularidad

- **Irregularidad extrema de resistencia:** La norma E030-2018 menciona:

Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas

cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior (p.17)

Numéricamente se puede expresar de la siguiente manera:

$$\text{Condición 1 : } V_i < 0.65 V_{i+1}$$

V: cortante entrepiso

Si aplicando un factor de 0.8 para la condición 1 no existe irregularidad por resistencia, entonces tampoco existirá irregularidad extrema por resistencia cuando se aplique factores de mayor castigo como 0.65 para la condición 1. Por tal motivo, para el caso en estudio no hay irregularidad extrema por resistencia para ambas direcciones.

- **Irregularidad de masa o peso:** La norma E030-2018 menciona:

Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos (p.17).

$$\text{Condición 1 : } P_i > 1.5 P_{i+1}$$

$$\text{Condición 2 : } P_i > 1.5 P_{i-1}$$

P: peso por piso

Tabla 23. Irregularidad de masa

Piso	Masa	Condición 1	Condición 2
Piso 1	341.71	Sin irregularidad	Sin irregularidad
Piso 2	241.15	Sin irregularidad	Sin irregularidad
Piso 3	240.77	Sin irregularidad	Sin irregularidad
Piso 4	240.77	Sin irregularidad	Sin irregularidad
Techo	183.49	Sin irregularidad	Sin irregularidad

Para el caso de estudio no hay irregularidad de masa o peso.

- **Irregularidad geométrica vertical:** La norma E030-2018 menciona:

La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos (p.17)

Según el plano arquitectónico del proyecto, la configuración en cualquiera de las direcciones del análisis tiene la misma dimensión en planta y no se modifica de piso a piso. Únicamente se modifica en el primer entrepiso; sin embargo, este criterio no aplica ni en sótanos, ni en azoteas. Esta irregularidad geométrica no está presente en el caso de estudio.

- **Discontinuidad en los sistemas resistentes:** La norma E030-2018 menciona:

Se califica a la estructura como irregular cuando algún elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante presenta un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento (p.17).

Figura 55. Discontinuidad en los sistemas resistentes

Como se puede apreciar en la imagen en el eje 6 hay un desalineamiento de un muro de corte. Para el eje X-X, la fuerza cortante que resiste el elemento es de 27 ton en promedio en los pisos superiores, mientras que en la dirección Y-Y es de 70 ton; lo que representa el 9.5% y 22%, respectivamente de la cortante basal. Por lo tanto, se analizará dicha

irregularidad en la dirección Y-Y. Si el centroide se desplaza más del 25% al colocar la nueva placa, que formará una L, entonces habrá irregularidad.

Figura 56. Centroides de placa en L/Discontinuidad en los sistemas resistentes

Siendo: $e=0.35\text{m}$ y $b=0.2\text{m}$; entonces se constata que $e > 0.25b$; debería de existir irregularidad por sistemas resistentes en el eje X-X. Sin embargo, en dicho eje, el porcentaje que representa la cortante de entrepiso de dicho elemento discontinuo es menor al valor normativo.

- **Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes.** La norma E030-2018 menciona:

Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el acápite de discontinuidad en los sistemas resistentes, supere el 25 % de la fuerza cortante total. Dado que la máxima cortante que resiste el elemento es de 22% no existe irregularidad extrema (p.17)

8.3.3 Irregularidades Estructurales en Planta (I_p)

- **Irregularidad torsional e Irregularidad torsional extrema**

La interpretación de torsión según norma actual se ha realizó en el capítulo 7, es por ello que a continuación se presentarán los gráficos que se extraídos del análisis para la solución E-1 que se diseñará.

Figura 57. Irregularidad torsional X-X para la solución

Figura 58. Irregularidad torsional Y-Y para la solución

Se puede observar en ambos gráficos que únicamente existe torsión, la cual se castigará con un factor de 0.75 como contempla la Norma en la tabla N°9 de Irregularidades Estructurales en planta.

- **Esquina entrante:** Según la Norma E030 -2018 :

La estructura es irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores al 20 % de la correspondiente dimensión total en planta. Sin embargo, no existe ninguna esquina entrante en el caso de estudio dada la forma de la edificación (p.18).

Figura 59. Inexistencia de esquinas entrantes

- **Discontinuidad de diafragma:** Para que haya discontinuidad en diafragma se debe verificar que el área de las aberturas debe ser mayor al 50% del área total del diafragma. Siendo el caso más desfavorable de entre todos los pisos, el siguiente:

Área total: 267.9 m²

Área hueca: 31.9 m²

Área hueca < 50% área bruta

Para el caso en estudio no hay irregularidad por discontinuidad de diafragma.

- **Sistemas no paralelos:** Según se menciona en la Norma E030-2018:

Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso (p.18).

No existen sistemas no paralelos en el caso en estudio ya que los ejes de los pórticos y/o muros portantes no forman ángulos mayores a 30° .

8.3.4 Resumen de Irregularidades

Tabla 24. Resumen de Irregularidades

Altura	X-X	Y-Y
Irregularidad Rigidez Piso Blando	Sin irregularidad	Sin irregularidad
Irregularidad Resistencia Piso debil	Sin irregularidad	Sin irregularidad
Irregularidad extrema de Rigidez	Sin irregularidad	Sin irregularidad
Irregularidad extrema de Resistencia	Sin irregularidad	Sin irregularidad
Irregularida de Masa	Sin irregularidad	
Irregularidad Geometrica Vertical	Sin irregularidad	Sin irregularidad
Discontinuidad en los sistemas Resistentes	Sin irregularidad	Sin irregularidad
Discontinuidad extremas en los sistemas Resistentes	Sin irregularidad	Sin irregularidad
Planta	X-X	Y-Y
Torsional	0.75	0.75
Torsional extrema	Sin irregularidad	Sin irregularidad
Esquina Entrante	Sin irregularidad	Sin irregularidad

Discontinuidad de Diafragma	Sin irregularidad	
Sistemas no paralelos	Sin irregularidad	Sin irregularidad

Según la Norma E – 030-2018; el factor I_a se determinará como el menor de los valores de la Tabla 24 correspondiente a las irregularidades en altura en las dos direcciones de análisis. El factor I_p se determinará como el menor de los valores de la Tabla 24 correspondiente a las irregularidades estructurales en planta en las dos direcciones de análisis. Si al aplicar las Tablas correspondientes se obtuvieran valores distintos de los factores I_a y/o I_p para las dos direcciones de análisis, se deberá tomar para cada factor el menor valor entre los obtenidos para las dos direcciones. Es decir:

El coeficiente de reducción de las Fuerzas Sísmicas en la dirección X-X:

$$R = R_0 \times I_a \times I_p$$

$$R = 6 \times 1 \times 0.75$$

$$R=4.5$$

El coeficiente de reducción de las Fuerzas Sísmicas en la dirección Y-Y:

$$R = R_0 \times I_a \times I_p$$

$$R = 6 \times 1 \times 0.75$$

$$R= 4.5$$

8.4 Análisis Dinámico

8.4.1 Conceptos Generales

Porcentaje de Participación de las Masas

El porcentaje de participación de las masas para cada modo de vibración está determinado de la siguiente manera :

$$r_i = \frac{\sum M * X_i}{\sum M * X_i^2} \quad w = \frac{2\pi}{T}$$

$$T_{x-x} = 0.364 \text{ seg.}$$

$$T_{y-y} = 0.337 \text{ seg.}$$

$$S_d = \frac{S_a}{w^2} * 10^2$$

- ✓ W: velocidad angular
- ✓ T: periodo de vibración
- ✓ Sa: aceleración espectral
- ✓ Sd: Desplazamiento espectral (cm)

Cortante en la Base según la Norma E-030

Además, se calculará aceleraciones, fuerzas en cada piso y fuerzas cortantes entrepiso:

$$\text{Aceleración: } \ddot{u} = S_a * r_i * x_i$$

$$\text{Fuerzas: } F = m * \ddot{u}$$

Para las fuerzas cortantes de los cinco pisos se aplicará lo siguiente:

$$V_5 = F_5$$

$$V_4 = F_5 + F_4$$

$$V_3 = F_5 + F_4 + F_3$$

$$V_2 = F_5 + F_4 + F_3 + F_2$$

$$V_1 = F_5 + F_4 + F_3 + F_2 + F_1$$

Desplazamientos Absolutos

Para el cálculo de los desplazamientos absolutos consideraremos la siguiente fórmula:

$$y_i = S_d * r_i * X_i$$

$$\text{Desplazamiento relativo} = y_i - y_{i-1}$$

Desplazamientos Relativos y Distorsiones

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,85 R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico. Para el cálculo

de los desplazamientos laterales no se considerarán los valores mínimos de C/R ni el cortante mínimo en la base. (Norma E030, 2018)

8.4.2. Verificaciones

Verificación de masa

Como aplicaciones de buen uso de diseño se verifica que la masa este dentro de una ratio de 0.8-1.20 ton/ m², como se muestra a continuación:

Tabla 25. Verificación de masa

Piso	Diafragma	Masa	Área(m ²)	Verificación de Masa(ton/m ²)
		ton		
PISO 1	D1	341.71	317.11	1.08
PISO 2	D2	241.15	245.1	0.98
Story3	D3	240.77	245.1	0.98
PISO 4	D4	240.77	245.1	0.98
PISO 5	D5	183.49	249.3	0.74

Fuerzas y verificación de las cortantes mínimas en la base

Una vez realizado el análisis dinámico se obtuvieron las siguientes respuestas máximas de fuerzas cortantes. La Norma E.030 en su inciso 4.6.4 señala que la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado en el análisis estático para estructurales regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares. De no cumplir con esta condición será necesario escalar todas fuerzas obtenidas para obtener las fuerzas de diseño. En nuestro caso, para una estructura irregular se tiene:

Tabla 26. Verificación de las cortantes mínimas en la base

	Dirección x-x	Dirección y-y
V dinámico (ton)	172.26	155.68
V estático (ton)	312.00	312.00
%V dinámico/V estático	55.21%	49.90%

Como se observa en ambos casos se tiene que encontrar un factor de escala pues dado que nuestra estructura es irregular el V dinámico/ V estático debería de superar el 90%. Por lo que se debe mayorar las fuerzas de las diferentes combinaciones para su respectivo diseño.

$$\text{Factor de escala } X - X \leftrightarrow f = 1.63$$

$$\text{Factor de escala } Y - Y \leftrightarrow f = 1.80$$

Determinación de desplazamientos laterales

Para calcular los desplazamientos laterales, según lo estipula la Norma E.030 en su capítulo 5, se multiplican por $0.85 \times R = 0.85 \times 4.5$ los desplazamientos obtenidos como respuesta máxima elástica del análisis dinámico por ser una estructura irregular. Esto se hace para estimar los efectos de la incursión en el rango inelástico de la estructura durante un sismo severo.

- Derivas en la dirección x-x:

Tabla 27. Derivadas en la dirección X-X

Piso	Dirección	Drift	Deriva
Piso 5	X	0.001335	0.00510638
Piso 4	X	0.001463	0.00559598
Piso 3	X	0.001362	0.00520965
Piso 2	X	0.00095	0.00363375
Piso 1	X	6.30E-05	0.00024098

- Derivas en la dirección y-y:

Tabla 28. Derivas en la dirección Y-Y

Piso	Dirección	Drift	Deriva
Piso 5	Y	0.001228	0.0046971
Piso 4	Y	0.001257	0.00480803
Piso 3	Y	0.001124	0.0042993
Piso 2	Y	0.000682	0.00260865
Piso 1	Y	6.10E-05	0.00023333

Verificación de Derivas:

Según la norma E-030 los límites para la distorsión del entrepiso para un material predominante de concreto armado es 0.007.

- Para x-x:

La mayor deriva de entrepiso es $0.0065 < 0.007$ por lo que la deriva si cumple con la norma.

- Para y-y

La mayor deriva de entrepiso es $0.00565 < 0.007$ por lo que la deriva si cumple con la norma.

8.4.3 Desplazamientos absolutos de entrepiso

Tabla 29. Desplazamientos absolutos de entrepiso en la dirección X-X

	X-X (cm)		
	Derivas	Deplaz. Rel	Desplaz. Abs
5	0.0051	1.3787	5.3496
4	0.0056	1.5109	3.9709
3	0.0052	1.4066	2.4600
2	0.0036	0.9811	1.0534
1	0.0002	0.0723	0.0723

Tabla 30. Desplazamientos absolutos de entrepiso en la dirección Y-Y

	Y-Y (cm)		
	Derivas	Deplaz. Rel	Desplaz. Abs
5	0.0047	1.2682	4.5015
4	0.0048	1.2982	3.2333
3	0.0043	1.1608	1.9351
2	0.0026	0.7043	0.7743
1	0.0002	0.0700	0.0700

8.4.4. Separación entre edificios

Según la Norma E030-2018, toda estructura debe estar separada de otra, desde el nivel del terreno natural, una distancia mínima “s” para evitar el contacto sísmico. Teniendo las siguientes consideraciones:

- “Esta distancia no será menor que los $\frac{2}{3}$ de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes” (p.27).
- “No será menor que: $s = 0,006 h \geq 0,03 \text{ m}$, h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el último nivel” (p.27).
- “El edificio se retirará de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, distancias no menores de $\frac{2}{3}$ del desplazamiento máximo calculado, ni menores que $s/2$ si la edificación existente cuenta con una junta sísmica reglamentaria” (p.27).
- “En caso de que no exista la junta sísmica reglamentaria, el edificio deberá separarse de la edificación existente el valor de $s/2$ que le corresponde más el valor $s/2$ de la estructura vecina” (p.27).

La más crítica de todas las condiciones presentadas conocidas es: $s = 0,006 h \geq 0,03 \text{ m}$; $s = 0,006 \times 12,25 = 0,0735 \text{ m} \geq 0,03 \text{ m}$; $S = 8 \text{ cm}$; $s/2 = 4 \text{ cm}$

9 CAPÍTULO: ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA

La norma E030 vigente especifica en su artículo 4.7 que adicionalmente al análisis estático de fuerzas equivalentes y análisis dinámico modal espectral se puede utilizar el análisis sísmico tiempo - historia. Para ello se debe contar con un mínimo de 3 registros históricos, para este estudio se eligió los sismos de los años 1966,1970 y1974. Los registros mencionados software se han escalado con la ayuda del computacional SeismoMatch en base al espectro de diseño calculado con $R=1$. En la siguiente figura se puede apreciar los registros escalados en sus dos componentes ortogonales cada registro (Este-Oeste y Norte-Sur).

Figura 60. Registros escalados

Procedimiento de ajuste espectral

Figura 61. Procedimiento de ajuste espectral

La norma específica que el promedio de los valores espectrales SRSS obtenidos para los distintos juegos de registros no debe ser menor que la ordenada correspondiente del espectro de diseño, calculada con $R = 1$. Este criterio se debe aplicar en el intervalo de $0.2T$ hasta $1.5T$, para este caso se tiene el valor del periodo fundamental de la estructura 0.364 segundos. Por lo que el intervalo de análisis es de $0.0728s$ hasta $0.546s$. Para cumplir con esta exigencia se presenta una gráfica comparativa.

Figura 62. Gráfica comparativa entre el promedio y R=1 que justifique convergencia

Como se puede apreciar en la gráfica el promedio de los valores espectrales SRSS se encuentra por encima del espectro de diseño calculado con $R=1$; presentando convergencia. Con estos registros escalados se realiza el análisis sísmico tiempo historia con la ayuda del software computacional ETABS 2016. Esto con la finalidad de cumplir con las exigencias de la norma E030 vigente. Cabe mencionar que en este análisis se consideró 2 casos de carga dinámica por registro. Es decir, mientras la componente de aceleración Este-Oeste actúa en la dirección X-X la componente de Norte-Sur actúa en la dirección Y-Y. En la siguiente figura se muestran los resultados (derivadas) del análisis en las dos direcciones.

Tabla 31. Resultado de derivas para ambas direcciones (Análisis Tiempo-Historia)

SISMO	NIVEL	DERIVA X-X		DERIVA POR REG.
		CASO 1	CASO 2	
1966	1	0.000451	0.000294	0.000451
	2	0.00453	0.003836	0.00453
	3	0.006232	0.005361	0.006232
	4	0.006561	0.005855	0.006561
	5	0.00628	0.005396	0.00628
1970	1	0.000415	0.000415	0.000415
	2	0.003065	0.003065	0.003065
	3	0.00519	0.00519	0.00519
	4	0.006014	0.006014	0.006014
	5	0.005961	0.005961	0.005961
1974	1	0.000337	0.00031	0.000337
	2	0.005011	0.004774	0.005011
	3	0.006955	0.006749	0.006955
	4	0.007241	0.007017	0.007241
	5	0.006575	0.006282	0.006575

SISMO	NIVEL	DERIVA Y-Y		DERIVA POR REG.
		CASO 1	CASO 2	
1966	1	0.000215	0.000359	0.000359
	2	0.00229	0.004404	0.004404
	3	0.003876	0.007052	0.007052
	4	0.004459	0.007623	0.007623
	5	0.004377	0.007626	0.007626
1970	1	0.000341	0.000341	0.000341
	2	0.002788	0.002788	0.002788
	3	0.004979	0.004979	0.004979
	4	0.005868	0.005868	0.005868
	5	0.00602	0.00602	0.00602
1974	1	0.000302	0.00029	0.000302
	2	0.004104	0.003522	0.004104
	3	0.006096	0.005713	0.006096
	4	0.006497	0.006275	0.006497
	5	0.006287	0.006038	0.006287

Tabla 32. Resultado de derivas máximas para ambas direcciones

NIVEL	DERIVA	S. PREDOM.
1	0.45‰	1966
2	5.01‰	1974

NIVEL	DERIVA	S. PREDOM.
1	0.36‰	1966
2	4.40‰	1966

3	6.96‰	1974
4	7.24‰	1974
5	6.58‰	1974

3	7.05‰	1966
4	7.62‰	1966
5	7.63‰	1966

Con respecto al tratamiento de resultados del análisis sísmico tiempo historia la norma E030 especifica que en caso de usarse menos de siete juegos registros de movimiento del suelo los resultados obtenidos (desplazamientos, fuerzas de diseño y deformaciones) serán evaluados a partir de los máximos valores obtenidos de todos los análisis. Por ello, las derivas presentadas en las gráficas fueron tomadas como el máximo de los casos de carga para cada nivel. Asimismo, la norma específica que las derivas obtenidas en el análisis sísmico tiempo historia no deben exceder 1.25 veces 0.007 (8.75‰). Como se puede apreciar los resultados obtenidos están por debajo de 8.75‰. Por lo tanto, se cumple con las exigencias de la norma E030.

Figura 63. Gráfica de derivas

10 CAPÍTULO: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

El uso de losas aligeradas es común en el entorno constructivo, ya que permiten un ahorro de concreto considerable al usar bloques de relleno, los cual además sirven como encofrados para las viguetas, produciéndose un ahorro también en el encofrado del techo. Dado que las vigas usadas para cubrir el techo se vacían conjuntamente con la losa de manera monolítica, sus secciones toman forma de vigas T, las cuales se denominan “viguetas” como se muestra en la siguiente imagen:

Figura 64. Sección de losa aligerada

Fuente: Harmsen, 2002.

Para el diseño se utilizará el programa ETABS.

10.1 Análisis estructural

Los techos en su mayoría no reciben solicitaciones sísmicas considerables, por lo que la combinación más crítica según la norma E-060 para este caso sería: 1.4CM +1.7 CV. Para el análisis estructural se analizan las fuerzas cortantes y momentos máximos obtenidos.

