



Universidad
Continental

FACULTAD DE INGENIERÍA

Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil

Tesis

**Diseño de un edificio de concreto armado de cuatro
pisos mas un sótano proporcionando seguridad
adecuada y buen comportamiento en condiciones
normales de funcionamiento**

para optar el Título Profesional de
Ingeniero civil

Socorro Jackelin Bullón Mallqui

Huancayo, 2019



Repositorio Institucional Continental
Tesis digital



Obra protegida bajo la licencia de [Creative Commons Atribución-NoComercial-SinDerivadas 2.5 Perú](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/2.5/peru/)

AGRADECIMIENTOS

El desarrollo de la presente tesis me condujo por un proceso largo de perseverancia y aprendizaje, en la cual participaron personas que me brindaron su ayuda directa e indirectamente, motivo por el cual deseo expresar mi gratitud. En primer lugar, agradezco a Dios, por la vida y a mis Padres por el apoyo incondicional y confianza depositada hacia mi persona.

Así mismo, agradezco a mi Asesora Msc. Natividad Antonieta Sánchez Arévalo, por su paciencia, tiempo, consejos y conocimientos brindados, que hicieron posible el desarrollo de esta tesis.

Finalmente, agradezco a Luis Torres Zamudio, por su apoyo y aliento, durante el proceso de elaboración de la presente tesis.

DEDICATORIA

La presente tesis está dedicada a mis queridos Padres, Victor Bullón García y Paulina Mallqui Soto, por el amor y apoyo incondicional que me brindan día a día, por ser ejemplo y guía en lo personal y profesional, por sus palabras de aliento, consejos y por la confianza depositada en mi persona.

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS.....	2
DEDICATORIA	3
ÍNDICE.....	4
LISTA DE TABLAS	8
LISTA DE FIGURAS.....	13
RESUMEN.....	18
INTRODUCCIÓN.....	19
CAPÍTULO I.....	21
PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO	21
1.1 Planteamiento y Formulación del Problema	21
1.2 Objetivos.....	27
1.2.1 Objetivo General.....	27
1.2.2 Objetivos Específicos	27
1.3 Justificación e Importancia	27
1.4 Delimitación del Estudio	28
CAPÍTULO II.....	29
MARCO TEÓRICO	29
2.1 Antecedentes del Problema.....	29
2.1.1 Antecedentes internacionales	29
2.1.2 Antecedentes nacionales	32
2.1.3 Antecedentes locales	32
2.2 Bases Teóricas	32
2.2.1 Criterios de Estructuración Sismo resistente.....	32
2.2.2 Elementos Estructurales.....	35
2.2.3 Análisis Sísmico.....	36
2.2.3 Diseño en Concreto Armado	39
2.2.4 Control de Deflexiones en Losas Macizas Bidireccionales	43
2.3 Definición de Términos Básicos	47
CAPÍTULO III.....	50
METODOLOGÍA.....	50
3.1 Descripción del Proyecto	50
3.2 Metodología	55
3.2.1 Tipo de Investigación.....	55

3.2.2	Diseño de Investigación.....	55
3.2.3	Variables.....	56
CAPÍTULO IV		57
ESTRUCTURACIÓN		57
4.1	Estructuración.....	57
4.2	Predimensionamiento	59
4.2.1	Losas Macizas Bidireccionales.....	59
4.2.2	Vigas	60
4.2.3	Columnas	61
4.2.4	Muros de Corte.....	62
4.2.5	Escalera.....	63
4.2.6	Muro de sótano.....	63
4.3	Prueba rápida de desplazamientos	63
CAPÍTULO V		65
METRADO DE CARGAS.....		65
4.1	Losas Macizas	66
4.2	Vigas.....	67
4.3	Columnas y Muros de Corte	69
4.4	Escaleras	71
CAPÍTULO VI		74
ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....		74
6.1	Análisis por Cargas de Gravedad.....	74
6.1.1	Losas Macizas Bidireccionales.....	74
6.1.2	Vigas.....	80
6.1.3	Columnas y Muros de Corte	82
6.2	Análisis por Cargas de Sismo.....	82
6.1.2	Análisis Preliminar	83
6.1.3	Peso Sísmico.....	84
6.1.4	Modelado de la Edificación.....	84
6.1.5	Efectos de Torsión en Planta	86
6.1.6	Análisis Modal	91
6.1.7	Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes.	91
6.1.8	Análisis Dinámico Modal Espectral	93
6.2	Distorsión de Entrepisos.....	94
6.3	Factores de Irregularidad.....	96

6.3.1 Irregularidades Estructurales en Altura	96
6.3.2 Irregularidades Estructurales en Planta	103
6.4 Estabilidad de la Edificación	108
6.5 Resultados del Análisis Sísmico	109
6.6 Sistema Estructural.....	110
6.7 Redundancia.....	110
6.8 Fuerza Cortante Mínima en la Base	112
6.9 Separación entre edificios	113
CAPÍTULO VII	114
DISEÑO DE LOSAS	114
7.1 Diseño por Flexión	114
7.2 Diseño por Fuerza Cortante	117
7.3 Control de Deflexiones	118
7.4 Control de Fisuración.....	125
CAPÍTULO VIII	126
DISEÑO DE VIGAS	126
8.1 Diseño por Flexión.....	126
8.2 Diseño por Fuerza Cortante	130
8.3 Control de deflexiones	134
8.4 Control de la fisuración	136
CAPÍTULO IX	138
DISEÑO DE COLUMNAS.....	138
9.1 Diseño por Flexocompresión	138
9.2 Diseño por Fuerza Cortante	140
CAPÍTULO X	144
DISEÑO DE MUROS DE CORTE	144
10.1 Diseño por Flexo compresión	144
10.2 Diseño por Fuerza Cortante	148
CAPÍTULO XI	150
DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN	150
11.1 Propuestas de Cimentación.....	151
11.2 Diseño de la Cimentación.....	152
11.2.1 Cimentación Corrida	153
11.2.2 Cimentación continua conectada a zapatas aisladas	162
11.2.3 Losa de ascensor.....	171

11.2.4 Rigidez de la cimentación	173
CAPÍTULO XII	174
DISEÑO DE MURO DE SÓTANO Y ESCALERA	174
12.1 Diseño del Muro de Sótano	174
12.1.1 Diseño por el Empuje del Suelo	174
12.1.2 Diseño por Cargas Verticales	181
12.2 Diseño de la Escalera.....	183
CONCLUSIONES	186
FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....	187
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	188
ANEXO A. TABLAS DE BARES.....	190
ANEXO B. TABLAS DE KALMANOK.....	193
ANEXO C. TABLAS DE LA PCA.....	195
ANEXO D. TABLA DEL JOINT COMITEE	200
ANEXO E. CARACTERÍSTICAS DEL ASCENSOR.....	201
ANEXO F. CÁLCULO DE LA DOTACIÓN DE AGUA	202
ANEXO G. MÓDULO DE ELASTICIDAD Y MÓDULO DE REACCIÓN PARA DIFERENTES TIPOS DE SUELO.....	204
ANEXO H. METRADO DE LOSAS MACIZAS BIDIRECCIONALES.....	205
ANEXO I. METRADO DE VIGAS	209
ANEXO J. METRADO DE COLUMNAS Y MUROS DE CORTE.....	217

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Criterios de estructuración sismo resistente	34
Tabla 2. Comportamiento de losas macizas.....	35
Tabla 3. Análisis Sísmico Estático vs. Análisis Sísmico Dinámico	37
Tabla 4. Factores de reducción de resistencia	40
Tabla 5. Factores de amplificación de cargas	40
Tabla 6. Deflexiones máximas admisibles.....	47
Tabla 7. Descripción de ambientes de la edificación.....	51
Tabla 8. Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones a emplear	55
Tabla 9. Variables de investigación	56
Tabla 10. Predimensionamiento de losas macizas	59
Tabla 11. Espesor mínimo de losa maciza	60
Tabla 12. Predimensionamiento de vigas.....	60
Tabla 13. Peralte de vigas	61
Tabla 14. Predimensionamiento de columnas.....	61
Tabla 15. Dimensión de columnas	61
Tabla 16. Requisitos mínimos de espesor de muros de corte.....	62
Tabla 17. Área requerida de muros de corte	62
Tabla 18. Espesor de garganta de escalera	63
Tabla 19. Pesos por unidad de materiales	65
Tabla 20. Cargas mínimas vivas repartidas	66
Tabla 21. Metrado losa BC – 23, primer piso	66
Tabla 22. Métodos de transferencia de cargas de losas bidireccionales a vigas.....	67
Tabla 23. Comparativo de la magnitud de carga que las losas transfieren a las vigas	68
Tabla 24. Metrado de cargas viga V 2 – BC, primer piso	69
Tabla 25. Metrado de cargas, muro de corte PL – D2.....	71
Tabla 26. Metrado de cargas de escalera	72
Tabla 27. Parámetros considerados.....	78
Tabla 28. Porcentaje de variación de momentos flectores, losa AB – 45	80
Tabla 29. Propiedades mecánicas del suelo	82
Tabla 30. Parámetros de peligro sísmico, categoría de la edificación y factor de uso	83
Tabla 31. Peso sísmico de la edificación calculado manualmente	84
Tabla 32. Peso sísmico de la edificación proporcionado por el software ETABS 16.2	84
Tabla 33. Propiedades de los muros de corte	85

Tabla 34. Centro de masa y rigidez por piso, software ETABS 16.2.....	86
Tabla 35. Centro de rigideces de la edificación, primer piso	87
Tabla 36. Centro de masas de la edificación, primer piso.....	88
Tabla 37. Análisis Modal.....	91
Tabla 38. Fuerza cortante estática en la base en la dirección XX y YY	92
Tabla 39. Distribución de la fuerza sísmica en altura en dirección XX y YY	92
Tabla 40. Distorsión de entrepiso en la dirección XX y YY – Análisis estático.....	93
Tabla 41. Fuerzas cortantes dinámicas por piso en dirección XX y YY	94
Tabla 42. Distorsión de entrepiso en la dirección XX y YY – Norma E.030 (2016).....	96
Tabla 43. Distorsión de entrepiso en la dirección XX y YY – E.030 (2018).....	96
Tabla 44. Diferencias entre las Norma E.030 (2016) y E.030 (2018).....	97
Tabla 45. Irregularidad de rigidez en la dirección XX y YY – Norma E0.30 (2016).....	98
Tabla 46. Irregularidad de rigidez en la dirección XX – Norma E.030 (2018)	99
Tabla 47. Irregularidad de rigidez en la dirección YY – Norma E0.30 (2018)	99
Tabla 48. Irregularidad de resistencia en la dirección XX y YY.....	100
Tabla 49. Irregularidad de masa.....	101
Tabla 50. Irregularidad torsional en la dirección XX – Norma E.030 (2016)	104
Tabla 51. Irregularidad torsional en la dirección YY– Norma E.030 (2016)	104
Tabla 52. Esquinas entrantes	105
Tabla 53. Discontinuidad de diafragma por abertura.....	106
Tabla 54. Discontinuidad de diafragma por sección transversal	106
Tabla 55. Factores de irregularidad en la dirección XX.....	107
Tabla 56. Factores de irregularidad en la dirección YY.....	107
Tabla 57. Porcentaje de fuerza cortante en la base resistida por muros de corte en la dirección XX y YY	110
Tabla 58. Fuerza cortante mínima en la base en la dirección XX y YY.....	113
Tabla 59. Parámetros considerados en el diseño por flexión de losas	114
Tabla 60. Diseño por flexión de losas en la dirección XX.....	115
Tabla 61. Diseño por flexión de losas en la dirección YY.....	116
Tabla 62. Parámetros considerados en el diseño por corte de la losa.....	117
Tabla 63. Diseño por fuerzas cortantes de losa en la dirección XX	118
Tabla 64. Parámetros considerados en el cálculo de deflexiones.....	121
Tabla 65. Espesores empleados de losas macizas bidireccionales.....	125
Tabla 66. Disposiciones para vigas T.....	126
Tabla 67. Diseño por flexión de la viga T (B – 34).....	128

Tabla 68. Diseño por flexión de la viga L (5 – AB)	129
Tabla 69. Diseño por fuerza cortante de la Viga B – 34	131
Tabla 70. Diseño por fuerza cortante de la Viga 5 – AB.....	132
Tabla 71. Cálculo del momento de inercia efectivo (I_e) según E.060, viga B – 34	136
Tabla 72. Cálculo de la deflexión total, viga B – 34 (E.060, 2009)	136
Tabla 73. Control de fisuras en vigas, E.060 (2009)	137
Tabla 74. Parámetros considerados en el diseño por flexocompresión, columna CL–B4	138
Tabla 75. Estados de carga de la columna CL – B4 en el sótano.....	139
Tabla 76. Combinaciones de carga de la columna CL – B4 en el sótano	139
Tabla 77. Diseño por fuerza cortante empleando el método de la resistencia	142
Tabla 78. Diseño por fuerza cortante empleando el método de capacidad	142
Tabla 79. Distribución de estribos de la columna CL – B4	143
Tabla 80. Refuerzo longitudinal distribuido en muros.....	145
Tabla 81. Combinaciones de cargas del muro de corte PL – A5 en la dirección XX y YY	146
Tabla 82. Diseño por flexo compresión del muro de corte PL – A5 en la dirección XX y YY	146
Tabla 83. Diseño por fuerza cortante del muro de corte PL – A5 en la dirección XX.....	149
Tabla 84. Diseño por fuerza cortante del muro de corte PL – A5 en la dirección YY.....	149
Tabla 85. Área requerida de la cimentación continua	154
Tabla 86. Punto de aplicación de las cargas en la dirección XX	155
Tabla 87. Punto de aplicación de las cargas en la dirección YY	155
Tabla 88. Propiedades geométricas de la cimentación continua	156
Tabla 89. Resumen de presiones máximas en el suelo – Cimentación Continua.....	157
Tabla 90. Diseño por flexión de la losa.....	158
Tabla 91. Diseño por fuerza cortante de la losa	158
Tabla 92. Diseño por flexión del muro de sótano como viga pared.....	159
Tabla 93. Diseño por fuerza cortante del muro de sótano.....	160
Tabla 94. Estados de carga de la columna CL – B4, dirección XX	162
Tabla 95. Presiones máximas últimas en la zapata conectada.....	163
Tabla 96. Diseño por punzonamiento – Zapata Aislada.....	164
Tabla 97. Diseño por fuerza cortante – Zapata Aislada	165
Tabla 98. Diseño por flexión – Zapata Aislada	166
Tabla 99. Diseño por flexión de la viga de conexión – eje 4	168

Tabla 100. Diseño por fuerza cortante de la viga de conexión – eje 4.....	168
Tabla 101. Parámetros considerados en la losa de ascensor.....	171
Tabla 102. Diseño de losa de ascensor por flexión.....	172
Tabla 103. Parámetros considerados en el diseño del muro de sótano.....	175
Tabla 104. Diseño por fuerza cortante del muro de sótano.....	177
Tabla 105. Momentos flectores en la dirección vertical – PCA Caso 6 y 9.....	178
Tabla 106. Momentos flectores en la dirección horizontal – PCA Caso 6 y 9.....	179
Tabla 107. Diseño del muro de sótano por flexión.....	181
Tabla 108. Espaciamiento máximo del acero por flexión del muro de sótano.....	181
Tabla 109. Diseño por cargas verticales del muro de sótano.....	182
Tabla 110. Parámetros considerados en el diseño por flexión de la escalera.....	183
Tabla 111. Diseño por flexión de la escalera.....	184
Tabla 112. Diseño por fuerza cortante.....	184
Tabla 113. Coeficientes para el cálculo de momentos flectores en losas macizas bidireccionales.....	190
Tabla 114. Coeficientes para el cálculo de momentos flectores en losas macizas bidireccionales.....	191
Tabla 115. Coeficientes para el cálculo de momentos flectores en losas macizas bidireccionales.....	192
Tabla 116. Coeficientes para el cálculo de momentos flectores en losas macizas bidireccionales.....	193
Tabla 117. Coeficientes para el cálculo de momentos flectores en losas macizas bidireccionales.....	194
Tabla 118. Coeficientes para el cálculo de fuerzas cortantes y momentos flectores en losas macizas bidireccionales – Caso 6.....	195
Tabla 119. Coeficientes para el cálculo de fuerzas cortantes y momentos flectores en losas macizas bidireccionales – Caso 9.....	197
Tabla 120. Coeficientes para el cálculo de fuerzas cortantes y momentos flectores en losas macizas bidireccionales – Caso 10.....	199
Tabla 121. Coeficientes para el cálculo de los momentos de diseño de losas apoyadas en vigas.....	200
Tabla 122. Dotación de agua.....	202
Tabla 123. Módulo de elasticidad y módulo de reacción para diferentes tipos de suelo.....	204
Tabla 124. Metrado de cargas de losas del sótano.....	205
Tabla 125. Metrado de cargas de losas del primer y segundo piso.....	206

Tabla 126. Metrado de cargas de losas del tercer piso.....	207
Tabla 127. Metrado de cargas de losas del cuarto piso.....	208
Tabla 128. Metrado de cargas de vigas del sótano.....	209
Tabla 129. Metrado de cargas de vigas del sótano.....	210
Tabla 130. Metrado de cargas de vigas del primer y segundo piso	211
Tabla 131. Metrado de cargas de vigas del primer y segundo piso	212
Tabla 132. Metrado de cargas de vigas del tercer piso.....	213
Tabla 133. Metrado de cargas de vigas del tercer piso.....	214
Tabla 134. Metrado de cargas de vigas del cuarto piso	215
Tabla 135. Metrado de cargas de vigas del cuarto piso	216
Tabla 136. Metrado de cargas de muros de corte y columnas del sótano	217
Tabla 137. Metrado de cargas de muros de corte y columnas del primer y segundo piso	218
Tabla 138. Metrado de cargas de muros de corte y columnas del tercer piso	219
Tabla 139. Metrado de cargas de muros de corte y columnas del cuarto piso	220

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Irregularidad por Piso Blando (Jr. Santa Rosa Cd 13– El Tambo).....	22
Figura 2. Falta de junta de dilatación (Av. Real – Huancayo)	23
Figura 3. Irregularidad en altura, $16/3 > 4$ (Jr. Arequipa Cd 13 – Huancayo).....	23
Figura 4. Presencia de columna corta (Huancayo)	24
Figura 5. Uso inadecuado de materiales de construcción, ladrillo pandereta en muro portante (Jr. A.A. Cáceres Cd 02)	24
Figura 6. Agrietamiento en muro por deflexión del volado (Esquina Jr. Huánuco y Jr. Moquegua).....	25
Figura 7. Agrietamiento en tabique por deflexión del volado (Esquina Jr. Tarapacá y Jr. Libertad).....	25
Figura 8. Deformaciones y fuerzas internas en una sección rectangular	41
Figura 9. Cálculo de deflexión instantánea en losas macizas bidireccionales	43
Figura 10. Factor multiplicador para las deflexiones diferidas.....	46
Figura 11. Ubicación de la edificación	50
Figura 12. Arquitectura del sótano.....	52
Figura 13. Arquitectura del primer piso.....	52
Figura 14. Arquitectura del segundo piso	53
Figura 15. Arquitectura del tercer piso.....	53
Figura 16. Arquitectura del cuarto piso.....	54
Figura 17. Arquitectura de la azotea.....	54
Figura 18. Diagrama de flujo del proceso de diseño del edificio de concreto armado	56
Figura 19. Estructuración del sótano	58
Figura 20. Estructuración del piso típico.....	59
Figura 21. Desplazamientos máximos inelásticos en la dirección XX	64
Figura 22. Desplazamientos máximos inelásticos en la dirección YY	64
Figura 23. Áreas de influencia de columnas y muros de corte	70
Figura 24. Carga por unidad del tramo inclinado de escalera	72
Figura 25. Idealización de la escalera	73
Figura 26. Momentos máximos en losas macizas bidireccionales	75
Figura 27. Momentos máximos en la dirección XX	76
Figura 28. Momentos máximos en la dirección YY	77
Figura 29. Coeficientes y momentos flectores de la losa AB – 34, Tabla de Bares	78
Figura 30. Coeficientes y momentos flectores de la losa AB – 34, Tabla de Kalmanok ...	79

Figura 31. Coeficientes y momentos flectores de la losa AB – 34 – Método del Joint Comitee ASCE-AC.....	79
Figura 32. Diagrama de momentos flectores y fuerzas cortantes en la dirección XX para cargas ultimas de gravedad (1.4CM+1.7CV)	81
Figura 33. Modelado de la edificación, software ETABS.....	85
Figura 34. Excentricidad real de la estructura	88
Figura 35. Excentricidad real y accidental de la estructura para sismo + XX.....	89
Figura 36. Excentricidad real y accidental de la estructura para sismo - XX.....	89
Figura 37. Excentricidad real y accidental de la estructura para sismo +YY.....	90
Figura 38. Excentricidad real y accidental de la estructura para sismo -YY.....	90
Figura 39. Espectro de pseudo aceleraciones inelásticas.....	93
Figura 40. Desplazamiento máximo en la dirección XX (Eje 5).....	95
Figura 41. Desplazamiento máximo en la dirección YY (Eje A)	95
Figura 42. Irregularidad por rigidez – Piso blando – Norma E.030 (2016)	98
Figura 43. Irregularidad por rigidez – Piso blando – Norma E.030 (2018)	99
Figura 44. Irregularidad por resistencia – Piso débil	100
Figura 45. Irregularidad de masa o peso.....	101
Figura 46. Irregularidad geométrica vertical	102
Figura 47. Discontinuidad en los sistemas resistentes.....	103
Figura 48. Irregularidad Torsional.....	104
Figura 49. Esquinas entrantes.....	105
Figura 50. Discontinuidad de diafragma	106
Figura 51. Estabilidad de la edificación por momento de volteo producto del sismo, dirección XX.....	108
Figura 52. Estabilidad de la edificación por momento de volteo producto del sismo, dirección YY.....	108
Figura 53. Resultados de momentos flectores, fuerzas cortantes y fuerzas axiales por sismo en la dirección XX, en el eje 1.....	109
Figura 54. Porcentaje de fuerza cortante resistida por elemento, en el primer entrepiso en la dirección XX.....	111
Figura 55. Porcentaje de fuerza cortante resistida por elemento, en el primer entrepiso en la dirección YY.....	112
Figura 56. Detalle de losa, paño AC – 45.....	117
Figura 57. Envoltorio de fuerzas cortantes de la losa CD-23 en la dirección XX	118
Figura 58. Momentos actuantes en estado de servicio, losa AB – 45.....	119

Figura 59. Deflexión total vs. espesor de la losa AB – 45 (dos bordes perpendiculares discontinuos) vs. Resistencia del concreto.....	122
Figura 60. Deflexión total vs. espesor de la losa AB – 34 (un borde discontinuo) vs. Resistencia del concreto.....	122
Figura 61. Deflexión total vs. espesor de la losa BC – 34 (cuatro bordes continuos) vs. Resistencia del concreto.....	123
Figura 62. Deflexión total vs. espesor de la losa de sótano AB – 34 (dos bordes paralelos discontinuos) vs. Resistencia del concreto.....	123
Figura 63. Deflexión total vs. espesor de la losa de sótano BC – 45 (dos bordes paralelos continuos) vs. Resistencia del concreto	124
Figura 64. Disposición y corte de aceros para vigas	127
Figura 65. Distribución del refuerzo en el ala de la sección T	127
Figura 66. Envolvente de momentos de la viga T (B – 34).....	128
Figura 67. Envolvente de momentos de la viga L (5 – AB)	129
Figura 68. Fuerza cortante de diseño en vigas sismo resistentes.....	130
Figura 69. Disposición de estribos en vigas sismo resistentes	130
Figura 70. Envolvente de fuerzas cortantes de la Viga B – 34.....	131
Figura 71. Envolvente de fuerzas cortantes de la Viga 5 – AB	132
Figura 72. Detalle viga VB – 34.....	133
Figura 73. Detalle viga V5 – AB.....	133
Figura 74. Diagrama de momentos flectores por cargas de servicio, vigas eje B.....	134
Figura 75. Diagrama de momentos flectores por cargas de servicio, vigas B – 34.....	135
Figura 76. Parámetros considerados en el cálculo de deflexiones en vigas T	135
Figura 77. Parámetros para el control de fisuración en vigas, E.060 (2009).....	137
Figura 78. Distribución de aceros, CL – B4	139
Figura 79. Diagrama de interacción de la columna CL – B4 en el sentido XX y YY	140
Figura 80. Requerimiento de estribos en columnas	141
Figura 81. Fuerza cortante de diseño en columnas	141
Figura 82. Envolvente de fuerzas cortantes de la columna CL – B4.....	142
Figura 83. Distribución de estribos, CL – B4	143
Figura 84. Elementos de borde confinados en muros	145
Figura 85. Distribución de aceros, PL – A5	147
Figura 86. Diagrama de interacción del muro de corte PL – A5 en la dirección XX.....	147
Figura 87. Diagrama de interacción del muro de corte PL – A5 en la dirección YY	148
Figura 88. Profundidad de cimentación en zapatas bajo sótanos	150

Figura 89. Zapatas aisladas	151
Figura 90. Cimentación continua unida a zapatas aisladas mediante vigas de conexión	152
Figura 91. Presión del suelo ante cargas	153
Figura 92. Centro de gravedad de la cimentación y centro de aplicación de las cargas.	156
Figura 93. Carga actuante en la losa.....	157
Figura 94. Diagrama de momento flector y fuerzas cortantes de la losa	158
Figura 95. Diagrama de momento flector y fuerzas cortantes del muro de sótano, eje 5	159
Figura 96. Cargas actuantes en la cimentación continua por efecto del empuje de suelo en el muro de sótano	161
Figura 97. Detalle muro de sótano y losa	161
Figura 98. Zapata conectada, PL – A4 y CL – B4.	162
Figura 99. Representación de cargas actuantes en la zapata conectada.....	163
Figura 100. Sección crítica por punzonamiento	164
Figura 101. Cortante actuante en la zapata	165
Figura 102. Momento actuante en la sección crítica de la zapata.....	166
Figura 103. Diagrama de momentos flectores de viga de conexión – eje 4.....	167
Figura 104. Diagrama de fuerzas cortantes en viga de conexión – eje 4.....	167
Figura 105. Refuerzo superficial en vigas con peralte mayor a 0.90 m.....	168
Figura 106. Zapata conectada, vista en planta.....	169
Figura 107. Zapata conectada, vista en elevación	169
Figura 108. Viga de conexión, vista en elevación	170
Figura 109. Momentos flectores y fuerzas cortantes actuantes en la losa del ascensor, Tabla de la PCA.....	172
Figura 110. Detalle losa de ascensor	173
Figura 111. Empuje de suelos en muro de sótano	175
Figura 112. Relación de rigideces del muro de sótano y sus apoyos	176
Figura 113. Sección rectangular equivalente de placa en L.....	176
Figura 114. Fuerza cortante actuante en muro de sótano - PCA	177
Figura 115. Diagrama de momentos flectores en la dirección vertical – PCA.....	178
Figura 116. Diagrama de momentos flectores en la dirección horizontal – PCA	179
Figura 117. Detalle del refuerzo en el muro de sótano.....	182
Figura 118. Modelado de escalera	183
Figura 119. Detalle de escalera del primer al tercer piso	185
Figura 120. Características del ascensor	201

Figura 121.. Capacidad de la cisterna - Rotoplas.....	202
Figura 122. Capacidad de tanques elevados - Rotoplas.....	203

RESUMEN

La presente tesis tiene como objetivo general diseñar un edificio de concreto armado de cuatro pisos más un sótano proporcionando seguridad adecuada y un correcto comportamiento en condiciones normales de funcionamiento, enfocado al control de deflexiones y fisuraciones en las losas de la edificación, destinada como centro cultural y ubicada en el distrito de El Tambo, provincia de Huancayo. Para cumplir con dicho objetivo y en vista que la edificación se encuentra ubicada, según la Norma E.030 (2016), en zona sísmica (Zona 3), se estructuró la edificación bajo una concepción sismo resistente, respetando la arquitectura planteada y resultando un sistema de muros estructurales en ambas direcciones.

El análisis estructural de la edificación se efectuó en el software ETABS 16.2 empleando el método de pórticos planos y considerando las cargas mínimas propuestas en la Norma E.020 (2006), así como las cargas de sismo en base a los criterios y requisitos mínimos establecidos por la Norma E.030 (2016). El diseño estructural en concreto armado obedece a los criterios y requisitos mínimos de la Norma E.060 (2009), que establece el Diseño por Resistencia, para garantizar que los elementos estructurales soporten de forma segura las sollicitaciones a las cuales estarán sometidos, así como un comportamiento dúctil.