10.2 Diseño por flexión

Las viguetas se diseñarán como vigas T, por lo que el área de compresión corresponderá al espesor superior de 5 cm de la losa. La cuantía necesaria por flexión (ρ), se calculará usando el programa de diseño ETABS, y el área de acero requerida se obtendrá con el uso de la siguiente formula : $As = \frac{Mu}{\phi fy * b * (d - \frac{a}{2})}$

Según la norma E.060 para el cálculo del acero mínimo positivo para secciones rectangulares, se emplea la siguiente expresión:

$$Asmin (+) = \frac{0.7 \sqrt{f'c} * bw * d}{fy}$$

Reemplazando:

$$Asmin (+) = \frac{0.7 \sqrt{210} * 10 * 17}{4200} = 0.41 \text{ cm}^2$$

Para una losa de 20 cm de espesor, el acero mínimo positivo es de 0.41 cm². Por otro lado, para el acero mínimo negativo será necesario que la resistencia de diseño de la sección sea

por lo menos 1.2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta ($\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$). Según la norma E.060 para secciones rectangulares, se emplea la siguiente expresión:

$$A_{smin} (-) = 1.2 \times \frac{M_{cr}}{\Phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a_{min}}{2})}$$

Donde los valores de 1.2 M_{cr} y a_{min} , se calculan así:

$$1.2 M_{cr} = 1.2 f_r \frac{I_g}{y(+)}$$

$$a_{min} = d - \sqrt{d^2 - \frac{2(1.2 M_{cr})}{\Phi \cdot 0.85 f'_c b w}}$$

Tabla 33. Descripción de variables para cálculo de acero mínimo negativo

Variable	Denominación	Valor
M_{cr}	Momento de agrietamiento	-
A_{min}	Longitud mínima comprimida	-
f_r	Esfuerzo de rotura	$2\sqrt{f'_c}$
I_g	Inercia bruta de la sección	11800 cm ⁴
$Y(-)$	Centroide hacia la capa comprimida	(20- Y_{cg}) cm
Y_{cg}	Centroide la sección "T"	13.21 cm

$$A_{smin} (-) = 1.00 \text{ cm}^2$$

En el artículo 10.3.4 de la norma E.060, se establece que la cuantía de acero máximo en una sección debe ser el 75% de la cuantía balanceada, para tener una falla dúctil. Para las características de concreto y acero antes mencionadas se tiene un acero máximo 1.59% bd.

10.3 Diseño por corte

El concreto soporta el los esfuerzos de corte, dado que las losas aligeradas no llevan estribos. Según la norma E.060, la resistencia de diseño para aligerados es:

$$\phi V_c = 1.1 * \phi 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

La resistencia ϕV_c debe ser mayor a la fuerza cortante última V_u que se obtiene a una distancia “d” medida desde la cara de los apoyos. Caso contrario, se deberán considerar ensanches, con el fin de tener una sección más resistente.

10.4 Refuerzo por contracción y temperatura

La norma E0.60, en su artículo 9.7.2 detalla las cuantías mínimas para controlar la fisuración ocasionada por los posibles cambios volumétrico (expansión y contracción) que sufre el concreto, según la siguiente tabla:

Tabla 34. Cuantías mínimas por contracción y temperatura

Tipo de barra	ρ
Barras lisas	0.0025
Barras corrugadas con $f_y < 4200 \text{ kg/cm}^2$	0.0020
Barras corrugadas o malla de alambre (liso o corrugado) de intersecciones soldadas, con $f_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$	0.0018

Adaptado de Norma E.060

Esta cuantía aplica al área bruta de la sección. El espaciamiento de las barras no debe ser más de 5 veces el peralte de la losa, y tampoco más de 40 cm.

10.5 Corte del refuerzo

El método de los coeficientes propuesto por el ACI plantea el siguiente esquema de carácter práctico y que en la mayoría de casos cumple con los cálculos teóricos:

Figura 65. Corte de refuerzo en viguetas

Extraído del código ACI

10.6 Control de deflexiones

La Norma E.060 en el acápite 9.6.2, proporciona expresiones para calcular el peralte mínimo, que de cumplir dicho valor no es necesario calcular las deflexiones.

Tabla 35. Peraltes mínimos en aligerados y vigas a menos que se calculen las deflexiones

Condiciones de Apoyo				
	Simplemente apoyado	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
h mínimo	1/16	1/18.5	1/21	1/8

Adaptado de Norma E060.

Tabla 36. L máximo para una losa de 20 cm

Es decir, para una losa de 20 cm de espesor se tiene lo siguiente:

L máximo para un h = 20, para obviar deflexiones				
	Simplemente apoyado	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
L	3.20 m	3.70 m	4.20 m	1.60 m

Elaboración propia

10.7 Ejemplo de diseño

Se diseñará una de las viguetas de mayor longitud del techo del semisótano ubicada entre los ejes C y D, la cual se muestra a continuación:

Figura 66. Ejemplo de diseño de Vigueta

Se consideraron las siguientes cargas para el diseño de losas aligeradas:

$$P_p = 0.30 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Piso terminado} = 0.10 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Tabiquería} = 0.10 \text{ ton/m}^2$$

$$CV \text{ semisotano} = 0.25 \text{ ton/m}^2$$

$$W_u = 1.4 (0.5) + 1.7 (0.25) = 1.125 \text{ ton/m}^2$$

$$W_u = 1.125 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 0.4 = 0.45 \text{ ton/m}$$

Figura 67. Ejemplo de diseño de Vigueta cargada por Wu

La figura muestra como a partir del plano de estructuración se puede idealizar una vigueta, la cual tiene siete apoyos a lo largo de su recorrido. Se debe precisar que esta vigueta no cuenta con cargas puntuales.

10.7.1. Diseño por flexión.

Se pudieron obtener los siguientes momentos para el diseño por flexión.

Figura 68. Valores de momentos para losa

Se pueden apreciar momentos positivos de 0.37 ton.m, 0.62 ton.m, 0.59 ton.m y 0.22 ton.m (color amarillo). Por otro lado, se puede visualizar que los momentos negativos más críticos son 0.28 ton.m, 0.75 ton.m, 0.65 ton.m y 0.85 ton.m (color rojo).

Figura 69. Estimación de secciones para losa

A partir de este diagrama, se aprecia la existencia de cinco secciones críticas, a las cuales llamaremos sección A y B para los momentos positivos y 1,2 y 3 para los momentos negativos. A continuación, se presentan los refuerzos escogidos para las secciones críticas:

Tabla 37. Calculo de acero para cada sección

Cuadro Resumen					
Datos	Momentos positivos		Momentos negativos		
	A	B	1	2	3
bw (cm)	10	10	10	10	10
b (cm)	40	40	10	10	10
d (cm)	17	17	17	17	17
Mu (kg*m)	370	620	650	750	850
ρ	0.09%	0.14%	0.64%	0.75%	0.87%
As calculado = $\rho b d$	0.58	0.98	1.09	1.28	1.47
As min = 0.24 % bw d	0.41	0.41	1.00	1.00	1.00
As max = 1.59% bd	10.812	10.812	2.703	2.703	2.703
Refuerzo escogido	1 Φ 3/8	1 Φ 3/8+ 8mm	1 Φ 1/2	1 Φ 1/2	1 Φ 1/2+8mm
As colocado (cm ²)	0.71	1.20	1.27	1.27	1.76
As colocado/As calculado	122%	122%	116%	99%	119%
As colocado/As máximo	7%	11%	47%	47%	65%
a < 5cm	0.42	0.71	2.99	2.99	4.14

El refuerzo longitudinal es de una varilla de 3/8” con refuerzo en la zona central de una varilla de 8mm y una varilla de 1/2” para las secciones con momento negativo. Vale recalcar que para la sección 3, se le incrementa un refuerzo de 8mm.

10.7.2. Diseño por corte.

Se pudo obtener las siguientes fuerzas cortantes para el diseño por corte.

Figura 70. Valores de corte para losa

Se puede apreciar que los valores de las fuerzas cortantes últimas resultan de la medición una distancia “ d ” tomada desde la cara de los apoyos y fluctúan entre 1.00 ton negativo a 1.00 ton positivo aproximadamente. A continuación, se verificará el diseño por corte con la mayor fuerza cortante.

Tabla 38. Verificación por corte para la losa

Corte		
d	17	cm
V _u	350	kg
f _c	210	kg/cm ²
b _w	10	cm
ΦV _c	1221	kg
ΦV _c /V _u	ok	

El máximo cortante que resiste una losa de 20 cm de espesor es de 1221 kg, es decir 1.2 ton siendo el caso del ejemplo de 1.0 ton, el diseño no necesita de ensanches.

10.7.3 Refuerzo por temperatura

Para el cálculo del refuerzo por temperatura, se considera al espesor efectivo de la losa y un metro de ancho de sección. Para barras corrugadas $\rho=0.0018$ dada la tabla 34. A continuación se presenta el cálculo:

$$AsT^{\circ} = 0.0018 \times 100 \times 5 = 0.9 \frac{cm^2}{m}$$

Tomando en cuenta barras de $\frac{1}{4}$ " , que tiene como sección $Ab=0.32 \text{ cm}^2$.

$$s = \frac{0.32 \text{ cm}^2}{0.90 \text{ cm}^2/m} = 35 \text{ cm}$$

Se colocarán barras corrugadas a $\frac{1}{4}$ " cada 25 cm de espaciamiento (por ser más convencional) para refuerzo por temperatura.

10.7.4 Control de deflexiones

El paño más crítico tiene una longitud de 4.75 m de luz libre, y esta entre dos bordes continuos, tiene un valor cercano al especificado en la tabla 36, por lo que se puede decir que cumple con el requerimiento de deflexiones. Sin embargo, de igual forma se realiza el cálculo. Para calcular deflexiones, el momento más crítico debe sobrepasar el momento de agrietamiento.

- Según consideraciones del Ing. Antonio Blanco, se tiene que la carga de servicio es igual a : $0.50 \text{ ton/m}^2 \text{ (CM)} + (50 \%) 0.25 \text{ ton/m}^2 \text{ (CV)} = 0.625 \text{ ton/m}^2$; Carga en servicio = $0.625 \times 0.4 = 0.25 \text{ ton/m}$.

$$M_{max \text{ actuante (más crítico)}} = \frac{0.25 \times 4.75^2}{8} = \mathbf{0.705 \text{ ton.m}}$$

- Se tiene un área de acero de 1.42 cm^2 , con $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$, $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$.
- Se calcula a:

$$a = \frac{As \times f_y}{0.85 \times f_c \times b} = \frac{1.42 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 40} = 0.83 \text{ cm}$$

Se verifica que $a < 5$, que según el Ingeniero Blanco la vigueta trabaja como una viga rectangular de ancho $b=40 \text{ cm}$. A continuación, se realiza la verificación por deflexiones:

- ✓ Se debe verificar que $M_{max\ actuante} > M_{cr}$; para verificar la suposición de que la vigueta se agrieta, se tienen las siguientes expresiones:

$$M_{cr} = \frac{f_r \times I_g}{y_t}$$

Se conoce que: $f_r = 2 \sqrt{f_c} = 28.98 \text{ kg/cm}^2 = 289.80 \text{ ton/m}^2$

Se deduce de la sección de vigueta que:

$$y_t = h - \frac{0.5 \cdot ((b - b_w) \cdot hf^2 + b_w \cdot h^2)}{(b - b_w) \cdot hf + b_w \cdot h}$$

$$I_g = \frac{(b - b_w) \cdot hf^3}{12} + \frac{b_w \cdot h^3}{12} + (b - b_w) \cdot hf \cdot (h - \frac{hf}{2} - y_t)^2 + b_w \cdot h \cdot (y_t - \frac{h}{2})^2$$

Se consideran los siguientes datos conocidos:

Figura 71. Variables para el análisis del control de deflexiones de una vigueta.

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$hf = 5 \text{ cm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$b_w = 10 \text{ cm}$$

$$d = 17.05 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 9.1$$

$$A_s(\text{colocado}) = 1.42 \text{ cm}^2$$

Se colocan dos varillas de 3/8 pulgada por cuestiones constructivas y comerciales. Representan un área de 1.42 cm².

$$y_t = 20 - \frac{0.5 \cdot ((40 - 10) \cdot 5^2 + 10 \cdot 20^2)}{(40 - 10) \cdot 5 + 10 \cdot 20} = 13.21 \text{ cm}$$

$$I_g = \frac{(40 - 10) \cdot 5^3}{12} + \frac{10 \cdot 5^3}{12} + (40 - 10) \cdot 5 \cdot \left(20 - \frac{10}{2} - 13.21\right)^2 + 10 \cdot 5 \cdot \left(13.21 - \frac{20}{2}\right)^2$$

$$= 11800.60 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{28.98 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 11800.60 \text{ cm}^4}{13.21 \text{ cm}} = 25888.07 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 0.258 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{max actuante}} > M_{cr}$$

0.705 ton.m > 0.258 ton.m ; se corrobora que la sección de la vigueta se agrieta.

- ✓ De corroborado lo anterior se calcula la Inercia para la sección agrietada sin armadura de compresión:

$$I_{cr} = \frac{(b - bw) \cdot hf^3}{12} + \frac{bw \cdot kd^3}{3} + (b - bw) \cdot hf \cdot \left(kd - \frac{hf}{2}\right)^2 + n \cdot A_s \cdot (d - kd)^2$$

Dónde :

$$kd = \frac{\sqrt{C(2d + hf \cdot f) + (1 + f)^2} - (1 + f)}{C}$$

$$C = \frac{bw}{n \cdot A_s} = 0.77 \quad f = \frac{hf \cdot (b - bw)}{n \cdot A_s} = 11.61$$

$$\text{Reemplazando: } kd = \frac{\sqrt{C(2d + hf \cdot f) + (1 + f)^2} - (1 + f)}{C}$$

$$kd = \frac{\sqrt{0.77 \cdot (2(17.05) + 5 \cdot 11.61) + (1 + 11.61)^2} - (1 + 11.61)}{0.77} = 3.312$$

$$I_{cr} = \frac{(40 - 10) \cdot 5^3}{12} + \frac{10 \cdot 3.312^3}{3} + (40 - 10) \cdot 5 \cdot \left(3.312 - \frac{5}{2}\right)^2$$

$$+ 9.1 \cdot 1.42 \cdot (17.05 - 3.312)^2 = 2971.30 \text{ cm}^4$$

- ✓ Cálculo de deflexión instantánea:

$$\delta(D + L) = \frac{5 \cdot (w \text{ serv}) \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{cr}}$$

$$\delta(D + L) = \frac{5 \cdot \left(2.5 \frac{kg}{cm}\right) \cdot (475 \text{ cm})^4}{384 \cdot (15000 \sqrt{210} \text{ kg/cm}^2) (2971.30 \text{ cm}^4)} = 2.57 \text{ cm}$$

- ✓ Se calcula la deformación diferida según acápite 9.6.2.5 de la Norma Técnica de Concreto Armado.

$$\lambda \Delta = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

Se considera $\xi = 2$ para cargas sostenidas igual o mayor a 5 años. Y se considera $\rho' = 0$ por no tener cunúa a compresión.

$$\lambda \Delta = 2$$

$$\delta \text{ diferida} = 2 \cdot \delta(D + L) = 2 \times 2.57 \text{ cm} = 5.14 \text{ cm}$$

- ✓ Límites Normativos para deflexiones inmediatas máximas admisibles: Se considera deflexiones máximas admisibles de $l/180 = 2.638 \text{ cm}$, según Norma E060, toda vez que el techo no soporta elementos no estructurales propensos a sufrir daños por grandes deflexiones. Por lo tanto, se comprueba que el diseño de losa más crítico cumple con verificación por deflexiones.

10.7.5 Corte de refuerzo final para el diseño

Se compararon el método de diseño de los coeficientes utilizados por el ACI y el corte de diseño teórico calculado siendo estos similares. Por ejemplo, uno de los seis tramos que se ubica entre los ejes 5 y 4; y B y C de la vigueta que se utilizó como ejemplo de diseño el valor del momento en uno de los extremos llega aproximadamente a 1.18 m a partir de la luz libre y del otro lado a 0.8 m de la luz libre; por lo que tomando el criterio de mayor confiabilidad el corte queda dibujado de la siguiente manera:

Figura 72. Corte de refuerzo final para el diseño de vigueta

Figura 73. Verificación de longitudes teóricas de refuerzo según ETABS

El cálculo del resto de paños de losa para los diferentes pisos de encofrado, se realizan usando el mismo procedimiento del ejemplo anterior. Se tienen 5 viguetas continuas diseñadas para el encofrado del semisótano. Se tienen 11 viguetas continuas diseñadas para el encofrado del primer, segundo y tercer nivel ; y se tienen 9 viguetas continuas diseñadas para el encofrado del cuarto nivel. Se puede apreciar el diseño final en el Anexo 5 ; ya que sería repetitivo tabular y diseñar cada una de las viguetas. Sin embargo, se han realizado de acuerdo a la Norma E060 y bajo hojas de cálculo que acompañan virtualmente la tesis. Los demás tramos se podrán visualizar claramente en el Anexo de Planos Estructurales.

11 CAPÍTULO: DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

11.1 Análisis estructural

Para el diseño de este tipo de losas utilizaremos el método de elementos finitos FEM avalado por la Norma E060. Este análisis se aplicará mediante el programa ETABS. La combinación de cargas más desfavorable en las losas macizas es 1.4CM+1.7CV como en el caso de losas aligeradas. Los resultados se obtienen por 1 metro de ancho y se toman en cuenta para el diseño el diagrama de fuerzas cortantes y momentos flectores.

11.2 Diseño por flexión

Se utilizará la siguiente fórmula para encontrar el área de acero requerido:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y * b * (d - \frac{a}{2})}$$

Después de calculado el área de acero necesario para flexión, se calcula el espaciamiento:

$$s = \frac{A_b}{A_s}$$

Acero mínimo: La cuantía mínima por contracción y temperatura en losas macizas es de 0.0018 según Norma. Por lo que, el acero mínimo para losas macizas es:

$$A_{s \min} = 0.0018 b h$$

b: ancho de la sección

h: peralte de losa

En sus artículos 9.7.3 y 9.8.1, la Norma E060 indica que para losas macizas el espaciamiento de las barras no debe ser mayores a 3 veces el peralte de la losa, ni más de 40 cm. El refuerzo se distribuye en dos capas. De igual forma, que en losas aligeradas el área de acero máximo es 1.59% de bd.

11.3 Diseño por corte

La resistencia de diseño para losas macizas es:

$$\phi V_c = \phi 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

Se debe comprobar que el aporte del concreto ϕV_c sea mayor que la resistencia última V_u .

11.4 Deflexiones para losas macizas en una dirección

La Norma E.060 en el acápite 9.6.2.1 dependiendo de las condiciones de apoyo, proporciona valores de peralte mínimo para los cuales no es necesario calcular deflexiones para losas macizas en una dirección.

Tabla 39. Peralte mínimo para losas en una dirección

Condiciones de Apoyo				
	Simplemente apoyado	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
h mínimo	1/20	1/24	1/28	1/10

Para el caso en estudio, cumple con la verificación de deflexiones por peralte mínimo.

11.5 Ejemplo de diseño

A modo de ejemplo se diseñará la losa maciza en dos direcciones, que cargará el peso del tanque elevado en el último piso.

Metrado de cargas :

- $CM = 100 \text{ kg (piso terminado)} + 480 \text{ kg (peso propio)} = 580 \text{ kg}$
- $CV = 100 \text{ kg (azotea)} + 1000 \text{ kg (peso de agua en tanque elevado)} = 1100 \text{ kg}$
- $1.4 CM + 1.7 CV = 1.4 \times (580) + 1.7 \times (1100) = 2682 \text{ kg}$

Se muestra el siguiente modelo estructural de losa del método FEM de elementos finitos :

Figura 74. Losa maciza extraída del programa Etabs

11.5.1 Diseño por flexión

Para la dirección X-X, se tienen los siguientes valores de la losa maciza en dos direcciones:

Figura 75. Momentos de losa maciza en X-X

Para la dirección Y-Y, se tienen los siguientes valores de la losa maciza en dos direcciones:

Figura 76. Momentos de losa maciza en Y-Y

Los momentos positivos en ambas direcciones son de similar magnitud, tomaremos como valor de momento para diseñar en la dirección X-X, 1.015 ton.m y en la dirección Y-Y, 1.07 ton.m. Para el momento negativo se tomará en ambas direcciones 0.66 ton.m

- Se calcula el acero mínimo por contracción y temperatura: $A_s \min = 0.0018 \times b \times h = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m}$
- La gran cantidad de carga está en la zona central de la losa, como se puede apreciar en los diagramas de momentos extraídos del análisis estructural. A continuación, se puede apreciar el cálculo de acero, vale recalcar que en todos los casos cumple con el mínimo establecido en la norma.