La presencia del muro de sótano reduce significativamente (77%) los momentos flectores que los muros de corte y columnas transmiten a la cimentación, motivo por el cual se logró una estructura de cimentación económica consistente en una cimentación continua para los muros de corte perimetrales y el muro de sótano, unida mediante vigas de conexión a las zapatas aisladas de las columnas centrales, para absorber la excentricidad que no toma la cimentación continua.

Finalmente, se concluye que existe incertidumbre respecto al cálculo de deflexiones en losas macizas bidireccionales, por lo que se sugiere emplear los espesores mínimos propuestos en la Norma E.060 (2009) para losas macizas bidireccionales.

Palabras claves: estructuración sismo resistente, diseño por resistencia, deflexiones, fisuraciones, losas macizas bidireccionales.

INTRODUCCIÓN

El Perú es un país con alta actividad sísmica por ubicarse en el llamado Cinturón de Fuego del Pacífico, tal es así, que anualmente se registran entre 150 a 200 sismos de poca intensidad. Sin embargo, en la zona centro y sur del país, existen silencios o lagunas sísmicas que son indicadores de futuros sismos de magnitud importante (IGP, 2017). En ese sentido, es importante diseñar estructuras sísmo resistente que proporcionen seguridad adecuada y buen comportamiento en condiciones normales de funcionamiento.

Sin embargo, en la Provincia de Huancayo, ubicada en zona 2 y 3, según el mapa de zonas sísmicas de la Norma E.030 (2016), existen y se construyen muchas edificaciones estructuradas con o incluso sin un criterio sísmo resistente, así mismo, no cumplen con un correcto comportamiento en condiciones normales de funcionamiento y sumado a ello, presentan deficiencias en el proceso constructivo. En virtud de ello, la falta de concepción estructural sísmo resistente observada en la Provincia de Huancayo, así como el mal comportamiento de algunas edificaciones en condiciones normales de funcionamiento reflejadas en fisuraciones en elementos no estructurales producto de las deflexiones excesivas en losas y vigas en volado, demuestra la necesidad de contar con profesionales capaces de efectuar diseños estructurales que proporcionen seguridad y un correcto comportamiento en condiciones normales de funcionamiento, con la finalidad de contribuir en el mejoramiento de los proyectos estructurales de la zona y afianzar los conocimientos obtenidos durante los estudios de pre grado en la rama de estructuras de la autora, y prepararla para que pueda insertarse fácilmente en el campo laboral.

Por consiguiente, el objetivo de la presente tesis es diseñar un edificio de concreto armado de cuatro pisos más un sótano proporcionando seguridad adecuada y un correcto comportamiento en condiciones normales de funcionamiento, enfocado al control de deflexiones y fisuraciones en las losas de la edificación. Para cumplir con el objetivo planteado, la tesis está organizada en doce capítulos que se detallan a continuación. Capítulo I, presenta el planteamiento del problema, objetivos, justificación e importancia de la investigación, así como la delimitación de la misma. Capítulo II, comprende los antecedentes del problema, las bases teóricas y la definición de los términos básicos. Capítulo III, enfocado a la descripción del proyecto, así como la metodología a seguir para cumplir con el objetivo de la tesis. Capítulo IV, presenta la estructuración sísmo resistente de la edificación, y el pre dimensionamiento de los elementos estructurales que la componen. Capítulo V, destinado al metrado de cargas de gravedad. Capítulo VI, presenta el análisis estructural de la edificación para cargas de gravedad y cargas de sismo. Capítulo

VII al XII, correspondientes al diseño estructural en concreto armado de las losas, vigas, columnas, muros de corte, cimentación, muro de sótano y escalera de la edificación, respectivamente.

Finalmente, los resultados más importantes de la presente tesis, se reflejan en la obtención del diseño de la edificación en concreto armado, ubicado en zona sísmica, proporcionando seguridad adecuada y un correcto comportamiento en condiciones normales de funcionamiento. Sumado a lo anterior, el cálculo de deflexiones en losas macizas bidireccionales empleando la Norma E.060 (2009) es 3.5 veces más conservadora que la obtenida por el ACI 318 – 14, sin embargo, autores como Nilson y Gamble – Park, mencionan la no existencia de problemas de deflexiones excesivas en losas macizas bidireccionales apoyadas en vigas, pues ellas reducen las deflexiones y no pierden rigidez a causa del agrietamiento, por ello indican que se puede emplear el Momento de Inercia de la Sección Bruta para su estimación. Sin embargo, debido a la incertidumbre respecto al cálculo de deflexiones en losas macizas bidireccionales, se sugiere emplear los espesores mínimos propuestos en la Norma E.060 (2009) para losas macizas bidireccionales.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO

1.1 PLANTEAMIENTO Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

El Perú es un país con alta actividad sísmica por ubicarse en el llamado Cinturón de Fuego del Pacífico, tal es así, que anualmente se registran entre 150 a 200 sismos de poca intensidad. Sin embargo, en la zona centro y sur del país, existen silencios o lagunas sísmicas que son indicadores de futuros sismos de magnitud importante (IGP, 2017). En vista de ello, la Norma Técnica Peruana de Edificaciones E.030 Diseño Sismo resistente (2016), establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un comportamiento sísmico acorde a la filosofía y principios del diseño sismo resistente, estipulados en dicha norma. Por otro lado, la Norma Técnica Peruana de Edificaciones E.060 Concreto Armado (2009), fija los requisitos y exigencias mínimas para el análisis, diseño, materiales, construcción, control de calidad y supervisión de estructuras de concreto armado.

Actualmente, de acuerdo a la Norma E.060 (2009), el diseño de estructuras de concreto armado se efectúa empleando el Diseño por Resistencia, mediante el cual se proporciona una adecuada resistencia de diseño a todas las secciones de los elementos estructurales, utilizando factores de amplificación de carga y factores de reducción de resistencia, lo cual brinda una seguridad adecuada a la estructura. No obstante, es

importante que la estructura también tenga un correcto comportamiento en condiciones normales de funcionamiento, es decir, que no sobrepase el estado límite de servicio, comprendido por deflexiones, agrietamientos y vibraciones excesivas, así como el daño en elementos no estructurales.

Es importante que el diseño estructural cumpla con ambas condiciones, seguridad adecuada y un correcto comportamiento en condiciones normales de funcionamiento o servicio, pues de lo contrario la estructura será inservible aun cuando su seguridad sea adecuada. Con frecuencia los proyectistas de estructuras se concentran sólo en cumplir con los requisitos de seguridad, dejando de lado los requisitos de servicio (Meli – Pirala, 1995), o en casos extremos descuidando ambos requisitos.

La Provincia de Huancayo está ubicada en la zona 2 y 3 según el mapa de zonas sísmicas de la Norma E.030 (2016), a pesar de ello, presenta muchas edificaciones que no cumplen con un correcto comportamiento en condiciones normales de funcionamiento o servicio, poco criterio de estructuración sismo resistente y deficiencias en el proceso constructivo. Algunos de estos problemas se presentan ilustradas desde la Figura 1 hasta la Figura 7, que fueron tomadas durante una inspección visual realizada en la Provincia de Huancayo.



Figura 1. Irregularidad por Piso Blando (Jr. Santa Rosa Cd 13– El Tambo)



Figura 2. Falta de junta de dilatación (Av. Real – Huancayo)



Figura 3. Irregularidad en altura, $16/3 > 4$ (Jr. Arequipa Cd 13 – Huancayo)



Figura 4. Presencia de columna corta (Huancayo)



Figura 5. Uso inadecuado de materiales de construcción, ladrillo pandereta en muro portante (Jr. A.A. Cáceres Cd 02)



Figura 6. Agrietamiento en muro por deflexión del volado (Esquina Jr. Huánuco y Jr. Moquegua)



Figura 7. Agrietamiento en tabique por deflexión del volado (Esquina Jr. Tarapacá y Jr. Libertad)

Uno de los estados límites de servicio más observados en las edificaciones de la Provincia de Huancayo, son los daños en elementos no estructurales, producto de las deflexiones excesivas en losas y vigas en volado. Las deflexiones en elementos de concreto armado sometidas a flexión además de ocasionar en las estructuras, problemas estéticos, pánico en los usuarios; también ocasiona daños en elementos no estructurales y mal funcionamiento de la estructura (Ottazzi, 2011), tal como se observa en la Figura 7.

La Norma E.060 (2009), recomienda espesores mínimos de vigas, losas macizas y nervadas, que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes, para no verificar deflexiones; sin embargo, estos límites pueden obviarse si el cálculo de las deflexiones demuestra que es posible utilizar un espesor menor sin provocar efectos adversos.

Anteriormente las deflexiones y fisuraciones no representaban un problema en los elementos de concreto armado, pero la aparición de aceros de alta resistencia, el incremento de luces de los elementos y la reducción de los factores de amplificación ha ocasionado que “exista un riesgo de exceder los límites de deflexiones y fisuración ya que los esfuerzos en el acero serán mayores bajo condiciones de servicio” (Ottazzi, 2011), por ello es necesario verificar con cuidado ambos estados límites.

Los problemas descritos e ilustrados anteriormente (Figura 1 a la Figura 7), son producto de la construcción informal en la Provincia de Huancayo, que de acuerdo al diario Correo (2017), asciende al 80%. Del mismo modo, refleja la mala gestión en el otorgamiento de licencias de construcción, que según el Texto Único de Procedimientos Administrativos (TUPA) de la Municipalidad Distrital de El Tambo (2018), es necesario que los propietarios presenten a la Municipalidad los planos de arquitectura, estructura e instalaciones eléctricas y sanitarias de la edificación a construir, debidamente firmados y sellados por los profesionales colegiados responsables del proyecto por cada especialidad. En consecuencia, la presencia de estructuras mal configuradas, sin un criterio sismo resistente y con problemas de servicialidad en la Provincia de Huancayo, son evidencia del desempeño profesional y moral inadecuado de los ingenieros civiles responsables de firmar planos de estructuras y memorias de cálculo mal elaborados.

En vista de los problemas observados en las estructuras de la Provincia de Huancayo, es necesario insertar en el campo laboral a ingenieros civiles con herramientas suficientes para desempeñarse adecuadamente en el diseño estructural de edificaciones,

capaces de diseñar estructuras proporcionando seguridad adecuada y un correcto comportamiento en condiciones normales de funcionamiento.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo General

- Diseñar un edificio de concreto armado de cuatro pisos más un sótano proporcionando seguridad adecuada y un correcto comportamiento en condiciones normales de funcionamiento.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Estructurar el edificio bajo una concepción sismo resistente y efectuar el análisis estructural.
- Diseñar los elementos estructurales que conforman la edificación y reflejar los resultados en planos de detalle.
- Efectuar el control de deflexiones y fisuraciones en las losas de entrepiso del edificio.

1.3 JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA

La falta de concepción estructural sismo resistente observada en la provincia de Huancayo, así como el mal comportamiento de algunas edificaciones en condiciones normales de funcionamiento reflejadas en fisuraciones en elementos no estructurales producto de las deflexiones excesivas en losas y vigas de volado, demuestra la necesidad de contar con profesionales capaces de efectuar diseños estructurales que proporcionen seguridad y un correcto comportamiento en condiciones normales de funcionamiento, con la finalidad de contribuir en el mejoramiento de los proyectos estructurales de la zona. Por este motivo, el desarrollo de esta tesis ayudará a la autora a afianzar sus conocimientos obtenidos durante sus estudios de pre grado en la rama de estructuras, promoviendo un mejor desenvolvimiento profesional y contribución social.

Así mismo, la presente tesis brinda aporte teórico y metodológico, sustentado en normativas nacionales e internacionales, para aquellos que deseen efectuar el diseño en concreto armado de una edificación, con o sin sótano, bajo una concepción sismo resistente.

1.4 DELIMITACIÓN DEL ESTUDIO

El tema a desarrollar de la tesis se enfocará en efectuar el diseño un edificio de concreto armado de cuatro pisos más un sótano proporcionando seguridad adecuada y un correcto comportamiento en condiciones normales de funcionamiento, dentro del cual se verificarán los estados límites de servicio de deflexiones y fisuraciones en las losas de entrepiso de la edificación.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES DEL PROBLEMA

2.1.1 Antecedentes internacionales

El artículo científico de Desalegne y Lubell (2012), que tiene como título “Control de deflexión de losas de hormigón reforzadas longitudinalmente con acero ASTM A1035/A1035M-07”, publicado en el ACI Structural Journal, tuvo por objetivo comparar las relaciones máximas entre la luz del elemento y su espesor (L/h) mediante cálculos de deflexión directa, para losas unidireccionales reforzadas longitudinalmente con acero ASTM A1035/ A1035M-07. Los resultados demuestran que la relación L/h máxima para lograr un control de deflexión satisfactorio es sensible a la longitud del tramo, la carga, la resistencia del hormigón y la relación de refuerzo longitudinal, por ello es importante que en el diseño de losas se considere el cálculo de deflexiones. Así mismo, el estudio aporta con una propuesta de pre dimensionamiento de losas unidireccionales basado en el control de deflexiones y propone ayudas de diseño gráfico para su uso en la selección del espesor inicial.

La investigación de Gardner (2011) titulada “Límites de luz/espesor para el control de deflexiones”, publicado en el ACI Structural Journal, tuvo por objetivo comparar los

límites de luz/espesor propuestos por el ACI 318-08, CSA A23.3-04, BS 8110-97, AS 3600-2009, Eurocode 2 (2004), ACI Committee 435 y de numerosos autores. La investigación se centra en la posibilidad de ocurrencia de problemas de servicialidad por deflexiones debido al uso de concreto y aceros de mayor resistencia, métodos de cálculo más eficientes, cronogramas de ejecución más rápidos y cambios en los factores de carga, por ello justifican hacer una revisión de las disposiciones que brindan los códigos actualmente. Los resultados de la investigación concluyen que todas las propuestas a excepción del ACI 318 y CSA A23.3, requieren de un proceso iterativo para determinar el límite de la relación luz/espesor de una viga o losa ya sea asumiendo o calculando el acero de refuerzo o el peso del propio elemento. Así mismo, el estudio aporta en brindar tablas de factores longitud/espesor que pueden emplearse como ayudas de diseño.

Lee y Scanlon (2010), en su investigación "Comparación de espesores mínimos de losas unidireccionales y bidireccionales no preesforzadas propuestos por las normativas de construcción", publicado en el ACI Structural Journal, tuvo por objetivo comparar las disposiciones actuales de ACI con la ecuación propuesta por los autores y las disposiciones actualmente utilizadas en otros códigos y normas. La importancia de la investigación se basa en que los espesores mínimos del ACI no han sufrido modificaciones desde 1970, en ese sentido, la investigación presenta una revisión de las disposiciones actuales, incluidas comparaciones con varios códigos internacionales, y proporciona recomendaciones para cambios a las disposiciones del ACI en los espesores mínimos de losas unidireccionales y bidireccionales. El estudio se llevó a cabo empleando losas bidireccionales apoyadas en los bordes con luces de 3, 4.5 y 6 m, con cargas vivas de 340, 490 y 970 kg/m². Los resultados indican que los valores de espesor mínimo del ACI para losas unidireccionales y las losas bidireccionales con bordes, son generalmente conservadores en comparación con las otras disposiciones consideradas para longitudes de tramo de hasta aproximadamente 12,19 m, tanto para L/240 como para L/480 en los límites de deflexión. Sin embargo, para cargas vivas y cargas muertas elevadas (más de 490 kg/m²) en losas unidireccionales y bidireccionales con bordes, se recomienda una evaluación más detallada de deflexión.

La investigación de Bischoff y Scanlon (2009) titulada "Ratios luz/espesor para miembros en una dirección basados en límites de deflexión del ACI 318", publicado en el ACI Structural Journal, tuvo por objetivo comparar los efectos del momento de inercia efectivo, las limitaciones de contracción, las cargas de construcción, la carga viva sostenida, el factor multiplicador de deflexión a lo largo del tiempo, las condiciones de

soporte y los límites de deflexión en los valores de las relaciones longitud/espesor en miembros unidireccionales, considerando los espesores mínimos de losas y vigas establecidos por el ACI y los límites de deflexión. La investigación se basa en la importancia de verificar las condiciones de servicio relacionadas a las deflexiones durante el diseño de una estructura de concreto armado. Para llevar a cabo la investigación se tomó como ejemplo una viga simplemente apoyada y una losa continua unidireccional. Los resultados comparativos indican que las relaciones longitud/espesor son altamente sensibles al grado del refuerzo (así que también a la carga) para miembros ligeramente reforzados (menos del 0.5% de refuerzo). Las losas diseñadas con el espesor mínimo del ACI no siempre satisfacen el incremento de deflexión ($luz/240$) para losas más cargadas, por ello la investigación sugiere que los espesores mínimos especificados sean consistentes con la limitación $luz/240$ para miembros que no soporten o estén unidos a elementos no estructurales que pueden sufrir daños por deflexiones excesivas.

Ávila y Pineda (2014) realizaron la investigación “Propuesta metodológica para el pre-dimensionamiento de entrepisos en concreto reforzado en una dirección”, en la Facultad de Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Javeriana. La problemática de esta tesis se basa en la poca investigación que se lleva a cabo en Colombia respecto al control de deflexiones en losas de concreto armado, ya que la Norma Colombiana (NSR-10) considera los mismos parámetros (luz libre y condiciones de apoyo para losas unidireccionales) de la Norma Americana (ACI 318, 2005) para evitar el control de deflexiones, en vista de ello su objetivo fue desarrollar una propuesta metodológica para el pre dimensionamiento de entrepisos en concreto reforzado, basándose en el control de deflexiones desde el punto de vista analítico y experimental. El método utilizado fue el experimental para poder comparar los valores de las deflexiones en campo y los analíticos obtenidos de los programas SAP 2000 y ANSYS. Las mediciones se ejecutaron en una edificación en construcción, escogiéndose el techo del sótano como losa a analizar. Los resultados obtenidos permitieron llegar a la conclusión de que los espesores mínimos brindados por la NSR-10 y el ACI 318 para no verificar deflexiones pueden reducirse. La tesis brinda una comparación entre resultados experimentales y teóricos de las deflexiones en losas de concreto armado unidireccionales, por ello el aporte que brinda en su marco conceptual y su metodología.

La investigación realizada por Aragón (2011), titulada “Análisis estadístico de la patología de forjados de hormigón en Galicia”, desarrollada en la Universidad de Coruña, tuvo como objetivo determinar las principales patologías de forjados o losas de entrepiso

que se presentaron con mayor frecuencia en edificaciones, en el periodo 1955 a 1992, así como las causas que las originaron. Según los resultados, la principal patología en losas o forjados de concreto armado en Galicia es la deflexión excesiva causada por un espesor o sección insuficiente, presentándose 134 casos de 197 lesiones en losas.

2.1.2 Antecedentes nacionales

(Tafur, 2012), realizó la investigación: “Diseño estructural de un edificio de vivienda, con un sótano y seis pisos, ubicado en Magdalena” en la Pontificia Universidad Católica del Perú. El estudio aporta una metodología detallada del proceso de diseño en concreto armado de una edificación con sótano, así como el sustento teórico y normativo del mismo. Respecto al control de deflexiones en losas macizas y vigas, se plantea el uso de espesores mínimos establecidos por norma para no calcular deflexiones.

2.1.3 Antecedentes locales

(Montañez, 2015), realizó la investigación: “Comportamiento estructural y diseño de losas macizas de concreto armado en infraestructuras de ingeniería civil” en la Universidad Nacional del Centro del Perú. El estudio presenta un aporte teórico y metodológico respecto a los métodos de análisis estructural de losas macizas bidireccionales, sugiriendo el uso de las Tablas de Bares, Kalmanok, PCA y el método de elementos finitos, debido a su mayor versatilidad. Así mismo, hace mención del Código del Medio Ambiente, ACI 350 R, el cual está orientado al control del ancho de fisuras de estructuras en contacto permanente con el agua.

2.2 BASES TEÓRICAS

2.2.1 Criterios de Estructuración Sismo resistente

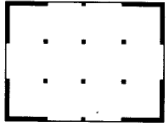
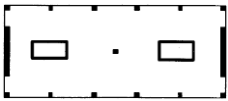
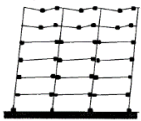
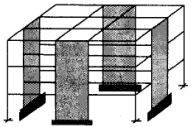
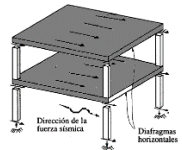
San Bartolomé (1998), define la estructuración de un edificio como un proceso de toma de decisiones multidisciplinario en el que se definen las características y disposición de los elementos estructurales que conforman una edificación, en función de los siguientes objetivos: (a) economía, en la colocación necesaria de elementos estructurales; (b) estética, respetando la arquitectura del edificio; (c) funcionabilidad, considerando el carácter funcional de los ambientes; y (d) seguridad, para que el edificio sea capaz de resistir cualquier tipo de sollicitación sin colapsar, además de un buen comportamiento durante su vida útil.

Según Blanco (1994), la estructuración debe ser lo más simple y limpia posible, con el fin de representar el comportamiento sísmico real de la estructura. Por otro lado, Bazán y Meli (s.f.), menciona que un edificio mal estructurado no tendrá un adecuado comportamiento ante sismos, aun cuando en el análisis y diseño estructural se empleen los procedimientos y cálculos más refinados posibles. Así mismo, la Norma E.030 Diseño Sismoresistente (2016) refiere la importancia de considerar una buena concepción estructural sismoresistente, basada en los siguientes aspectos:

- Simetría, tanto en la distribución de masas como de rigideces.
- Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.
- Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- Resistencia adecuada frente a las cargas laterales.
- Continuidad estructural, tanto en planta como en elevación.
- Ductilidad, entendida como la capacidad de deformación de la estructura más allá del rango elástico.
- Deformación lateral limitada.
- Inclusión de líneas sucesivas de resistencia (redundancia estructural).
- Consideración de las condiciones locales.
- Buena práctica constructiva y supervisión estructural rigurosa. (N. E030, 2016. p. 5)

Para lograr una buena estructuración sismo resistente, también debe entenderse el término configuración estructural, que según Arnold y Reitherman (1987), está relacionado al tamaño y forma del edificio en conjunto, dentro del cual debe considerarse también la naturaleza, tamaño y localización de los elementos estructurales y no estructurales que puedan influir en el comportamiento sísmico del edificio. La Tabla 1 resume en forma general los criterios de estructuración para obtener una estructura sismo resistente.

Tabla 1. Criterios de estructuración sismo resistente

Requisitos		Blanco (1994)	Bazan y Meli (s.f.)
Simplicidad y simetría		Fácil modelamiento y predicción del comportamiento sísmico de la estructura. Reducir esfuerzos torsionales.	Distribución regular de masas y rigideces en planta y altura.
Resistencia		En dos direcciones ortogonales, asegurando la transferencia de cargas desde su origen.	Frente a cargas laterales en dos direcciones ortogonales.
Rigidez lateral		Resistir fuerzas horizontales sin deformaciones excesivas.	Frente a cargas laterales en dos direcciones ortogonales.
Ductilidad		Eventualidad de las solicitaciones sísmicas. Incurción de la estructura en etapa plástica.	Capacidad de deformación inelástica frente a solicitaciones sísmicas.
Hiperestaticidad y monolitismo		Mayor capacidad resistente.	Redundancia estructural.
Uniformidad y continuidad de la estructura		En planta y elevación, evitando cambios bruscos de rigidez	Que permita un flujo continuo, regular y eficiente de las fuerzas sísmicas desde su origen hasta el terreno.
Diafragma rígido		Losa rígida, que permita idealizar la estructura como una unidad. Desplazamientos laterales iguales en un determinado nivel.	
Elementos no estructurales		Ayudan a disipar la energía, pero pueden provocar una falsa distribución de esfuerzos.	

Nota. Figuras tomadas de "Diseño Sísmico de edificios", por E. Bazan y R. Meli. s.f. México. LIMUSA

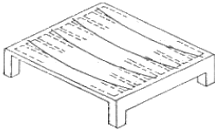
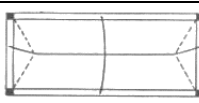
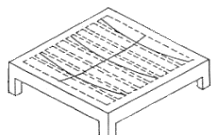
2.2.2 Elementos Estructurales

2.2.2.1 Losas

De acuerdo a Blanco (1994), las losas tienen dos funciones estructurales: (a) transmisión de cargas de gravedad hacia las vigas o muros estructurales, y (b) comportarse como un diafragma rígido (unificar la estructura frente a cargas de sismo, de manera que las columnas y muros estructurales tengan una deformación uniforme en cada nivel). Las columnas y muros estructurales absorberán un porcentaje de la fuerza sísmica, en cada nivel, proporcional a su rigidez lateral.

Así mismo, Blanco (1994) clasifica las losas en: (a) losas aligeradas, (b) losas macizas, y (c) losas nervadas. Estos tipos de losas pueden tener un comportamiento unidireccional o bidireccional. Las losas aligeradas y nervadas obedecen su comportamiento al armado de sus viguetas, ya sea en una o en dos direcciones. Por el contrario, las losas macizas dependen de las características de sus elementos de borde, ya sean vigas o muros estructurales, y de la relación entre las luces de la losa. La Tabla 2 resume el comportamiento de las losas macizas.

Tabla 2. Comportamiento de losas macizas

Comportamiento	Elementos de borde	Relación de luces
Unidireccional	 Vigas peraltadas en dos bordes paralelos	-
	 Vigas peraltadas o muros estructurales en sus cuatro bordes	Mayor a dos
Bidireccional	 Vigas peraltadas o muros estructurales en sus cuatro bordes	Menor o igual a dos

Nota. Adaptado de "Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado", por A. Blanco. 1994. Perú. PRINCELINNESS E.I.R.L.

2.2.2.2 Vigas

Las vigas son elementos que soportan las cargas que le transmiten las losas, así como su propio peso, tabiques, parapetos, entre otros, transmitiendo dichas cargas a otras vigas o hacia las columnas o muros estructurales. Su función sísmica es la de conformar, junto con las columnas y muros estructurales, elementos

resistentes ante las fuerzas sísmicas y proporcionar rigidez lateral. Las vigas están sometidas a esfuerzos de flexión, lo cual origina esfuerzos internos de compresión y tracción simultáneamente. (Blanco, 1994)

2.2.2.3 Columnas

Las columnas son elementos verticales, que reciben las cargas de las losas y vigas, que se apoyan sobre la misma, para poder transmitir las hacia la cimentación. Su función sísmica es importante, pues conforma junto a los muros estructurales y vigas, el esqueleto sísmico resistente de la edificación. Las columnas están sometidas principalmente a esfuerzos de compresión, pero también a flexión (flexo compresión), producto de los momentos flectores transmitidos por las vigas. Por lo tanto, la sección transversal de la columna dependerá de la magnitud de dichos esfuerzos. (Blanco, 1994)

2.2.2.4 Muros de Corte o Placas

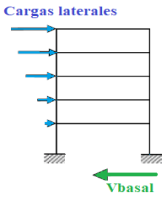
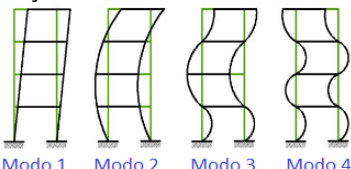
Los muros de corte o placas, al igual que las columnas, reciben las cargas que les transmiten las vigas y losas que se apoyan sobre los mismos, sin embargo, al presentar una dimensión mucho mayor a su ancho, hace que estos elementos proporcionen rigidez lateral y resistencia en la dirección de su dimensión más larga. Producto de su gran rigidez, los muros de corte absorben un mayor porcentaje de cortante sísmico, por lo que su ubicación en la etapa de estructuración debe ser cuidadosa para evitar efectos de torsión. Los muros de corte están sometidos a esfuerzos de compresión y flexión, por efecto de las vigas y losas soportan, pero a diferencia de las columnas, están sometidos a elevados esfuerzos por corte, por efecto de sismos. (Blanco, 1994)

2.2.3 Análisis Sísmico

Bazan y Meli (s.f.), indican que es antieconómico diseñar estructuras que resistan sismos moderados y severos en el rango elástico, pues las estructuras pueden incursionar en el rango inelástico y disipar la energía impartida por el sismo mediante histéresis, que son curvas de carga – deformación ante ciclos de carga. Por otro lado, de acuerdo a la Filosofía y Principios de la Norma E.030 Diseño Sismoresistente (2016), “se acepta que las edificaciones tengan incursiones inelásticas frente a sollicitaciones sísmicas severas. Por tanto, las fuerzas sísmicas de diseño son una fracción de la sollicitación sísmica máxima elástica” (p. 5).