Tabla 40. Cuadro resumen de cálculo de acero

Cuadro Resumen			
	Dirección X-X $A_s +$	Dirección Y-Y $A_s +$	$A_s -$
h	20	20	20
b (cm)	100	100	100
d (cm)	17	17	17
Mu (ton.m)	1.015	1.07	0.66
ρ	0.09%	0.10%	0.06%
$A_s \text{ calculado} = \rho b d$	1.59	1.69	1.04
$A_s \min = 0.0018 b h$	3.6	3.6	3.6
$A_s \max = 1.59\% b d$	27.03	27.03	27.03
Refuerzo escogido	1 Φ 3/8	1 Φ 3/8	1 Φ 3/8
$A_b \text{ (cm}^2\text{)}$	0.71	0.71	0.71
$S \text{ calc} = A_b / A_s \text{ (cm)}$	19.72	19.72	19.72
S escogido (cm)	20.00	20.00	20.00
$A_s \text{ colocado (cm}^2/\text{m)}$	3.55	3.55	3.55
$A_s \text{ colocado} / A_s \text{ calculado}$	99%	99%	99%
$A_s \text{ colocado} / A_s \text{ máximo}$	13%	13%	13%

11.5.2 Verificación por corte.

$$\phi V_c = \phi 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

La resistencia es de

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 17$$

$$\phi V_c = 11.1 \text{ ton}$$

Siendo la resistencia $V_u = 1.7 \text{ ton}$ la mayor para ambas direcciones, se puede decir que cumple con la verificación por corte. En el siguiente esquema se muestra el diseño final de la losa maciza. Se puede apreciar de mejor manera en el anexo de Planos Estructurales.

Figura 77. Diseño final de losa

El cálculo del resto de paños de losas macizas para los diferentes pisos de encofrado, se realizan usando el mismo procedimiento del ejemplo anterior. Se tiene 1 losa maciza en el encofrado del semisótano entre los ejes 6 y C, pues así lo amerita la arquitectura. Se tiene losas macizas en los ejes 3 y 4 y B y C para los encofrados de los pisos 1,2 y 3 y una losa maciza en el cuarto piso para el tanque elevado entre los ejes 3 y 4 ; C y D. Todas estas losas se han diseñado como macizas obedeciendo a la relación de la proporción de sus lados. Se puede apreciar el diseño final en el Anexo 5 ; ya que sería repetitivo tabular y diseñar cada una de las losas. Sin embargo, se han realizado de acuerdo a la Norma E060 y bajo hojas de cálculo que acompañan virtualmente la tesis.

12 CAPÍTULO: DISEÑO DE VIGAS

Antonio Blanco, en su libro Estructuración y Diseño de Edificaciones de concreto armado menciona que las vigas son elementos sometidos a cargas perpendiculares a su plano y por tal motivo ocasionan esfuerzos de flexión y cortante. Dado esto, se analizará diseño por flexión y por cortante por separado.

12.1 Análisis Estructural

El modelamiento de las vigas es parte de los pórticos, siendo un elemento que soporta sismo. Las combinaciones según Norma E-060, son :

$$U= 1.4 CM + 1.7 CV$$

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

$$U= 1.25 (CM + CV) - CS$$

$$U=0.9 CM + CS$$

$$U=0.9 CM - CS$$

El modelo estructural definido en el Etabs nos arroja los valores de momentos y cortantes para cada elemento, los cuales tienen que ser escalados dada la cortante mínima en la base. De las diferentes combinaciones de cargas de gravedad y sísmicas se obtendrá una envolvente con los valores para el diseño.

12.2 Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se considera las siguientes hipótesis:

- La distribución de esfuerzos unitarios en la sección transversal es plana, por lo que se cumple la hipótesis de Navier. Las deformaciones en el refuerzo y en el concreto se suponen directamente proporcionales a la distancia del eje neutro.
- La resistencia a la tracción del concreto es muy baja que se desprecia.
- La deformación unitaria máxima utilizable del concreto ϵ_{cu} , en la fibra extrema en compresión se considera 0.003.
- Se conoce la distribución de esfuerzos en la zona de compresión del elemento.

12.2.1 Ecuaciones para diseño a flexión

Se denomina:

d: peralte efectivo del elemento

ρ : cuantía de acero

b: ancho del bloque comprimido

A_s : Área de acero en tracción

c: profundidad del eje neutro

a: profundidad del bloque comprimido rectangular equivalente

$$\text{Se define la cuantía como } \rho = \frac{A_s}{b * d}$$

Por equilibrio: Fuerza de Compresión = Fuerza de Tracción

$$0.85 * f'_c * b * a = A_s * f_y$$

Dónde:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$\text{Ecuacion I: } a = \frac{\rho * d * f_y}{0.85 * f'_c}$$

Igualando momentos:

$$\text{Ecuacion II: } M_u = (0.85 * f'_c * b * a) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\text{Ecuacion III: } M_u = (A_s * f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Reemplazando I en II y definiendo:

$$w = \frac{\rho * f_y}{f'_c}$$

Además, teniendo en cuenta $\Phi=0.9$

$$Mu = \Phi * f'c * b * d^2 * w * (1 - 0.59w)$$

Obteniendo “w” se puede obtener la cuantía de acero de refuerzo y luego el As.

Determinación del límite balanceado

$$As_{min} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c} * bd}{fy}$$

$$As_{máx} = 0.75 * \rho \text{ (bal)} * b * d$$

$$\rho \text{ (bal)} = \frac{0.85 * f'c * \beta_1}{fy} * \frac{6000}{6000 + fy}$$

$$\text{Donde: } \beta_1 = 0.85$$

$$As_{min} = 0.24\%bd$$

$$As_{máx} = 1.59\%bd$$

12.2.2 Requisitos para elementos que resisten sismo

Antonio Blanco en su libro Estructuración y Diseño de Edificaciones de concreto armado menciona que para elementos que resisten sismo se tendrá en cuenta:

- Debe haber refuerzo continuo a lo largo de la viga, constituida por dos barras a más, en la cara superior e inferior. Con un área no menor a la admisible.
- Todas las barras que anclen en columnas extremas terminaran en ganchos estándar.
- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo (extremo inferior del tramo) no será menor que un tercio de la resistencia a momento negativo en la misma cara del nudo (extremo superior)

Figura 78. Requisitos para elementos que resisten sismo

Fuente: Blanco 1994

Figura 79. Detalle de acero superior e inferior

Fuente: Blanco 1994

12.3 Corte de Refuerzo

Los artículos 12.10, 12.11 y 12.12 de la Norma E060 vigente exige una serie de requerimientos para el corte del refuerzo. Los cuales son:

- El refuerzo se debe extender, más allá del punto en el que ya no es necesario para resistir flexión, una distancia igual a d ó $12d_b$, la que sea mayor, excepto en los apoyos de vigas simplemente apoyadas y en el extremo libre de los voladizos.
- Cuando existan dos o más bastones, el refuerzo que continúa deberá tener una longitud de anclaje mayor o igual a la longitud de desarrollo más allá del punto donde el refuerzo que se ha cortado o doblado no es necesario por cálculo.

- Por lo menos 1/3 del refuerzo para momento positivo se debe prolongar a lo largo de la misma cara del elemento hasta el apoyo. En las vigas, dicho refuerzo se debe prolongar por lo menos 15 cm dentro del apoyo.

El método de los coeficientes, propuesto por el ACI plantea el siguiente esquema de carácter práctico y que generalmente cumple con los requisitos teóricos:

Figura 80. Corte de refuerzo en vigas

12.4 Diseño por corte

La Norma Técnica Peruana E-060 de concreto armado menciona que el diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante parte de la siguiente expresión:

Ecuación I

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde V_u es la resistencia última por corte en la sección analizada y V_n es la resistencia nominal.

La resistencia nominal V_n estará conformada por la contribución del concreto V_c y por la contribución del acero V_s de tal forma que:

Ecuación II

$$V_n = V_c + V_s$$

El aporte del concreto se calcula de la siguiente manera:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

La Norma E.060 en su artículo 11.5.7.2. especifica que el aporte del acero se calcula de la siguiente manera:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

A_v es el área de refuerzo por corte dentro del desplazamiento s . Donde el área A_v es dos veces el área de la barra A_b .

De la ecuación I y II podemos concluir que:

$$\Phi(V_c + V_s) \geq V_u$$

Donde V_u es el cortante ultimo de diseño, calculado a una distancia de “ d ” medida desde la cara de los apoyos. Lo que se pretende es hallar la resistencia requerida V_s .

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi} - V_c$$

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

La Norma E.060 en su artículo 11.5.7.9 menciona que en ningún caso V_s es mayor a $2.1 * \sqrt{f'c} * b_w * d$. Otazzi menciona que esta consideración busca contralar fisuras por servicio y evitar fallas por compresión.

La norma E.060 en sus artículos 11.5.5.1 y 11.5.5.3 aclara los límites para el espaciamiento del refuerzo de cortante de la siguiente manera:

$$s_{max} = \frac{d}{2} \text{ ó } 60 \text{ cm; si } V_s \leq 1.1 \sqrt{f'c} b_w * d$$

$$s_{max} = \frac{d}{4} \text{ ó } 30 \text{ cm; si } V_s > 1.1 \sqrt{f'c} b_w * d$$

Además, el artículo 11.5.6.2. de la Norma E.060 menciona que si $\Phi V_c > V_u$; no se requieren estribos, pero si $V_u > 0.5\Phi V_c$, se requiere un refuerzo mínimo, tomándose el menor de los siguientes valores:

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{A_v f_y}{0.2 \sqrt{f'_c} b w}$$

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{A_v f_y}{3.5 b w}$$

Si $V_u < 0.5 \phi V_c$; se requieren estribos mínimos de montaje.

12.5 Disposiciones del capítulo 21 de la norma E060.

La sección 21.4.3. de la Norma E.060 presenta las disposiciones especiales para el diseño sísmico por corte para vigas correspondientes a edificaciones con sistema de muros estructurales. La fuerza cortante de diseño V_u de las vigas que resistan efectos sísmicos, no debe ser menor que el menor valor obtenido de:

- La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales (M_n) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad tributarias amplificadas.
- El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño $U = 1,25 (CM + CV) \pm CS$; $U = 0,9 CM \pm CS$ con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2,5
- Estas disposiciones se resumen en el siguiente esquema:

Figura 81. Fuerza cortante de diseño en Vigas

Tomado de Norma 060

Se tomarán en cuenta algunas consideraciones para el diseño por corte de las vigas:

- En los dos extremos deben colocarse estribos de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento hacia el centro.

El primer estribo confinado debe estar situado a no más de 10 cm de la cara del apoyo.

- El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor valor de:
 - $d/4$
 - 10 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
 - 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
 - Los estribos deben estar espaciados a no más de 0.5 d.

Estas disposiciones se resumen en el siguiente esquema:

Figura 82. Disposiciones para el diseño sísmico por corte según la Norma E.060 (Blanco, 1994)

12.6 Control de deflexiones.

La Norma E.060 en el acápite 9.6.2 dependiendo de las condiciones de apoyo, proporciona valores de peralte mínimo de viga para el cual no es necesario calcular deflexiones.

Tabla 41. Peraltes mínimos en aligerados y vigas a menos que se calculen las deflexiones

Condiciones de Apoyo			
Simplemente apoyado	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo

12.7 Control de Fisuración

La Norma E060 en su acápite 9.9.3. menciona lo siguiente “El refuerzo de tracción por flexión deberá distribuirse adecuadamente en las zonas en tracción máxima del elemento para controlar el ancho de las grietas por flexión. Su distribución y esfuerzo bajo condiciones de servicio deberá ser tal que permita obtener un valor del parámetro Z menor o igual que 26 KN/mm. El parámetro Z se calculará mediante”:

$$Z = fs \sqrt[3]{dc \text{ Act}}$$

$$\text{Dónde: } fs = \frac{Ms}{0.9 dAs} ; \text{ Act} = \frac{2Ysb}{N^{\circ}barras}$$

Conceptualizando algunos términos, tenemos:

fs= Esfuerzo en el acero (kg/cm²)

dc= Recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en

tracción hasta centro de la barra de refuerzo más cercana a esa fibra (cm)

Act= Área efectiva del concreto en tracción (cm²)

Ms= Momento flector en condiciones de servicio (kg-cm)

d= Peralte efectivo de la sección (cm)

As= Área total del refuerzo principal de tracción por flexión (cm²)

ys= Centroides del refuerzo principal de tracción por flexión (cm)

b= Ancho de la sección (cm)

12.8 Empalmes

Para vigas sin responsabilidad Sísmica

- Para barras superiores empalmar en la parte central.
- Para barras inferiores empalmar en la parte cercana a los apoyos.

Para vigas con responsabilidad Sísmica

- Para barras superiores empalmar en la parte central.
- Para barras inferiores empalmar entre la parte central y los apoyos, ya que la carga sísmica aumente los momentos positivos en los extremos.

12.9 Ejemplo de Diseño.

A modo de ejemplo se diseñará la viga V02 que se encuentra en el techo del tercer piso, por ser la más crítica. La cual se muestra a continuación:

Figura 83. Viga V02- Primer piso (piso típico)

12.9.1 Diseño por flexión

A partir del análisis estructural realizado en el programa Etabs, se obtuvo la envolvente de las combinaciones según inciso 11.1 de esta investigación.

Figura 84. Envolvente de momentos

Se asignaron cinco secciones para el caso en estudio:

Figura 85. Secciones según valores de envolvente de momentos

Analizando con los valores máximos, correspondientes a las secciones A, B, C y D tenemos:

Tabla 42. Cuadro resumen de cálculo de acero por diseño a flexión

Cuadro Resumen				
	A	B	C	D
b (cm)	25	25	25	25
h (cm)	55	55	55	55
d(cm)	49	49	49	49
Mu (ton.m)	22.8	9.7	27.8	15.8
w	0.23	0.09	0.30	0.15
ρ	1.17%	0.45%	1.49%	0.77%
As calculado (cm ²)	14.27	5.53	18.20	9.38
As min(cm ²)	2.96	2.96	2.96	2.96
As max(cm ²)	19.52	19.52	19.52	19.52
Refuerzo escogido	2 Φ 1"+2 Φ 3/4"	2 Φ 3/4"	2 Φ 1"+3 Φ 3/4"	2 Φ 1"
As colocado(cm ²)	15.84	5.70	18.69	10.14
As colocado/As calculado	111.0%	103.0%	102.7%	108.1%
As colocado/As max	81.1%	29.2%	95.7%	51.9%

Se muestra un esquema con el refuerzo calculado por flexión:

Figura 86. Esquema del refuerzo calculado por flexión para la viga del ejemplo

Después de ello, se verifica los requerimientos de la Norma E.060 para el diseño sísmico. Tenemos:

$$As1(-) = 15.84 \text{ cm}^2$$

$$As2(-) = 10.14 \text{ cm}^2$$

$$As3(-) = 18.69 \text{ cm}^2$$

$$As1(+) = 5.7 \text{ cm}^2$$

Para cumplir con los requerimientos de la Norma E.060 especificados en el acápite 12.2.3, se debe comprobar que la resistencia del acero positivo entre la resistencia del acero negativo debe ser mayor a 1/3, es decir más de 33%. Siendo los casos más críticos $As1(+)$ y $As3(-)$, se puede apreciar en la siguiente tabla que si cumple el requerimiento.

Tabla 43. Cuadro resumen del cálculo de acero requerido por secciones

	As+	As -
As	5.70	18.69
b	25	25
d	49	49
ρ	0.0047	0.0153
f_c	210	210
f_y	4200	4200
w	0.093061	0.305143
Φ	0.9	0.9
Mn	9.978	28.385
35.2 %		

$As2(-)$ debe ser más del 25% de $As1(-)$ y $As3(-)$, se verifica con $As3(-)$ por ser mayor:

$$\frac{As2(-)}{As3(-)} = \frac{10.14 \text{ cm}^2}{18.69 \text{ cm}^2} = 54.25\% ; \text{ si se cumple con el requerimiento de la norma.}$$

12.9.2 Corte de refuerzo

Los puntos dada la recomendación ACI que se muestra en la figura 80 son los siguientes:

Figura 87. Diseño por flexión según cortes ACI

Se necesitan calcular los puntos teóricos de corte de refuerzo:

$As1(-) = 15.84 \text{ cm}^2$	$\leftrightarrow$	$\Phi M_n = 24.86 \text{ ton.m}$	$\leftrightarrow$	Punto crítico a 50 cm
$As2(-) = 10.14 \text{ cm}^2$	$\leftrightarrow$	$\Phi M_n = 16.95 \text{ ton.m}$	$\leftrightarrow$	Fierro corrido
$As3(-) = 18.69 \text{ cm}^2$	$\leftrightarrow$	$\Phi M_n = 28.39 \text{ ton.m}$	$\leftrightarrow$	Punto crítico a 42 cm
$As1(+) = 5.7 \text{ cm}^2$	$\leftrightarrow$	$\Phi M_n = 9.98 \text{ ton.m}$	$\leftrightarrow$	Fierro corrido

A continuación, se presenta imágenes de las verificaciones de la ubicación de los dos puntos teóricos en el programa Etabs:

Figura 88. Verificación de puntos teóricos en el programa Etabs

La Norma E.060 menciona que se tiene que cortar el refuerzo como mínimo a una distancia d o d_b a partir de los puntos de corte teóricos y menciona que todos los bastones serán mayores a la longitud de anclaje l_d .

- $d = 49$ cm
- $12 d_b = \text{para } \frac{3}{4}''$ 23 cm
- L_d para fierro de $\frac{3}{4}''$ es de 75 cm

Entonces tenemos:

- Para los bastones de $\frac{3}{4}''$ ubicados en el extremo izquierdo, $L = 50 + 49 = 99$ cm, y su longitud de anclaje es de 75 cm. Sin embargo, prevalece la tomada por recomendación ACI, la cual es de 130 cm por ser la mayor.
- Para los bastones de $\frac{3}{4}''$ ubicados en el extremo izquierdo, $L = 42 + 49 = 91$ cm, y su longitud de anclaje es de 75 cm. Sin embargo, prevalece la tomada por recomendación ACI, la cual es de 160 cm por ser la mayor.

Finalmente, la armadura queda como la figura 87.

12.9.3 Diseño por corte

De análisis estructural realizado se encontraron los siguientes valores de envolvente de fuerzas cortantes:

Figura 89. Envolvente de fuerzas cortantes por resistencia última

La Norma E.060 menciona que una viga con responsabilidad sísmica debe tener un V_u que sea calculado por capacidad.

Para el primer tramo:

- Apoyo izquierdo:
 $A_s (+) = 5.7 \text{ cm}^2 \leftrightarrow M_n = 11.08 \text{ ton.m}$
 $A_s (-) = 15.84 \text{ cm}^2 \leftrightarrow M_n = 27.62 \text{ ton.m}$
- Apoyo derecho:
 $A_s (+) = 5.7 \text{ cm}^2 \leftrightarrow M_n = 11.08 \text{ ton.m}$
 $A_s (-) = 18.69 \text{ cm}^2 \leftrightarrow M_n = 31.54 \text{ ton.m}$

Para el segundo tramo:

- Apoyo izquierdo:
 $A_s (+) = 5.7 \text{ cm}^2 \leftrightarrow M_n = 11.08 \text{ ton.m}$
 $A_s (-) = 10.14 \text{ cm}^2 \leftrightarrow M_n = 18.83 \text{ ton.m}$
- Apoyo derecho:
 $A_s (+) = 5.7 \text{ cm}^2 \leftrightarrow M_n = 11.08 \text{ ton.m}$
 $A_s (-) = 10.14 \text{ cm}^2 \leftrightarrow M_n = 18.83 \text{ ton.m}$

Figura 90. Esquema de distribución de momento en los dos tramos de la viga

El metrado de cargas es el siguiente:

- $CM = 500 \times (1.5+2.36) + 2400 \times 0.25 \times 0.55 = 2260 \text{ kg/m} = 2.26 \text{ ton/m}$
- $CV = 200 \times (1.5+2.36) = 772 \text{ kg/m} = 0.772 \text{ ton/m}$

Entonces se calcula lo siguiente:

- $W_u = 1.25(2.26+0.772) = 3.79 \text{ ton/m}$
- Luces libres: Tramo 1 = 6.35m y Tramo 2 = 6.00m
- Cortantes isostáticas: $V_{iost 1} = \frac{3.79 \times 6.35}{2} = 12.033 \text{ ton}$
- Cortantes isostáticas: $V_{iost 2} = \frac{3.79 \times 6}{2} = 11.37 \text{ ton}$

El siguiente esquema representa las fuerzas cortantes resultantes de la capacidad Mn en los apoyos en sentido anti-horario y horario:

- Tramo 1:

- Tramo 2:

Si a todos estos valores les sumamos la fuerza cortante isostática por cada tramo, obtenemos las fuerzas cortantes mostradas en la siguiente figura.

- Tramo 1:

Figura 91. Diagrama de fuerzas cortantes bajo primera condición de capacidad para tramo 1

En la figura se muestra el diagrama de fuerza cortante para el tramo 1, en el cual $V_u = 17$ ton a “d” distancia de la cara del apoyo.

- Tramo2

Figura 92. Diagrama de fuerzas cortantes bajo primera condición de capacidad para tramo 2

En la figura se muestra el diagrama de fuerza cortante para el tramo 2, en el cual $V_u=15.2$ ton a “d” distancia de la cara del apoyo. Se puede decir que, para ambos tramos, los diagramas de fuerza cortante no se incrementaron considerablemente, dado que el factor de escala para diseño es muy alto. Por ello, ambos valores son similares en magnitud.

Por otro lado, la Norma E.060 también considera trabajar con las cortantes obtenidas con el sismo amplificado por un factor de 2.5. Se tiene la siguiente envolvente para este requerimiento:

Figura 93. Diagrama de fuerzas cortantes bajo segunda condición de capacidad para tramo 2.

Se puede apreciar que se ha incrementado ligeramente la cortante en el tramo 1 con respecto al análisis por capacidad. Para el tramo 2 se mantienen valores similares. Dado esto, se tomará esta envolvente para diseñar por corte la viga que se está desarrollando como ejemplo.

Para el tramo 1; $V_u = 19.5$ ton.

Para el tramo 2; $V_u = 13.3$ ton

Hallando la resistencia del concreto al corte, tenemos $\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 49 = 8 \text{ ton}$. Se puede apreciar que $\Phi V_c < V_u$; por tal motivo se necesita estribos para reforzar la resistencia al corte. En tal sentido, se utilizarán estribos de 3/8" de dos ramas, lo que representa $A_v = 1.42 \text{ cm}^2$

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi} - V_c$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

Para el tramo 1: $V_s = 14.9 \text{ ton} \leftrightarrow s = 19.56 \text{ cm}$

Para el tramo 2: $V_s = 7.60 \text{ ton} \leftrightarrow s = 38.50 \text{ cm}$

Se observa que los espaciamientos requeridos deben ser como mínimo 20 cm. Además, se tendrá en cuenta las consideraciones de la Norma E.060 para el espaciamiento de los estribos:

- Zona de confinamiento mínima = $2h = 1.10 \text{ m}$
- El primer estribo debe estar como máximo a 10 cm del apoyo, en este caso estará a 5 cm.

En esta zona de confinamiento, el espaciamiento debe ser el menor de los siguientes valores:

- $d/4 = 12.25 \text{ cm}$
- 10 db (barra longitudinal) = $10 \times 2.54 = 25.4 \text{ cm}$
- 24 db (estribo) = $24 \times 0.95 = 22.8 \text{ cm}$

El valor del espaciamiento es de 10 cm como mínimo en la zona de confinamiento. El diseño a corte de la viga queda de la siguiente manera: 1@5, 11@10, resto @20; en cada extremo de ambos tramos.

12.9.4 Control de deflexiones

Para ambos tramos de la viga hay un extremo apoyado y otro extremo continuo. Según la tabla 41, esta condición restringe a la viga a contar con un peralte mínimo de $L/18.5$. Tenemos para cada tramo:

$$\text{Tramo 1: } h = \frac{6.35}{18.5} = 34 \text{ cm}$$

$$\text{Tramo 2: } h = \frac{6.00}{18.5} = 32 \text{ cm}$$

La viga cuenta con un peralte $h = 55$ cm, por lo tanto, se cumple con los requerimientos de peralte mínimo según la Norma E.060.

12.9.5 Control de fisuración

Se presenta el siguiente diagrama de momentos flectores en condición de servicio (Ms):

Figura 94. Diagrama de momentos flectores en condición de servicio

Se tiene que calcular el parámetro Z para las cuatro secciones A, B, C y D que se calcularon en la viñeta de flexión, donde se visualiza que cumple con este requerimiento.

Tabla 44. Parámetro Z

	A	B	C	D
b(cm)	25	25	25	25
h(cm)	55	55	55	55
d(cm)	49	49	49	49
As(cm ²)	15.84	5.7	18.69	10.14
Ms(ton.m)	9.9	6.18	14.1	5.5
Ys(cm)	5.3	5	5.3	5.3
Nºbarras	4	2	5	2
f _s	1417.2	2458.5	1710.7	1229.9
Act	66.25	125	53	132.5
dc	5.3	5	5.3	5.3
Z	9998.4	21020.1	11203.5	10932.4
Z/26000	38%	81%	43%	42%

13 CAPÍTULO: DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son elementos estructurales que transmiten las cargas de las vigas y techos hacia la cimentación, y controlan los desplazamientos laterales de la estructura.

13.1 Análisis Estructural

El modelamiento de las columnas es parte de los pórticos, siendo un elemento que soporta sismo. Las combinaciones según Norma E-060, son:

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$

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

$$U = 1.25 (CM + CV) - CS$$

$$U = 0.9 CM + CS$$

$$U = 0.9 CM - CS$$

El modelo estructural definido en el Etabs nos arroja los valores de momentos y cortantes para cada elemento para cada combinación que permitirá el diseño en ambas direcciones

13.2 Diseño por flexocompresión Uniaxial

Las columnas presentan cargas axiales de gran magnitud que afectan el comportamiento frente a solicitaciones de momento. A esta acción simultánea de momentos flectores y cargas axiales se la conoce como “flexocompresión”. A la curva que relaciona ambos se la conoce como diagrama de interacción. El procedimiento de diseño es iterativo, se comienza asumiendo un área de acero para la sección y se elaboran los diagramas de interacción para cada dirección del análisis. Finalmente, todas las combinaciones de carga deben cumplir con ubicarse por debajo de la curva de resistencia de la sección asumida. En el artículo 10.9.1, la Norma E.060 especifica los límites para las cuantías del refuerzo longitudinal en columnas que oscilan entre 1% y 6%. (Tafur, 2012)

13.3 Diseño por flexión biaxial

El artículo 10.18 de la Norma E060 propone evaluar a través de las ecuaciones de Bresler, la validez del diseño por flexo compresión biaxial. A continuación se plantean las ecuaciones:

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_{no}} \geq 0.1; \text{ tiene que cumplir con la ecuación: } \frac{1}{P_u} \geq \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}}$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\Phi P_{no}} < 0.1; \text{ tiene que cumplir con la ecuación: } \frac{M_{ux}}{\Phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\Phi M_{ny}} \leq 1$$

Donde:

- P_u = Carga axial última de diseño
- M_{ux} = Momento último de diseño respecto al eje X
- M_{uy} = Momento último de diseño respecto a eje Y
- ΦP_{nx} = Resistencia de diseño bajo la acción únicamente de momento en X ($e_y=0$)
- ΦP_{ny} = Resistencia de diseño bajo la acción únicamente de momento en Y ($e_x=0$)
- ΦP_{no} = Resistencia de diseño bajo la acción únicamente de carga axial ($e_x=e_y=0$)
- ΦM_{nx} = Resistencia de diseño respecto al eje X
- ΦM_{ny} = Resistencia de diseño respecto al eje Y

13.4 Efectos de esbeltez

Una columna es esbelta si las dimensiones de su sección transversal son pequeñas en relación con su longitud. Sin embargo, existen otros factores denominados “efectos de segundo orden” como la curvatura y los desplazamientos laterales que pueden provocar dicho problema. En este sentido, la Norma propone dos métodos para estimar estos efectos, dependiendo de si el entrepiso donde se encuentra ubicada la columna en estudio presenta o no desplazamiento. La Norma E.030 define al coeficiente de estabilidad Q. Si el valor de es Q mayor a 0.06, entonces es necesario realizar un análisis especial de los efectos de segundo orden. Si es menor a 0.06 entonces no existe desplazamiento lateral, caso contrario existe un desplazamiento lateral.

$$Q = \frac{N_i * \Delta_i}{V_i * h_i}$$

- N_i =Fuerza axial de entrepiso
- Δ_i = Desplazamiento de entrepiso
- V_i = Fuerza cortante de entrepiso
- h_i = Altura de entrepiso
- R = Factor de reducción de fuerza sísmica

13.4.1 Estructuras sin desplazamiento lateral

La Norma E.060 en su artículo 10.12.2 indica que se permite ignorar los efectos de la esbeltez en estructuras sin desplazamiento lateral si se satisface que:

$$\frac{k Lu}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right)$$

En la ecuación $34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right)$ no debe tomarse mayor que 40. El término $M1/M2$ es positivo si el elemento se flexiona en curvatura simple y negativo si el elemento se flexiona en curvatura doble.

Donde:

- $M1$ =Menor momento de diseño en uno de los extremos de la columna, positivo si el elemento está flexionado en curvatura simple y negativo si hay doble curvatura.
- $M2$ = Mayor momento de diseño en uno de los extremos de la columna, siempre positivo.
- k = Factor de longitud efectiva. La Norma E.060 indica que para estructuras sin desplazamiento lateral se puede asumir $=1$ conservadoramente.
- Lu = Longitud sin arriostrar en la columna.
- r = Radio de giro de la sección transversal. (Para secciones rectangulares $0.3h$)

Si no satisface este requerimiento la Norma E060 en su acápite 10.12.3 menciona lo siguiente: Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial amplificada P_u y el momento amplificado M_u , magnificado por los efectos de curvatura (efectos de segundo orden) del elemento, M_c , como sigue:

$$M_c = \delta_{ns} M$$
$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kLu)^2}$$

$$EI = \frac{0.2 E_c I_g + E_s I_{se}}{1 + \beta d} \quad \text{o} \quad EI = \frac{0.4 E_c I_g}{1 + \beta d}$$

Donde:

- C_m =Factor que relaciona la forma del diagrama de momentos y el tipo de curvatura.
- P_u =Fuerza axial última de diseño.
- P_c =Carga crítica de pandeo (Fórmula de Euler).
- EI =Producto del módulo de elasticidad y la inercia de la sección considerando fisuramiento
- E_c =Módulo de elasticidad del concreto.
- I_g =Inercia de la sección bruta de concreto (en la dirección analizada).
- E_s =Módulo de elasticidad del acero.
- I_{se} =Inercia del acero de refuerzo (en la dirección analizada).
- βd =Para estructuras sin desplazamiento lateral es la relación entre el momento último debido a la carga muerta permanente y el momento último de diseño, siempre positivo.

Para Estructuras con desplazamiento lateral, la norma E060 establece una serie de procedimientos para su cálculo en el acápite 10.13, en esta investigación no se ahondará mucho en su interpretación por no ser requerida para el cálculo.

13.5 Diseño por corte

La Norma E.060 en su acápite 11.3.1.2 incorpora la siguiente expresión para el cálculo del aporte del concreto a la resistencia en elementos sometidos a compresión.

$$V_c = 0.53\sqrt{f_c} \left(1 + \frac{N_u}{140A_g} \right) b_w * d$$

Donde N_u es la carga axial en kg. El espaciamiento de los estribos de las columnas que sirven como refuerzo por corte se calculan de la siguiente manera:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

Se deberá cumplir para todas las combinaciones que $\phi V_c > V_u$, donde $V_n = V_c + V_s$.

13.5.1 Disposiciones del capítulo 21.

La norma menciona que “Los requisitos de 21.4 se aplican a las vigas y columnas del sistema sismorresistente de los sistemas estructurales indicados en 21.2.4”, es decir se cumple el acápite 12.5.1 del capítulo de vigas. El cálculo de los momentos resistentes M_n nos da el diagrama de interacción, dado que el procedimiento por flexocompresión requiere una sección diseñada con la cantidad de acero para arrojar dichos valores. Una mejor ilustración se presenta a continuación con la siguiente imagen.

Figura 95. Fuerza cortante en columna según disposiciones del capítulo 21

Por otro lado, de acuerdo al artículo 21.4.5 de la Norma E.060, el espaciamiento de los estribos deberá cumplir con los siguientes requisitos:

- El primer estribo debe ir a no más de 5 cm de la cara del nudo.
 - En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento por una longitud medida desde la cara del nudo.
- El espaciamiento no debe exceder al menor entre:
- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
 - La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento.

- 10 cm.
- La longitud no debe ser menor que el mayor entre:
 - Una sexta parte de la luz libre del elemento.
 - La mayor dimensión de la sección transversal del elemento.
- 50 cm.
- Fuera de la longitud, la separación no será mayor que:
 - La requerida por fuerza cortante.
 - La mitad del peralte efectivo
 - 16 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
 - 48 veces el diámetro del estribo.
 - La menor dimensión de la sección transversal del elemento.
- 30 cm.
- El espaciamiento del refuerzo transversal en el nudo no será mayor que el menor entre:
 - $S_{max} = A_v * \frac{f_y}{0.2\sqrt{f_c * b_w}}$
 - $S_{max} = A_v * \frac{f_y}{3.5 * b_w}$
 - 15 cm

13.6 Empalmes

Sabiéndose que en la mayoría de columnas, la zona central presenta poco esfuerzo por flexión y poca congestión de acero, es conveniente realizar el empalme aquí. Sin embargo, también se pueden realizar empalmes cerca a los nudos, ya que las solicitaciones de momento en columnas no son elevadas respecto a su carga axial, sobre todo en edificios de muros. Para este último caso se deberá incrementar la longitud del empalme. (Blanco, 1994)

13.7 Ejemplo de Diseño

A manera de ejemplo se desarrollará el diseño completo de la columna C-02, una de las más desfavorables por el área tributaria que resiste, se puede identificar claramente en el anexo de Planos Estructurales. Dimensiones 25x90 cm. Se tienen las siguientes cargas para el primer piso:

Tabla 45. Cargas para el primer piso de la columna 02

Caso	P	V2	V3	M2	M3
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
Carga Muerta	106.2898	-0.7379	-0.0047	-0.0009	-0.4059
Carga Viva	29.7543	-0.4817	-0.019	-0.0148	-0.2943
Sismo X-X	4.7338	8.2775	0.031	0.0406	4.6393
Sismo Y-Y	5.5657	3.3719	0.071	0.0882	2.0738

13.7.1 Diseño por flexo compresión uniaxial

Evaluando las combinaciones de carga tenemos:

Tabla 46. Combinaciones para la columna C-02

Combinación	P	M2	M3
	ton	ton-m	ton-m
1.4 CM + 1.7 CV	199.360	-0.026	-1.028
YY(1.25(CV+CM)+CS)	162.151	0.046	6.656
YY(1.25(CV+CM)+CS)	177.912	-0.085	-8.338
XX(1.25(CM+CV)+CS)	160.046	0.133	3.224
XX(1.25(CM+CV)+CS)	180.017	-0.172	-4.906
XX(0.9CM+CS)	87.767	0.065	7.151
XX(0.9CM+CS)	103.529	-0.066	-7.844
YY(0.9CM+CS)	85.662	0.152	3.719
YY(0.9CM+CS)	105.634	-0.153	-4.412

Dada las dimensiones de la columna son de 25x90 cm, Se propuso la siguiente distribución de acero tomando en cuenta el acero mínimo de 1% y el acero máximo 6%. Por lo que se armó la columna con 12 varillas de 3/4" para el semisótano y el primer piso, para los demás pisos se dispuso otra distribución de acero longitudinal, lo que representa el 1.52% de cuantía.

Figura 96. Distribución de acero en la columna

Elaborando el diagrama de interacción para ambas direcciones y ubicando los puntos (μ, P_u) , tenemos:

Figura 97. Diagrama de interacción M 3-3

Figura 98. Diagrama de interacción M 2-2

Observamos que los puntos (μ_u, μ_u) se ubican por debajo de las curvas de resistencia, con un margen razonable considerando que se tiene una cuantía mínima en la sección.

De igual manera cumplen para los demás pisos; como se puede observar en los siguientes diagramas de resistencia:

Figura 99. Diagrama de interacción en el resto de niveles

Columna en el semisótano y primer nivel.

Columna en el segundo y tercer nivel.

Columna en el cuarto nivel.

13.7.2 Verificación por Flexión Biaxial

A continuación, se verificará el diseño por flexión biaxial utilizando las ecuaciones de Bresler:

$$\Phi P_n = \Phi (0.85 \times f_c \times A_g + f_y \times A_{st})$$

$\Phi P_n = 0.7 (0.85 \times 210 \times 25 \times 90 + 4200 \times 12 \times 2.85)$, se desprecia el área de refuerzo longitudinal por ser muy mínimo

$$\Phi P_n = 381.70 \text{ ton}$$

$$P_u = 199.360 \text{ ton}$$

Siendo requisito que : $P_u / \Phi P_n = 199.360 / 381.70 = 0.52$ sea mayor a 0.1, entonces se utiliza la siguiente formula de Bresler:

$$\frac{1}{P_u} \geq \frac{1}{\Phi P_{nx}} + \frac{1}{\Phi P_{ny}} - \frac{1}{\Phi P_{no}}$$

$$M_u (2-2) = 0.09 \text{ ton.m} \quad \leftrightarrow \quad \Phi P_n (2-2) = 300 \text{ ton}$$

$$M_u (3-3) = 8.33 \text{ ton.m} \quad \leftrightarrow \quad \Phi P_n (3-3) = 300 \text{ ton}$$

$$P_u < \left(\frac{1}{300} + \frac{1}{300} - \frac{1}{381.7} \right)^{-1}$$

$$199.360 \text{ ton} < 247.10 \text{ ton}$$

Observamos que se cumplen los requerimientos, ya que $P_u \text{ max} = 247.10 \text{ ton}$, y $P_u = 199.360 \text{ ton}$ cumplen con la relación descrita anteriormente.

13.7.3 Efectos de esbeltez - Segundo Orden

Se debe verificar que el edificio no presenta ningún entrepiso con desplazamiento lateral. Es decir que el factor Q sea menor a 0.06.