Así mismo, la Norma E.030, establece dos procedimientos para el análisis sísmico: (a) Análisis Estático o de Fuerzas Equivalentes, y (b) Análisis Dinámico Modal Espectral. Los análisis se efectúan considerando un modelo elástico lineal frente a las solicitaciones sísmicas (E.030, 2016). La Tabla 3 muestra un comparativo entre los procedimientos de análisis sísmicos mencionados.

Tabla 3. Análisis Sísmico Estático vs. Análisis Sísmico Dinámico

	Análisis Sísmico Estático	Análisis Sísmico Dinámico
Restricciones de uso	Estructuras regulares de 30 m de altura como máximo. Estructuras irregulares de muros portantes, de concreto armado o albañilería, de no más de 15 m de altura. Estructuras regulares o irregulares ubicadas en zona sísmica 1.	Cualquier estructura
Grados de libertad	La hipótesis de diafragma rígido permite considerar tres grados de libertad por nivel, dos desplazamientos laterales y un giro alrededor del eje vertical.	La hipótesis de diafragma rígido permite considerar tres grados de libertad por nivel, dos desplazamientos laterales y un giro alrededor del eje vertical
Periodo de vibración	Determinado a partir de fórmulas empíricas o a partir de una análisis modal, siendo el primer modo el más representativo (periodo fundamental)	Determinado a partir de una análisis modal, siendo el primer modo el más representativo (periodo fundamental)
Comportamiento de la estructura	Comportamiento en el rango elástico	Comportamiento en el rango elástico
Espectro de diseño	Para definir el factor de amplificación sísmica (C) y determinar la fuerza cortante basal estática.	Para determinar la pseudo aceleración en el sistema (Sa).
Solicitaciones sísmicas	Fuerzas distribuidas en altura en el mismo sentido y ubicadas en el centro de masa de cada nivel, acompañado de un momento torsor producto de la excentricidad directa y accidental. 	Esfuerzos y deformaciones producto de la respuesta dinámica de la estructura al movimiento del suelo para cada modo de vibración, considerando el efecto de torsión que genera la excentricidad directa y accidental. 
Fuerza cortante basal	Se requiere la estimación del periodo fundamental de vibración de la estructura. Establece el valor mínimo de la fuerza cortante basal dinámica.	Se calcula a partir de la combinación de resultados de los modos de vibración, cuya suma de masas participativas sea mayor al 90% de la masa total de la edificación. No puede ser menor al 80% ni 90% de la fuerza cortante estática, para estructuras regulares e irregulares, respectivamente.

Fuerzas internas y desplazamientos	Producto del efecto de la fuerza cortante basal en la estructura.	Producto de la combinación de resultados de los modos de vibración, cuya suma de masas participativas sea mayor al 90% de la masa total de la edificación.
------------------------------------	---	--

Nota. Adaptado de la Norma E.030 “Diseño Sismoresistente”. 2016. Perú.

Los siguientes puntos describen las propiedades dinámicas que influyen en la respuesta sísmica de las estructuras:

- a) Periodo natural de vibración, depende de la relación de masa a rigidez. Bazan y Meli (s.f.), refieren que la respuesta sísmica máxima de una estructura varía principalmente con su periodo de vibración, cuya representación gráfica es el espectro de respuesta. La respuesta sísmica de un sistema de varios grados de libertad se puede estudiar mediante la superposición de sus modos de vibración, siendo el primer modo el más representativo (periodo fundamental). Riddell y Newmark (1979) demostraron que la respuesta sísmica inelástica se puede correlacionar con la respuesta sísmica elástica para el mismo periodo de vibración. Por lo tanto, las normativas establecen espectros de diseño y factores de reducción para considerar el comportamiento inelástico de la estructura, valor que también depende el periodo de vibración.
- b) Amortiguamiento viscoso, Bazan y Meli (s.f.) indican que su influencia en la frecuencia de vibración es pequeña, su efecto más importante es disminuir la amplitud de la vibración de la edificación en el tiempo. El amortiguamiento toma fuentes de disipación de energía a las fricciones internas, fricciones en los apoyos y en los elementos no estructurales, entre otros. Estos efectos son muy difíciles de cuantificar. El efecto del amortiguamiento se toma en cuenta en los espectros de diseño y se considera aproximadamente el cinco por ciento del amortiguamiento crítico, para edificaciones de concreto armado.
- c) Comportamiento inelástico, la estructura debe mantener su capacidad de carga ante deformaciones superiores al límite de fluencia. El sismo somete a la estructura a sollicitaciones cíclicas, y el comportamiento de la estructura ante dichas cargas se representa mediante curvas de carga – deformación, las cuales forman lazos de histéresis, el área comprendida entre estos lazos indica un índice de capacidad de disipación de energía equivalente a un amortiguamiento adicional.

2.2.3 Diseño en Concreto Armado

Ottazzi (2011), menciona que la finalidad del diseño es determinar las dimensiones y características de los elementos que componen una estructura, proporcionando seguridad adecuada, para que la estructura pueda cumplir con la función para la cual fue destinada, así como un correcto funcionamiento en etapa de servicio, dentro de rangos económicos aceptables.

Existen dos métodos de diseño en concreto armado: (a) Diseño por Esfuerzos Admisibles o Permisibles y, (b) Diseño por Resistencia. Sin embargo, Ottazzi (2011), esclarece que el primer método ha quedado relegado debido a las deficiencias que presentaba, ya que se desconoce el nivel de seguridad frente al estado límite último de rotura o agotamiento y no toma en cuenta la variabilidad en las cargas ni en la resistencia. Por ello la Norma E.060 Concreto Armado (2009), establece que el método a emplear para el diseño de estructuras de concreto armado es el Diseño por Resistencia.

El Diseño por Resistencia es básicamente un diseño por estados límites, con especial atención en los estados límites últimos, basándose sólo en criterios de resistencia. Debido a ello, los estados límite de servicio se verifican después de obtener el elemento diseñado. La resistencia es un concepto que abarca cualquier sollicitación o la combinación de estas, tales como; flexión, corte, carga axial, torsión, entre otras. (Ottazzi, 2011)

Por lo tanto, las expresiones básicas y equivalentes del diseño por resistencia son: Resistencia \geq Efecto de las cargas, Resistencia suministrada \geq Resistencia requerida y Resistencia de diseño (ϕR_n) \geq Resistencia requerida (R_u). Entonces un elemento estructural soportará de forma segura las sollicitaciones a las que esté sometido, si en cada sección del mismo, se asegura que se cumplirá con las expresiones anteriormente planteadas. (Ottazzi, 2011)

Sin embargo, la variabilidad de las resistencias y de las cargas que actúan sobre un elemento estructural, hace necesario que se empleen factores de reducción de resistencia y factores de amplificación de carga, que contemplen la posibilidad de una resistencia menor que la calculada y un efecto de cargas mayor que las estimadas, respectivamente. La Tabla 4 y Tabla 5, establecen los factores de reducción de resistencia y los factores de amplificación de cargas.

Tabla 4. Factores de reducción de resistencia

	Factor de reducción
Flexión	0.90
Cortante	0.85
Cortante y torsión	0.85
Compresión y flexo compresión	
Elementos con espirales	0.75
Elementos con estribos	0.70

Nota. Adaptado de la Norma E.060 "Concreto Armado". 2009. Perú.

Tabla 5. Factores de amplificación de cargas

Carga	Resistencia requerida (Ru)
Carga muerta (CM) y viva (CV)	1.4 CM + 1.7 CV
Carga de sismo (CS)	1.25 (CM + CV) ± CS
	0.9CM ± CS
Empuje de suelos (CE)	1.4 CM + 1.7 CV + 1.7CE

Nota. Adaptado de la Norma E.060 "Concreto Armado". 2009. Perú.

Bazan y Meli (s.f.), mencionan que el diseño sísmico consiste en proporcionar a la estructura no solo de la resistencia necesaria, sino de una capacidad de deformación que permita la mayor ductilidad posible.

2.2.3.1 Diseño por Flexión

Las hipótesis de diseño de elementos sometidos a flexión y carga axial, según la Norma Norma E.060 (2009), son:

- Las deformaciones unitarias del concreto y el acero se suponen directamente proporcionales a su distancia al eje neutro, excepto en vigas de gran peralte, es decir, las secciones permanecen planas antes y después de ser deformadas (Hipótesis de Navier), solo para vigas esbeltas cuya relación luz/peralte sea mayor a cuatro.
- La deformación máxima unitaria del concreto, en la fibra más extrema en compresión, es de 0.003.
- El esfuerzo en el acero se determina como el producto de la deformación unitaria del acero por su módulo de elasticidad.
- Se desprecia la resistencia a la tracción del concreto.
- Existe perfecta adherencia entre el acero y el concreto.

- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se puede suponer rectangular, considerando un bloque rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto, en la zona de compresión, de $0.85f'_c$ a una profundidad de $a = \beta_1c$. (Ver Figura 8)

A partir de estas hipótesis y haciendo equilibrio en la sección, se puede determinar la resistencia a flexión de un elemento esbelto de concreto armado, tal como se ilustra en la Figura 8.

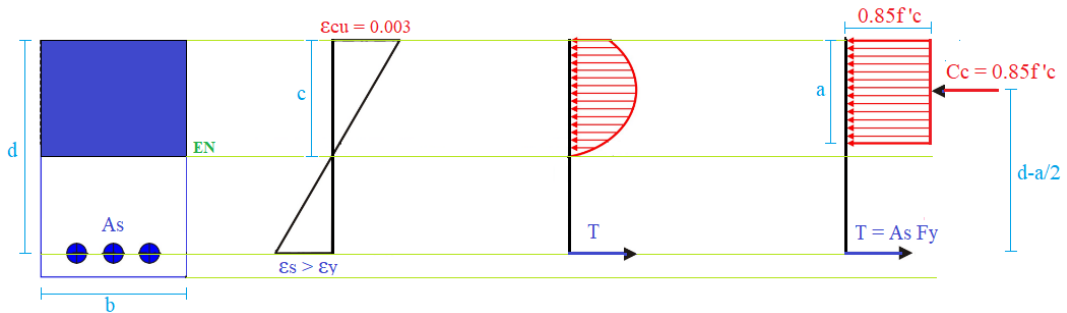


Figura 8. Deformaciones y fuerzas internas en una sección rectangular

Para que la falla de la sección rectangular de la Figura 8 sea por tracción, es decir falla dúctil, se debe cumplir que: a) el acero colocado en tracción (A_s) sea menor que el 75% del acero que origina falla balanceada (A_{sb}) y b) la deformación unitaria del acero, $\epsilon_y = 0.0021$ para $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Entonces por equilibrio de fuerzas:

$$T = Cc$$

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

$$\phi M_n = \phi A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = \phi \left[0.85 f'_c b a \left(d - \frac{a}{2} \right) \right]$$

La ecuación anterior permite determinar la resistencia de diseño en flexión de una sección rectangular con falla dúctil. La finalidad de una falla dúctil, es que la sección del elemento tenga capacidad de disipación de energía y de rotación inelástica.

2.2.3.2 Diseño por Fuerza Cortante

Ottazzi (2011), indica que la falla por cortante es originada por los esfuerzos de tracción diagonal producto de las cargas externas que actúan en el elemento, y es considerada una falla frágil. Un diseño apropiado debe evitar la falla por corte, en ese sentido, se busca que el elemento falle primero por flexión antes que, por corte, ya que la falla por flexión es una falla dúctil, siempre y cuando se proporcionen las áreas de acero especificadas en el punto 2.2.3.1.

La Norma E.060 (2009), establece que la expresión del diseño por resistencia, para secciones transversales sometidas a fuerza cortante, es la siguiente: $\phi V_n \geq V_u$ y $V_n = V_c + V_s$. Donde V_u , es la fuerza cortante amplificada que actúa en el elemento, ϕV_n , es la resistencia de diseño por cortante, V_c y V_s , son las resistencias nominales al corte que proporcionan el concreto y el refuerzo por corte (estribos), respectivamente. La resistencia nominal que proporciona el concreto, V_c , se determina de la siguiente manera:

- Para elementos sometidos a corte y flexión: $V_c = 0.53\sqrt{f_c} b_w d$
- Para elementos sometidos a compresión axial:
 $V_c = 0.53\sqrt{f_c} [1 + N_u / (140 A_g)] b_w d$

Si la fuerza cortante actuante es mayor a la resistencia por corte del concreto, entonces es necesario colocar refuerzo por corte, mediante estribos, cuya resistencia por corte se determina a partir de: $V_s = V_u / \phi - V_c$, con espaciamiento de: $s = A_v f_y d / V_s$. Sin embargo, aun cuando V_u sea menor que ϕV_c , se deben colocar estribos mínimos, por motivos de montaje de aceros longitudinales y para prevenir fallas de corte súbitas y frágiles. (Ottazzi, 2011)

El Diseño por Capacidad, se basa en el mecanismo de falla por flexión antes que, por cortante, es decir, falla dúctil antes que falla frágil. Por lo tanto, busca que una viga o columna falle primero por flexión antes que, por cortante, o para evitar que una columna falle por flexión antes que las vigas que concurren a la misma hayan fallado por flexión. Los requisitos del Diseño por Capacidad, para elementos con responsabilidad sísmica, se establecen en el Capítulo 21 de la Norma E.060 (2009).

2.2.3.3 Diseño por Flexo compresión

Los elementos verticales como columnas y muros de corte o placas, soportan cargas axiales y flexión, denominado en conjunto como flexo compresión, así como fuerzas cortantes. En consecuencia, para determinar la capacidad resistente de las mismas, es necesario efectuar un Diagrama de Interacción, que se obtiene de la relación de pares Momento – Carga Axial, los cuales limitan la capacidad de la sección. La construcción del Diagrama de interacción sigue las hipótesis planteadas para el diseño por flexión. (Ottazzi, 2011)

2.2.4 Control de Deflexiones en Losas Macizas Bidireccionales

Diversos autores y Normativas de Diseño en Concreto Armado, brindan métodos y recomendaciones para el cálculo de deflexiones en losas bidireccionales apoyadas sobre vigas o muros estructurales. Los siguientes alcances están referidos a la determinación de la deflexión instantánea en losas bidireccionales de concreto armado.

2.2.4.1 Deflexiones Instantáneas

La Norma E.060 (2009), en el artículo 9.6.3.4. indica que, para el cálculo de deflexiones en losas bidireccionales, el momento de inercia efectivo (I_e) se calcula tal como se indica en la Figura 9.

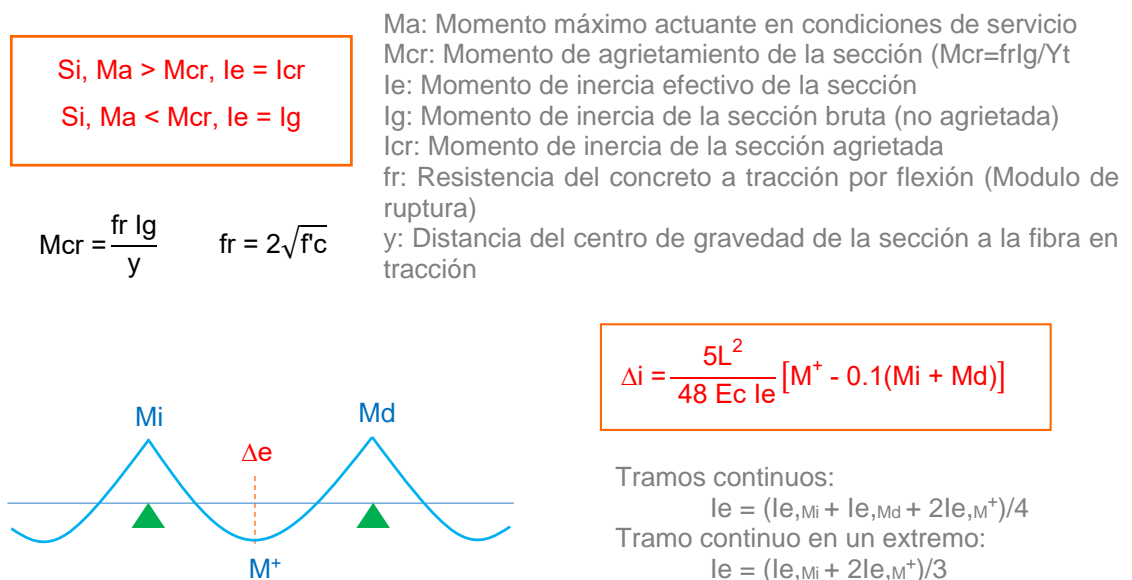


Figura 9. Cálculo de deflexión instantánea en losas macizas bidireccionales

Considerando la incertidumbre del cálculo de deflexiones, Ottazzi (2011) afirma que la Norma E.060 (2009), es más conservadora, pues le asigna al l_e el menor valor que pueda tomar, es decir, l_{cr} , por ende, la Norma sobreestima las deflexiones ya que, bajo consideración, asume que el elemento se encuentra agrietado en toda su longitud. Igualmente, la determinación de la deflexión que puede dañar a un elemento no estructural se determina como $\Delta e = \Delta d, cv + \Delta i, cv$ (30%), donde los subíndices i y d denotan a la deflexión inmediata y diferida, respectivamente.

El ACI 318 – 14 (2014), en el artículo 24.2.3.3. refiere que “el cálculo de deflexiones en losas bidireccionales es complejo, aun suponiendo comportamiento elástico. Para el cálculo de deflexiones inmediatas, *puede* usarse el Momento de Inercia Efectivo”. El momento de inercia efectivo (I_e) se determina mediante la ecuación de Branson (1965), el cual estima la transición entre el momento de inercia de la sección bruta (I_g) y el momento de inercia de la sección agrietada (I_{cr}) en función de la relación M_{cr}/M_a . El módulo de ruptura del concreto es calculado a partir de $2\sqrt{f_c}$ kg/cm².

$$I_e = I_{cr} + (I_g - I_{cr}) \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \text{ (Ecuación de Branson)}$$

Así mismo, en el artículo 8.3.1. indica que los espesores mínimos en losas bidireccionales para no verificar deflexiones, son independientes de la carga y del módulo de elasticidad del concreto. Por ello, los espesores mínimos no son aplicables a losas con cargas permanentes inusualmente altas y es necesario verificar las deflexiones.

El ACI COMMITTEE 435R – 95 (2003), menciona que el momento de inercia efectivo (I_e), desarrollado originalmente por Branson (1965) para vigas, puede emplearse para el cálculo de deflexiones de losas bidireccionales, considerando a la losa como un sistema ortogonal unidireccional (cruce de vigas). Por lo tanto, la rigidez a flexión (EI) se transforma en una rigidez equivalente (EI_e), donde I_e se determina a partir de los procedimientos establecidos en el ACI 318, calculado en ubicaciones de momento positivas y negativas.

Nilson (2001), afirma que, para losas bidireccionales apoyadas en los bordes “el agrietamiento para las cargas de servicio no es, en general, extenso” (p. 387),

obteniéndose un pequeño margen de error, si para su cálculo, se emplea el momento de inercia de la sección bruta (I_g), en una franja de ancho unitario.

Gamble y Park (1987), refieren que el cálculo de deflexiones involucra dos etapas, la primera es calcular la función de deflexión y la segunda, aún más complicada, es determinar la rigidez a flexión apropiada (EI). La cuantía de acero empleada en losas, generalmente es controlada por la mínima, como resultado, la rigidez a flexión sin agrietamiento respecto a la de total agrietamiento (EI_g/EI_{cr}), se aproxima a 10, en consecuencia, la deflexión está controlada por la magnitud del agrietamiento. Sin embargo, el autor afirma que “no hay muchos problemas con las deflexiones excesivas en las losas reforzadas en dos direcciones apoyadas sobre vigas. Las vigas son muy efectivas para reducir las deflexiones y no pierden tanto la rigidez a causa del agrietamiento” (p. 523). Una alternativa a este problema, es emplear la ecuación de Branson (1965), pero esta ecuación fue estimada en vigas, que generalmente presentan cuantías de acero elevadas, haciendo que la pérdida de rigidez producto del agrietamiento no sea tan elevada. El autor indica que los valores de deflexiones máximas permisibles establecidas por Norma se calculan con la luz libre más larga del elemento, para estar de acuerdo con las ecuaciones de espesor mínimo de losa, pero estos espesores mínimos puede que resulten insuficientes para losas fuertemente cargadas.

Wight y Mac Gregor (2009), indican que el cálculo de deflexiones en losas bidireccionales es aproximado en el mejor de los casos, la complejidad del mismo obedece a incluir variables como las condiciones de contorno, historial de carga, patrones de carga activa, agrietamientos debidos a flexión y contracción. Entonces, cita la ecuación de Branson, establecida por el ACI 318, como método de cálculo de deflexiones, considerando que el momento máximo actuante no factorizado se determine en la etapa del cálculo de deflexión y que el momento de fisuración del concreto, M_{cr} , se base en la edad representativa del mismo, siendo críticas en la etapa de construcción.

Nawy (s.f.), expresa que el cálculo de deflexiones en losas en dos direcciones se puede efectuar utilizando la ecuación de Branson para determinar que las deflexiones se encuentren dentro de los límites establecidos según normas o de lo contrario emplear el espesor mínimo de losa para no calcular deflexiones. Así mismo, indica que las deflexiones son críticas bajo condiciones de cargas de construcción, ya que las secuencias de apuntalamiento generan deflexiones por

carga muerta en una etapa en el que el concreto solo tiene una resistencia de 7 días o menos, ocasionando agrietamientos por flexión que reducen la rigidez de la losa y se verá reflejado en deflexiones a largo plazo por encima de los estimados en el diseño. El autor indica que los valores de deflexiones máximas permisibles establecidas por Norma se calculan con la luz libre más larga del elemento.

2.2.4.2 Deflexiones Diferidas

La deflexión diferida o adicional en el tiempo, producto del flujo plástico del concreto y de la retracción en elementos en flexión, según la Norma E.060 (2009), se determina multiplicando la deflexión inmediata por un factor $\lambda\Delta$, que se determina según la Figura 10.

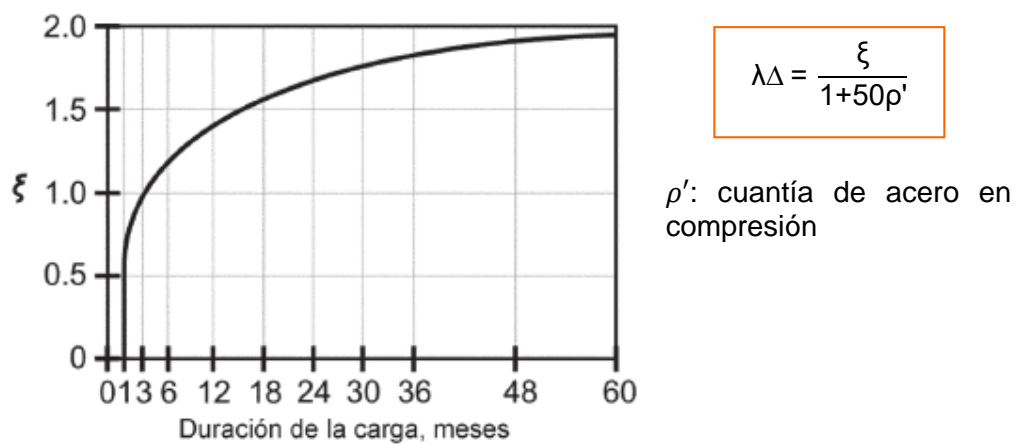


Figura 10. Factor multiplicador para las deflexiones diferidas
Nota. Tomado del ACI 318 – 14

Ottazzi (2011), indica que estimar la influencia del creep y la retracción en las deflexiones es muy complejo, por ello, las Normas E.060 y ACI 318, emplean el factor $\lambda\Delta$ para la estimación de la deflexión diferida. Así mismo el ACI 318 -14, refiere que, a causa de la limitada información disponible de deflexiones a largo plazo en losas bidireccionales, se permite usar el factor $\lambda\Delta$, para el cálculo de dicha deflexión.

Finalmente, la Norma E.060 (2009) al igual que el ACI 318, establece los límites máximos de deflexiones, presentados en la Tabla 6.

Tabla 6. Deflexiones máximas admisibles

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales de sufrir danos debido a deflexiones grandes	Deflexión inmediata debida a la carga viva	L/180
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir danos debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	L/360
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir danos debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga adicional)	L/480
Pisos o techos que no soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir danos debido a deflexiones grandes.		L/240

Nota. Tomado de E.060 "Concreto Armado". 2009. Perú.

La deflexión diferida se estima bajo la acción de la carga muerta más un 30% de la carga viva, porcentaje que podría actuar permanentemente sobre el elemento. (Ottazzi, 2011)

2.3 DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS

Acelerógrafo, instrumento que mide la variación de aceleraciones en el tiempo en el lugar en el que se coloquen. Cuando se colocan en un edificio ayudan a determinar la respuesta de estos ante la acción sísmica.

Espectro de respuesta elástico, para entender el efecto del acelerograma en distintas estructuras, se calculan las aceleraciones máximas para distintos periodos de vibración y una fracción constante de amortiguamiento crítico. Sin embargo, es común calcular primero el espectro de desplazamientos relativos, por lo que, para llevarlo en términos de masa, se convierte el espectro de respuesta a un espectro de pseudo aceleraciones, el cual está en función de la masa, la frecuencia angular y el desplazamiento. Los espectros reales tienen formas irregulares, presentando variaciones bruscas en las respuestas máximas en función del periodo natural. La influencia del amortiguamiento hace menos bruscas las variaciones de los espectros.

Espectro de respuesta inelástico, la ductilidad se emplea para modificar el espectro de respuesta elástico considerando que la estructura tiene la capacidad de disipar energía mediante deformaciones inelásticas.

Riesgo sísmico, representa el grado de destrucción que puede producirse en las edificaciones ubicadas en zona sísmica, es decir, depende del peligro sísmico y la vulnerabilidad sísmica.

Peligro sísmico, está relacionado al grado de exposición que tiene un determinado lugar frente a movimientos sísmicos y a los efectos locales o de sitio, como son los efectos geológicos, topográficos y de rigidez del suelo que alteran la propagación de las ondas sísmicas y hacen que el movimiento en la superficie difiera del producido en la roca base.

Vulnerabilidad sísmica, relacionado a las características propias de la edificación, siendo principal, su estructuración, en base a esta, también cobran importancia el diseño estructural, la calidad de materiales y un buen proceso constructivo.

Ductilidad, capacidad de la estructura de mantener su resistencia frente a deformaciones superiores después de iniciada la fluencia, es decir, disipación de energía por comportamiento no lineal de la estructura. Su importancia radica en que elimina la posibilidad de una falla frágil y es una fuente adicional de amortiguamiento.

Distorsiones de entrepiso o derivas, la reducción de la fuerza para la cual se diseña la estructura es válido debido al comportamiento inelástico, sin embargo, para las deformaciones en el rango inelástico serán aproximadamente R veces las deformaciones elásticas.

Modos de vibración, representa las formas en que una estructura puede vibrar frente a un determinado movimiento del terreno. Cada modo puede multiplicarse por cualquier constante arbitraria.

Análisis Modal, aprovecha las propiedades de los modos de vibración, basado en que en un instante dado los desplazamientos de las masas pueden expresarse como la suma de los desplazamientos obtenidos de cada modo de vibración.

Amortiguamiento, su influencia en la frecuencia de vibración es pequeña, su efecto más importante es disminuir la amplitud de la vibración de la edificación en el tiempo. El efecto del amortiguamiento se toma en cuenta en los espectros de diseño y en la combinación de los resultados de los modos de vibración.

Desplazamiento máximo, es la medida más importante de la respuesta sísmica de un edificio, pues está relacionada a la amplitud de las vibraciones, daños en elementos estructurales y no estructurales, impactos a edificaciones aledañas, fuerzas y momentos máximos de diseño.

CAPÍTULO III METODOLOGÍA

3.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto a realizar está conformado por un edificio de cuatro niveles más un sótano, destinado como centro cultural, ubicado en la intersección del Jr. Abelardo Quiñones y Jr. Andrés Avelino Cáceres, distrito de El Tambo, provincia de Huancayo. El terreno sobre el cual se asentará la edificación es de forma cuadrada y tiene un área de 750.76 m². La Figura 11 representa la ubicación de la edificación.