Tabla 47. Cálculo del factor Q

	R	4.5	Dirección X-X			Dirección Y-Y		
	Hi (m)	Ni (ton)	Δ_i	Vi (ton)	Q	Δ_i	Vi	Q
5	2.7	288.43	0.0051	61.8284	0.024	0.0047	56.504	0.024
4	2.7	639.39	0.0056	113.4034	0.032	0.0048	101.824	0.030
3	2.7	990.36	0.0052	146.3497	0.035	0.0043	130.645	0.033
2	2.7	1342.27	0.0036	163.7411	0.030	0.0026	145.827	0.024
1	2.6	1899.87	0.0002	172.2572	0.002	0.0002	155.683	0.002

Se presentan valores menores a 0.06, por lo que según lo dispuesto en la Norma E.060 no presenta desplazamiento lateral. Es decir, se debe calcular si los efectos de esbeltez son despreciados:

$$\frac{kLu}{r} \leq 34 - 12\left(\frac{M1}{M2}\right)$$

Tenemos que M1 y M2 son iguales como en la mayoría de columnas convencionales y tienen curvatura doble, es decir la división entre ambos es -1.

$$\frac{kLu}{r} \leq 46 ; \text{ sin embargo, según Norma } \frac{kLu}{r} \leq 40$$

Verificando para ambas direcciones y considerando a $r=0.3h$ y $k=1$:

$$\text{X-X: } \frac{1 \times 270}{0.3 \times 90} = 10 \leq 40$$

$$\text{Y-Y: } \frac{1 \times 270}{0.3 \times 25} = 36 \leq 40$$

Se demuestra que para ambas direcciones el valor calculado es menor que 40. Por lo que no se tomarán en cuenta los efectos de la esbeltez.

13.7.4 Diseño por corte

Dada las capacidades en los nudos de la columna se presenta a continuación los valores de MnX-X y MnY-Y de para cada combinación:

Tabla 48. Cargas dada la sección propuesta

Columna	Combinación	P	M2	M3
		ton	ton-m	ton-m
C4	1.4CM+1.7CV	<u>199.388</u>	0.026	1.069
C4	1.25(CM+CV)+CSxx Max	162.339	0.047	6.687
C4	1.25(CM+CV)+CSxx Min	177.771	0.086	<u>8.438</u>
C4	1.25(CM+CV)+CSyy Max	160.037	0.139	2.858
C4	1.25(CM+CV)+CSyy Min	180.073	0.178	4.608
C4	0.9CM+CSxx Max	87.945	0.065	7.197
C4	0.9CM+CSxx Min	103.377	0.067	7.928
C4	0.9CM+CSyy Max	85.643	0.158	3.368
C4	0.9CM+CSyy Min	105.679	0.1595	4.0982

Dado que la Columna 2, tiene las mismas dimensiones, pero no el mismo refuerzo longitudinal en todos los pisos tomaremos en cuenta el caso más crítico. Que dada las cargas debería ser en el piso del semisotano. Tenemos que el $M_n \max = 8.348 \text{ ton.m}$ proveniente de la combinación $1.25(CM+CV)+CS_{xx}$. Según norma el V_u , se calcula de la siguiente manera: $V_u = (8.348 + 8.348) / 2.7 = 6.19 \text{ ton}$. Adicionalmente se verifica las cargas sísmicas amplificadas por 2.5.

Tabla 49. Cortantes con sismo sin amplificar y con sismo amplificado

Columna	Combinación	Sismo sin amplificar		Sismo x 2.5	
		V2	V3	V2	V3
		tonf	tonf	tonf	tonf
C4	1.4CM+1.7CV	-1.85	-0.04	-1.85	-0.04
C4	1.25(CM+CV)+CSxx Max	11.97	0.02	19.17	0.05
C4	1.25(CM+CV)+CSxx Min	-15.02	-0.08	<u>-22.22</u>	-0.11
C4	1.25(CM+CV)+CSyy Max	4.54	0.10	6.91	0.15
C4	1.25(CM+CV)+CSyy Min	-7.59	-0.16	-9.95	-0.21

C4	0.9CM+CSxx Max	12.83	0.05	20.03	0.07
C4	0.9CM+CSxx Min	-14.16	-0.05	-21.36	-0.08
C4	0.9CM+CSyy Max	5.41	0.12	7.77	0.17
C4	0.9CM+CSyy Min	-6.73	-0.13	-9.09	-0.18

Se puede apreciar que el V_u del sismo amplificado por 2.5 de la combinación 1.25(CM+CV)+CSxx Min es el mayor valor, tomándose en cuenta esto se trabajará con 22.22 ton.

$$V_c = 0.53\sqrt{f_c} \left(1 + \frac{N_u}{140A_g} \right) b_w * d$$

$$V_c = 0.53\sqrt{210} \left(1 + \frac{199.4}{140 * 25 * 90} \right) * 25 * 8$$

$$V_c = 16.14 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c = 13.72 \text{ ton}$$

Se puede observar que $\Phi V_c < V_u$. Por lo que tenemos estribos triples de 3/8" de 6 ramas que representa $A_v = 6A_b = 6 \times 0.71 = 4.26 \text{ cm}^2$ Calculando la resistencia y el espaciamiento requeridos para el refuerzo, tenemos:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \qquad V_s = \frac{22.22}{0.85} - 16.14 = 10 \text{ ton}$$

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} \qquad s = \frac{4.26 \times 4200 \times 84}{10000} = 150.3 \text{ cm}$$

Analizando la cortante por capacidad se requiere un espaciamiento de 150.3 cm. Sin embargo, la Norma E060, tiene otras consideraciones, tales como:

El espaciamiento de los estribos deberá cumplir con los siguientes requisitos:

- El primer estribo debe ir a no más de 5 cm de la cara del nudo.
- En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento por una longitud medida desde la cara del nudo. El espaciamiento no debe exceder al menor entre:
 - $8 \times 1.91 \text{ cm}$ (longitudinal, diámetro de 3/4") = 15.28 cm
 - 25 cm (longitud menor de la columna) / 2 = 12.5 cm
 - 10 cm.

El espaciamiento $S_o = 10$ cm

- La longitud no debe ser menor que el mayor entre:
 - 270 (distancia de entrepiso) $/6 = 45$ cm
 - La mayor dimensión de la sección: 90 cm.
 - 50 cm.

La longitud de confinamiento $L_o = 90$ cm

- Fuera de la longitud, la separación no será mayor que:
 - La requerida por fuerza cortante. 150 cm
 - La mitad del peralte efectivo. $84/2 = 42$ cm
 - $16 * 1.91$ cm (diámetro del acero longitudinal $3/4''$) $= 31$ cm
 - $48 * 0.95$ cm (diámetro del estribo $3/8''$) $= 46$ cm
 - La menor dimensión de la sección transversal del elemento. 25 cm
 - 30 cm.

Se tomará 25 cm de espaciamiento en el resto de la columna.

- El espaciamiento del refuerzo transversal en el nudo no será mayor que el menor entre:
 - $S_{max} = 0.71 * 6 * \frac{4200}{0.2\sqrt{210*90}} = 69$ cm
 - $S_{max} = 0.71 * 6 * \frac{4200}{3.5*90} = 57$ cm
 - 15 cm

$S = 15$ cm; para que cumpla este último requisito se tiene que poner 3 estribos en la sección de la columna.

El diseño final de la columna para el semisótano y el primer piso es:

Figura 100. Diseño final de columna

Dato: Los siguientes pisos tiene una distribución longitudinal diferente, dado que se desea optimizar acero, sin embargo el armado del estribaje es el mismo. A continuación se anexa el cuadro completo de diseño de todas las columnas. Su cálculo está debidamente justificado en los anexos.

Figura 101. Diseño final de todas las columnas

CUADRO DE COLUMNAS									
TIPO PISO	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
SOTANO	 .25x.70 10#1"	 .25x.90 12#3/4"	 .25x.75 4#3/4"+6#5/8"	 .25x.70 10#5/8"	C6	 .25x.60 8#5/8"	 .30x.60 10#5/8"	—	 .25x.50 6#5/8"
1°	 .25x.70 10#1"	 .25x.90 12#3/4"	 .25x.75 4#3/4"+6#5/8"	 .25x.70 10#5/8"	 .20x.60 8#5/8"	 .25x.60 8#5/8"	 .30x.60 10#5/8"	 .25x.50 4#1"+4#3/4"	—
2°	 .25x.70 4#3/4"+6#5/8"	 .25x.90 4#3/4"+8#5/8"	 .25x.75 4#3/4"+6#5/8"	 .25x.70 10#5/8"	 .20x.60 8#5/8"	 .25x.60 8#5/8"	 .30x.60 10#5/8"	 .25x.50 4#1"+4#3/4"	—
3°	 .25x.70 4#3/4"+6#5/8"	 .25x.90 4#3/4"+8#5/8"	 .25x.75 10#5/8"	 .25x.70 10#5/8"	 .20x.60 8#5/8"	 .25x.60 8#5/8"	 .30x.60 10#5/8"	 .25x.50 4#1"+4#3/4"	—
4°	 .25x.70 10#5/8"	 .25x.90 12#5/8"	 .25x.75 10#5/8"	 .25x.70 10#5/8"	 .20x.60 8#5/8"	 .25x.60 8#5/8"	 .30x.60 10#5/8"	 .25x.50 4#1"+4#3/4"	—
5°	$3 \nabla 3/8"$ 1# .05, 7# .10, resto#0.25	$3 \nabla 3/8"$ 1# .05, 9# .10, resto#0.25	$3 \nabla 3/8"$ 1# .05, 7# .10, resto#0.25	$3 \nabla 3/8"$ 1# .05, 7# .10, resto#0.25	$2 \nabla 3/8"$ 1# .05, 6# .10, resto#0.25	$2 \nabla 3/8"$ 1# .05, 6# .10, resto#0.25	$2 \nabla 3/8"$ 1# .05, 5# .10, resto#0.25 1 1/4"x#0.25	$2 \nabla 3/8"$ 1# .05, 5# .10, resto#0.25	$3 \nabla 3/8"$ 1# .05, 5# .10, resto#0.25

14 CAPÍTULO: DISEÑO DE MUROS DE CORTE

Las placas son aquellos elementos que reciben cargas horizontales paralelas a su plano, principalmente fuerzas sísmicas, además de cargas verticales. Aportan rigidez lateral ayudando a controlar los desplazamientos durante un evento sísmico. (Tafur, 2012)

14.1 Análisis Estructural

Las combinaciones según Norma E-060, son:

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$

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

$$U = 1.25 (CM + CV) - CS$$

$$U = 0.9 CM + CS$$

$$U = 0.9 CM - CS$$

El modelo estructural definido en el Etabs nos arroja los valores de cargas axiales, momentos flectores y cortantes para cada elemento, los cuales tienen que ser escalados dada la cortante mínima en la base.

14.2 Refuerzo mínimo horizontal y vertical

Se considera que el espaciamiento no debe ser mayor a tres veces el espesor del muro, ni 40 cm. Si el espesor es menor a 20 cm, el refuerzo debe estar repartido en una de las caras del muro. Por otro lado, si el espesor es mayor a 20 cm, el refuerzo debe estar repartido en ambas las caras del muro. La Norma plantea una cuantía mínima horizontal de 0.002 y una cuantía vertical de 0.0015.

14.3 Diseño por flexión

El diseño por flexión depende si son muros esbeltos o muros bajos, esto se conceptualiza de la siguiente manera:

14.3.1 Muros esbeltos ($H/L \geq 1$)

En muros esbeltos el comportamiento es similar al de columnas, el diseño se realizará por flexocompresión. Se tienen núcleos confinados ubicados en los extremos y donde se presenten vigas o muros perpendiculares al plano del elemento.

14.3.2 Muros bajos ($H/L < 1$)

Su comportamiento es similar al de una viga de gran peralte por sus grandes momentos a flexión y su poca fuerza a compresión. Para calcular el acero de refuerzo del extremo en tracción para secciones rectangulares podrá calcularse con la siguiente expresión (Blanco, 1994).

$$Mu = \Phi * f_c * b * d^2 * w(1 - 0.59w);$$

Dónde: $\Phi M_n = Mu$;

$$d = 0.8L$$

$$\Phi = 0.9$$

L: longitud horizontal del muro

Verificación por compresión:

$$\Phi P_n = \Phi * 0.55 * f_c * A_g * (1 - (\frac{k * l_c}{32h})^2)$$

$$\Phi = 0.65$$

A_g = Área de la sección transversal del muro

l_c : altura libre del muro

K: factor de longitud efectivo

14.4 Diseño por corte

Los artículos 11.10.3 a 11.10.10 de la Norma E.060, menciona algunas consideraciones por corte:

- El aporte del concreto se puede calcular mediante las siguientes expresiones, considerando la magnitud de la carga axial.

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f_c} * t * d; \text{ si } \frac{P_u}{A_g} \geq 0.1 f_c$$

$$V_c = 0; \text{ si } \frac{P_u}{A_g} < 0.1 f_c$$

Dónde:

d: peralte efectivo ($d = 0.8L$)

t: espesor del muro

- La Norma E.060 señala límites para la resistencia calculadas:

$$V_c \leq \alpha * \sqrt{f'_c} * t * d: \text{Donde } \alpha = 0.80; \text{ si } \frac{H}{L} \leq 1.5; \text{ y } \alpha = 0.53; \text{ si } \frac{H}{L} \geq 2$$

- Donde el valor de H/L varía para valores intermedias. Además, se especifica un límite para $V_n = V_c + V_s$: $V_n \leq 2.6\sqrt{f'_c} * t * d$
- Si $V_u \leq 0.27 * \sqrt{f'_c} * t * d$; se requerirá el refuerzo mínimo especificado.
Si $V_u \leq 0.27 * \sqrt{f'_c} * t * d$; $V_u > \Phi V_c$ se deberá calcular la cuantía del refuerzo horizontal según:

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi} - V_c; \rho_h = \frac{V_s}{f_y * t * d}; \rho_h (\text{min}) = 0.0025; \text{ se elige la mayor de las cuantías.}$$

- Además, la cuantía de refuerzo vertical deberá ser calculada según:
$$\rho_v = 0.0025 + 0.25 * \left(2.5 - \frac{H}{L}\right) (\rho_h - 0.0025); \rho_v (\text{min}) = 0.0025$$
- La Norma E.060 indica que no es necesario considerar la cuantía de refuerzo vertical mayor que la horizontal, salvo que la relación H/L sea menor a 2, en cuyo caso es sí será necesario considerar que $\rho_v \geq \rho_h$. Para los espaciamientos, tanto vertical como horizontal, se debe cumplir que:

$$S_{\text{máx}} = 3 (t) \quad ; \quad S_{\text{máx}} = 40 \text{ cm}$$

14.5 Consideraciones del capítulo 21

En el acápite 21.9.5.3 de la Norma E060, para el diseño sísmico de muros estructurales, se señala que la fuerza cortante de diseño debe calcularse por capacidad en flexión, según lo siguiente:

$$V_u \text{ diseño} = V_u \frac{M_n}{M_u}$$

$$\frac{M_n}{M_u} \leq R$$

14.6 Ejemplo de Diseño

A manera de ejemplo se desarrollará el diseño de la Placa 02 ubicada en el eje D, entre los ejes 3 y 4. Se analizará la sección más crítica, la cual se ubica en el entrepiso del semisótano y el primer piso.

Tabla 50. Cargas para Placa 02

Piso	Combinaciones	P	V2	V3	M2	M3
		ton	ton	ton	ton-m	ton-m
Piso 1	Carga Muerta	41.02	0.47	0.06	0.02	0.35
Piso 1	Carga Viva	8.47	0.02	0.02	0.00	0.09
Piso 1	Dinámico X-X Max	4.87	9.88	0.58	0.20	10.20
Piso 1	Dinámico Y-Y Max	9.32	7.19	0.16	0.18	30.67

La placa tiene las siguientes características: H=13.8 m y L=3.2m y t=20cm. La relación H/L = 13.8/3.20 = 4.31 es mayor a 1, por lo tanto, se considera un muro esbelto y se diseñará por flexo-compresión.

14.6.1 Diseño por flexo-compresión

Tabla 51. Combinaciones de carga para Placa 02

	P	V2	V3	M2	M3
	ton	ton	ton	ton-m	ton-m
1.4 CM + 1.7 CV xx	<u>60.57</u>	-2.00	-0.17	-0.65	1.69
YY(1.25(CV++CM)+CS) Max	46.73	27.88	0.91	2.80	154.81
YY(1.25(CV++CM)+CS) Min	58.30	-31.44	-1.19	-3.90	-152.60
XX(1.25(CM+CV)+CS) Max	48.77	<u>62.19</u>	0.40	1.33	<u>410.71</u>
XX(1.25(CM+CV)+CS) Min	56.26	-65.75	-0.68	-2.42	-408.49
XX(0.9CM+CS) Max	26.75	28.38	0.98	3.06	153.15
XX(0.9CM+CS) Min	38.32	-30.93	-1.12	-3.64	-154.26
YY(0.9CM+CS) Max	28.79	62.69	0.47	1.58	409.04
YY(0.9CM+CS) Min	36.28	-65.24	-0.61	-2.17	-410.16

Se utilizará la siguiente fórmula para estimar el acero para la primera interacción usando el mayor momento $M_u = 410.71 \text{ ton.m}$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * (0.9 * L)} = \frac{410.71 * 10^5}{0.9 * 4200 * (0.9 * 485)} = 37.73 \text{ cm}^2$$

En el armado preliminar se consideran núcleos confinados de 20x60cm en los extremos, y en cada núcleo 12 barras de 3/4", que tienen un área de acero 34.2 cm^2 aproximadamente. Adicionalmente se considera dos barras de 1/2" cada 20 cm para el resto de la sección, todo esto finalizado el proceso iterativo que implica el diseño por flexocompresión.

Figura 102. Propuesta de armado para Placa 02

Elaborando los diagramas de interacción para cada dirección y ubicando los puntos (M_u , P_u), tenemos:

Figura 103. Diagrama de Interacción M 2-2

Figura 104. Diagrama de Interacción M 3-3

Notamos que el refuerzo asumido cumple con los requerimientos para ambas direcciones con un margen aceptable.

14.6.2 Diseño por corte

Tenemos que $P_u = 60.57$ ton, $P_u/A_g = 60570/(320 \times 20) = 9.46$ kg/cm², y $0.1 \cdot f'_c = 21$ kg/cm², por lo tanto:

$$V_c = 0$$

No se verifica el límite para V_c , dado que es igual a 0.

Para la combinación $XX(1.25(CM+CV)+CS)$ Max tenemos $V_u = 62.19$ ton. El momento último $M_{n \text{ 3-3}} = 410.7$ y el momento por capacidad es $M_{n \text{ 3-3}} = 570/0.9 = 633.33$ ton-m. Como se muestra a continuación:

Figura 105. Cálculo de Momento por capacidad

$$Vu \text{ diseño} = Vu \frac{Mn}{Mu} = 62.19 \frac{633.33}{410.70} = 95.90 \text{ ton}$$

$$\frac{633.33}{410.70} = 1.54 \leq R = 4.5$$

El esfuerzo cortante deberá ser tomado íntegramente por el refuerzo horizontal, calculando la resistencia requerida para el acero tenemos:

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc = \frac{95.90}{0.85} - 0 = 112.82 \text{ ton}$$

Verificando el límite dispuesto para Vn :

$$Vn = Vc + Vs = 0 + 112.82 = 112.82 \text{ ton}$$

$$Vn \text{ max} = 2.6 * \sqrt{fc} * t * d = 2.6 \sqrt{210} * 20 * 0.8 * 320 = 192.91 \text{ ton}$$

Se puede apreciar que $Vn \text{ máx} = 192.91 \text{ ton} > Vn = 112.82 \text{ ton}$; por lo tanto, se verifica este requerimiento. Calculando la cuantía del refuerzo horizontal:

$$\rho h = \frac{Vs}{fy * t * d} = \frac{112.82 * 10^3}{4200 * 20 * 0.8 * 320} = 0.00526$$

$$\rho h \text{ min} = 0.0025$$

Se escoge una cuantía de refuerzo de 0.526%. Se calcula el acero correspondiente por metro lineal:

$$A_s = \rho_h * b * h = 0.526\% * 20 * 100 = 10.52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Calculando la separación necesaria para barras de ½”, sabiendo que hay dos capas de acero en la placa:

$$s = \frac{A_b}{A_s} = \frac{2 * 1.27}{10.52} = 0.24 \text{ m}$$

Verificamos la separación máxima establecida: S máx.=3x20=60 cm ó S máx.=40 cm.

El espaciamiento calculado cumple con los máximos establecidos, entonces el refuerzo horizontal será 2 barra de ½” cada 20 cm. Por otro lado, calculamos la cuantía de refuerzo vertical.

$$\rho_v = 0.0025 + 0.25 * \left(2.5 - \frac{H}{L}\right) (\rho_h - 0.0025); \rho_v(\text{min}) = 0.0025$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.25 * \left(2.5 - \frac{1380}{320}\right) (0.0025 - 0.0025) = 0.0025$$

$$\rho_v(\text{min}) = 0.0025$$

$$\rho_v = 0.0025$$

Utilizando varillas de 3/8” corresponde una separación de 25 cm; sin embargo, en este caso manda el diseño por flexo compresión por ser más conservador

14.6.3. Diseño de acuerdo a la Norma E060. 21.9.7. Elementos de borde en muros estructurales de concreto reforzado.

- Se tienen los siguientes datos para el cálculo de la longitud y altura de confinamiento:

$$M_u = 410.70 \text{ Ton-m}$$

$$P_u = 62.19 \text{ Ton}$$

$$V_u = 95.90 \text{ ton}$$

$$B = 20 \text{ cm (espesor del muro)}$$

$L_m=320$ cm (longitud del muro)

$\delta u=5.35$ cm (desplazamiento máximo de placa)

$H_m=13.20$ m (altura de placa)

- Se calcula el valor del eje neutro, para la distribución de refuerzo y las cargas. Se tiene un valor de **$c=129.82$ cm.**

$$c \geq \frac{l_m}{600(\delta u/h_m)}$$

$$\delta u/h_m \geq 0.005$$

$$C_{lim E060} = 106.67 \text{ cm}$$

Figura 106. Elementos confinados en borde de muros

Fig. 21.9.7.4 Elementos confinados de borde en muros.

Los elementos de borde en las zonas de compresión serán confinados puesto que la profundidad del eje neutro excede lo permitido por norma. La longitud de confinamiento es la mayor de $c=0.1 \times l_m=0.1 \times 320\text{cm} = 32\text{cm}$; y/o $c/2=129.82/2=65\text{cm}$; se escoge tener una longitud de confinamiento de 60 cm aproximadamente por ser la más crítica y para que coincida con el diseño a flexocompresión. Por otro lado, para la altura de confinamiento se

tiene $l_m=3.20$ m y $0.25 M_u/V_u=0.25 (410.70/95.90)=1.07$ m. Por lo que se escoge 3.20 m, por ser la más crítica.

Con respecto al refuerzo transversal la E-060 señala que el espaciamiento máximo viene dado por:

- 10 veces $\emptyset$ de la menor barra longitudinal
- Menor dimensión de la sección
- 25cm

Para este caso debe ser 25cm de separación de estribos, aproximadamente y por el número de aceros longitudinales se requieren por lo menos 3 para un mejor amarre. Además, por un tema constructivo, para los estribos en el núcleo se plantea una separación cada 20 cm y se confían para todos los niveles a pesar de no ser necesario. A continuación, se plantea la sección final de la Placa 2 que para el semisótano y el primer piso.

Figura 107. Diseño final de Placa 2

15 CAPÍTULO: DISEÑO DE CIMENTACIONES

El objetivo es que los esfuerzos generados por la edificación nueva no excedan al esfuerzo admisible del suelo y se tenga un factor de seguridad adecuado en la estructura. Para el caso en estudio, el EMS (estudio de mecánica de suelos) especifica una presión admisible de 4 kg/cm² y un peso específico de 1,900 kg/m³.

15.1 Diseño de Zapata Aislada

Las zapatas aisladas, son elementos estructurales de concreto armado, que sirven para repartir las cargas de la columna al suelo, de tal manera que la resistencia del suelo las soporte. Se deduce que suelos de buena resistencia tendrán zapatas de menor dimensión, con respecto a las construidas en suelos de menor resistencia.

15.1.1 Introducción estructural

Las cargas que actúan sobre cimentaciones deben analizarse en condiciones de servicio, debido a que la presión admisible del suelo determinada cuenta con un factor de seguridad para dichas condiciones. Se consideran dos casos, uno de gravedad y otro donde actúa el sismo. En el acápite 15.2.5 de la Norma E060 se menciona lo siguiente: “Para determinar los esfuerzos en el suelo o las fuerzas en pilotes, las acciones sísmicas podrán reducirse al 80% de los valores provenientes del análisis”

Figura 108. Parámetros de diseño para zapatas

15.1.2 Dimensionamiento por Presión Admisible

La Norma E060, en su artículo 15.2.4 menciona lo siguiente:” Se podrá considerar un incremento del 30% en el valor de la presión admisible del suelo para cargas de sismo”. Dada esta consideración se usarán las siguientes relaciones para el cálculo del área requerida:

$$\text{Área requerida} = \frac{(1 + \%)(P_{cm} + P_{cv})}{\sigma_{adm}}$$

$$\text{Área requerida} = \frac{(1 + \%)(P_{cm} + P_{cv}) + P_{cs}}{1.3 \sigma_{adm}}$$

Donde el porcentaje del peso propio de la zapata, se considera dependiendo de la capacidad portante del suelo:

Según el Ing. Torres Soto y el Ing. Anibal Tafur haciendo referencia al Ing. Antonio Blanco mencionan que el porcentaje del peso propio a incrementar, el cual depende de la capacidad portante del suelo y estará en el rango de 4% a 8% para σ_{adm} entre 2 y 4 kg/cm²; y en el rango de 8% a 15% para σ_{adm} entre 0.5 y 2 kg/cm². Se toma el siguiente criterio para el dimensionamiento de por presión admisible :

$$0.5 \frac{kg}{cm^2} < \sigma_{adm} < 2 \frac{kg}{cm^2} \leftrightarrow 10\%$$

$$2 \frac{kg}{cm^2} < \sigma_{adm} < 4 \frac{kg}{cm^2} \leftrightarrow 5\%$$

Una vez obtenida el área requerida se determinan las dimensiones de la zapata considerando volados en ambos sentidos: $LX \times LY = \text{Área requerida}$; dónde: $Lx = Dx + 2Lv_x$ / $Ly = Dy + 2Lv_y$. Se asume la distribución de esfuerzo mediante la siguiente idealización:

Figura 109. Distribución de esfuerzos asumida para los cálculos (Arango, 2005)

Como se puede apreciar, el esfuerzo máximo se presentará en las esquinas de la zapata y se calcula mediante la siguiente expresión.

$$\sigma_{max} = \frac{R}{A} \pm \frac{6\sum Mx - x}{Lx^2Ly} \pm \frac{6\sum My - y}{Ly^2Lx}$$

El esfuerzo máximo obtenido σ_{max} no debe exceder de la presión admisible σ_{adm} . Caso contrario se debe replantear las dimensiones de la zapata. Las cargas no deberán de ser negativas, dado que el suelo por naturaleza no soporta tracciones. Si sucede esto se debe analizar a través de distribuciones dadas por Meyerhof.

15.1.3 Verificación de corte por punzonamiento

Según el Ing. Torres Soto y el Ing. Anibal Tafur mencionan que para obtener la reacción amplificada del suelo en condiciones últimas, se considera el esfuerzo máximo obtenido en el dimensionamiento, amplificado por 1.6 para efectos de cargas de gravedad y por 1.25 para efectos de cargas sísmicas ; apoyados en la teoría de Harmsen.

$$\sigma_u = (1.6 \text{ o } 1.25) \sigma_{max}$$

Tafur menciona que: “Se debe verificar que el peralte asumido, sea suficiente para que el concreto pueda soportar las fuerzas cortantes debidas al efecto de punzonamiento, ya que las zapatas no llevan refuerzo por corte. Normalmente este efecto gobierna el diseño del peralte y es más crítico mientras mayores sean las dimensiones de la zapata. La sección crítica es la encerrada por el perímetro ubicado a una distancia “d/2 ” de la cara de los apoyos, tal como se muestra en la siguiente figura”

Figura 110. Sección crítica para la verificación del corte por punzonamiento (Harmsen, 2002)

El V_u (resistencia al corte por punzonamiento) se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V_u = \sigma_u (A_{total} - A_o)$$

$$A_o = (D_x + d)(D_y + d)$$

La resistencia de diseño por corte de punzonamiento ΦV_c será el menor de las siguientes ecuaciones resultantes:

$$\Phi V_c = \Phi 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$\Phi V_c = \Phi 0.27 \left(2 + \frac{\alpha s \cdot d}{b_o} \right) \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$\Phi V_c = \Phi 1.06 \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

Dónde:

- $b_o = 2(Dx + Dy + 2d)$
- $d = h - 10 \text{ cm}$
- $\beta = \frac{\text{dimensión mayor}}{\text{dimensión menor}}$
- αs = Parámetro que relaciona la resistencia con el número de lados resistentes. Se toma 40 para columnas interiores, 30 para laterales y 20 para esquineras.

Deberá cumplirse que $\Phi V_c > V_u$, de lo contrario será necesario aumentar el peralte de la zapata.

15.1.4 Verificación de corte por flexión

Se asume que los volados están empotrados en la cara del elemento, la sección crítica para la verificación por corte está ubicada a una distancia “d” de la cara.

Figura 111. Sección crítica para la verificación del corte por flexión. (Tafur,2012)

La resistencia requerida por corte V_u , se calcula en cada dirección mediante las siguientes expresiones:

Para X-X:

$$V_u = \sigma_u L_y (L_{vx} - d)$$

$$\Phi V_c = \Phi 0.53 \sqrt{f'_c} L_y d$$

Para Y-Y:

$$Vu = \sigma u Lx (Lvy - d)$$

$$\Phi Vc = \Phi 0.53 \sqrt{f'c} Lx d$$

Para ambas direcciones deberá cumplirse que $\Phi Vc > Vu$, de lo contrario será necesario aumentar el peralte de la zapata.

15.1.5 Cálculo de acero por flexión

Las resistencias requeridas por flexión para ambas direcciones se calculan mediante las siguientes expresiones.

Para X-X:

$$Mu = \sigma u Lvx^2 Ly / 2$$

Para Y-Y:

$$Mu = \sigma u Lvy^2 Lx / 2$$

El cálculo de acero es el mismo que se realiza para elementos sometidos a flexión pura como las vigas. Se tomarán las mismas relaciones y fórmulas para su cálculo. Por otro lado, el cálculo de la separación $s = Ab/Av$. Además, según lo especificado en el artículo 9.7 de la Norma E.060, deberá tenerse en cuenta que la cuantía mínima para el refuerzo inferior en zapatas es de 0.0018. La separación del refuerzo no debe exceder de 3, ni de 40 cm

15.2 Diseño de zapatas combinadas

Tafur menciona: “Las zapatas combinadas son aquellas que soportan dos o más elementos verticales. Generalmente se usan cuando las áreas de dos zapatas se superponen, o cuando existen excentricidades grandes en un elemento vertical que se encuentra en el límite de propiedad” Menciona también algunas recomendaciones adicionales:

- Se asume que la zapata combinada es un sólido rígido.
- Se deberá trasladar todas las cargas puntuales y momentos actuantes hacia el centro de gravedad de la zapata. Se deberá tener en cuenta los momentos de traslación.
- Si la forma lo permite, para los cálculos y verificaciones se podrá analizar por franjas, modelando los elementos verticales como apoyos simples. Si la zapata presenta una forma compleja e irregular, es conveniente realizar un modelo de elementos finitos, similar a una losa.

- En la mayoría de zapatas combinadas se requiere de refuerzo superior por flexión, debido a la separación de los apoyos. La cuantía mínima en lugares donde se requiera refuerzo superior es de 0.0012, según el artículo 10.5.4 de la Norma E.060.

15.3 Ejemplo de diseño

15.3.1. Diseño de cimentaciones

Se modeló la cimentación en el software SAFE, para verificar las presiones del suelo ante las cargas actuantes (Gravedad y Sismo). A continuación se realizará una mayor explicación del uso del software Safe, así como algunas consideraciones que se tomaron en cuenta:

- ✓ Se importaron las cargas en servicio de la estructura modelada del programa Etabs al Program Safe.
- ✓ Se definieron algunas propiedades de los materiales según consideraciones contempladas en el capítulo de Introducción de esta investigación.
- ✓ Se definieron barras de refuerzo de 5/8 de pulgada y teniendo en cuenta espaciamientos de manera iterativa para que cumplan las verificaciones. Se toma en cuenta un volado de 60 – 70 cm de zapata para ambas direcciones con un $h=60$ cm.
- ✓ Para el diseño de la cimentación se consideró la carga admisible del terreno según la información del estudio del suelo, mientras que para solicitaciones sísmicas se consideró un 30% más de resistencia. El D_f que se empleó es de 1.00 m:

Cimentación	q Neto (ton/m ²)	
	Servicio	Sísmicas
Rectangular	40	52

- ✓ Se verifica la resistencia del suelo en relación a la presión admisible, ya sea por cargas de gravedad y/o cargas de sismo. Luego de ello se realiza el diseño completo de una de las zapatas más críticas con el fin de verificar punzonamiento.

➤ Cargas de gravedad

Figura 112. Esfuerzos debido a las cargas vivas y muertas en servicio

Se observa que se tiene como esfuerzo máximo $\sigma_{\text{máx}} = 39.77 \text{ Ton/m}^2$. El cual se encuentra localizado en una zona pequeña en la zapata por lo que es despreciable. En general el $\sigma_{\text{promedio}} = 35 \text{ Ton/m}^2$.

El esfuerzo admisible por cargas de gravedad es $\sigma = 40 \text{ Ton/m}^2$, por lo tanto el esfuerzo máximo en el suelo es menor que el esfuerzo admisible.

➤ Cargas de Sismo

Se muestra los esfuerzos debidos a las cargas vivas y muertas en servicio (Sin amplificar) más las cargas de sismo en servicio.

Figura 113. Esfuerzos debido a la combinación M-V-SX

Se observa que se tiene como esfuerzo máximo $\sigma_{\text{máx}} = 52.40 \text{ Ton/m}^2$. El cual se encuentra localizado en una zona pequeña en la zapata por lo que es despreciable. En general el $\sigma_{\text{máximo}} = 45 \text{ Ton/m}^2$.

El esfuerzo admisible por cargas de sismo es $\sigma = 52 \text{ Ton/m}^2$, por lo tanto el esfuerzo máximo en el suelo es menor que el esfuerzo admisible.

Figura 114. Esfuerzos debido a la combinación M-V-SY

Se observa que se tiene como esfuerzo máximo $\sigma_{\text{máx}} = 52.90 \text{ Ton/m}^2$. El cual se encuentra localizado en una zona pequeña en la zapata por lo que es despreciable. En general el $\sigma_{\text{máximo}} = 40 \text{ Ton/m}^2$.

El esfuerzo admisible por cargas de sismo es $\sigma = 52 \text{ Ton/m}^2$, por lo tanto el esfuerzo máximo en el suelo es menor que el esfuerzo admisible.

Diseño por Flexión de toda la cimentación

Se obtuvieron las cargas de diseño M_u en el modelo a partir de las combinaciones para el diseño de elementos sometidos a flexión.

El programa SAFE permite poder calcular la cantidad de acero requerido para el diseño en concreto armado, considera las cargas de diseño y propiedades mecánicas de los elementos.

Para poder calcular los bastones adicionales al mínimo colocado, en cada dirección se indica que se contará al inicio con la malla de acero típica mencionada en el párrafo anterior.

Figura 115. Colocación de acero para toda la cimentación con el programa SAFE

The image shows the 'Slab Design' dialog box in the SAFE software. The 'Design Basis' is set to 'Finite Element Based' and the 'Display Type' is 'Enveloping Flexural Reinforcement'. The 'Impose Minimum Reinforcing' checkbox is unchecked. The 'Contour Range' has 'Minimum' and 'Maximum' values set to '0E+000' cm2/m. The 'Contour Averaging at Nodes' is set to 'by Objects'. The 'Reinforcing Direction and Location' section has 'Direction 2 - Bottom Rebar' selected. The 'Show Rebar Above Specified Value' is set to 'Typical Uniform Reinforcing Specified Below'. The 'Typical Uniform Reinforcing' section has 'Define by Bar Area and Bar Spacing' selected, with 'Bar Area, cm2' set to 2 and 'Spacing (m)' set to 0.175 for both Top and Bottom. The 'Rebar Averaging At Peaks' section has 'Average At Peaks' unchecked and 'Max. Averaging Width (m)' set to 0. The 'Apply' button is highlighted.

Section	Parameter	Value	Unit
Design Basis	Design Basis	Finite Element Based	
	Display Type	Enveloping Flexural Reinforcement	
Contour Range	Minimum	0E+000	cm2/m
	Maximum	0E+000	cm2/m
Typical Uniform Reinforcing	Bar Area, cm2	2	
	Spacing (m)	0.175	

Se colocó en cada dirección el acero mínimo que es [Φ5/8@.175m](#)

Figura 116. Diseño por Flexión de toda la cimentación

Las zonas rojas indican que se necesitan bastones adicionales, estos se pueden visualizar en los planos.

15.3.2. Diseño de una zapata a manera de ejemplo

Además de realizar todo el diseño de la cimentación. A manera de ejemplo se realizará la verificación de una zapata. Para la verificación se eligió la zapata ubicada en el cruce de los ejes C y 2 ; siendo una de las más críticas.

Figura 117. Diseño de zapata

Las dimensiones de la columna son :

$$Dx = 0.25 \text{ m}$$

$$Dy = 0.7 \text{ m}$$

Del análisis estructural se obtienen las siguientes cargas en la base de la columna, todas en condición de servicio.

Tabla 52. Carga - columna

Tabla Combinaciones	P	Mx-x	My-y
	ton	ton-m	ton-m
Muerta	102.789	0.169	0.568
Viva	27.330	0.005	0.386
Dinámico X-X	5.219	0.040	0.759
Dinámico Y-Y	3.226	0.064	0.369

Dimensionamiento por presión admisible

$$\text{Área requerida} = \frac{1.05 \times (102.789 + 27.330)}{40} = 3.42 \text{ m}^2$$

$$\text{Área requerida} = \frac{1.05 \times (102.789 + 27.330) + 5.219}{40 \times 1.3} = 2.73 \text{ m}^2$$

Se calcula el área requerida, la cual asciende a 3.42 m², corresponde tener volados de 0.7m en cada dirección, es decir la zapata quedará con dimensiones de Lx=2.10m y Ly=1.65m. Se procederá a verificar los esfuerzos en las esquinas por la acción de los momentos. Considerando un peralte de 60cm, tenemos:

- PP de la zapata=2.1x1.65x0.6x2.4=4.99 ton
- Peso del relleno=(2.1x1.65-0.7x0.25) x0.4x1.9=2.50ton
- Total=7.49 ton

Se corrobora el % asumido para el peso propia de la zapata:

$$\frac{4.99}{102.789 + 27.330} = 4.00\%$$

Se concluye que asumir 5% es más conservador

Dado esto, tenemos los siguientes tres escenarios:

.

Escenario 1: Gravedad

- R=102.789+27.330+7.49=137.609 ton
- $\sum M_{x-x}=0.169+0.005=0.174 \text{ ton.m}$
- $\sum M_{y-y}=0.568+0.386=0.956 \text{ ton.m}$

$$\sigma = \frac{137.609}{3.465} \pm \frac{6 \times 0.174}{2.1^2 \times 1.65} \pm \frac{6 \times 0.956}{1.65^2 \times 2.1}$$
$$\sigma = 39.714 \pm 0.143 \pm 1.003$$

$$\sigma = 40.860 \text{ ton/m}^2 \quad \sigma = 38.854 \text{ ton/m}^2 \quad \sigma = 40.574 \text{ ton/m}^2 \quad \sigma = 38.568 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 40 \text{ ton/m}^2$$

Se verifica que los esfuerzos cumplen con lo requerido, dado que el mayor esfuerzo es 40.860 ton/m² $\equiv$ 40.00 ton/m², esta es la zapata más crítica para las columnas C1 y la única

que sobrepasa el esfuerzo admisible, por ello se considera el valor equivalente a 40 ton/m² muy cercano al máximo esfuerzo admisible. De esta manera se corrobora lo calculado por el programa Safe.