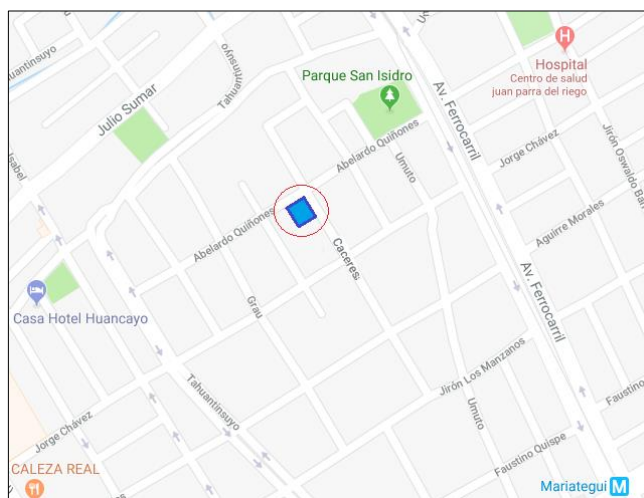


Figura 11. Ubicación de la edificación
Nota. Adaptado de Google Earth

La descripción de los ambientes de cada nivel que conforman la edificación se encuentran detalladas en la Tabla 7, así como su respectiva área de techado. De la Tabla 7 se obtiene un área techada total de 2889.25 m². Los dos halls de ingreso del primer nivel, se encuentran ubicados desde el Jr. Abelardo Quiñones y el otro desde el Jr, Andrés Avelino Cáceres, calles de acceso principal a la edificación. La arquitectura se presenta desde la Figura 12 hasta la Figura 17.

Tabla 7. Descripción de ambientes de la edificación

Nivel	Ambientes	Área Techada
Sótano	Una sala de exposición. Un almacén general, con un ambiente de control y monitoreo. Un cuarto de bombeo, con tanque cisterna de polietileno. Un cuarto de servicio.	530.49 m ²
Primer piso	Dos halls de ingreso. Una cafetería. Una sala de usos múltiples, con una sala de control audiovisual y camerinos. Una sala de exposición. Dos baterías de servicios higiénicos.	589.69 m ²
Segundo piso	Dos halls de ingreso. Un salón de manualidades. Una sala de exposición. Dos baterías de servicios higiénicos.	589.69 m ²
Tercer piso	Dos halls de ingreso. Un salón de dibujo y pintura. Una sala de exposición. Dos baterías de servicios higiénicos.	589.69 m ²
Cuarto piso	Dos halls de ingreso. Área administrativa. Dos baterías de servicios higiénicos.	589.69 m ²
Azotea	Azotea. Cuarto de máquina de los montacargas. Dos tanques elevados de polietileno.	

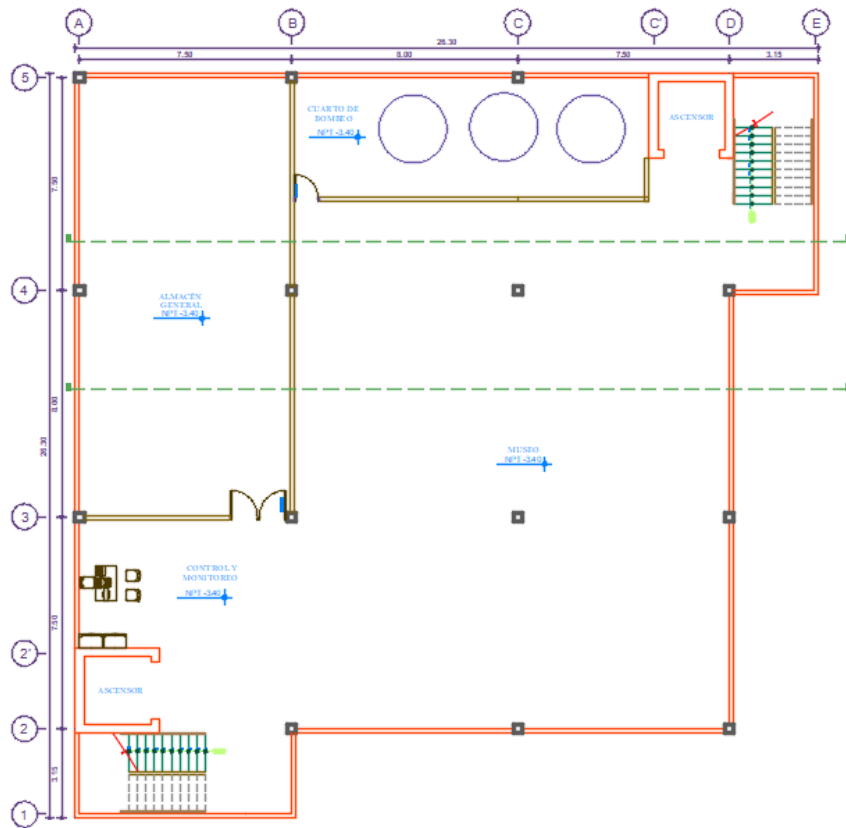


Figura 12. Arquitectura del sótano

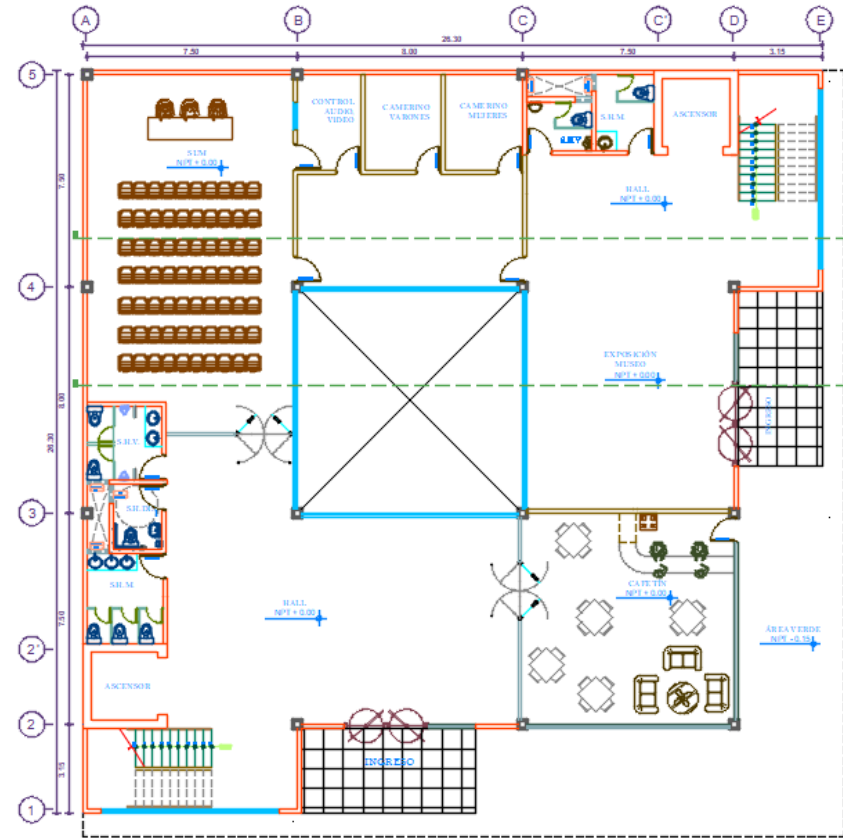


Figura 13. Arquitectura del primer piso

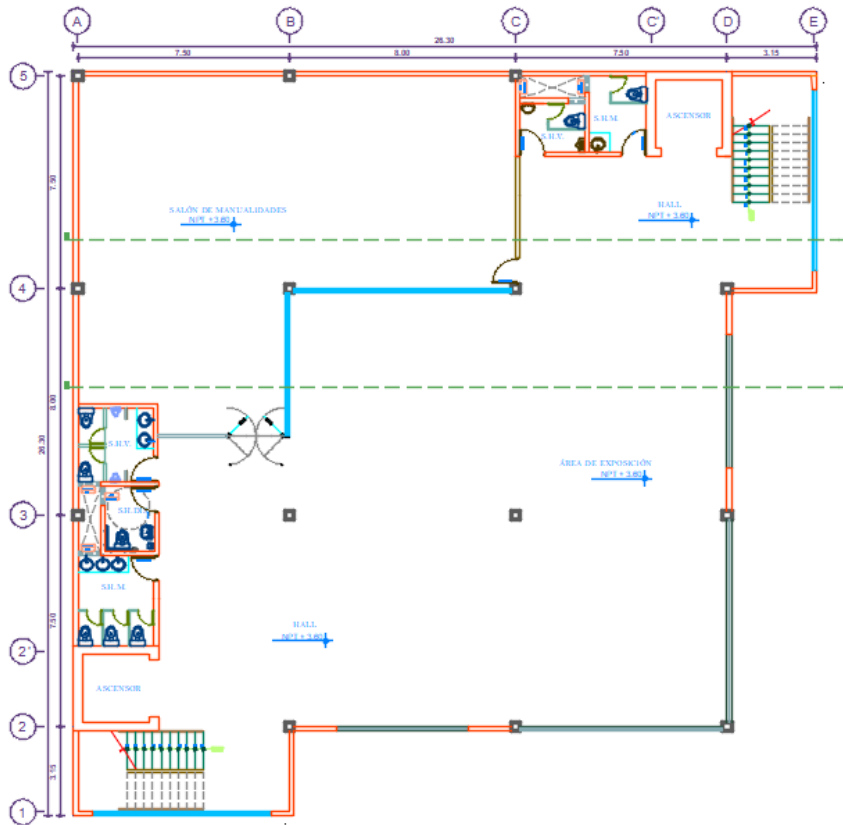


Figura 14. Arquitectura del segundo piso

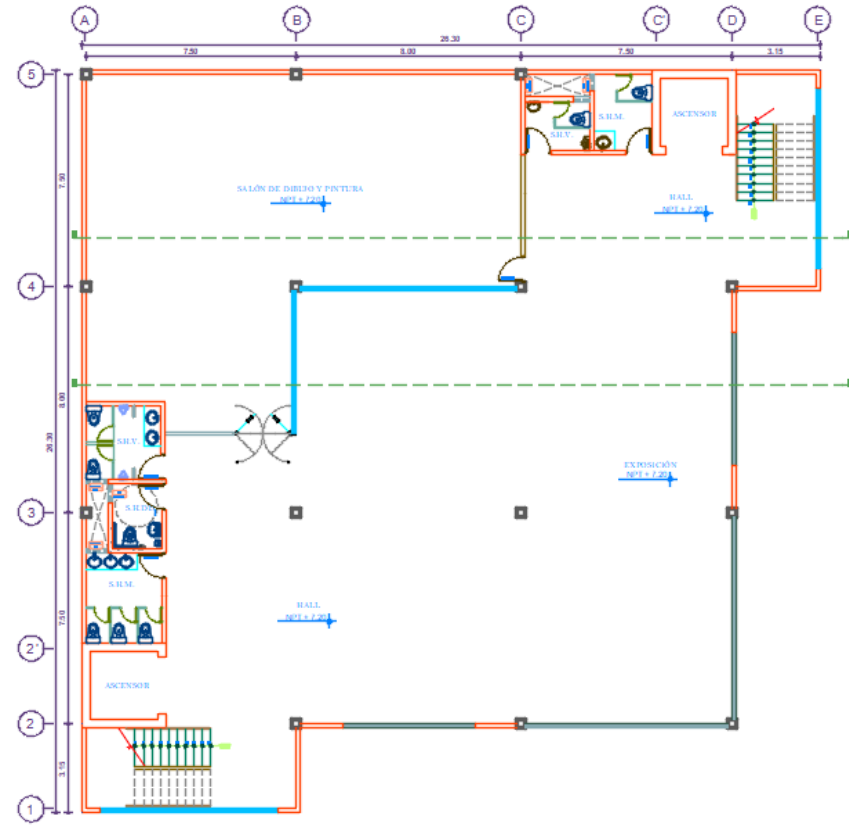


Figura 15. Arquitectura del tercer piso

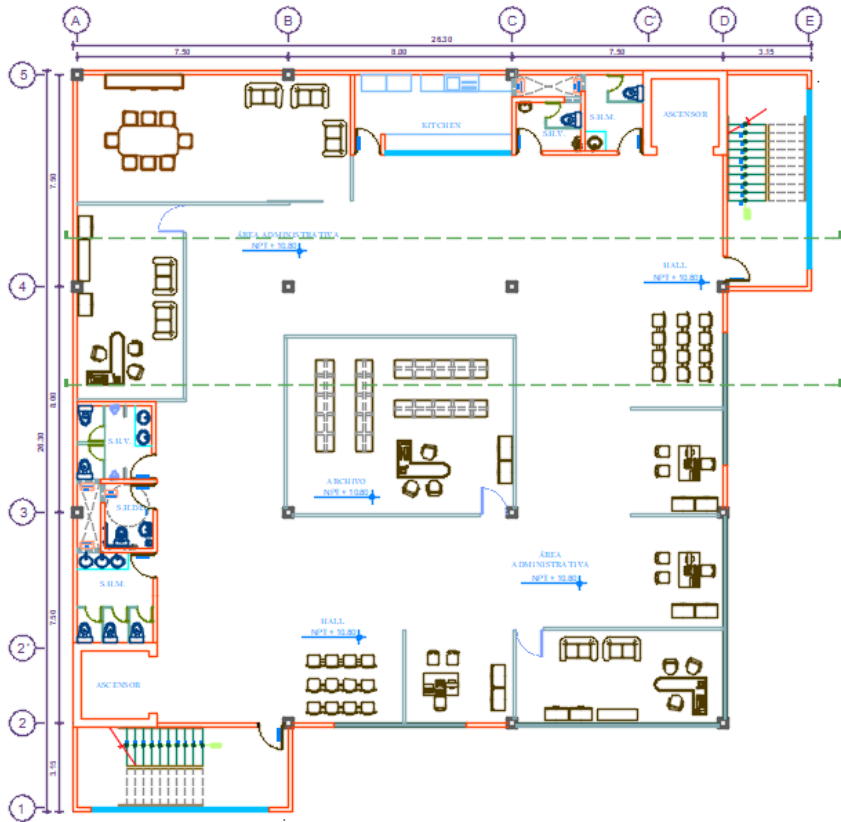


Figura 16. Arquitectura del cuarto piso

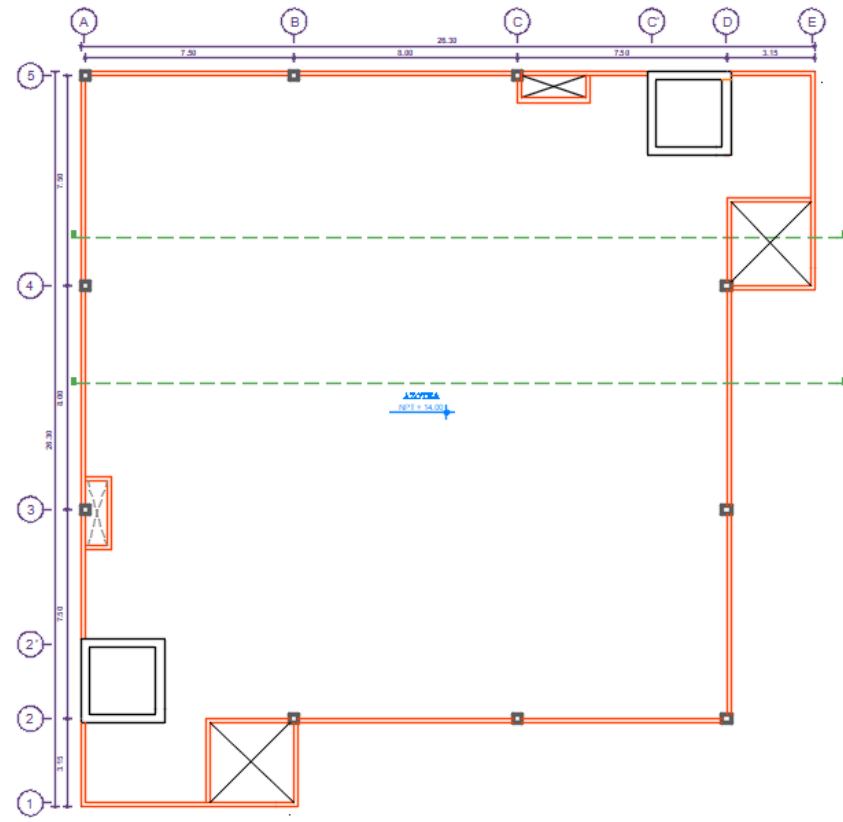


Figura 17. Arquitectura de la azotea

3.2 METODOLOGÍA

3.2.1 Tipo de Investigación

La presente investigación es del tipo tecnológica, y está definida por Arroyo (2016), como aquella que consiste en “realizar trabajos sistemáticos basados en conocimientos existentes, obtenidos mediante investigación y experiencia práctica, que se dirige a la fabricación de nuevos materiales, productos o dispositivos; establecer nuevos procesos, sistemas y servicios; también realiza mejoras sustanciales de los ya existentes”. La investigación tecnológica tiene como finalidad reconstruir procesos en función de los descubrimientos ya realizados por la investigación científica.

3.2.2 Diseño de Investigación

El diseño de la investigación es del tipo descriptiva, por ello, el diseño en concreto armado de la edificación se efectuará en función de los criterios y requisitos mínimos establecidos por el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), considerada como la norma técnica rectora en el país, la cual esta subdividida en tres títulos: a) Título I, Generalidades; b) Titulo II, Habilitaciones Urbanas; y c) Titulo III, Edificaciones. De acuerdo al RNE (2006), las normas técnicas contenidas en el Título III, son aplicables al diseño y ejecución de obras a nivel nacional. Por lo tanto, las Normas Técnicas a emplear para el desarrollo de esta tesis se especifican en la Tabla 8, y la Figura 18 representa el diagrama de flujo, en el que se detalla el proceso de diseño del edificio de concreto armado.

Tabla 8. Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones a emplear

Norma	Fecha de actualización
NTE 0.20 Cargas	Junio, 2006
NTE 0.30 Diseño Sismo resistente	Enero, 2016
NTE 0.60 Concreto Armado	Julio, 2009
NTE 0.50 Suelos y Cimentaciones	Junio, 2006

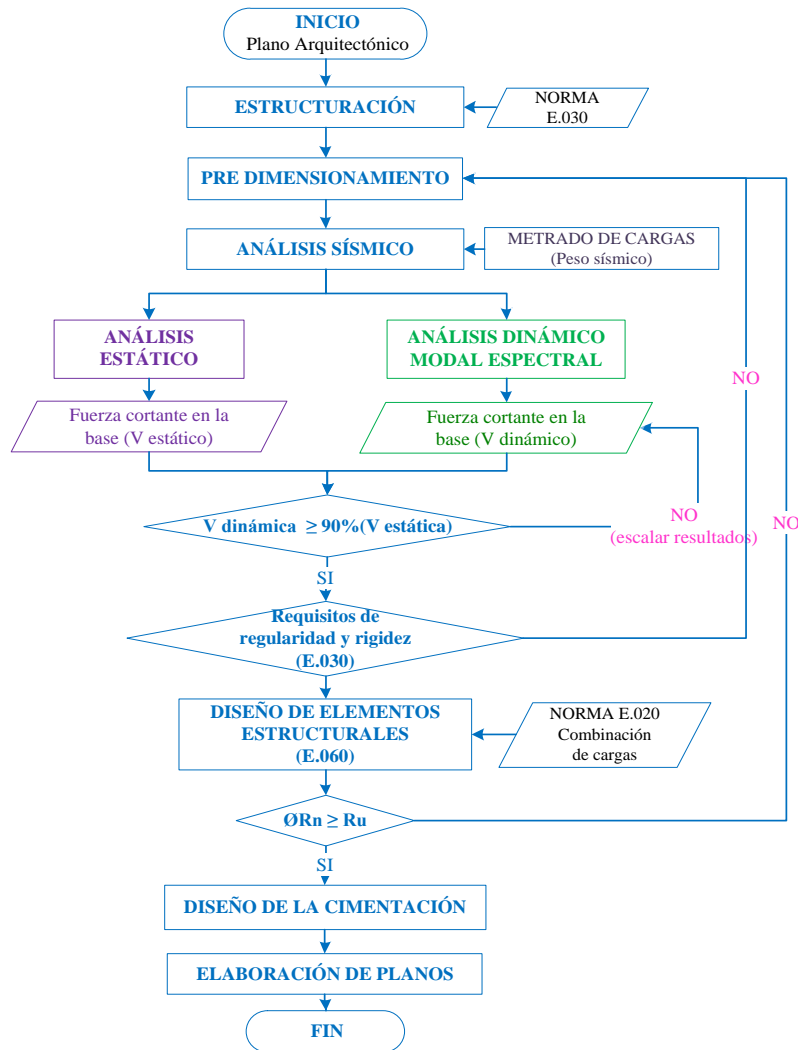


Figura 18. Diagrama de flujo del proceso de diseño del edificio de concreto armado

3.2.3 Variables

Las variables a evaluar en la presente tesis son las que se detallan en la Tabla 9.

Tabla 9. Variables de investigación

Variable	Indicador
Seguridad	Resistencia
Correcto comportamiento en condiciones normales de funcionamiento	Deflexiones en losas Fisuraciones en losas

CAPÍTULO IV

ESTRUCTURACIÓN

4.1 ESTRUCTURACIÓN

De acuerdo a los criterios de estructuración sismo resistente (Ver Tabla 1) y a los planos de arquitectura presentados desde la Figura 12 a la Figura 17, se describe a continuación la estructuración propuesta.

- La estructuración se basa en un sistema de muros estructurales y pórticos, dispuestos en la dirección XX y YY, siendo los elementos principales de rigidez lateral los muros estructurales ubicados en el perímetro de la edificación y en las cajas de los ascensores. Esto debido a que la arquitectura solicita un ambiente interior limpio y libre de muros.
- Las losas son del tipo macizas, y se comportan en forma bidireccional o unidireccional en función de sus elementos de borde y sus dimensiones.
- Las vigas presentan las mismas secciones en la dirección XX y YY, debido al uso de losas macizas bidireccionales. Así mismo, para garantizar rigidez lateral y resistencia en las dos direcciones.
- Las escaleras son del tipo común, con pasos de 0.30 m y contrapasos de 0.18 m.

- Se emplea concreto de $f'c$ 280 kg/cm² en las columnas, placas y muros del sótano, así como en la cimentación.

La Figura 19 y Figura 20 esquematizan la estructuración descrita anteriormente, la cual será evaluada mediante el análisis estructural.

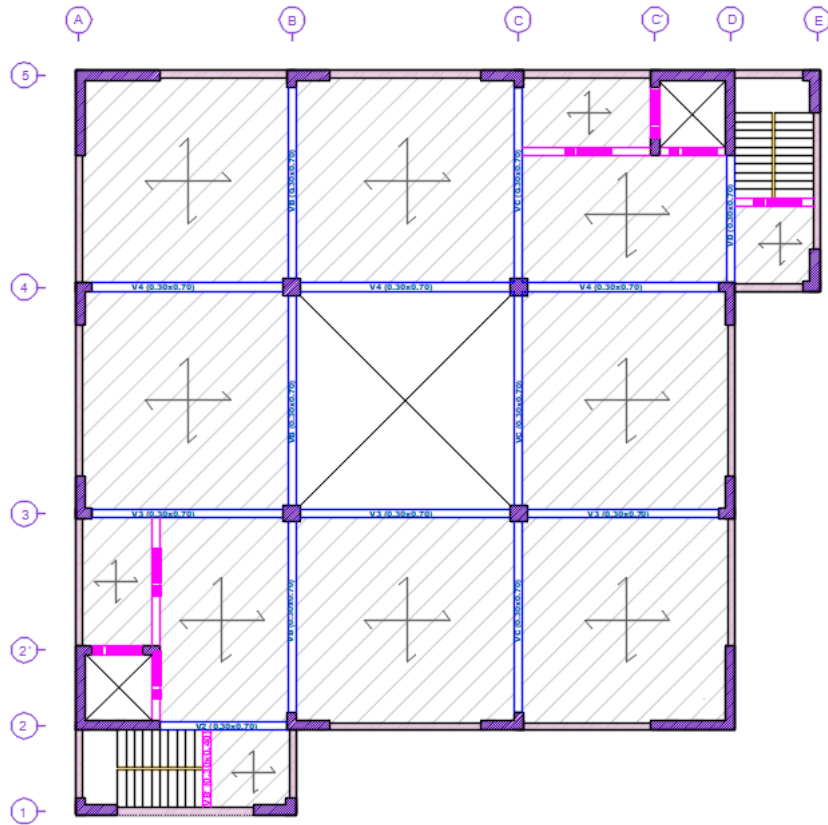


Figura 19. Estructuración del sótano

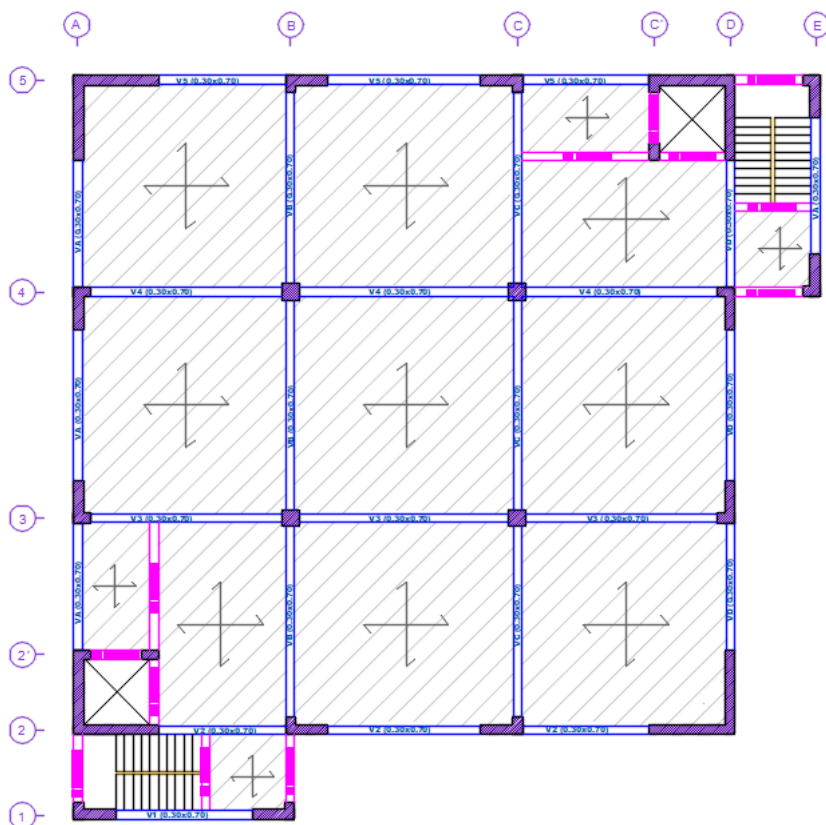


Figura 20. Estructuración del piso típico

4.2 PREDIMENSIONAMIENTO

A partir de la estructuración propuesta, se procede a determinar las dimensiones de los elementos estructurales en función de las recomendaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones. No obstante, estas dimensiones son tentativas, por tanto, están afectas a ser verificadas mediante el Análisis Sísmico y el Diseño Estructural.

4.2.1 Losas Macizas Bidireccionales

El predimensionamiento de la losa maciza se efectúa tomando en cuenta las recomendaciones propuestas en la Tabla 10.

Tabla 10. Predimensionamiento de losas macizas

	Espesor de losa
Blanco (1994)	$h = \frac{\text{Luz libre}}{40}$ o $h = \frac{\text{Perímetro}}{180}$
NTE 0.60 (2009)	Ítem 9.6.3.3. Espesor mínimo para no calcular deflexiones

De acuerdo a las recomendaciones de la Tabla 10, se obtienen los siguientes resultados para la losa más crítica de la edificación, comprendida entre los ejes BC y 34.

Tabla 11. Espesor mínimo de losa maciza

	Viga		Losa		Relación de rigidez
	Centroide (m)	Momento de inercia (m ⁴)	Ancho (m)	Momento de inercia (m ⁴)	
VB-34	0.47	0.01577	7.75	0.00377	4.19
VC-34	0.47	0.01577	7.75	0.00377	4.19
V3-BC	0.47	0.01577	7.75	0.00377	4.19
V4-BC	0.47	0.01577	7.75	0.00377	4.19
Promedio					4.19

Por lo tanto, para una relación de rigidez entre viga y losa mayor a 2, la NTE 0.60 (2009) proporciona una expresión del cálculo del espesor mínimo de la losa maciza para no calcular deflexiones.

$$h_{\min} = \frac{ln \times (0.8 + \frac{fy}{14000})}{36 + 9\beta}$$

Donde, ln , corresponde a la luz libre mayor de la losa y β , a la relación de luces libres larga y corta de la losa. Reemplazando valores, se obtiene un espesor mínimo de 0.188 m, sin embargo, las losas con luz libre de 7.2 m requieren un espesor mínimo de 0.176 m. En consecuencia, el espesor de la losa considerado para todos los paños es de 0.18 m y se verificarán las deflexiones bajo la posibilidad de reducir el espesor propuesto.

4.2.2 Vigas

El predimensionamiento de las vigas se efectúa tomando en cuenta las recomendaciones propuestas en la Tabla 12.

Tabla 12. Predimensionamiento de vigas

	Peralte de viga	Ancho de viga
Blanco (1994)	$h = \frac{\text{Luz libre}}{10} \sim \frac{\text{Luz libre}}{12}$	0.25 m para vigas sismoresistentes
NTE 0.60 (2009)	Ítem 9.6.2.1. Peralte mínimo para no calcular deflexiones	0.25 m para vigas sismoresistentes

De acuerdo a las recomendaciones de la Tabla 12, se obtienen los siguientes resultados para la viga de mayor luz, comprendida entre los ejes BC.

Tabla 13. Peralte de vigas

Viga	Luz (m)	Blanco (1994)		NTE 0.60 (2009)
		Peralte (m)		Peralte (m)
VB-34	7.70	0.77	0.64	0.42
VB-45	7.20	0.72	0.60	0.39
VA-12	3.00	0.30	0.25	0.19

Por tanto, la dimensión de las vigas a emplear en los ejes X-X y Y-Y, son de 0.30 x 0.70. Las vigas de las escaleras son de 0.30 x 0.40.

4.2.3 Columnas

Blanco (1994), indica que el uso de muros de corte en ambas direcciones, permite que se reduzcan los momentos por sismo en las columnas. Por consiguiente, el predimensionamiento de las columnas se efectúa tomando en cuenta las recomendaciones propuestas en la Tabla 14.

Tabla 14. Predimensionamiento de columnas

	Área de columna (m ²)	
	Columnas interiores	Columnas exteriores
Blanco (1994)	$A_{col} = \frac{\text{Carga de servicio}}{0.45 \times f'c}$	$A_{col} = \frac{\text{Carga de servicio}}{0.35 \times f'c}$
NTE 0.60 (2009)	Ítem 12.5. Desarrollo de ganchos estándar en tracción	Ítem 12.5. Desarrollo de ganchos estándar en tracción

De acuerdo a las recomendaciones de la Tabla 14 y asumiendo una carga de 1 Ton/m², se obtienen los siguientes resultados para las columnas.

Tabla 15. Dimensión de columnas

Columna	Área tributaria (m ²)	Peso (Ton)	F'c (Ton/m ²)	Área requerida (m ²)	Sección	
SÓTANO	CL-B4	58.59	292.94	2,800	0.232	0.60x0.60
	CL-C4	56.15	280.75	2,800	0.223	0.60x0.60
	CL-B3	56.15	280.75	2,800	0.223	0.60x0.60
	CL-C3	58.59	292.94	2,800	0.232	0.60x0.60
	CL-C'4'	11.70	58.51	2,800	0.046	0.35x0.60
	CL-A'2'	11.70	58.51	2,800	0.046	0.35x0.60

4.2.4 Muros de Corte

Según Blanco (1994) no existe una regla general para el predimensionamiento de los muros de corte o placas, pues al ser elementos rígidos, su función es la de absorber las fuerzas sísmicas. Por lo tanto, las dimensiones de los muros de corte dependen del resultado del análisis sísmico de la estructura. Sin embargo, la Norma E.060 (2009), proporciona espesores mínimos a considerar en los muros de corte, tal como se detalla en la Tabla 16.

Tabla 16. Requisitos mínimos de espesor de muros de corte

	Espesor mínimo (m)
NTE 0.60 (2009) Ítem 21.9.3.	$e_{alma} > \frac{\text{Altura libre}}{25}$ $e_{alma} > 0.15$
NTE 0.60 (2009) Ítem 21.9.3.4	Si el muro de corte exterior se convierte en muro de sótano, espesor mínimo de 0.20

Aplicando la relación de espesor de la Tabla 16, se obtiene un espesor mínimo de muro de corte de 0.15 m. Pero en vista que las dimensiones de las vigas son de 0.30x0.70, se opta por emplear un espesor de muro de corte de 0.35 m, para facilitar el armado del acero en las uniones vigas – muro de corte.

Por otro lado, la longitud de muro se puede estimar empleando la siguiente expresión, la cual resulta de igualar la resistencia por cortante y el cortante basal sísmico. Considerando una carga de 1 Ton/m², se estima el área de muros corte requerido.

$$\text{Área}_{\text{muro de corte}} = \frac{V_{\text{basal}}}{0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f_c}}$$

Reemplazando valores, obtenemos los siguientes resultados para el eje X y Y.

Tabla 17. Área requerida de muros de corte

Eje	F'c (kg/cm ²)	V basa (Ton)	Área requerida (m ²)
X	210	605.0	9.27
Y	210	605.0	9.27

En función del área requerida se determina la longitud de muros de corte demandados para un espesor establecido. El espesor propuesto de muros es de 0.35 m,

entonces la longitud requerida es de 26.5 m. No obstante, la longitud requerida también dependerá de la arquitectura de la edificación y será evaluada en el análisis sísmico.

4.2.5 Escalera

El predimensionamiento de la escalera se efectúa tomando en cuenta las recomendaciones propuestas por Morales (s.f.):

$$t = \frac{\text{Luz libre}}{20} \sim \frac{\text{Luz libre}}{25}$$

Donde t , es el espesor de la garganta de la escalera. Reemplazando datos en la expresión anterior, se obtiene los resultados plasmados en la Tabla 18 empleándose como espesor de garganta 0.16 m.

Tabla 18. Espesor de garganta de escalera

Piso	Luz libre (m)	Espesor de garganta (t)	
Sótano	3.90	0.20	0.16
Resto de pisos	3.90	0.20	0.16

4.2.6 Muro de sótano

Según la Norma E 0.60, en su ítem 21.9.3.4, el espesor mínimo de los muros de sótano es de 0.20 m. Por su parte, Blanco (1994), recomienda emplear un espesor de 0.25 m para edificaciones con un sótano, sin embargo, se empleará un espesor de 0.30 m como espesor preliminar del muro de sótano y será verificado en la etapa del diseño.

4.3 PRUEBA RÁPIDA DE DESPLAZAMIENTOS

La prueba rápida se efectúa para una carga de 1 Ton/m², con la finalidad de verificar que la estructura tenga derivas por debajo de la máxima establecida por la Norma E.030 (2016), siendo para elementos de concreto armado 0.007.

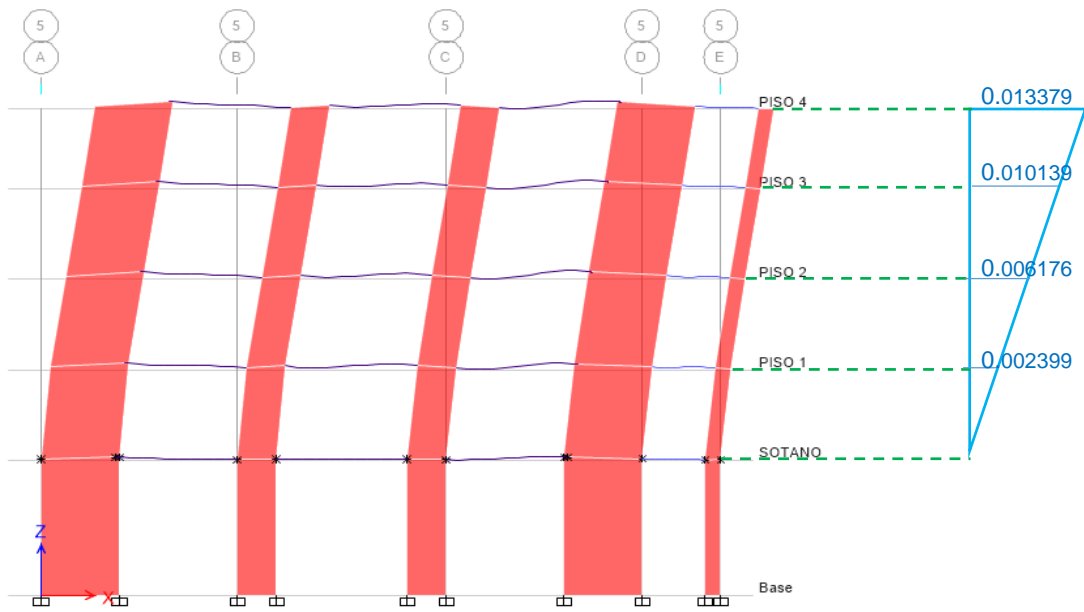


Figura 21. Desplazamientos máximos inelásticos en la dirección XX

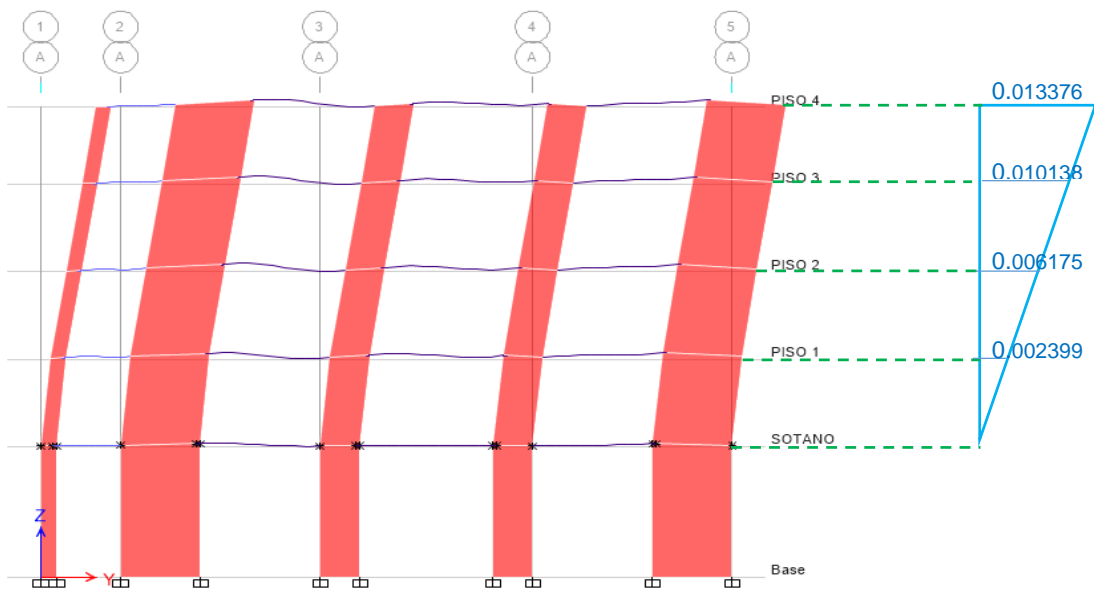


Figura 22. Desplazamientos máximos inelásticos en la dirección YY

De la Figura 21 y Figura 22 se determina que la deriva máxima inelástica en la dirección XX y YY es 0.0056 (tercer entrespacio), valor menor al máximo establecido según norma. Por lo tanto, las dimensiones preliminares de los elementos estructurales son correctas y se procede a realizar el metrado de cargas real de la estructura, contenida en el Capítulo V.

CAPÍTULO V

METRADO DE CARGAS

Con las dimensiones propuestas de los elementos estructurales, se efectúa el metrado de cargas de los mismos, en función de las cargas mínimas establecidas en la Norma E 0.20 del Reglamento Nacional de Edificaciones. La Tabla 19 detalla los pesos por unidad (volumen, área o longitud) de los materiales que conforman la estructura y la Tabla 20 muestra las cargas mínimas vivas a considerar para el metrado.

Tabla 19. Pesos por unidad de materiales

Material	Peso
Concreto Armado	2.40 Ton/m ³
Unidades de arcilla cocida hueca	1.35 Ton/m ³
Unidades de arcilla cocida sólida	1.80 Ton/m ³
Vidrio	2.50 Ton/m ³
Hielo (Granizo)	0.092 Ton/m ³
Mamparas para sanitarios*	0.027 Ton/ml
Cielo raso**	0.005 Ton/m ²
Placas SUPERBOARD 15mm***	1.20 Ton/m ³

Nota. Tomado de la Norma E.020 "Diseño Cargas". 2006. Perú.

*Catálogo SANILOK.

**Catálogo PVC CIELO.

***Catálogo SUPERBOARD.

Tabla 20. Cargas mínimas vivas repartidas

Ocupación o uso	Cargas repartidas (Ton/m ²)
Museo, restaurante, vestíbulos de teatro	0.40
Corredores y escaleras	0.50
Oficinas	0.25
Salas de archivo	0.50
Corredores y escaleras	0.40
Baños	Igual a la carga principal del área, sin que exceda de 0.30
Azotea	0.10

Nota. Tomado de la Norma E.020 "Diseño Cargas". 2006. Perú.

4.1 LOSAS MACIZAS

San Bartolomé (1998), indica que las losas macizas bidireccionales están sujetas a cargas perpendiculares a su plano, expresadas en Ton/m², las cuales son trasferidas a las vigas o muros estructurales. Se asume un apoyo simple sobre vigas de borde discontinuo y un apoyo continuo cuando colinda con otra losa horizontal o vertical.

A modo de ejemplo se presenta el metrado de la losa BC – 23 del primer piso, resumida en la Tabla 21. En el Anexo E se presenta el metrado de las losas restantes.

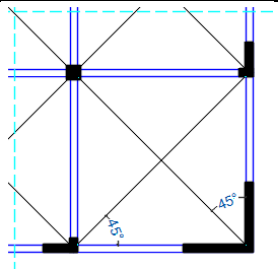
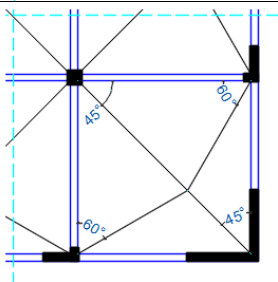
Tabla 21. Metrado losa BC – 23, primer piso

Losa		AB-45
Espesor (m)	0.18	
Carga muerta (kg/m ²)		
Peso propio = 2400x0.18	432	
Peso de acabados	100	
Falso cielo raso	5	
Total	537	
Carga viva (kg/m ²)		
Sobrecarga	450	
Total	450	

4.2 VIGAS

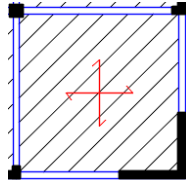
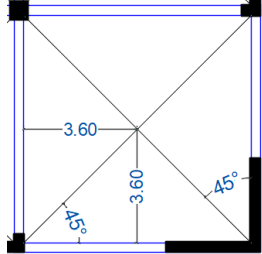
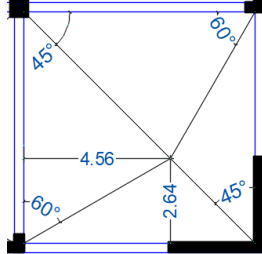
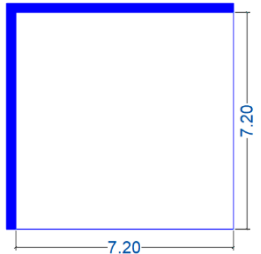
Las vigas reciben las cargas que les transfieren las losas, pero también soportan cargas como su peso propio, peso de tabiques, parapetos, ventanas, u otra sollicitación que se requiera según la Arquitectura. Para determinar las cargas que las losas bidireccionales transfieren a las vigas, primero se determina el área tributaria de losa, para ello diferentes autores recomiendan métodos aproximados que están resumidos en la Tabla 22.

Tabla 22. Métodos de transferencia de cargas de losas bidireccionales a vigas

Autor	Representación del método
<p>San Bartolomé (1998). Método del Sobre. Método isostático que consiste en trazar rectas a 45° desde los vértices de los apoyos de la losa, (estas rectas son líneas de falla, o agrietamiento del concreto, cuando la losa esté excesivamente cargada).</p>	
<p>Perles (2009), la carga se reparte en forma proporcional a la rigidez, siendo inversamente proporcional a la luz y directamente proporcional a las condiciones de empotramiento de la losa. Cuando a una esquina concurre dos tipos de apoyos iguales, el ángulo divisorio es de 45°, de lo contrario será de 60° hacia el borde empotrado.</p>	
<p>Nilson (2001). Método de coeficientes. Se basa en análisis elásticos, pero también considera la redistribución inelástica de momentos, así como las condiciones de borde de la losa (simplemente apoyado o empotrado). Por tanto, la losa se diseña con un momento promedio menor en cada dirección.</p>	<p>Tabla 12.6. Relación de la carga W que se transmite en las dirección l_a y l_b para calcular el cortante en la losa y las cargas en los apoyos. (p. 381)</p>

A continuación, se presenta en la Tabla 23, un comparativo de resultados de la magnitud de carga que las losas transfieren a las vigas, para determinar que método se va a emplear. Las vigas a analizar son las que se ubican a la derecha (vd) de la losa y la inferior (vi), asumiendo una carga de 1 Ton/m².

Tabla 23. Comparativo de la magnitud de carga que las losas transfieren a las vigas

	San Bartolomé (1998)	Perles (2009)	Nilson (2001)
Losa de esquina CD-23 			 <p style="text-align: center;">Caso 4</p>
Magnitud de carga sobre viga	Carga triangular $q_{tvd} = 3.60 \text{ Ton/m}$ $q_{tvi} = 3.60 \text{ Ton/m}$	Carga triangular $q_{tvd} = 4.56 \text{ Ton/m}$ $q_{tvi} = 2.64 \text{ Ton/m}$	Coeficiente en l_a : 0.50 Coeficiente en l_b : 0.50
Carga rectangular equivalente (q_e)	$q_{e_{vd}} = 2.412 \text{ Ton/m}$ $q_{e_{vi}} = 2.412 \text{ Ton/m}$	$q_{e_{vd}} = 3.055 \text{ Ton/m}$ $q_{e_{vi}} = 1.769 \text{ Ton/m}$	$q_{vd} = 1.8 \text{ Ton/m}$ $q_{vi} = 1.8 \text{ Ton/m}$
Diferencia (%)	$q_{e_{vd}} = +34\%$ $q_{e_{vi}} = +34\%$	$q_{e_{vd}} = +69.7\%$ $q_{e_{vi}} = -1.7\%$	$q_{vd} = 0\%$ $q_{vi} = 0\%$

De acuerdo a la Tabla 23, se infiere que, respecto al Método de coeficientes recomendado por Nilson (2001), el Método del sobre es conservador respecto a las cargas de losa que soportan ambas vigas en un 34%, y el Método propuesto por Perles (2009), sólo es conservador para la viga de la derecha en un 69%, pues es considerado como un apoyo empotrado debido a la continuidad de la losa, mientras que la carga de la viga inferior se ve reducida en 1.7%. Sumado a ello, es importante mencionar que el Método de Coeficientes, distribuye el porcentaje de carga de losa, en forma equitativa hacia las vigas que correspondan, tal como lo hace el Método del Sobre, sólo que, en menor magnitud, pues éste no considera la redistribución inelástica de momentos en la losa. En consecuencia, se opta por elegir el Método del sobre, por ser conservador para ambas vigas.

A modo de ejemplo se presenta el metrado de cargas de la viga V 2 – BC, del primer piso resumido en la Tabla 24. En el Anexo F se presenta el metrado de las vigas restantes.

Tabla 24. Metrado de cargas viga V 2 – BC, primer piso

Viga		V2-BC
Ancho	0.3	
Peralte	0.7	
Carga muerta (kg/m)		
Peso propio =2400x0.30x0.70	504	
Tabiquería de ladrillo alveolar =1350x0.15x0.60	121.50	
Ventanas/Mamparas =2500x0.010x(3.6-0.6-0.7)	57.5	
Losa =537x3.60x(1-0.3333x7.2/7.7)	1330.70	
Total		2013.70
Carga viga (kg/m)		
Sobrecarga 450x0.15	67.50	
Losa =450x3.60x(1-0.3333x7.2/7.7)	1115.12	
Total		1182.62

4.3 COLUMNAS Y MUROS DE CORTE

Las columnas y los muros de corte reciben las cargas de las vigas que se apoyan sobre las mismas, acumulándose como cargas axiales. Para estimar estas cargas, se delimitan las áreas de influencia de cada columna, conformadas por la división de cada viga en partes iguales despreciando el efecto hiperestático. (San Bartolomé, 1998)

La Figura 23 representa las áreas de influencia de las columnas y muros de corte que conforman la edificación.

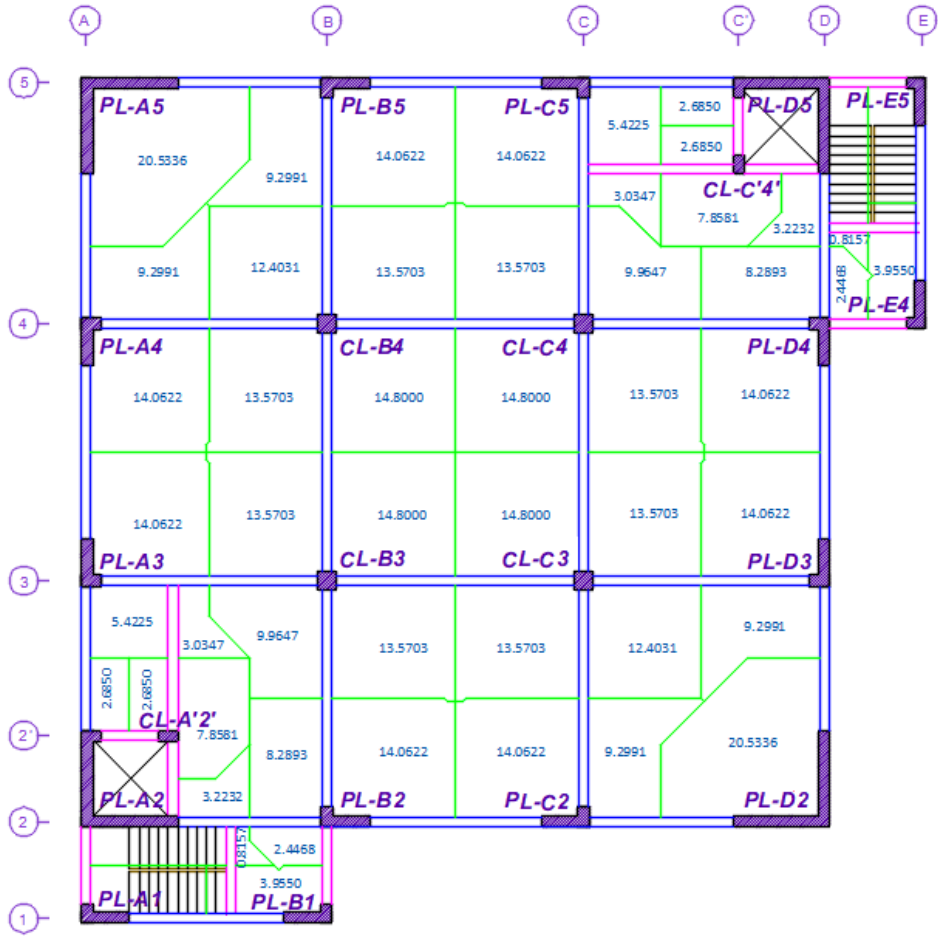


Figura 23. Áreas de influencia de columnas y muros de corte

A modo de ejemplo se presenta el metrado de cargas del muro de corte PL – D2 en el sótano, resumido en la Tabla 25. En el Anexo J se presenta el metrado de las columnas y muros de corte restantes.

Tabla 25. Metrado de cargas, muro de corte PL – D2

PLACA		PL - D2
Área (m ²) =3.00x0.35+2.65x0.35	1.9775	
Altura (m) =3.6x3+3.2+4.45	18.45	
Carga muerta (kg)		
Peso propio =1.9775x18.45x2400	87563.70	
Losa + Acabados =20.5336x(537x4+545.77)	55312.80	
Viga =4.475 x (2400x0.30x0.70x4+1350x0.60x0.15x3+ 1350x0.15x1+2500x0.010x2.3x2+2500x0.010x1.9)	12286.11	
Total	155162.61	
Carga viva (kg)		
Losa (s/c) =20.5336x(192+325+450x3)	38336.23	
Viga (s/c) =4.475x0.15x(192+325+450x2)	951.16	
Total	39287.39	

4.4 ESCALERAS

La edificación cuenta con dos escaleras típicas de 1.30 m de ancho, con pasos de 0.30 m y contrapasos de 0.18 m. Para determinar la carga por unidad de área del tramo inclinado, se toma un peldaño de la escalera:

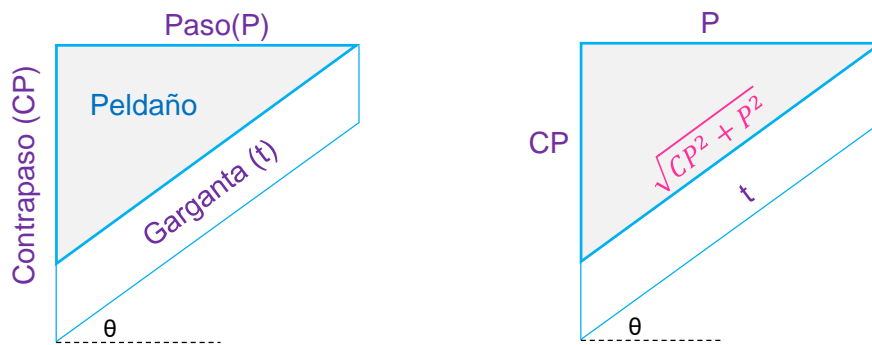


Figura 24. Carga por unidad del tramo inclinado de escalera

La carga estará determinada por el área de la figura multiplicada por el ancho de la escalera y por el peso volumétrico del concreto, dividida entre el área superficial conformado por el producto del paso por el ancho de la escalera. Considerando un ancho unitario de la escalera, se tiene que:

$$\text{Area} = \frac{CP \times P}{2} + t\sqrt{CP^2 + P^2}$$

$$\text{Carga} \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) = \frac{\gamma \left(\frac{CP \times P}{2} + t\sqrt{CP^2 + P^2} \right)}{P} = \gamma \left(\frac{cp}{2} + t\sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p} \right)^2} \right)$$

Donde cp , es la dimensión del contrapaso, p , es la dimensión del paso, γ , es el peso específico del concreto armado y t , es el espesor de garganta. Reemplazando valores en la expresión anterior se obtienen una carga por unidad de área de 0.673 Ton/m². Por otro lado, el metrado de cargas del descanso se efectúa como una losa maciza de 0.16 m de espesor. Por lo tanto, el metrado de cargas de la escalera, para un ancho tributario de un metro, se resume en la Tabla 26.

Tabla 26. Metrado de cargas de escalera

Escalera	Tramo inclinado	Descanso
Carga Muerta (Ton/m)		
Peso propio	0.664*	2.4x0.16=0.384
Peso de acabados	0.100	0.100
Total	0.764	0.484
Carga Viva(Ton/m)		
Sobrecarga	0.500	0.500
Total	0.500	0.500

*Determinado a partir de la expresión anterior

Para determinar las cargas que la escalera transmite a las vigas, se efectúa el análisis estructural de la misma, cuya idealización se esquematiza en la Figura 25.

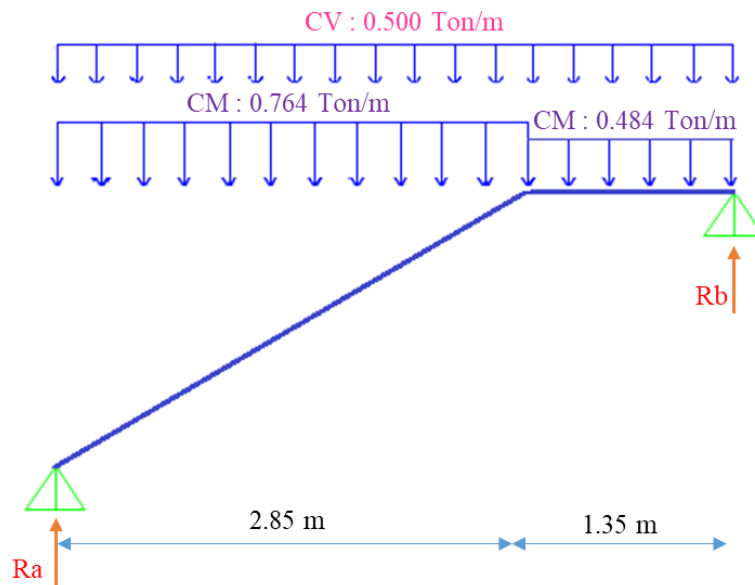


Figura 25. Idealización de la escalera

Aplicando las expresiones de equilibrio al sistema planteado se obtienen los siguientes resultados:

$$R_{b, \text{ carga muerta}} = \frac{0.764 \times \frac{2.85^2}{2} + 0.484 \times 1.35 \times (3.525)}{4.2} = 1.287 \text{ Ton/m}$$

$$R_{a, \text{ carga muerta}} = 1.543 \text{ Ton/m}$$

$$R_{b, \text{ carga viva}} = \frac{0.5 \times \frac{2.85^2}{2} + 0.5 \times 1.35 \times (3.525)}{4.2} = 1.05 \text{ Ton/m}$$

$$R_{a, \text{ carga viva}} = 1.05 \text{ Ton/m}$$

CAPÍTULO VI

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

6.1 ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

El metrado de cargas de gravedad, conformadas por cargas muertas y vivas, que actúan en los elementos estructurales que componen la edificación, se efectuó en el Capítulo V, a partir de estos se realiza el análisis estructural de cada elemento bajo cargas de gravedad.