Escenario 2: Gravedad + Sismo X-X

- $R=102.789+27.330+7.49+5.219=142.828$ ton
- $\sum M_{x-x}=0.169+0.005+0.040=0.214$ ton.m
- $\sum M_{y-y}=0.568+0.386+0.759=1.715$ ton.m

$$\sigma = \frac{142.828}{3.465} \pm \frac{6 \times 0.214}{2.1^2 \times 1.65} \pm \frac{6 \times 1.715}{1.65^2 \times 2.1}$$

$$\sigma = 41.220 \pm 0.176 \pm 1.800$$

$$\sigma = 43.196 \text{ ton/m}^2 \quad \sigma = 39.596 \text{ ton/m}^2 \quad \sigma = 42.844 \text{ ton/m}^2 \quad \sigma = 39.244 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 52 \text{ ton/m}^2$$

Se verifica que los esfuerzos cumplen con lo requerido, dado que el mayor esfuerzo es 43.196 ton/m², menor al máximo esfuerzo admisible 52 ton/m².

Escenario 3: Gravedad+Sismo Y-Y

- $R=102.789+27.330+7.49+3.226=140.835$ ton
- $\sum M_{x-x}=0.169+0.005+0.064=0.238$ ton.m
- $\sum M_{y-y}=0.568+0.386+0.369=1.325$ ton.m

$$\sigma = \frac{140.835}{3.465} \pm \frac{6 \times 0.238}{2.1^2 \times 1.65} \pm \frac{6 \times 1.325}{1.65^2 \times 2.1}$$

$$\sigma = 40.645 \pm 0.196 \pm 1.391$$

$$\sigma = 42.232 \text{ ton/m}^2 \quad \sigma = 39.450 \text{ ton/m}^2 \quad \sigma = 41.840 \text{ ton/m}^2 \quad \sigma = 39.058 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 52 \text{ ton/m}^2$$

Se verifica que los esfuerzos cumplen con lo requerido, dado que el mayor esfuerzo es 42.232 ton/m², menor al máximo esfuerzo admisible 52 ton/m².

La reacción amplificada del suelo será el esfuerzo máximo que se obtiene para el caso 2, amplificado por 1.25 para sismo.

$$\sigma_u = 1.25 \times 43.196 = 53.995 \text{ ton/m}^2$$

Sin embargo, a modo de demostración también se realiza el cálculo con las combinaciones para sismo, para cargas últimas $1.25 (CM + CV) + CS$:

$$\sigma_u = \frac{1.25x(102.789 + 8.74 + 27.300) + 5.219}{3.465} \pm \frac{6x(1.25x(0.169 + 0.005) + 0.040)}{2.1^2x1.65} \pm \frac{6x(1.25(0.568 + 0.386) + 0.759)}{1.65^2x2.1} = 53.376 \text{ ton/m}^2$$

Se concluye que utilizar el factor 1.25 es más conservado

La reacción amplificada del suelo será el esfuerzo máximo que se obtiene para el caso 1, amplificado por 1.60 para gravedad.

$$\sigma_u = 1.60 \times 40.00 = 64.00 \text{ ton/m}^2$$

Sin embargo, a modo de demostración también se realiza el cálculo con los factores 1.4 y 1.7 de las combinaciones por gravedad para cargas últimas :

$$\sigma_u = \frac{1.4x(102.789 + 7.49) + 1.7(27.330)}{3.465} \pm \frac{6x(1.4x(0.169) + 1.7(0.005))}{2.1^2x1.65} \pm \frac{6x(1.4(0.568) + 1.7x(0.386))}{1.65^2x2.1} = 59.117 \text{ ton/m}^2$$

Se concluye que utilizar el factor 1.60 es más conservador.

Verificación de Corte por punzonamiento

El diseño de la zapata se realizó garantizando que la fuerza cortante última (V_u) a una distancia d de la cara de la columna sea menor que la resistencia a corte (ϕV_c) debido a que no se usan estribos en la zapata.

$$V_u (\text{sismo}) = 53.995 \times (2.1x1.65 - ((0.70 + 0.5)x(0.25 + 0.5))) = 138.50 \text{ ton}$$

$$V_u (\text{gravedad}) = 64.00 \times (2.1x1.65 - ((0.70 + 0.5)x(0.25 + 0.5))) = 164.16 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85x0.53 * \left(1 + \frac{2}{\frac{70}{25}}\right) \sqrt{210}x390x50 = 218.233 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85x0.27 * \left(2 + \frac{50x40}{390}\right) \sqrt{210}x390x50 = 462.282 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85x1.06 * \sqrt{210}x390x50 = 254.606 \text{ ton}$$

Considerando el menor valor obtenido, $\Phi V_c = 218.233 \text{ ton}$, observamos que $\Phi V_c > V_u$, tanto para sismo como para gravedad.

Verificación de Corte por flexión

Calculando la resistencia última V_u y la resistencia suministrada ΦV_c para dirección.

Para Dirección X-X:

$$V_u (\text{sismo}) = 53.995 \times 1.65 \times (0.7 - 0.5) = 17.82 \text{ ton}$$

$$V_u (\text{gravedad}) = 64.00 \times 1.65 \times (0.7 - 0.5) = 21.12 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 165 \times 50 = 53.86 \text{ ton}$$

Para Dirección Y-Y:

$$V_u (\text{sismo}) = 53.995 \times 2.1 \times (0.7 - 0.5) = 22.68 \text{ ton}$$

$$V_u (\text{gravedad}) = 64.00 \times 2.1 \times (0.7 - 0.5) = 26.88 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 210 \times 50 = 68.55 \text{ ton}$$

Diseño por Flexión

Calculando las resistencias requeridas M_u por flexión, tenemos:

$$\text{Para } X - X: M_u (\text{sismo}) = \frac{53.995 \times 0.7^2 \times 1.65}{2} = 21.83 \text{ ton.m}$$

$$\text{Para } Y - Y: M_u (\text{sismo}) = \frac{53.995 \times 0.7^2 \times 2.10}{2} = 27.78 \text{ ton.m}$$

$$\text{Para } X - X: M_u (\text{gravedad}) = \frac{64.00 \times 0.7^2 \times 1.65}{2} = 25.872 \text{ ton.m}$$

$$\text{Para } Y - Y: M_u (\text{gravedad}) = \frac{64.00 \times 0.7^2 \times 2.10}{2} = 32.928 \text{ ton.m}$$

Tabla 53. Cálculo de acero por flexión para sismo

	X-X	Y-Y
b (cm)	165	210
h (cm)	60	60
d(cm)	50	50
Mu (ton.m)	21.83	27.78
w	0.022	0.028
ρ	0.111%	0.142%
As calculado (cm2)	11.704	14.95
As min(cm2)	17.82	22.68

Tabla 54. Cálculo de acero por flexión para gravedad

	X-X	Y-Y
b (cm)	165	210
h (cm)	60	60
d(cm)	50	50
Mu (ton.m)	25.872	32.928
w	0.026	0.034
ρ	0.132%	0.169%
As calculado (cm2)	13.906	17.777
As min(cm2)	17.82	22.68

Dado que la cuantía es menor a 0.18%, entonces necesita acero mínimo en ambas direcciones.

$$As = 0.0018 \times 100 \times 60 = 10.8 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{2}{10.8} = 18.5 \text{ cm}$$

Se coloca una malla inferior de $\Phi 5/8 @ 17.5 \text{ cm}$.

16 CAPÍTULO: DISEÑO DE ELEMENTOS ADICIONALES

16.1 Diseño de escaleras

A manera de ejemplo se diseñará el primer tramo de la escalera de ingreso, que conecta el semisótano con el primer piso.

Datos de la escalera:

- Paso (P) = 25 cm
- Contrapaso (CP) = 17 cm
- Garganta (t) = 15 cm
- Altura vertical de garganta del tramo inclinado (Hm) = 27 cm
- Sobrecarga (S/C) = 200 kg/m²

16.1.1 Metrado de cargas

A continuación, se calcula el peso propio de la escalera y del descanso del primer tramo, realizamos los siguientes cálculos:

Para el descanso: $CM = 0.15 \times 1.28 \times 2,400 + 1.28 \times 100 = 589 \text{ kg/m}$

$$CV = 200 \times 1.28 = 256 \text{ kg/m}$$

$$\omega_u = 1.4 \times 589 + 1.7 \times 256 = 1,260 \text{ kg/m}$$

Para el tramo inclinado: $CM = 0.27 \times 1.28 \times 2,400 + 1.28 \times 100 = 960 \text{ kg/m}$

$$CV = 200 \times 1.28 = 256 \text{ kg/m}$$

$$\omega_u = 1.4 \times 960 + 1.7 \times 256 = 1,780 \text{ kg/m}$$

Se define modelo estructural y obtenemos los respectivos diagramas:

Figura 118. Modelo Estructural, DFC y DMF

16.1.2 Diseño por flexión

El mayor momento M_u es 586 kg-m. Se calcula el acero de la siguiente manera:

$$k_u = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{0.586 \times 10^5}{100 \times 12^2} = 4.07$$

$$k_u \rightarrow \rho \quad \rho = 0.085\% \quad A_s = 1.31 \text{ cm}^2$$

El acero mínimo requerido por temperatura es:

$$A_{s_{min}} = 0.0018bh = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7 \text{ cm}^2/\text{ml (metro lineal)}$$

La Norma E.060 menciona que si el acero colocado supera al acero requerido en más del 30% dado por el diseño a flexión, se verifica el requerimiento por momento de agrietamiento ($\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$). Con barras de 3/8", tenemos un espaciamiento $s=0.71/2.7=26.3\text{cm}$, por lo tanto, se colocará mallas de 3/8" @25cm, tanto longitudinal como transversalmente.

16.1.3 Diseño por corte

Para $b=100\text{cm}$ y $d=12\text{cm}$, tenemos:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 12 = 7,834 \text{ kg}$$

Se aprecia que ϕV_c es mayor que $V_u = 1,662$. A continuación, se presenta el diseño final.

Figura 119. Diseño final de escalera

16.2. Diseño de muros de sótano

Los muros de sótano no están anclados al suelo y se diseñan independientemente considerando la teoría de Rankine. Dicha teoría es aplicable sólo para suelos granulares, compactados y secos; y propone las siguientes expresiones para estimar los empujes que actúan sobre un muro de sótano. (Se considera un recubrimiento de 4 cm):

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(\Phi)}{1 + \text{sen}(\Phi)}$$

$$E_a = K_a \gamma H$$

$$E_{s/c} = K_a W_{s/c}$$

K_a = Coeficiente de empuje activo del suelo.

Φ = Ángulo de fricción interna del suelo.

γ = Peso específico del suelo.

H = Altura de suelo que ejerce el empuje activo.

$W_{s/c}$ = Sobrecarga actuante en el terreno.

E_a = Empuje activo del suelo (triangular).

$E_{s/c}$ = Empuje producido por la sobrecarga (rectangular).

Datos:

H_{mur} = 2.60 m

T_{mur} = 25 cm

Φ = 30°

γ = 1900 kg/m³

H = 2.25 m

$W_{s/c}$ = 250 kg/m²

La Norma E.060 plantea un factor de amplificación de 1.7 para llevar las cargas del empuje del suelo a condiciones últimas de resistencia.

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(30)}{1 + \text{sen}(30)} = 0.333 \dots$$

$$Ea = \frac{1}{3} \times 1900 \times 2.25 \times 1.7 = 2422.5 \text{ kg/m} \quad \frac{Es}{c} = \frac{1}{3} \times 250 \times 1.7 = 141.67 \text{ kg/m}$$

En la siguiente figura se muestra las cargas asignadas al modelo estructural, y los resultados obtenidos del análisis del muro de contención que se encuentra en el eje D.

Figura 120. Análisis estructural del muro

Calculamos la resistencia de diseño ΦV_c :

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times (25 - 4) = 13709.6 \text{ kg}$$

Se puede verificar que el $V_u \text{ max} = 2727.5 \text{ kg}$, menor a la resistencia de diseño calculada.

Tabla 55. Cálculo de acero por flexión

b (cm)	100
h (cm)	25
d (cm)	21

Mu (ton.m)	1.6515
w	0.020
ρ	0.100%
As calculado (cm2)	2.105

$$s = \frac{0.71}{2.11} = 30 \text{ cm}$$

$$As_{min} t^{\circ} = 0.0018 \times 25 \times 100 = 4.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$s = \frac{0.71 \times 2}{4.5} = 30 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se colocará mallas de 3/8” @25cm en ambas caras del muro, esto por un criterio de construcción. El muro se puede apreciar en el Anexo de Planos Estructurales – Plano de muros y placas – Corte 1-1.

16.3. Consideraciones para el diseño de elementos no estructurales y su posterior construcción

- ✓ Diseño de un parapeto.

El edificio tiene parapetos que cumplen la función de alfeizars para las ventanas. Estos parapetos se diseñarán de acuerdo a lo establecido en el Capítulo 9 de la Norma E-070 de Albañilería, que establece los requisitos para el diseño por cargas ortogonales al plano del muro, para este diseño se toman en cuenta los siguientes factores de acuerdo con la Norma E-030 de Diseño Sismorresistente:

$$w = 0.8 Z \cdot U \cdot C1 \cdot \gamma \cdot e$$

$$Z = \text{factor de zona especificado en la NTE E.030. Diseño Sismorresistente} = 0.45 g$$

$$U = \text{factor de importancia especificado en la NTE E.030. Diseño Sismorresistente} \\ = 1.00$$

$$C1 = \text{coeficiente sísmico especificado en la NTE E.030. Diseño Sismorresistente} = 2.50$$

$$e = \text{espesor bruto del muro (incluyendo tarrajeos), en metros} = 0.15 \text{ m}$$

$$\gamma = \text{peso volumétrico de la albañilería} = 1800 \text{ kg/m}^3$$

Se diseña el parapeto más crítico ubicado en el segundo nivel entre los ejes 6C y 6D y que tiene 2.85m de ancho, 0.85m de alfeizer y se propone un espesor de 0.15m según Arquitectura.

$$w = 0,8 Z.U.C1.\gamma.e = 0.8 \times 0.45 \times 1 \times 2.5 \times 1800 \times 0.15 = 243 \text{ kg/m}^2$$

El momento flector se calcula mediante la siguiente fórmula: $M_s = m.w.a^2$

$m =$ coeficiente de momento (adimensional) indicado en la Tabla 12

$$= 0.060 \text{ (valor mas cercano a coeficiente } \frac{b}{a} = 0.30)$$

$a =$ dimensión crítica del paño de albañilería (ver la Tabla 12), en metros = 2.85

$$M_s = m.w.a^2 = 118.43 \text{ kg.m/m}$$

Se calcula el esfuerzo normal:

$$\sigma = \frac{M.v}{I} = \frac{M_s \cdot \frac{h}{2}}{\frac{bh^3}{12}} = \frac{6M_s}{bh^2}$$

$$\sigma = \frac{6M_s}{bh^2} = \frac{6 \times 118.43}{2.85 \times 0.15^2} = 11081.17 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 1.11 \text{ kg/cm}^2$$

- ✓ Se verifica que el esfuerzo normal producido por el momento flector, no es mayor que $f_t = 1.5 \text{ Kg./cm}^2$, establecido en el acápite 29.8 de la Norma E070. Finalmente, los arriostres (columnetas y viguetas) serán diseñados, de acuerdo a la Norma E-060 de Concreto Armado, para soportar la carga sísmica “w”.

Se llaman tabiques a las paredes delgadas que sirven para separar ambientes de un edificio o vivienda. Estos muros no soportan el peso de la estructura de la casa ni la presión de los sismos. Para este tipo de muro, es muy usado el ladrillo pandereta, el cuál cuenta con 12 cm de ancho, 10 cm de alto y 23 cm de largo. Puede ser utilizado de soga y/o de cabeza. Se anexan algunos detalles típicos para su construcción:

Figura 121. Detalle típico de tabiquería

17 CONCLUSIONES

1. El capítulo 5 tiene como finalidad demostrar que la estructura cuenta con irregularidad torsional extrema dada su arquitectura y su ubicación en esquina, es por ello que se analiza la estructuración base con las Normas E030-2003, E030-2016 y E030-2018. En primer lugar, la estructuración base analizada con la Norma E030-2003 arroja distorsiones máximas de entrepiso de 0.0055 y 0.0033 para la dirección X-X y Y-Y respectivamente. Además, existe torsión del primer a cuarto piso para X-X con un factor mayor a 1.40 y menor a 1.60. Para Y-Y, de igual manera, con un factor mayor a 1.10 y menor a 1.30. Sin embargo, como la norma no la tipifica como extrema, se castiga como irregularidad simple. En segundo lugar, la estructuración base analizada con la Norma E030-2016 arroja que no se cumple con distorsiones de entrepiso para la dirección X-X, puesto que el segundo, tercero y cuarto nivel superan el valor de 0.007. Además, presenta un factor torsional máximo de 1.72 y los cuatro niveles presentan torsión extrema en la dirección X-X y una torsión mínima en la dirección Y-Y. En tercer lugar, la estructuración base analizada con la Norma E030-2018 arroja que no se cumple con distorsiones de entrepiso para la dirección X-X pues presenta un valor de 0.0071 en el tercer nivel. Asimismo, existe una torsión extrema en la dirección X-X para el segundo y tercer nivel con factores mayores a 1.50 y una torsión mínima en la dirección Y-Y con factor torsional de 1.31 aproximadamente.
2. El capítulo 6 plantea cinco modelos estructurales que tiene como finalidad resolver el problema torsional extremo :
 - ✓ En primer lugar, se plantea la E-3 que cuenta con un sistema dual en ambas direcciones. Asimismo, para la E-3 se le añade una pequeña placa en el extremo formando una L con la placa que trabaja en dirección Y-Y y se le quita densidad de placas con la finalidad de disminuir los desplazamientos. Además, se aumenta la sección de columnas hasta donde lo permita la verificación por resistencia. Sin embargo, los resultados arrojan que persiste la torsión y que cuenta con factores de 1.54 y 1.60 para el primer y segundo piso en la dirección X-X y Y-Y. La explicación recae en las excentricidades provocadas por la asimetría de la estructuración

- ✓ En segundo lugar, se plantea la E-4 que cuenta con un sistema dual para la dirección X-X y un sistema de muros estructurales para la dirección Y-Y. Asimismo, la E-4 plantea que los desplazamientos en los extremos sean controlados con columnas de gran sección y con placas en el centro de masas. La estructura se vuelve más flexible con gran respuesta ante la torsión, sin embargo, de realizada la verificación de derivas, se constata que para el segundo, tercer y cuarto nivel no se cumple con derivas en ninguna de las direcciones. Se concluye que en el afán de erradicar la torsión se descuida la rigidez.
- ✓ En tercer lugar, se plantea la E-2 que cuenta con un sistema de muros estructurales en ambas direcciones. Asimismo, plantea eliminar las placas del centro de la estructura y por el contrario poner una pequeña placa y una placa en L en el extremo más flexible de la estructura (para ambos lados esquinales) con la finalidad de controlar el máximo desplazamiento relativo en el extremo más desfavorable de la estructura. De realizada la verificación por torsión y por derivas, se concluye el cumplimiento de ambas. Sin embargo, la E-2 no respeta la arquitectura. Esta propuesta plantea poner en la esquina de los ejes 6 y B una placa en L, lo que generaría una incompatibilidad de planos; dado que la arquitectura para el primer, segundo y tercer piso sugiere tener vigas jardineras y espacio para ventana. Por este motivo, se descarta esta propuesta; sin embargo, cumple todos los requisitos estructurales para ser tomada en cuenta. En un proyecto real se podría llegar a un acuerdo para modificar levemente la arquitectura.
- ✓ En cuarto lugar, se plantea la E-5 que cuenta con un sistema de muros estructurales para ambas direcciones. Asimismo, plantea poner una pequeña placa en el extremo y reubicar las placas en el centro de la estructura, sin aumentar la longitud, pero si el espesor de placa. Además, elimina una placa de gran longitud que trabaja en la dirección Y –Y con el fin de disminuir la densidad de placas. Se busca el control de los máximos desplazamientos relativos en el extremo más flexible de la estructura y en el centro de masas. En este sentido, se realiza a verificación por derivas y por torsión, donde se concluye con el cumplimiento de estas. Sin embargo,

se puede observar que la E-5 tiene un factor de escala de 2.3 para la dirección Y-Y; por lo que su verificación de resistencia en los diferentes elementos estructurales sobrepasa el límite del acero máximo.