6.1.1 Losas Macizas Bidireccionales

El modelado de las losas se efectuó empleando el método de elementos finitos en el software SAP 2000 V19. Los momentos máximos negativos y positivos se determinaron considerando la alternancia de cargas, para ello la carga viva se aplicó simultáneamente en todos los paños y en forma de damero (tablero de ajedrez), respectivamente, con las cargas amplificadas. La Figura 26 presenta los resultados obtenidos de las alternancias de cargas consideradas.

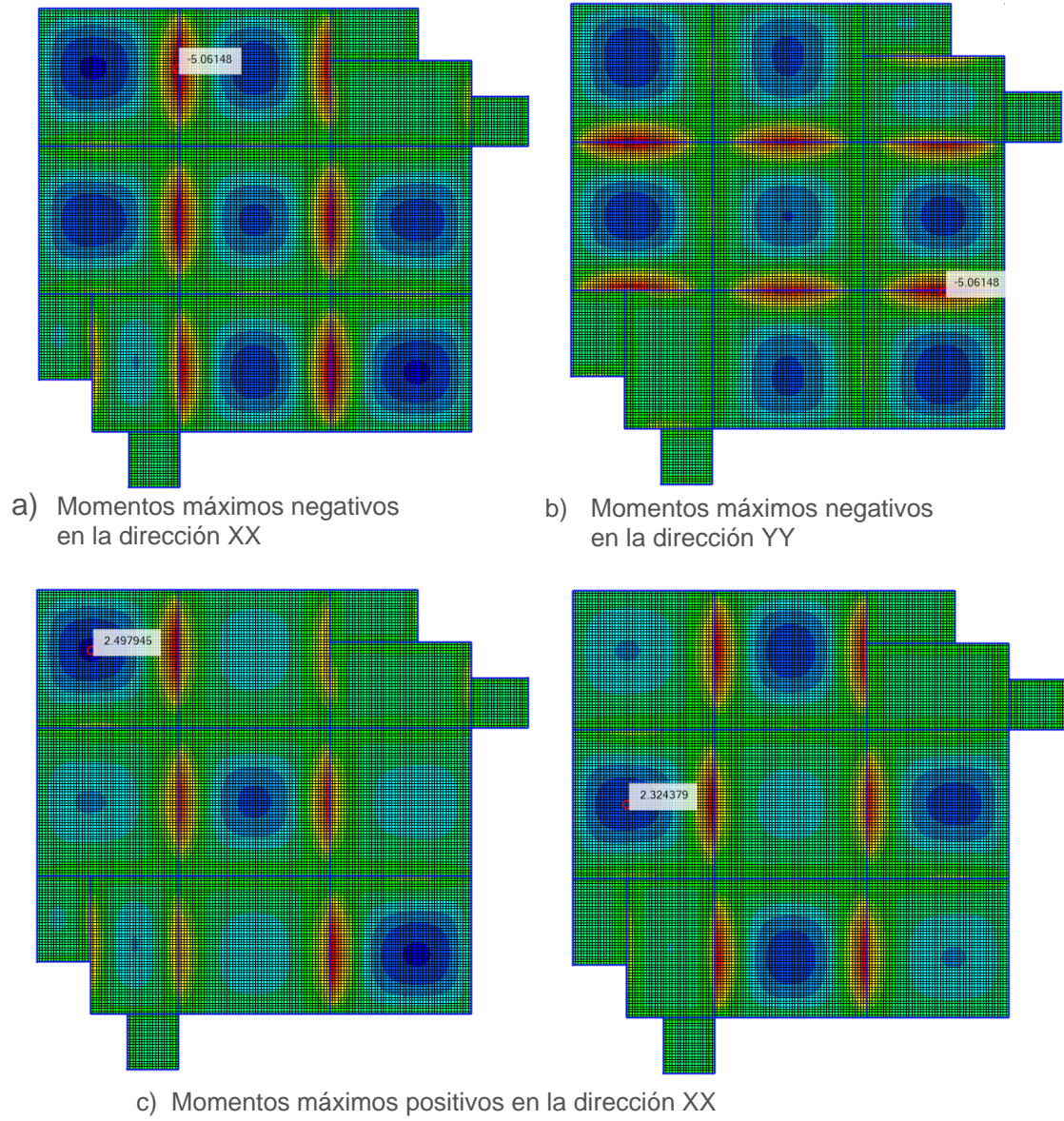


Figura 26. Momentos máximos en losas macizas bidireccionales

Los resultados que se presentan en la Figura 27 y Figura 28 son los momentos máximos obtenidos considerando la alternancia de cargas.

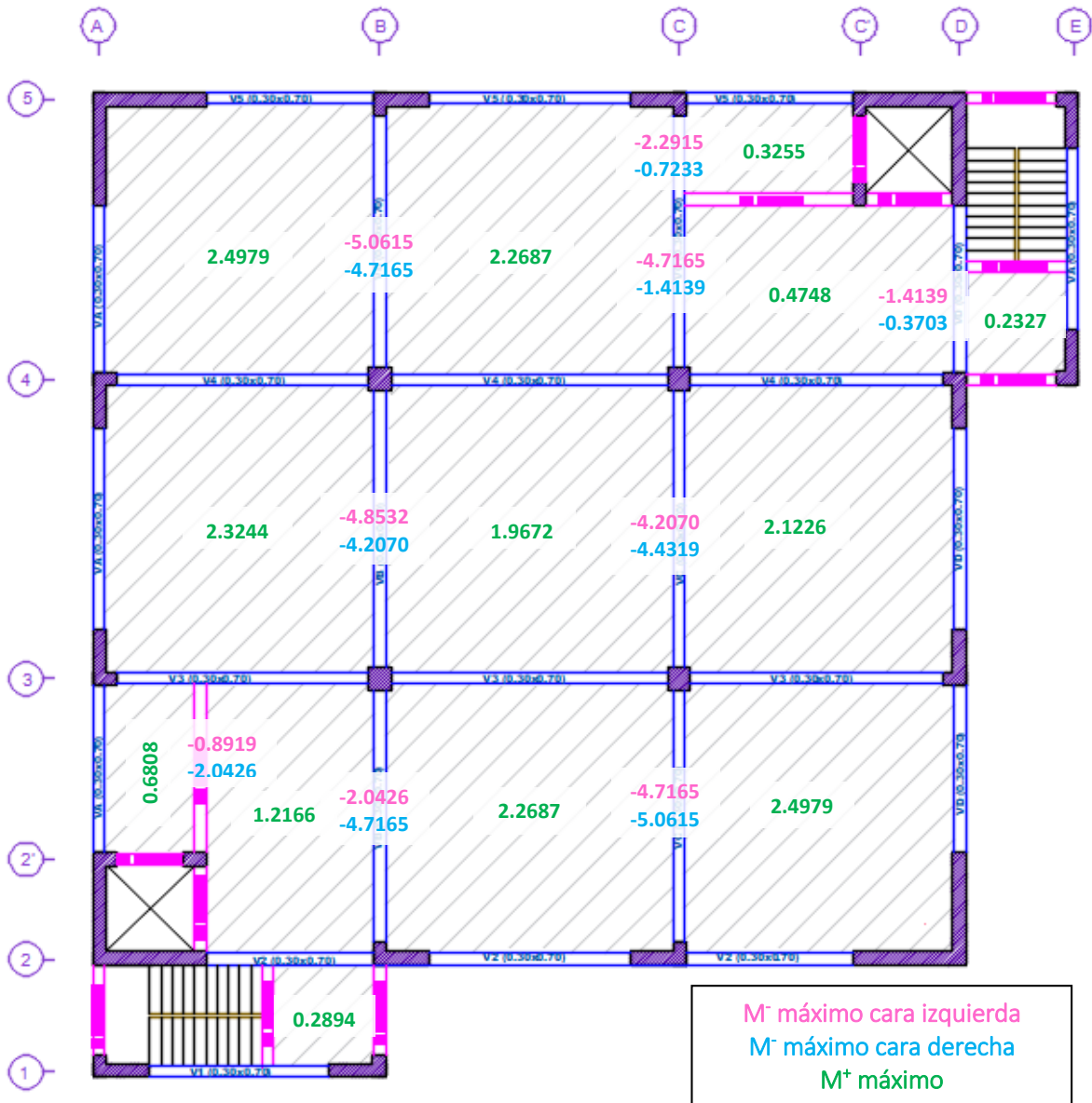


Figura 27. Momentos máximos en la dirección XX

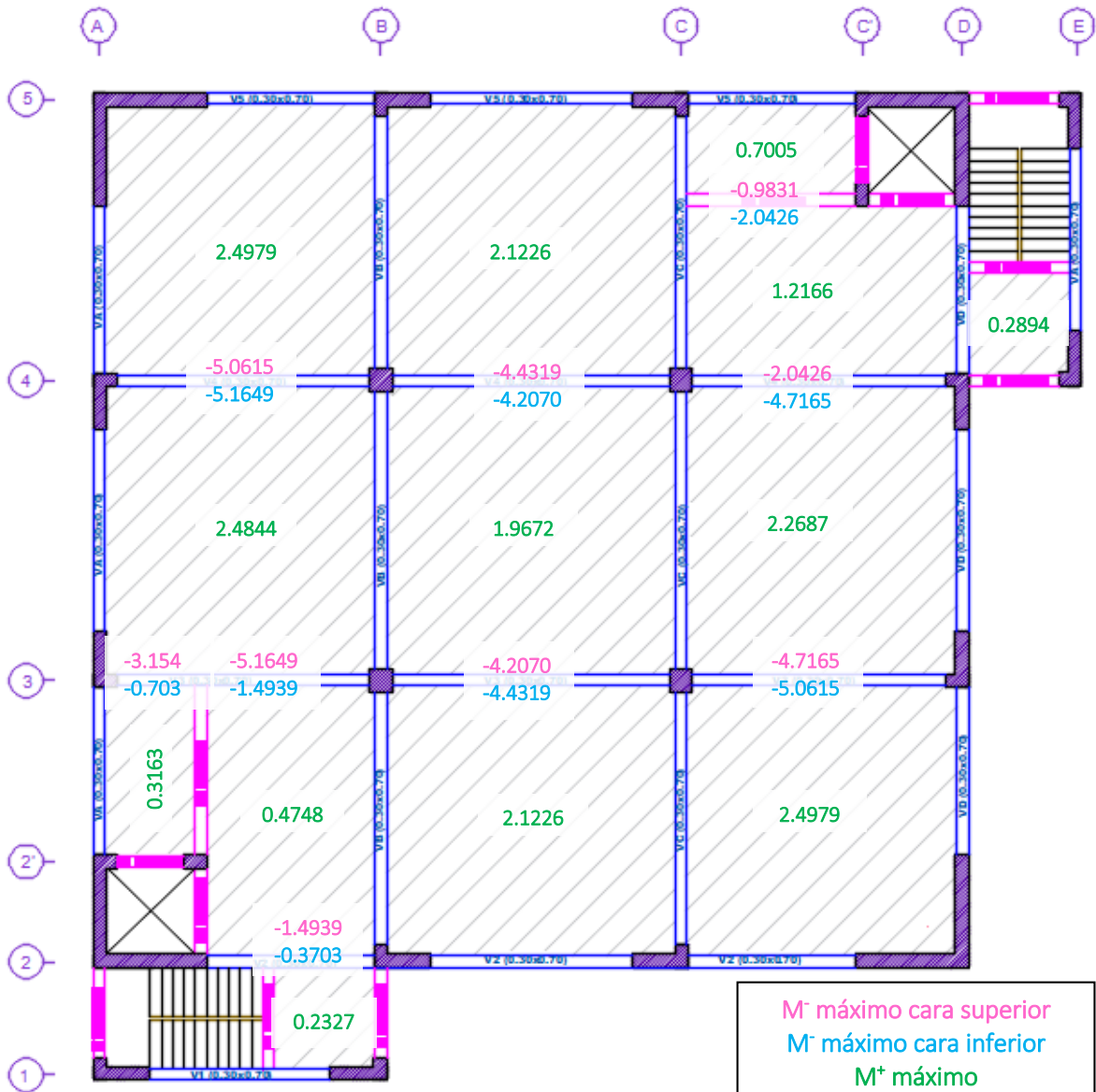
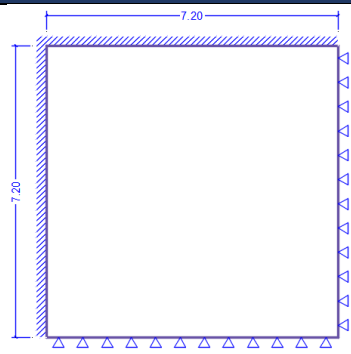


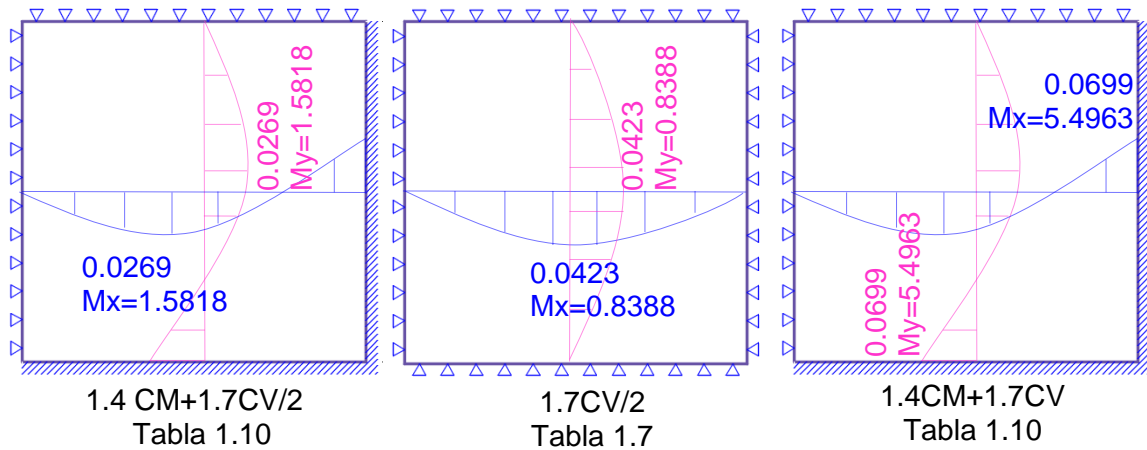
Figura 28. Momentos máximos en la dirección YY

A manera de verificación de los resultados obtenidos por el programa, se presenta un comparativo de los mismos, empleando las Tablas de Bares, Kalmanok y del Joint Committee ACI. La losa a evaluar es la AB – 45. Los parámetros considerados para la losa, se expresan en la Tabla 40.

El cálculo de los momentos flectores empleando las Tablas mencionadas anteriormente se basan en: $Momento_i = Coeficiente \times Carga \text{ Amplificada (Ton/m}^2) \times Lado_i^2$. La variante en dichas tablas es el valor del coeficiente y la longitud considerada en el cálculo, siendo para las dos últimas la menor.

Tabla 27. Parámetros considerados

Parámetros	AB - 45	
Lado corto (m)	7.2	
Lado largo (m)	7.2	
Relación de lados	1.00	
Carga muerta (Ton/m ²)	0.537	
Carga viva (Ton/m ²)	0.450	
1.4CM+1.7CV/2	1.134	
1.7CV/2	0.383	
1.4CM+1.7CV	1.517	



$$M_x = \text{Coeficiente} \times W_u \times l_x^2$$

$$M_y = \text{Coeficiente} \times W_u \times l_y^2$$

$$M^+, x = M^+, y = 2.4206 \text{ Ton.m}$$

$$M^-, x = M^-, y = 5.4963 \text{ Ton.m}$$

Figura 29. Coeficientes y momentos flectores de la losa AB – 34, Tabla de Bares

Los resultados obtenidos de la Tabla de Bares, consideran un módulo de Poisson ($\mu = 0.15$). En el caso de las Tablas de Kalmamok, estas consideran un $\mu = 0$ para los momentos positivos, por tanto, se efectúa la corrección del mismo para un $\mu = 0.15$, empleando la siguiente expresión recomendada por Bares.

$$M_{x2} = \frac{1}{1-\mu^2} [(1-\mu^2)M_{x1} + (\mu^2-\mu)M_{y1}]$$

$$M_{y2} = \frac{1}{1-\mu^2} [(1-\mu^2)M_{y1} + (\mu^2-\mu)M_{x1}]$$

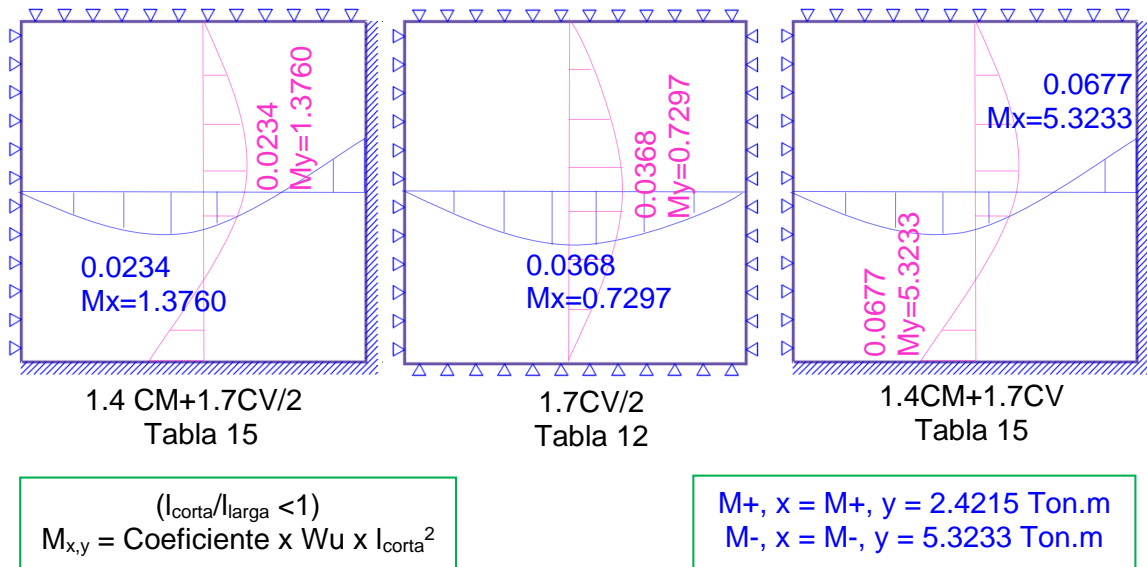


Figura 30. Coeficientes y momentos flectores de la losa AB – 34, Tabla de Kalmanok

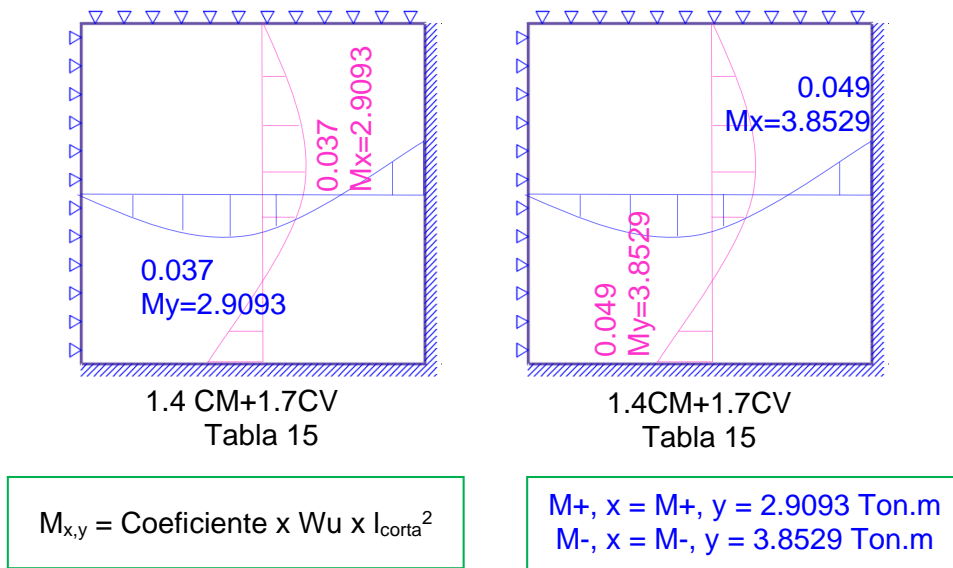


Figura 31. Coeficientes y momentos flectores de la losa AB – 34 – Método del Joint Comitee ASCE-AC

La Tabla 28 muestra el porcentaje de variación entre los resultados obtenidos, tomándose como referencia los resultados del método de Elementos Finitos. En ese sentido, se observa que las Tablas de Bares y de Kalmanok presentan resultados más cercanos a los obtenidos por el método de Elementos Finitos, con un -3.1% en los momentos positivos y un 8.6% para momentos negativos. Por otro lado, los resultados

obtenidos empleando el Método del Joint Comitee ASCE-AC, difieren en mayor porcentaje, siendo estos de -17.40% y 26.38%. Los resultados son congruentes con los obtenidos por Montañez (2016).

Tabla 28. Porcentaje de variación de momentos flectores, losa AB – 45

Porcentaje de variación de resultados			%
Tabla de Bares	M+ (Ton.m)	2.4206	-3.09%
	M- (Ton.m)	5.4963	8.59%
Tabla de Kalmanok	M+ (Ton.m)	2.4215	-3.06%
	M- (Ton.m)	5.3233	5.17%
Joint Comitee ASCE-AC	M+ (Ton.m)	3.1568	26.38%
	M- (Ton.m)	4.1807	-17.40%
Elementos Finitos	M+ (Ton.m)	2.4979	
	M- (Ton.m)	5.0615	

En conclusión, los resultados de los momentos obtenidos por elementos finitos son correctos, descartándose algún problema en el modelamiento de las losas, ya que, el resultado de la comprobación arroja valores cercanos a los obtenidos, en dos de los tres métodos empleados.

6.1.2 Vigas

Las cargas de gravedad, del tipo muertas o permanentes, que soportan las vigas obedecen a su peso propio, peso de tabiques y peso de las losas que componen su área tributaria, por otro lado, las cargas vivas provienen de la sobrecarga que actúa en el área tributaria de las losas que soportan. La Figura 32 ilustra los momentos flectores y fuerzas cortantes de las vigas del eje 3 bajo cargas de gravedad.

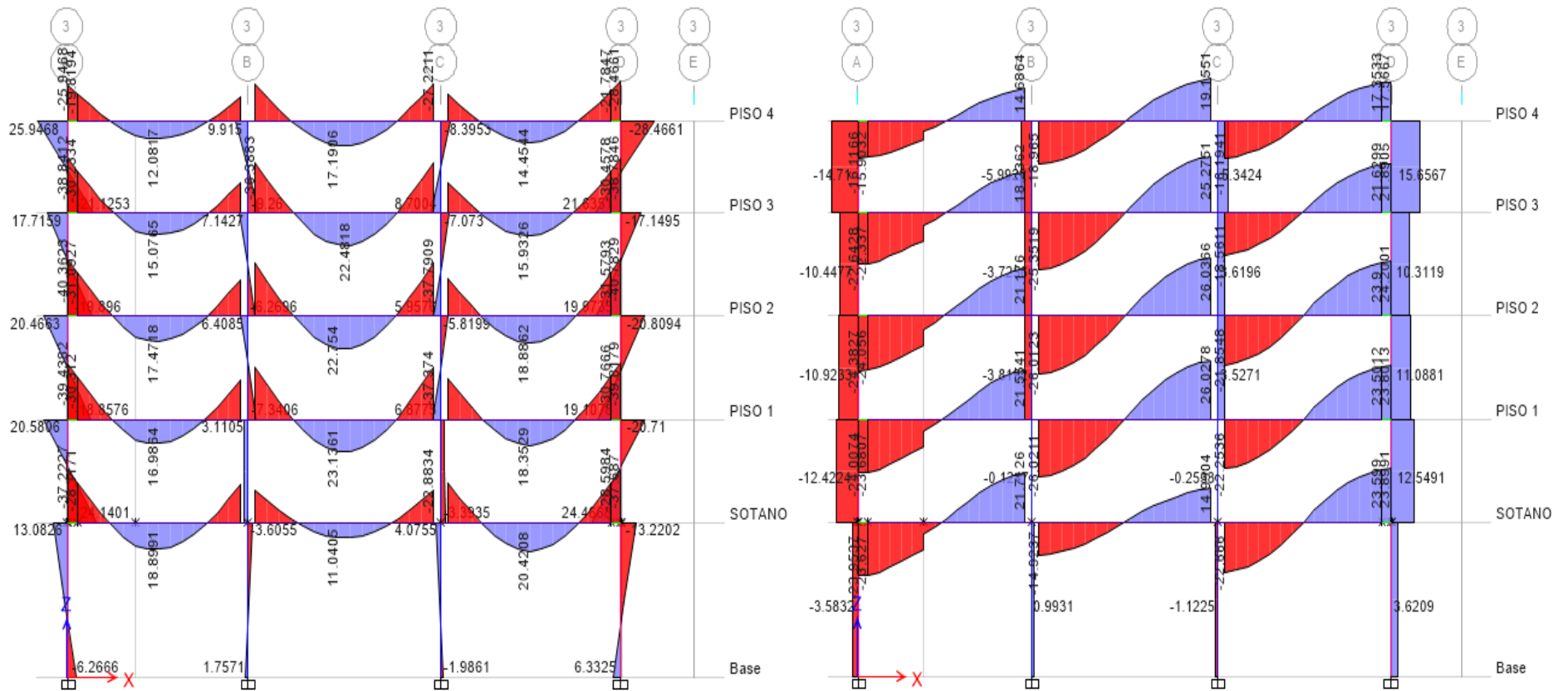


Figura 32. Diagrama de momentos flectores y fuerzas cortantes en la dirección XX para cargas ultimas de gravedad (1.4CM+1.7CV)

6.1.3 Columnas y Muros de Corte

Las columnas y muros de corte soportan cargas muertas debidas a su peso propio y peso de las vigas que se apoyan en las mismas, así como cargas vivas, provenientes de los elementos que se apoyan en ellas. La Figura 32 ilustra los momentos flectores y fuerzas cortantes de las columnas y placas del eje 3 bajo cargas últimas de gravedad: CL-B3, CL-C3, PL-3A y PL-3D.

6.2 ANÁLISIS POR CARGAS DE SISMO

El análisis sísmico permite determinar las fuerzas representativas de la acción sísmica en la estructura, así como las fuerzas cortantes y momentos flectores que dichas fuerzas producen en los elementos estructurales que componen la edificación.

Bazan y Meli (s.f.), mencionan que, debido a la naturaleza dinámica de los sismos, el análisis sísmico de edificaciones debería ser efectuado mediante métodos dinámicos. Sin embargo, de acuerdo a la Norma E030 (2016), el análisis sísmico se puede efectuar mediante el Análisis Estático, bajo ciertas condiciones, o mediante el Análisis Dinámico Modal Espectral. La edificación propuesta en esta tesis cumple con las condiciones estipuladas en la Norma E030 (2016), para ser analizada mediante el Análisis Estático, sin embargo, con fines académicos también se empleará el Análisis Dinámico Modal Espectral.

Del Estudio de Mecánica de Suelos proporcionado por la Asesora de la Tesis, se presenta las siguientes propiedades del suelo, a una profundidad de seis metros:

Tabla 29. Propiedades mecánicas del suelo

Propiedades mecánicas del suelo	
Tipo de suelo	GW – GM (SUCS), Grava bien graduada con finos
Peso volumétrico (kg/m ³)	2650
Cohesión	0
Ángulo de fricción interna	31°
Presión admisible (kg/cm ²)	3.24
N60 (SPT)	50


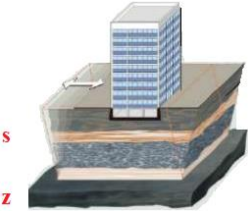
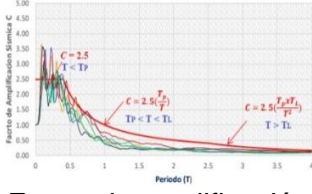
Nota. Tomado de "Estudio de Mecánica de Suelos". C. Morales.

Así mismo, el Estudio de Mecánica de Suelos establece una profundidad mínima de cimentación de 1.20 m y descarta la presencia de napa freática.

6.1.2 Análisis Preliminar

La Tabla 30 determina los parámetros que representan el Peligro Sísmico, la Categoría de la Edificación y Factor de Uso, de acuerdo a la Norma E.030 (2016).

Tabla 30. Parámetros de peligro sísmico, categoría de la edificación y factor de uso

Parámetro		Valor en X	Valor en Y
Zonificación (Z) Representa la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. Es una fracción de la gravedad. Tabla N° 1. E030 (2016)		0.35	0.35
Parámetros de sitio (S) Representa el factor de amplificación de aceleraciones por efecto del perfil de suelo. Tabla N° 3. E030 (2016)		$S_2 = 1.15$	$S_2 = 1.15$
Factor de amplificación sísmica (C) Representa el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo. Tabla N° 4. E030 (2016)	 Factor de amplificación sísmica	$T_x = 0.38 \text{ s}$ $T_P = 0.6 \text{ s}$ $T_L = 2 \text{ s}$ $C = 2.5$	$T_y = 0.38 \text{ s}$ $T_P = 0.6 \text{ s}$ $T_L = 2 \text{ s}$ $C = 2.5$
Factor de Uso (U) Centro cultural Tabla N° 5. E030 (2016)	Categoría B Edificación Importante	1.3	1.3

Nota. Adaptado de la Norma E.030 "Diseño Sismoresistente". 2016. Perú.

Por otro lado, la Tabla 6 de la Norma E.030 (2016), establece el tipo de sistema estructural a emplearse de acuerdo a la categoría de la edificación y al lugar donde se ubique, planteándose un sistema estructural de Muros Estructurales de Concreto Armado. Así mismo, la Tabla 7 de la Norma E.030 (2016), determina el Coeficiente Básico de Reducción R_0 , que para el sistema estructural planteado, le corresponde el valor de 6.

Finalmente, la Tabla 10 de la Norma E.030 (2016), establece las Restricciones de Irregularidad para la estructura, en función de la categoría de la edificación y del lugar donde se ubique. Por lo tanto, para la edificación planteada en esta tesis no se permiten irregularidades extremas.

6.1.3 Peso Sísmico

La categoría de la edificación planteada en la tesis es del Tipo B, en consecuencia, el peso sísmico se determina de la siguiente manera (E.030, 2016), $\text{Peso sísmico} = 100\% \text{ CM} + 50\% \text{ CV}$. Del metrado de cargas se determina el peso sísmico de la edificación, la cual esta resumida en la Tabla 31.

Tabla 31. Peso sísmico de la edificación calculado manualmente

Piso	Elemento	Carga Muerta (Ton)	Carga Viva (Ton)	Peso Sísmico (Ton)	Masa Sísmica (Ton.s ² /m)
Cuarto Piso	Losa	259.78	95.95	506.69	51.65
	Viga	121.30	21.31		
	Columna	7.14	0.28		
	Muro de corte	59.27	0.86		
Tercer Piso	Losa	277.97	168.23	656.23	66.89
	Viga	141.13	27.36		
	Columna	14.98	0.00		
	Muro de corte	124.35	0.00		
Segundo Piso	Losa	271.80	215.32	689.05	70.24
	Viga	144.28	31.77		
	Columna	16.07	0.00		
	Muro de corte	133.36	0.00		
Primer Piso	Losa	271.80	215.32	689.05	70.24
	Viga	144.28	31.77		
	Columna	16.07	0.00		
	Muro de corte	133.36	0.00		
Total (Ton)				2541.02	259.02

Tabla 32. Peso sísmico de la edificación proporcionado por el software ETABS 16.2

PISO	Masa en XX	Masa en YY
	(Ton.s ² /m)	(Ton.s ² /m)
Primer piso	71.16	71.16
Segundo piso	71.16	71.16
Tercer piso	68.15	68.15
Cuarto piso	52.38	52.38
Total	262.85	262.85

6.1.4 Modelado de la Edificación

El modelado de la edificación se efectuó en el software ETABS 16.2, empleando el método de pórticos planos. El módulo de elasticidad del concreto se determinó a partir de la expresión $15000\sqrt{f'_c}$, considerándose un Módulo de Poisson de 0.15. La masa sísmica

proporcionada por el programa difiere de la calculada manualmente en la Tabla 32, en un 1.48%, por lo que se trabajó con la masa sísmica del programa. El modelo de la edificación se presenta en la Figura 33, las propiedades de los elementos empleados se detallan en la Tabla 33.

Tabla 33. Propiedades de los muros de corte

Muro	En X				Muro	En Y			
	CG X (m)	A ₁ (m ²)	A ₂ (m ²)	I ₃ (m ⁴)		CG Y (m)	A ₁ (m ²)	A ₃ (m ²)	I ₂ (m ⁴)
1A	0.668	0.613	0.525	0.124	A2	1.096	1.050	1.050	1.758
1B	0.668	0.613	0.525	0.124	A3	0.668	0.613	0.525	0.124
2A	1.287	1.251	1.050	1.086	A4	0.668	0.613	0.525	0.124
2'A	0.239	0.411	0.210	0.010	A5	1.005	1.676	1.050	1.482
2B	0.668	0.613	0.525	0.124	B2	0.218	0.613	0.210	0.013
2C	0.668	0.613	0.525	0.124	B5	0.218	0.613	0.210	0.013
2D	1.005	1.676	1.050	1.482	C2	0.218	0.613	0.210	0.013
3A	0.218	0.613	0.210	0.013	C5	0.218	0.613	0.210	0.013
3D	0.218	0.613	0.210	0.013	C'5	0.239	0.411	0.210	0.010
4A	0.218	0.613	0.210	0.013	D2	1.005	1.676	1.050	1.482
4D	0.218	0.613	0.210	0.013	D3	0.668	0.613	0.525	0.124
5A	1.005	1.676	1.050	1.482	D4	0.668	0.613	0.525	0.124
5B	0.668	0.613	0.525	0.124	D5	1.287	1.251	1.050	1.086
5C	0.668	0.613	0.525	0.124	E5	0.668	0.613	0.525	0.124
5D	1.096	1.763	1.050	1.758	E4	0.668	0.613	0.525	0.124

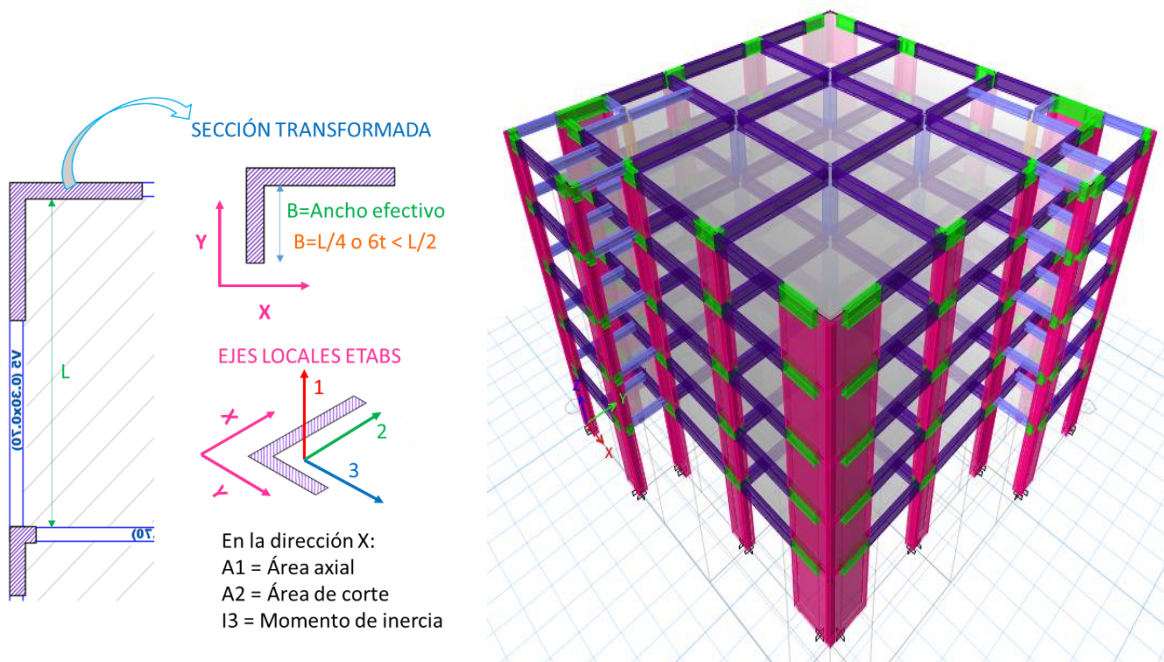


Figura 33. Modelado de la edificación, software ETABS

6.1.5 Efectos de Torsión en Planta

En una edificación las fuerzas sísmicas actúan en el centro de masa (CM) de cada nivel, sin embargo, la incertidumbre en la ubicación de los mismos, ocasiona el considerar una excentricidad accidental, establecida en la Norma E.030 (2016) como 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección del análisis. Por lo tanto, en cada nivel actuará, además de la fuerza sísmica, un momento torsor igual al producto de la fuerza sísmica por la excentricidad accidental, en el caso más desfavorable.

La Tabla 34 muestra los resultados obtenidos del software ETABS 16.2 del centro de masas y rigideces por piso, sin considerar la excentricidad accidental.

Tabla 34. Centro de masa y rigidez por piso, software ETABS 16.2

Nivel	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)
Cuarto piso	11.598	14.373	11.876	14.127
Tercer piso	11.598	14.373	11.771	14.233
Segundo piso	11.622	14.354	11.792	14.214
Primer piso	11.829	14.171	11.819	14.187

Los resultados obtenidos en la Tabla 34 son contrastados efectuando el cálculo manual del centro de masas y centro de rigideces, para el primer piso de la edificación, donde se emplean las siguientes expresiones obtenidas de San Bartolomé (1998).

- Rigidez lateral para placas $K_{pl} = E/[(h^3/3I) + (2.5H/Lt)]$
- Rigidez lateral para columnas $K_{col} = 12EI/h^3$
- Centro de rigidez lateral $X_{cr} = \sum K_{yi} X_i / \sum K_{yi}$; $Y_{cr} = \sum K_{xi} Y_i / \sum K_{xi}$
- Centro de masas $X_{cm} = \sum P_i X_{cmi} / \sum P_i$, $Y_{cm} = \sum P_i Y_{cmi} / \sum P_i$

La Tabla 35 y Tabla 36 muestran los resultados del cálculo manual del centro de rigideces y masas, para el primer piso. A partir de la Figura 34 a la Figura 38 se esquematizan los casos más desfavorables para la excentricidad accidental, determinándose un desplazamiento de +Y y -X, del centro de masas.

Tabla 35. Centro de rigideces de la edificación, primer piso

Elemento	Inercia (m ⁴)	Rigidez Lateral (KXi) (Ton/m)	Yi (m)	KixYi (Ton)	Inercia (m ⁴)	Rigidez Lateral (KYi) (Ton/m)	Xi (m)	KixXi (Ton)
PL-A1	0.124	16492.017	0.000	0.000	0.013	1843.568	0.000	0.000
PL-B1	0.124	16492.017	0.000	0.000	0.013	1843.568	7.500	13826.758
PL-A2	1.086	101137.035	3.000	303411.104	1.758	132052.503	0.000	0.000
PL-A2'	0.010	1472.150	5.825	8575.275				
PL-B2	0.124	16492.017	3.000	49476.050	0.013	1843.568	7.500	13826.758
PL-C2	0.124	16492.017	3.000	49476.050	0.013	1843.568	15.500	28575.301
PL-D2	1.482	120923.916	3.000	362771.749	1.482	120923.916	23.000	2781250.076
CL-A'2'	0.006	3832.821	5.825	22326.184	0.002	1304.224	2.700	3521.405
PL-A3	0.013	1843.568	7.500	13826.758	0.124	16492.017	0.000	0.000
CL-B3	0.011	6570.551	7.500	49279.131	0.011	6570.551	7.500	49279.131
CL-C3	0.011	6570.551	7.500	49279.131	0.011	6570.551	15.500	101843.537
PL-D3	0.013	1843.568	7.500	13826.758	0.124	16492.017	23.000	379316.385
PL-A4	0.013	1843.568	18.500	34106.004	0.124	16492.017	0.000	0.000
CL-B4	0.011	6570.551	18.500	121555.189	0.011	6570.551	7.500	49279.131
CL-C4	0.011	6570.551	18.500	121555.189	0.011	6570.551	15.500	101843.537
PL-E4	0.013	1843.568	18.500	34106.004	0.124	16492.017	26.000	428792.435
PL-D4	0.013	1843.568	18.500	34106.004	0.124	16492.017	23.000	379316.385
CL-C'4'	0.002	1304.224	23.600	30779.684	0.006	3832.821	20.475	78477.016
PL-A5	1.482	120923.916	26.000	3144021.825	1.482	120923.916	0.000	0.000
PL-B5	0.124	16492.017	26.000	428792.435	0.013	1843.568	7.500	13826.758
PL-C5	0.124	16492.017	26.000	428792.435	0.013	1843.568	15.500	28575.301
PL-D5	1.758	132052.503	26.000	3433365.069	1.086	101137.035	23.000	2326151.794
PL-D5'					0.010	1472.150	20.475	30142.277
PL-E5	0.013	1843.568	26.000	47932.762	0.124	16492.017	26.000	428792.435
Total		617942.276		8781360.792		617942.276	287.150	7236636.420
		YCR		14.21		XCR		11.71

Tabla 36. Centro de masas de la edificación, primer piso

Elemento	Peso (Pi) (Ton)	Xcmi (m)	Ycmi (m)	PiXcmi (Ton.m)	PiYcmi (Ton.m)
PL-A5	37.86	0.70	25.25	26.63	955.76
PL-B5	30.65	7.97	25.91	244.20	794.01
PL-C5	35.66	14.98	25.91	534.30	923.92
PL-D5	36.08	22.16	25.26	799.76	911.61
PL-A4	32.10	0.04	17.98	1.38	577.21
PL-D4	30.09	22.91	17.98	689.35	541.14
PL-A3	34.70	0.04	10.97	1.49	380.56
PL-D3	28.72	22.91	10.97	657.92	315.01
PL-A2	35.81	0.69	3.79	24.58	135.56
PL-B2	30.34	7.97	3.04	241.77	92.33
PL-C2	28.72	14.98	3.04	430.30	87.40
PL-D2	36.10	22.25	3.70	803.14	133.70
PL-E5	10.77	25.91	25.46	278.98	274.13
PL-E4	14.24	25.91	18.99	368.83	270.39
PL-A1	10.58	0.49	0.04	5.22	0.45
PL-B1	14.49	6.96	0.04	100.79	0.62
CL-B4	55.17	7.48	18.48	412.42	1019.32
CL-C4	53.56	15.48	18.48	828.91	989.60
CL-B3	52.73	7.48	10.48	394.17	552.37
CL-C3	52.61	15.48	10.48	814.09	551.06
CL-C'4'	14.08	20.30	23.43	285.82	329.82
CL-A'2'	13.99	2.53	5.65	35.32	79.04
Total				7979.36	9915.01
XCM				11.58	
YCM				14.39	

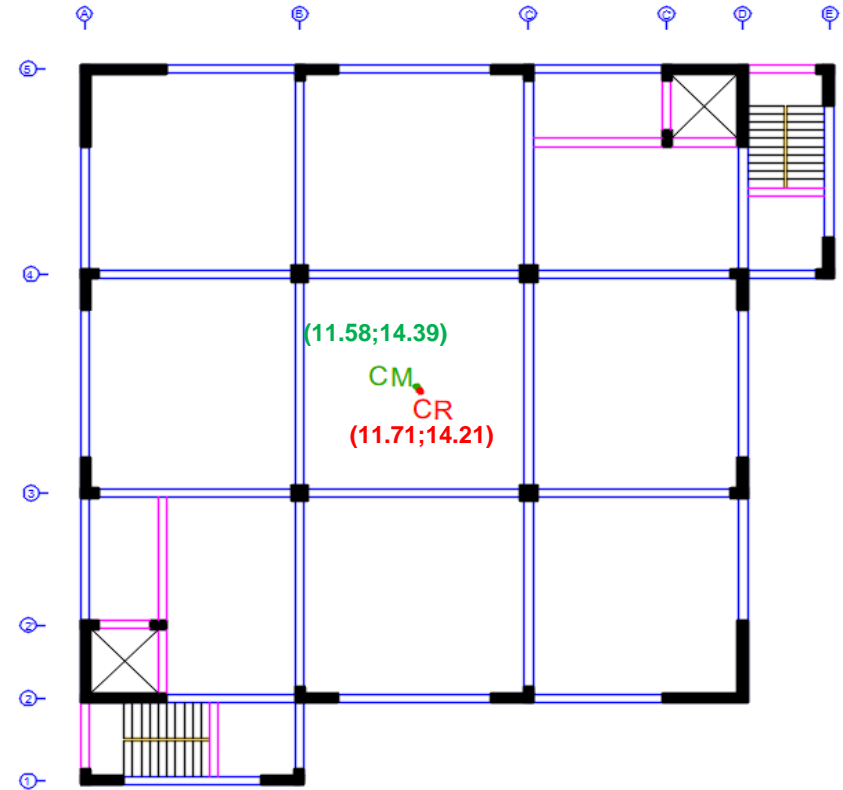


Figura 34. Excentricidad real de la estructura

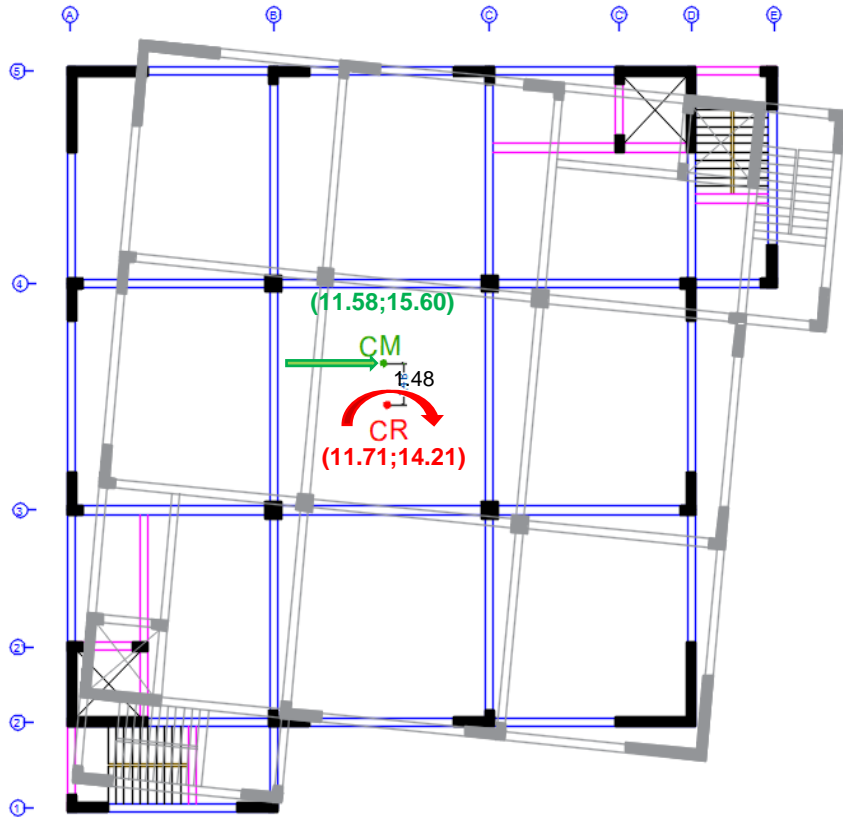


Figura 35. Excentricidad real y accidental de la estructura para sismo + XX

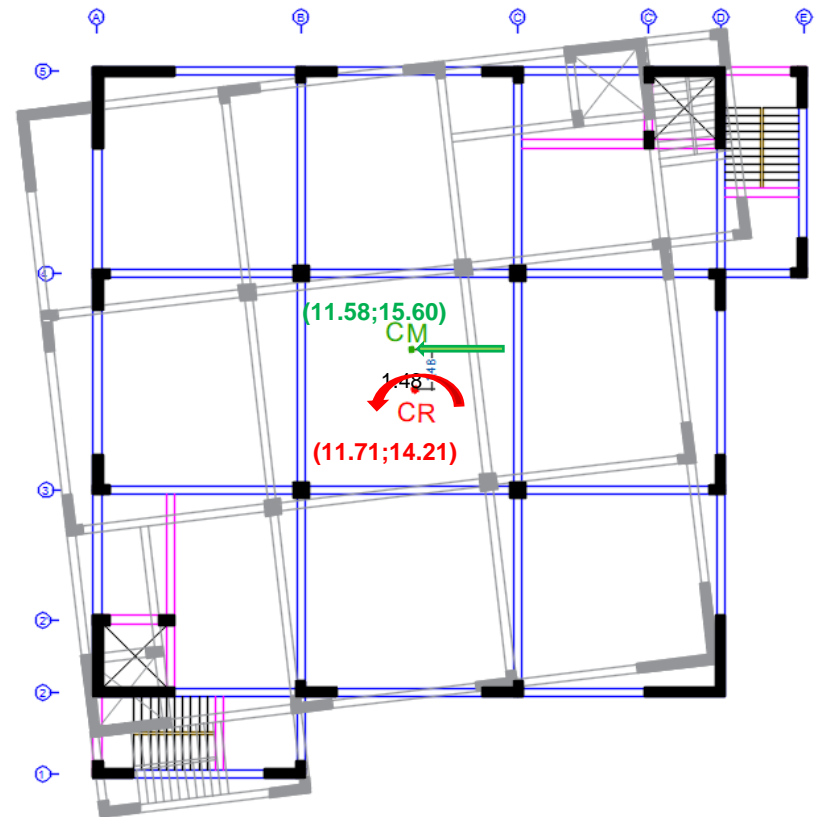


Figura 36. Excentricidad real y accidental de la estructura para sismo - XX

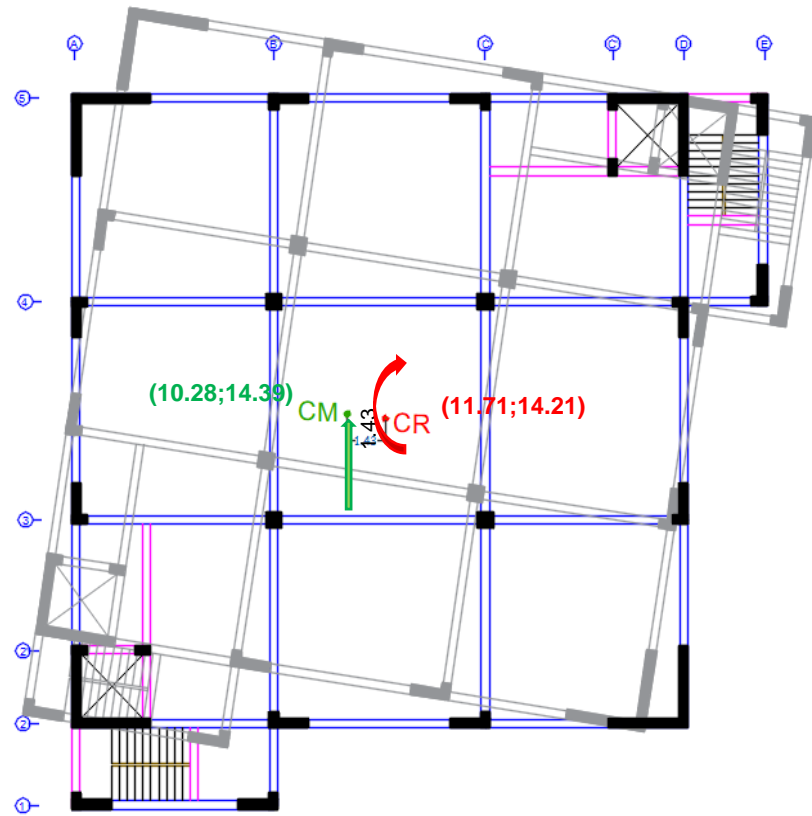


Figura 37. Excentricidad real y accidental de la estructura para sismo +YY

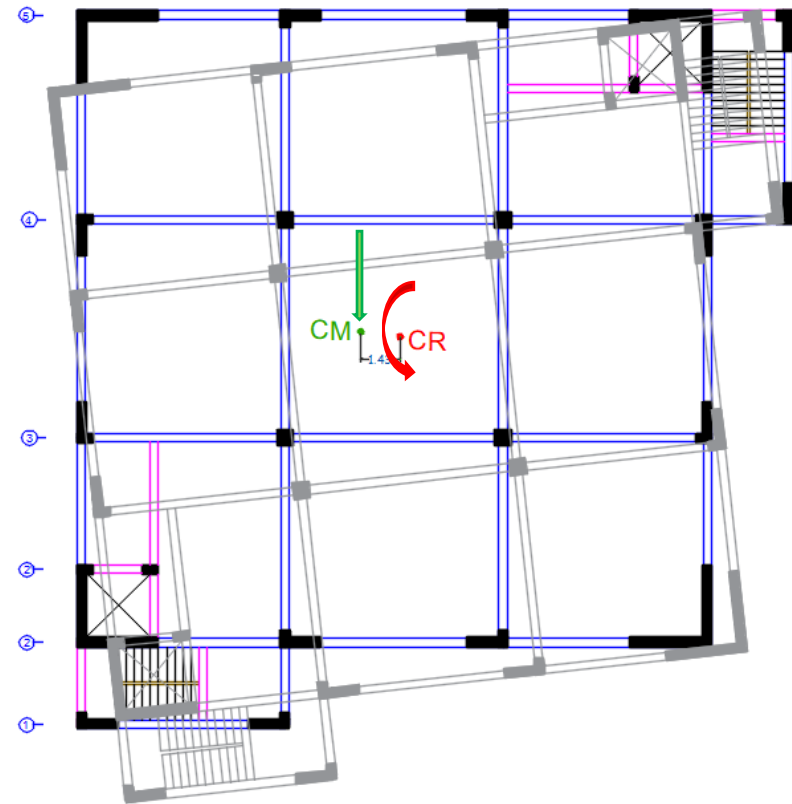


Figura 38. Excentricidad real y accidental de la estructura para sismo -YY

6.1.6 Análisis Modal

Se consideran tres grados de libertad por piso, teniendo 12 modos de vibración en total. De acuerdo a la Norma E.030 (2016), en cada dirección de análisis se considerarán los modos cuya suma de masas participativas sea mayor o igual al 90%, pero mínimamente se tomarán los tres primeros modos. Los resultados que se presentan en la Tabla 37 se obtuvieron del software ETABS 16.2.

Tabla 37. Análisis Modal

Caso	Modo	Periodo	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
		(s)					
Modal	1	0.383	0.3814	0.3904	0.3814	0.3904	0.0405
Modal	2	0.377	0.4043	0.3952	0.7857	0.7855	0
Modal	3	0.275	0.0138	0.014	0.7996	0.7996	0.7543
Modal	4	0.088	0.0759	0.0784	0.8754	0.878	0.0069
Modal	5	0.087	0.0804	0.0778	0.9559	0.9558	0
Modal	6	0.062	0.0019	0.002	0.9578	0.9578	0.1556
Modal	7	0.04	0.0173	0.0178	0.9751	0.9756	0.0014
Modal	8	0.039	0.0184	0.0179	0.9935	0.9935	0
Modal	9	0.028	0.0002	0.0002	0.9937	0.9937	0.0235
Modal	10	0.028	0.0031	0.0032	0.9969	0.9969	0.0121
Modal	11	0.027	0.003	0.0029	0.9998	0.9998	0
Modal	12	0.019	0.0002	0.0002	1	1	0.0056

De la Tabla 37 se determina que el periodo de vibración de la edificación en la dirección X y Y, es 0.38 s y 0.38 s, respectivamente. Por su parte, la Norma E.030 (2016), proporciona una expresión para el cálculo del periodo fundamental de vibración cuando se emplea el método estático en el análisis sísmico, siendo $T = h_n/C_T$, donde h_n es la altura de la edificación y C_T es un factor dependiente del tipo de sistema estructural, entonces $T = 14/60 = 0.23$ s, valor menor al T_p del suelo, por tanto, el factor de amplificación sísmica (c) continúa siendo 2.5.

6.1.7 Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes.