- ✓ Finalmente, se plantea como solución la E-1 que cuenta con un sistema de muros estructurales. Asimismo, propone poner una pequeña placa en el extremo y reubicar las placas en el centro de la estructura, sin aumentar la longitud, pero si el espesor de placa, con la finalidad de controlar el máximo desplazamiento relativo en el extremo más flexible de la estructura y en el centro de masas. Se realiza la verificación de los criterios tomados en cuenta: Torsión extrema y derivas, densidad de placas, arquitectura y resistencia, y se concluye que cumple con todos ellos. Teniendo como factores máximos de torsión 1.47 y 1.48 para X-X y Y-Y, respectivamente.
 - ✓ Por otro lado, se concluye que sobrepasado el 20% del ratio obtenido de la relación excentricidad (distanciamiento entre el CM y el CR) vs longitud total del eje correspondiente al análisis, existe torsión extrema. Con la restricción que se llega a esta conclusión con el estudio de un sólo caso.
3. Luego de analizar torsionalmente y por derivas la estructura a través de las 3 Normas: E030-2003, E030-2016 y E030-2018, se considera a E-2003 y a E-2018 en la misma línea por la similitud normativa y coincidencia en los valores. Asimismo, se concluye que existe un incremento de 11 % entre los valores de torsión de E-2003/2018 a E-2016 para la dirección X-X y de 7% para la dirección Y-Y, en promedio. La explicación pasa por la forma de medir la torsión. La Norma E030-2003/2018 mide la torsión con respecto al máximo desplazamiento relativo de entrepiso y al promedio de los desplazamientos relativos de los extremos de entrepiso. Mientras que la Norma E030-2016 compara los desplazamientos relativos máximos de entrepiso y del centro de masas. En este sentido, la primera relación es más cercana en valores, pues los desplazamientos en los extremos son muy parecidos por lo que reduce el factor, caso contrario en la segunda relación. En resumen, se comprueba que la Norma E030-2016 es más conservadora que la Norma E030-2003/2018. De lo investigado, no hay un consenso normativo estandarizado a nivel de la región en cuanto a cómo medir la torsión.

4. Después de analizar sísmicamente la propuesta de solución con los métodos convencionales estático y dinámico en el capítulo 8 y evaluar la propuesta de solución escogida por el método de análisis sísmico Tiempo-Historia en el capítulo 9, se concluye:

- ✓ Por un lado, después del modelamiento, los periodos para los diferentes modos son: 0.364 seg en X-X y 0.337 seg en Y-Y. También, se calcula que la cortante estática es de 312 ton en ambas direcciones. Se calcula un máximo desplazamiento absoluto estático de 1.60 cm aproximadamente para sismos en ambas direcciones.
- ✓ Por otro lado, el coeficiente básico de reducción es de $R_0=6$ en la dirección X-X y en Y-Y para la propuesta escogida. En cuanto a las irregularidades, se presenta irregularidad torsional en planta para ambas direcciones, la cual está permitida por norma. Los factores de escala son de 1.63 y 1.80 para los ejes X-X y Y-Y. Según Tabla 27 y Tabla 28 se verifican los desplazamientos laterales a efecto de cumplir la Norma E030 para ambas direcciones. El máximo desplazamiento absoluto en X-X es 5.3496 cm y en Y-Y es 4.5015 cm. Se calcula una separación entre edificios de 8cm.
- ✓ Además, con respecto al análisis sísmico tiempo historia, la norma E030 específica que las derivas obtenidas en el análisis sísmico tiempo historia no deben exceder 1.25 veces 0.007 (8.75‰), siendo lo máximos valores 0.00724 para X-X y 0.00763 para Y-Y. Por lo que se concluye que los resultados obtenidos están por debajo de 8.75‰ y se cumple con las exigencias.

5. Se realizó el diseño estructural de losas aligeradas, losas macizas, vigas, columnas, placas, cimentaciones, escaleras y muros de contención contempladas del capítulo 10 al capítulo 16, todo ello para la propuesta escogida, llegando a las siguientes conclusiones :

- ✓ El diseño de losas aligeradas se realiza por flexión y corte. No fue necesario el uso de ensanches. Además, se considera un acero de temperatura de $\frac{1}{4}$ " cada 25 cm. Por otro lado, se verifica que se desprecian las deflexiones, toda vez que el momento más crítico actuante es menor al momento de agrietamiento para el 90% de los casos. Como primer aporte se verifica el A_s colocado vs A_s calculado, el

cuál en todos los casos sobrepasa el 97.5 %. Como segundo aporte se verifica el As colocado/As máximo, que en ninguno de los casos llega al 100%.

- ✓ El diseño vigas se realiza por flexión y corte por capacidad. La sección típica de viga es de 25 x55 cm y tiene una cuantía colocada de 1.5% en promedio, y cumple con la verificación de cuantía mínima y cuantía máxima. Para la viga crítica se verifica deflexiones, la cual cumple con los requerimiento de peralte mínimo. Y con respecto al cálculo de fisuración existe un factor máximo $Z=21020.1$, el cual no sobrepasa a $Z=26000$ estipulado por la Norma.
- ✓ Las columnas son diseñadas por flexo - compresión y corte por capacidad. Se verifica el cumplimiento de los requerimientos para flexión biaxial, ya que cumplen con la relación de Bresler. Para efectos de esbeltez se verifica que todos los factores Q por piso y para ambas direcciones sean menores al factor $Q=0.06$. Además, para todas las columnas se coloca una cuantía de acero entre 1-3% en promedio.
- ✓ Los muros de corte son esbeltos por lo tanto se diseña por flexo-compresión y corte por capacidad. Además, se utilizan núcleos confinados de 40 cm -70 cm. Asimismo, se utilizan varillas de $\frac{3}{4}$ " en la mayoría de núcleos confinados. La cuantía $p_v=0.0025$ y $p_h=0.0025$ es la resultante en la mayoría de las placas. El espaciamiento de acero horizontal comprende entre 15 y 20 cm en la mayoría de casos.
- ✓ En el proceso de cálculo del diseño de la cimentación se verifican ratios que se toman como ciertos en muchas investigaciones sin antes ser evaluados. Por ejemplo, se comprueba y demuestra el ratio del porcentaje del peso propio a incrementar, así como las ratios de 1.25 y 1.60 para la verificación por punzonamiento. Asimismo, se utiliza el programa SAFE para la verificación por presión admisible y por punzonamiento. Finalmente, se diseña una zapata como ejemplo, siendo el diseño final una malla inferior de $\Phi 5/8@17.5\text{cm}$, correspondiente a la cuantía mínima para ambas direcciones.

18 RECOMENDACIONES

- Para edificaciones en esquina, se recomienda colocar un cuadro anexo de análisis de torsión con los valores límites de la norma en los planos de estructuras. Esto, dado que la torsión en planta es la segunda causante de colapso de edificaciones según estudios realizados. Además, se recomienda una memoria de cálculo que verifiquen la inexistencia de torsión extrema.
- Se recomienda tipificar los casos de torsión tomando en cuenta las excentricidades, además del cálculo normativo. Dicho esto, con la finalidad que la norma contemple casos estructurales asimétricos críticos y que estos sean evaluados de forma especial tomando en cuenta todas las variables torsionales : torsión accidental, irregularidad torsional, excentricidades, distorsiones en el centro de masas, distorsiones en los extremos del edificio, asimetría, longitudes de la estructura, etc.
- Se recomienda para excentricidades extremas y factores altos de torsión realizar un estudio más amplio y profundo que tenga como finalidad llegar a calcular un ratio o alguna función que relacione el factor torsional, la excentricidad y las longitudes de la estructura teniendo como motivo aclarar y simplificar la verificación por torsión. Toda vez, que es una verificación importante e imprescindible. Por otro lado, se puede realizar un cálculo más fino a través del efecto de bidireccionalidad tal como recomienda la Norma Técnica Complementaria para diseño por sismo de Mexico (acápito 2.4.).
- Para futuras líneas de investigación se podrá evaluar la excentricidad accidental de 5%, la cual es permitida por norma y verificar si este factor es suficiente. Esto es importante ya que estas suposiciones afectan directamente la torsión extrema.
- Se podría complementar el siguiente estudio realizando un análisis de vulnerabilidad sísmica en esquina en determinadas zonas, en las cuales se puede explorar tipologías, fallas típicas y posibles soluciones.
- Se podría complementar el estudio realizando un análisis técnico económico de las 5 propuestas planteadas.

19 REFERENCIAS

- Abdul Rahman, S. A., & Salik, A. U. (2016). *Seismic analysis of vertically irregular buildings*. Current Science. doi:10.18520/cs/v111/i10/1658-1663
- American Psychological Association (APA). (2010). *Manual de Publicaciones de la American Psychological Association* [Trad. M. Guerra]. [Cons. S. Peña]. 3ª ed. México D. F.: Manual Moderno.
- Astorga, A. & Rivero, P. (2009). *Patología en las edificaciones*. CIGIR. Recuperado de http://chacao.gob.ve/eduriesgo/vulnerabilidad_archivos/04_patologias_en_las_edificaciones.pdf [Consulta: 10 de octubre del 2019].
- Astroza, M., Barrientos, S., Calixto, F., Giuliana, F., Huaco, D., Rodríguez, L y otros., San Bartolome, (2008). *Terremoto de Pisco Perú. Informe de la misión CERESIS/UNESCO*. Recuperado de <http://ceresis.org/ceresis/imagen/files/Terremoto-de-Pisco-Per%C3%BA.pdf> [Consulta: 11 de octubre del 2019].
- Blanco, A. (1994). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. 2da edición. Lima – Perú. Colegio de Ingenieros del Perú.
- Carrillo, T. (2008). *Principales problemas estructurales por la interacción tabique - pórtico* Recuperado de <https://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/1617/7/T-ESPE-025410-4.pdf> [Consulta: 10 de octubre del 2019].
- Computrs and Structures inc. 2016 From start to finish: model, design and optimize a multi-story concrete structure using ETABS. Berkeley, California – USA. CSI Educational Services.
- Cutimbo, W. (2016). *Ingeniería Sismorresistente*. Recuperado de <https://es.scribd.com/document/325270711/INGENIERIA-SISMORRESISTENTE-2016>. (Consulta: 16 de octubre del 2016).
- Dulinska, J. j. & Nowakoska, K. k. (2016). Influence of Structural Irregularities of Tserkov Building on Its Dynamic Behavior under Induced Seismic Shock of Mining Origin. Key Engineering Materials, 703365-370.
- El País (2017). *¿Por qué el terremoto de magnitud 7,1 fue más devastador que el de 8,* 2? Recuperado de https://verne.elpais.com/verne/2017/09/20/mexico/1505926048_434918.html [Consulta: 11 de octubre del 2019].

- Galagarza, B. & Seclen, E. (2017). *La primera cita. Guía para el registro de referencias y citación en textos académicos*. Recuperado de https://repositorioacademico.upc.edu.pe/bitstream/handle/10757/621767/primera_cita-final.pdf[Consulta: 11 de noviembre del 2019].
- Gómez, O. & Maldonado, E. (2005). Estudio analítico de los efectos de la torsión natural en el comportamiento de edificios de varios pisos torsionalmente desbalanceados ante sollicitaciones sísmicas. *Ingeniería y Desarrollo*. Recuperado de <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=85201709> [Consulta: 10 de octubre del 2019].
- Gulppi, D. (2015). *Análisis de torsión accidental en edificios con diafragma flexible. Memoria para optar por el título de ingeniero*. Recuperado de <http://repositorio.uchile.cl/handle/2250/137105>[Consulta: 10 de octubre del 2019].
- Harmsen, T., 2005. *Diseño de estructuras de Concreto Armado*, 4ta edición. Lima - Perú. Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Hernandez, J. & Lopez, A. (2007). *Investigación de respuestas sísmicas críticas incorporando la torsión accidental*. Recuperado de http://ve.scielo.org/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0376723X2007000300002[Consulta: 11 de octubre del 2019].
- Kwang-Ho, L., Seong-Hoon, J., Seongwoo, H., & Kang Su, K. (2016). 1997. The effect of various design codes and dynamic magnification on buildings with torsional irregularity. *Journal of Vibroengineering*, 18(3), 1631-1638. doi:10.21595/jve.2016.16736
- M. M. Ahmed, M., E. Abdel Raheem, S., M. Ahmed, M., & G. A. Abdel-Shafy, A. (2016). Irregularity effects on the seismic performance of l-shaped multi-story buildings. *Journal Of Engineering Sciences*, 44(5), 513-536.
- Ministerio de vivienda del Perú. (2016). Norma E.020 Concreto Armado. Lima – Perú. Actualización del Reglamento Nacional de Edificaciones – RNE.
- Ministerio de vivienda del Perú. (2016). Norma E.030 Concreto Armado. Lima – Perú. Actualización del Reglamento Nacional de Edificaciones – RNE.
- Ministerio de vivienda del Perú. (2016). Norma E.060 Concreto Armado. Lima – Perú. Actualización del Reglamento Nacional de Edificaciones – RNE.
- Muñoz, Alejandro. 2003 *ingeniería Sismorresistente*. 2da edición. Lima – Perú. Pontificia Universidad Católica del Perú.

- Muñoz, A., Tinman, M., Quiun, D. (2013). Riesgos Sísmicos de Edificios peruanos. Recuperado de [file:///D:/Downloads/2013-08-2-2001-3-Jornadas-Ibero-AM-MT-DQ-riesgo-sismico%20\(4\).pdf](file:///D:/Downloads/2013-08-2-2001-3-Jornadas-Ibero-AM-MT-DQ-riesgo-sismico%20(4).pdf). (Consulta: 16 de octubre del 2017).
- Rodrigo, M. (2007). Planos de arquitectura de Vivienda Multifamiliar en Surco. *Gubbins Rodrigo*.
- San Bartolome, A. (S/F). *Interacción tabique de albañilería-estructura aporticada. Comentarios a la Norma E070 Albañilería - SENCICO*. Recuperado de <http://blog.pucp.edu.pe/blog/wpcontent/uploads/sites/82/2008/01/C10Tabiques.pdf> [Consulta: 10 de octubre del 2019].
- San Bartolome, A. (2007). *Defectos que incidieron en el comportamiento de las construcciones de albañilería en el sismo de pisco del 15-08-2007*. Pontificia Universidad Católica del Perú. Recuperado de <http://blog.pucp.edu.pe/blog/wp-content/uploads/sites/82/2007/09/Albanileria-sismo-del-15-08-2007.pdf> [Consulta: 10 de octubre del 2019].
- Ottazzi, G. (2009). Apuntes del curso Concreto Armado 1. 11ra edición. Lima – Perú. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Tavera, H (2008). *Revista del Centro de Estudios y Prevención del Desastre. Peligro sísmico en Lima y el país*. Recuperado de http://scts.igp.gob.pe/sites/scts.igp.gob.pe/files/UnidadSismologia/PUBLICACIONES/01-articulos/castellano/14pub_pelig_sismico.pdf. Consulta (12 de octubre del 2017)
- Tafur, A (2012). *Diseño Estructural de un edificio de vivienda con un sótano y seis pisos ubicado en Magdalena*. Recuperado de http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/123456789/1688/TAFUR_ANIBAL_DISENO_EDIFICIO_SEIS_PISOS_MAGDALENA.pdf?sequence=1&isAllowed=y. Consultado (12 de octubre del 2017)
- Thomas, J. A., Anand, S., & Issac, B. M. (2017). Seismic Evaluation of Buildings with Plan Irregularity. *Applied Mechanics & Materials*, 857225-230. doi:10.4028/www.scientific.net/AMM.857.225
- Torres, E. (2019). *Análisis y diseño de una edificación multifamiliar de 7 pisos. Tesis para optar el título de Ingeniero Civil*. Recuperado de <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/13968> [Consulta: 11 de noviembre del 2019].

- Univisión Noticias (2017). *Estos son los edificios que colapsaron con el terremoto en México (antes y después)*. Recuperado de <https://www.univision.com/noticias/terremotos/estos-son-los-edificios-que-colapsaron-con-el-terremoto-en-mexico-antes-y-despues> [Consulta: 11 de octubre del 2019].
- Varadharajan, S., Sehgal, V. K., & Saini, B. (2014). Seismic behavior of multistory RC building frames with vertical setback irregularity. *Structural Design Of Tall & Special Buildings*, 23(18), 1345-1380.
- Wilson, E., 2002. *Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures, A physical Approach with Emphasis on Earthquake Engineering*, 3rd edition. Berkeley - California. Computers and Structures, Inc.

ANEXO 1: Predimensionamiento de Losa Aligerada

Semisótano			
Paño	Luz (m)	h(m)	
Paño 1-2	3	0.17	Losa aligerada de 20cm
Paño 2-3	4.72	0.2	
Paño 3-4	2.7	0.17	
Paño 4-5	4.75	0.2	
Paño 5-6	2.88	0.17	
Paño 6-7	2.75	0.17	

Primer piso			
Paño	Luz (m)	h(m)	
Paño 1-2	3	0.17	Losa aligerada de 20cm
Paño 2-3	4.72	0.2	
Paño 3-4	2.7	0.17	
Paño 4-5	4.75	0.2	
Paño 5-6	2.88	0.17	

Segundo y tercer piso			
Paño	Luz (m)	h(m)	
Paño 1-2	3	0.17	Losa aligerada de 20cm
Paño 2-3	4.72	0.2	
Paño 3-4	2.7	0.17	
Paño 4-5	4.75	0.2	
Paño 5-6	2.88	0.17	

Azotea			
Paño	Luz (m)	h(m)	
Paño 1-2	3	0.17	Losa aligerada de 20cm
Paño 2-3	4.72	0.2	
Paño 3-4	2.7	0.17	
Paño 4-5	4.75	0.2	
Paño 5-6	2.88	0.17	

ANEXO 2: Diagrama de Interacción de Columnas

Columna 1 (Semisótano y primer piso)

Columna 1 (Segundo y tercer piso)

Columna 1 (Cuarto piso)

Columna 2 (Semisótano y primer piso)

Columna 2 (Segundo y tercer piso)

Columna 2 (Cuarto piso)

Columna 3 (Semisótano, primer y segundo piso)

Columna 3 (Tercer y cuarto piso)

Columna 4

Columna 5

Columna 6 y 7

Columna 8

ANEXO 3: Diagrama de Interacción de Placas

Placa 1 Sótano

Placa 1 Primer piso

Placa 1 Segundo piso

Placa 1 Tercer piso

Placa 1 Cuarto piso

Placa 2 Sótano

Placa 2 Primer piso

Placa 2 Segundo piso

Placa 2 Tercer piso

Placa 2 Cuarto piso

Placa 4 – Sótano, primer y segundo piso

Placa 4 – Tercer piso

Placa 4 – Cuarto piso

Placa 6 – Semisótano

Placa 6 – Primer piso

Placa 6 – Segundo piso

Placa 6 – Tercer piso

Placa 6 – Cuarto piso

Interpretación : La placa 4 y 6 tiene un diagrama inusual asimétrico por la geometría que presenta (en forma de L).

ANEXO 4: Planos de Arquitectura

ANEXO 5: Planos de Estructuras