6.1.7.1 Fuerza Cortante en la Base.

La fuerza cortante en la base se determina para cada dirección de análisis, empleando la siguiente expresión planteada por la Norma E.030 (2016):

$$V_{\text{estatico}} = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times \text{Peso Sísmico}$$

Los valores de los parámetros Z, U, C, S y R₀, fueron definidos en el punto 6.2.1, y el Peso Sísmico se calculó en el punto 6.2.2, sin embargo, se trabaja con el peso sísmico proporcionado por el software ETABS 16.2. La Tabla 38 resume el valor de la fuerza cortante en la dirección XX y YY.

Tabla 38. Fuerza cortante estática en la base en la dirección XX y YY

	Dirección XX	Dirección YY
Z	0.35	0.35
U	1.30	1.30
S	1.15	1.15
C	2.50	2.50
R	6.00	6.00
la	1.00	1.00
lp	0.85	0.85
R	5.10	5.10
C/R≥0.125	0.490	0.490
ZUCS/R	0.256	0.256
Peso Sísmico (Ton)	2578.52	2578.52
V estático (Ton)	661.38	661.38

6.1.7.2 Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura

La distribución de la fuerza sísmica en cada nivel se efectúa empleando la siguiente expresión, de acuerdo a la Norma E.030 (2016): $F_i = \alpha_i \times V$ y $\alpha_i = P_i \times (h_i)^k / \sum_{j=1}^n P_j \times (h_j)^k$. Donde n es el número de pisos del edificio, y k se calcula en función del periodo de vibración de la estructura (T). Si $T \leq 0.5$ s, $k = 1.0$; y si $T > 0.5$ s, $k = (0.75 + 0.5 T) \leq 2.0$.

La Tabla 39 presenta los cálculos realizados para determinar la distribución de la fuerza sísmica en XX y YY. Los resultados son iguales para ambas direcciones debido a que los pesos son iguales y el valor de k es igual a 1, para ambas direcciones.

Tabla 39. Distribución de la fuerza sísmica en altura en dirección XX y YY

Dirección XX y YY							
Nivel	Peso (P _i)	h	h _i	P _i x (h _i) ^k	α _i	Fi (Ton)	Fi (Ton), piso
Cuarto piso	513.57	3.2	14	7193.71	0.33	216.72	216.72
Tercer piso	668.23	3.6	10.8	7220.30	0.33	217.52	434.25
Segundo piso	697.92	3.6	7.2	5026.11	0.23	151.42	585.67
Primer piso	697.92	3.6	3.6	2513.05	0.11	75.71	661.38
				21953.17	1.00	661.38	

De acuerdo a la distribución de fuerza sísmica, se determina las derivas de entrepisos, que se resumen en la Tabla 40 y se observa que las derivas máximas son iguales a la máxima establecida por Norma, sin embargo, estas serán verificadas en el análisis dinámico modal espectral.

Tabla 40. Distorsión de entrepiso en la dirección XX y YY – Análisis estático

Nivel	Altura (m)	XX		YY	
		Desplazamiento (m)	Distorsión	Desplazamiento (m)	Distorsión
Cuarto piso	3.2	0.017073	0.006201	0.017083	0.006204
Tercer piso	3.6	0.013182	0.006952	0.013190	0.006956
Segundo piso	3.6	0.008275	0.006790	0.008280	0.006793
Primer piso	3.6	0.003482	0.004933	0.003485	0.004937

6.1.8 Análisis Dinámico Modal Espectral

6.1.8.1 Espectro Inelástico de Pseudo – Aceleraciones

Para el análisis dinámico modal espectral se requiere el espectro de pseudo aceleraciones inelásticas, presentado en la Figura 39, especificado por la Norma E.030 (2016) a partir de la siguiente expresión:

$$S_a = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times g$$

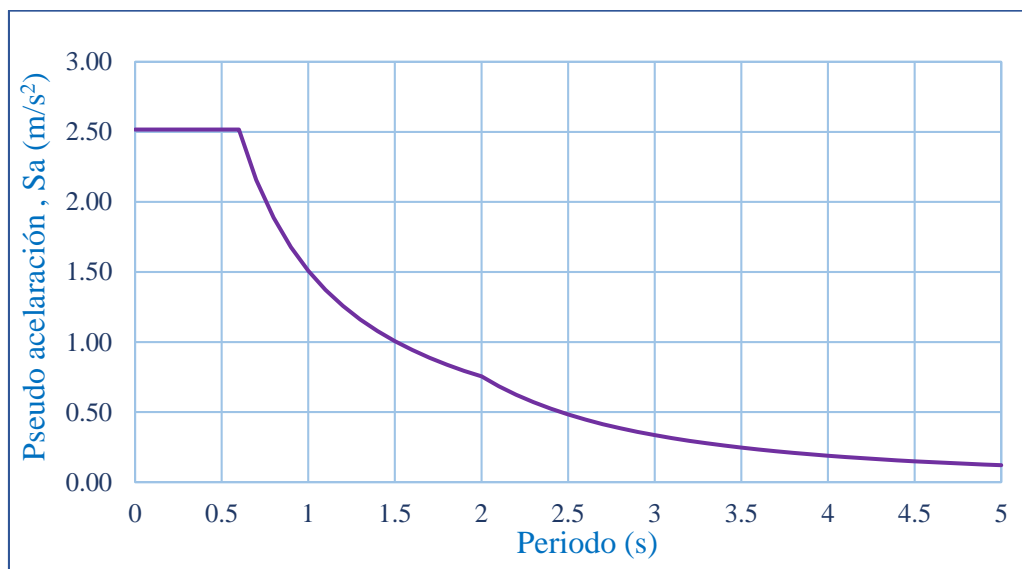


Figura 39. Espectro de pseudo aceleraciones inelásticas

6.1.8.2 Fuerza Cortante Dinámica en XX y YY

A partir del espectro inelástico de pseudo aceleraciones y las masas por piso, se determina la fuerza que actúa en el centro de masas de cada nivel, considerando la excentricidad propia del sistema y la excentricidad accidental igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis, en la situación más desfavorable, tal como lo establece la Norma E.030 (2016). Este análisis se efectuó empleando el software ETABS 16.2 y los resultados se presentan en la Tabla 41.

Tabla 41. Fuerzas cortantes dinámicas por piso en dirección XX y YY

Nivel	V dinámico XX (Ton)	V dinámico YY (Ton)
Cuarto piso	188.48	188.37
Tercer piso	357.29	357.12
Segundo piso	470.79	470.60
Primer piso	528.55	528.35

6.2 DISTORSIÓN DE ENTREPISOS

En función de la Norma E.030 (2016), el cálculo de los desplazamientos laterales se calcula multiplicando los resultados del análisis lineal elástico por $0.75R$ y R , para estructuras regulares e irregulares, respectivamente. Sin embargo, la Propuesta de Norma E.030 (2017), establece que, para estructuras irregulares, el factor multiplicador es de $0.85R$.

Por otra parte, la Tabla 11 de la Norma E.030 (2016) limita la distorsión de entrepiso en función del material predominante empleado en la edificación, siendo 0.007 para concreto armado. Los resultados de las distorsiones de entrepiso se presentan en la Tabla 42, y la Figura 40 y Figura 41 esquematizan los mayores desplazamientos.

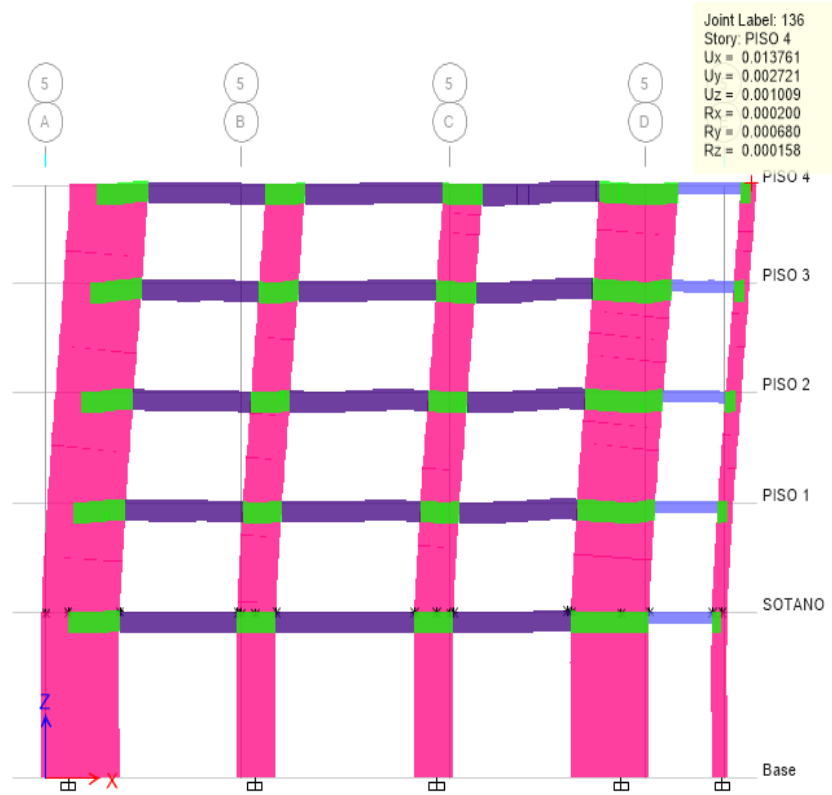


Figura 40. Desplazamiento máximo en la dirección XX (Eje 5)

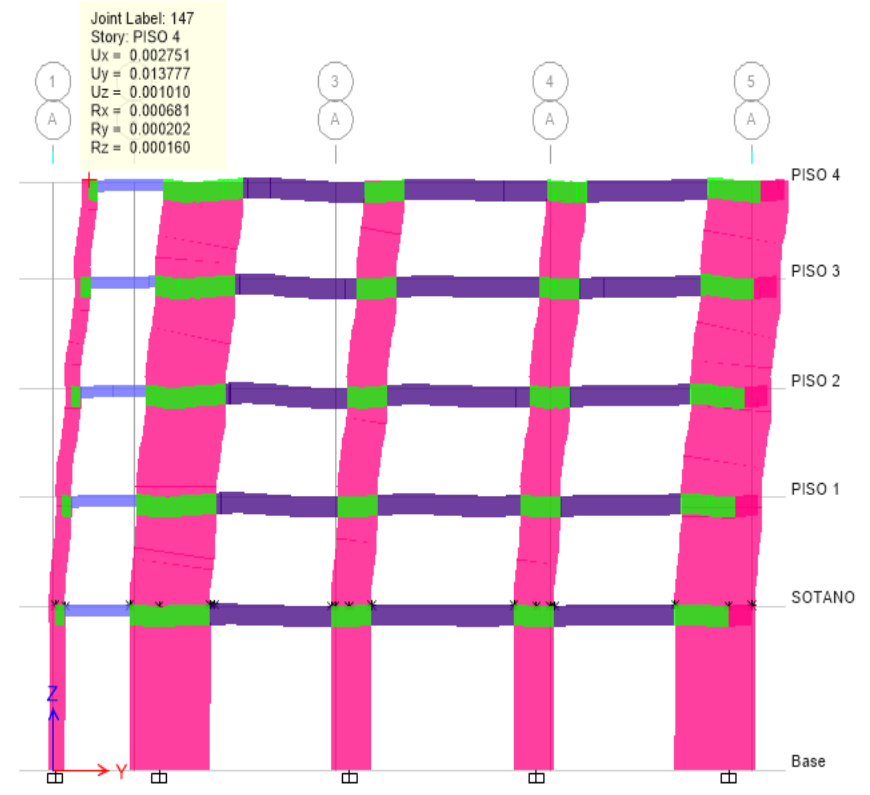


Figura 41. Desplazamiento máximo en la dirección YY (Eje A)

Tabla 42. Distorsión de entrepiso en la dirección XX y YY – Norma E.030 (2016)

Nivel	Altura (m)	Dirección XX		Dirección YY	
		Desplazamiento (m)	Distorsión	Desplazamiento (m)	Distorsión
Cuarto piso	3.2	0.013761	0.005025	0.013777	0.005031
Tercer piso	3.6	0.010608	0.005616	0.010620	0.005621
Segundo piso	3.6	0.006644	0.005461	0.006652	0.005467
Primer piso	3.6	0.002789	0.003951	0.002793	0.003957

Tabla 43. Distorsión de entrepiso en la dirección XX y YY – E.030 (2018)

Nivel	Altura (m)	Dirección XX		Dirección YY	
		Desplazamiento (m)	Distorsión	Desplazamiento (m)	Distorsión
Cuarto piso	3.2	0.013761	0.004271	0.013777	0.004277
Tercer piso	3.6	0.010608	0.004773	0.010620	0.004778
Segundo piso	3.6	0.006644	0.004642	0.006652	0.004647
Primer piso	3.6	0.002789	0.003358	0.002793	0.003363

De la Tabla 42 se observa que las distorsiones máximas en la dirección XX y YY son menores a la distorsión máxima permitida de 0.007.

6.3 FACTORES DE IRREGULARIDAD

6.3.1 Irregularidades Estructurales en Altura

La Tabla 8 de la Norma E.030 (2016), especifica como verificar las irregularidades estructurales de altura, así como sus respectivos factores de irregularidad. La Norma E.030 (2018) establece algunas diferencias respecto a su predecesora. La Tabla 44 resume dichas diferencias.

Tabla 44. Diferencias entre las Norma E.030 (2016) y E.030 (2018)

Parámetro	E.030 (2016)	E.030 (2018)
Edificaciones esenciales (A)		En la categoría A2, se adicionan las estaciones ferroviarias y sistemas masivos de transporte.
Edificaciones importantes (B)	Terminales de pasajeros	Terminales de buses de pasajeros
Sistema estructural Dual	La fuerza cortante que toman los muros está entre 20 % y 70 % del cortante en la base del edificio.	La fuerza cortante que toman los muros es mayor que 20 % y menor que 70 % del cortante en la base del edificio.
Irregularidad de rigidez – Piso blando	Rigidez lateral en función de la relación de derivas	Rigidez lateral = Fuerza cortante del entrepiso/desplazamiento relativo del centro de masas
Irregularidad torsional extrema	Máximo desplazamiento relativo del entrepiso/ desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso	Máximo desplazamiento relativo del entrepiso/desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso
Desplazamientos inelásticos para estructuras irregulares	Factor multiplicador, R	Factor multiplicador, 0.85R

6.3.1.1 Irregularidad de Rigidez – Piso Blando

La Norma E.030 (2016), establece esta irregularidad en cualquiera de las direcciones de análisis, si “la distorsión de entrepiso ($\delta_i = \Delta_i/h_i$) es mayor que 1.4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1.25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes” (p. 9).

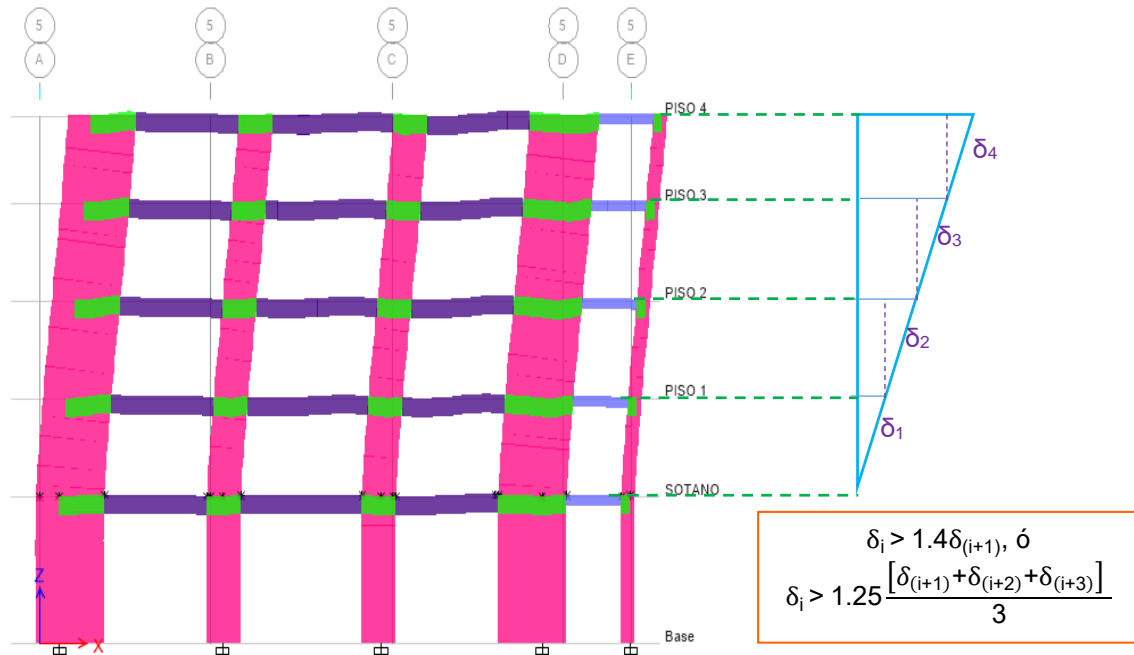


Figura 42. Irregularidad por rigidez – Piso blando – Norma E.030 (2016)

Tabla 45. Irregularidad de rigidez en la dirección XX y YY – Norma E0.30 (2016)

Nivel	Dirección XX			Dirección YY		
	Promedio de distorsiones	Límite máximo 1.40	Límite máximo 1.25	Promedio de distorsiones	Límite máximo 1.40	Límite máximo 1.25
Cuarto piso	0.004357			0.004353		
Tercer piso	0.004892	1.1228		0.004888	1.1229	
Segundo piso	0.004776	0.9761		0.004771	0.9761	
Primer piso	0.003447	0.7219	0.7374	0.003445	0.7221	0.7376

Los resultados de la Tabla 45 no exceden los límites máximos establecidos según la Norma E.030 (2016), por tanto, la edificación no presenta irregularidad de rigidez, y tampoco es necesario verificar la irregularidad extrema de rigidez.

La Norma E.030 (2018), establece esta irregularidad en cualquiera de las direcciones de análisis, si “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” (p. 19). La rigidez lateral del entrepiso se determina dividiendo la fuerza cortante del entrepiso entre el desplazamiento relativo del centro de masas.

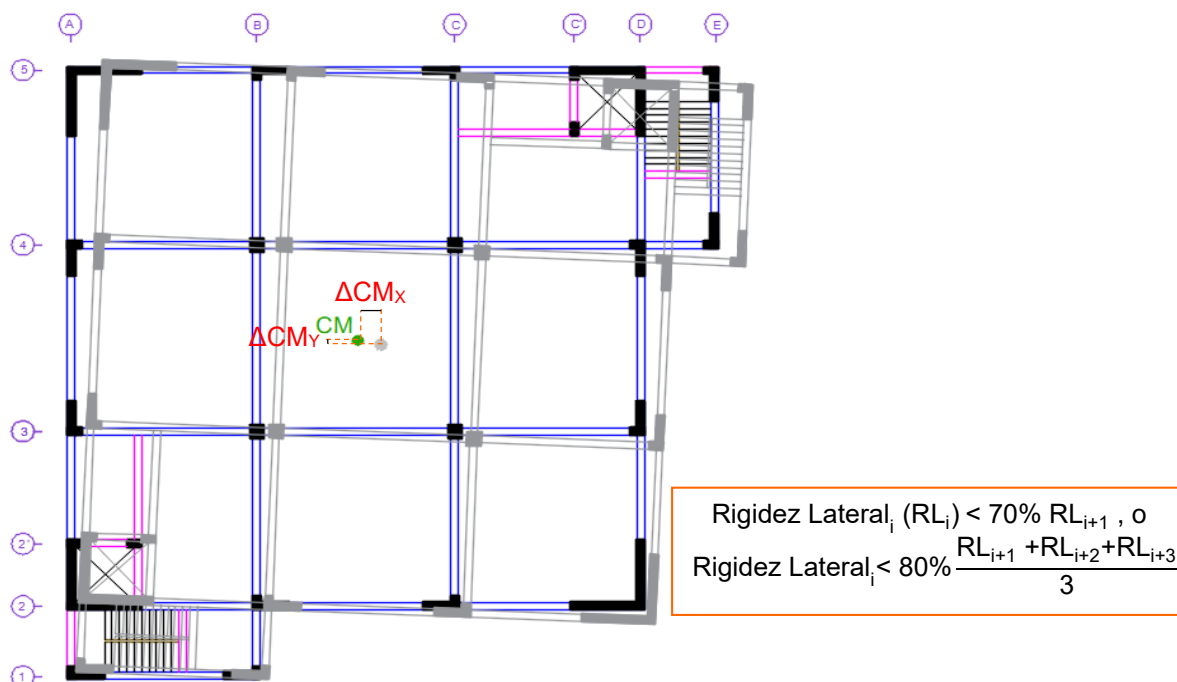


Figura 43. Irregularidad por rigidez – Piso blando – Norma E.030 (2018)

Tabla 46. Irregularidad de rigidez en la dirección XX – Norma E.030 (2018)

Nivel	Fuerza cortante (Ton)	Desplazamiento relativo del centro de masas (m)	Rigidez Lateral	Límite mínimo 70%	Límite mínimo 80%
Cuarto piso	188.48	0.002785	67678.28		
Tercer piso	357.29	0.003544	100815.55	149.0%	
Segundo piso	470.79	0.003458	136144.45	135.0%	
Primer piso	528.55	0.002499	211506.08	155.4%	208.3%

Tabla 47. Irregularidad de rigidez en la dirección YY – Norma E.030 (2018)

Nivel	Fuerza cortante (Ton)	Desplazamiento relativo del centro de masas (m)	Rigidez Lateral	Límite mínimo 70%	Límite mínimo 80%
Cuarto piso	188.37	0.002780	67758.35		
Tercer piso	357.12	0.003544	100768.79	148.7%	
Segundo piso	470.60	0.003458	136089.13	135.1%	
Primer piso	528.35	0.002498	211509.21	155.4%	208.3%

Los resultados de la Tabla 46 y Tabla 47 no exceden los límites máximos establecidos según la Norma E.030 (2018), por tanto, la edificación no presenta irregularidad de rigidez, y tampoco es necesario verificar la irregularidad extrema de rigidez.

6.3.1.2 Irregularidades de Resistencia – Piso Débil

La Norma E.030 (2016), establece esta irregularidad en cualquiera de las direcciones de análisis, cuando “la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior” (p. 9). La resistencia de un elemento es directamente proporcional al área de su sección transversal (A_i) e inversamente proporcional a su longitud o altura (h_i), en base a esto, la Figura 44 ilustra este tipo de irregularidad y la Tabla 48 presenta la verificación de la misma.

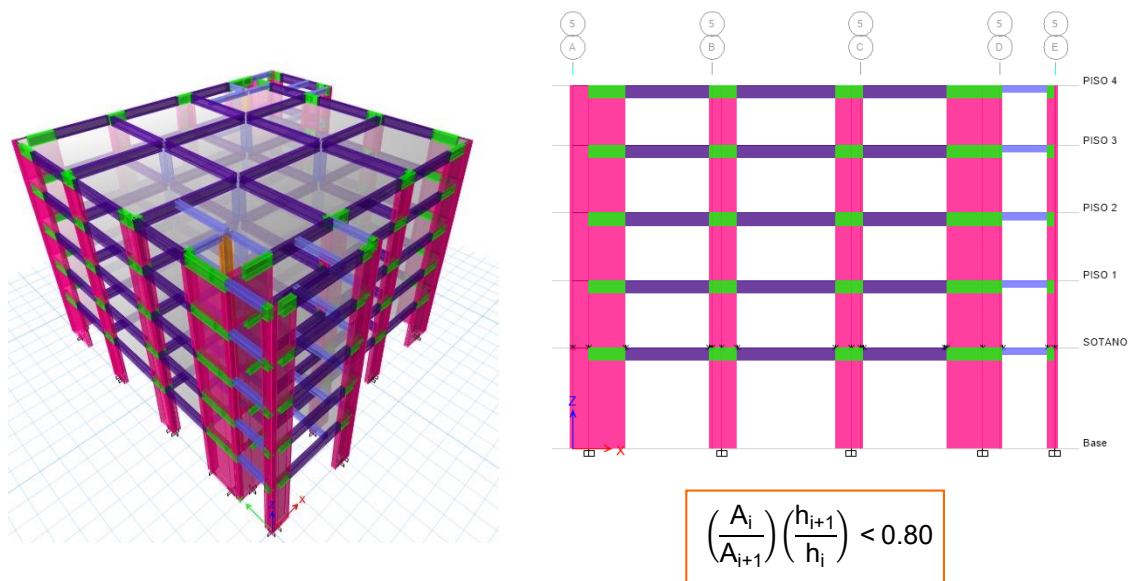


Figura 44. Irregularidad por resistencia – Piso débil

Tabla 48. Irregularidad de resistencia en la dirección XX y YY

Nivel	Altura (m)	Dirección XX		Dirección YY	
		Área resistente a corte (m ²)	Límite mínimo 0.80	Área resistente a corte (m ²)	Límite mínimo 0.80
Cuarto piso	3.20	10.05		10.05	
Tercer piso	3.60	10.05	0.89	10.05	0.89
Segundo piso	3.60	10.05	1.00	10.05	1.00
Primer piso	3.60	10.05	1.00	10.05	1.00

Los resultados plasmados en la Tabla 48 demuestran que no se tienen resultados por debajo del límite mínimo establecido por la Norma E.030 (2016), por tanto, la edificación no presenta irregularidad de resistencia.

6.3.1.3 Irregularidad de Masa o Peso

La Norma E.030 (2016), establece esta irregularidad cuando “el peso de un piso (P_i) es mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente ($P_{i\pm 1}$)” (p. 9). La Figura 45 ilustra esta irregularidad y la Tabla 49 presenta la verificación de la misma.

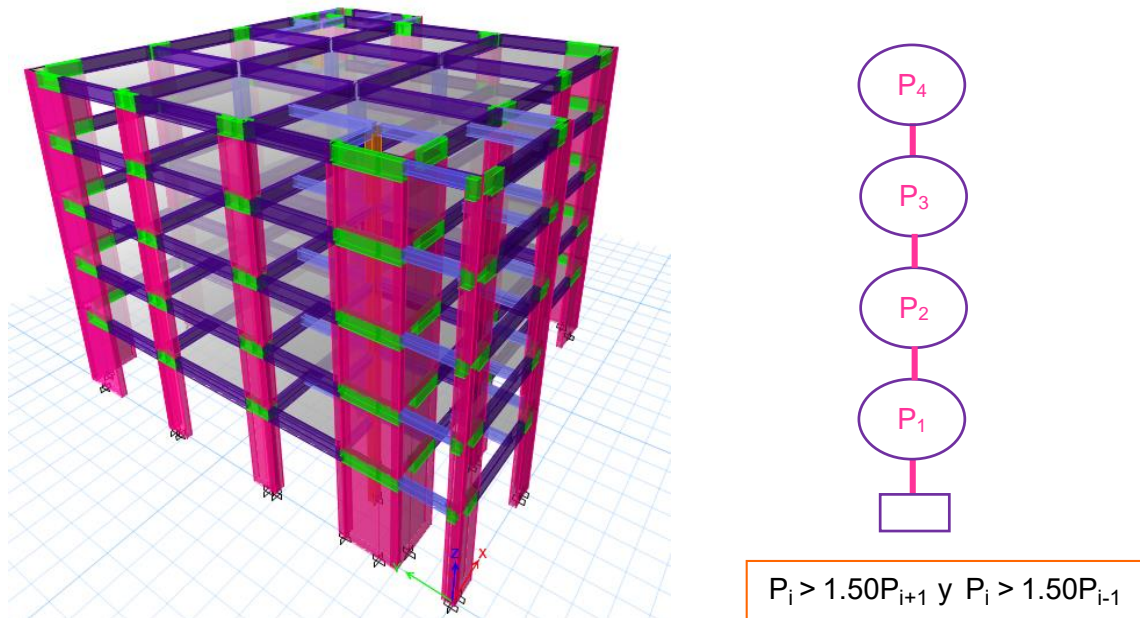


Figura 45. Irregularidad de masa o peso

Tabla 49. Irregularidad de masa

Nivel	Masa (Ton-s ² /m)	Límite máximo 1.5	
Primer piso	71.16		1.000
Segundo piso	71.16	1.000	1.044
Tercer piso	68.15	0.958	
Cuarto piso	52.38		

La Tabla 49 muestra que los resultados no exceden los límites máximos establecidos por la Norma E.030 (2016), por tanto, la edificación no presenta irregularidad de masa o peso.

6.3.1.4 Irregularidad Geométrica Vertical

La Norma E.030 (2016), establece esta irregularidad en cualquiera de las direcciones de análisis, cuando “la dimensión en planta de la estructura resistente

a cargas laterales es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente” (p. 9). La Figura 46 ilustra esta irregularidad.

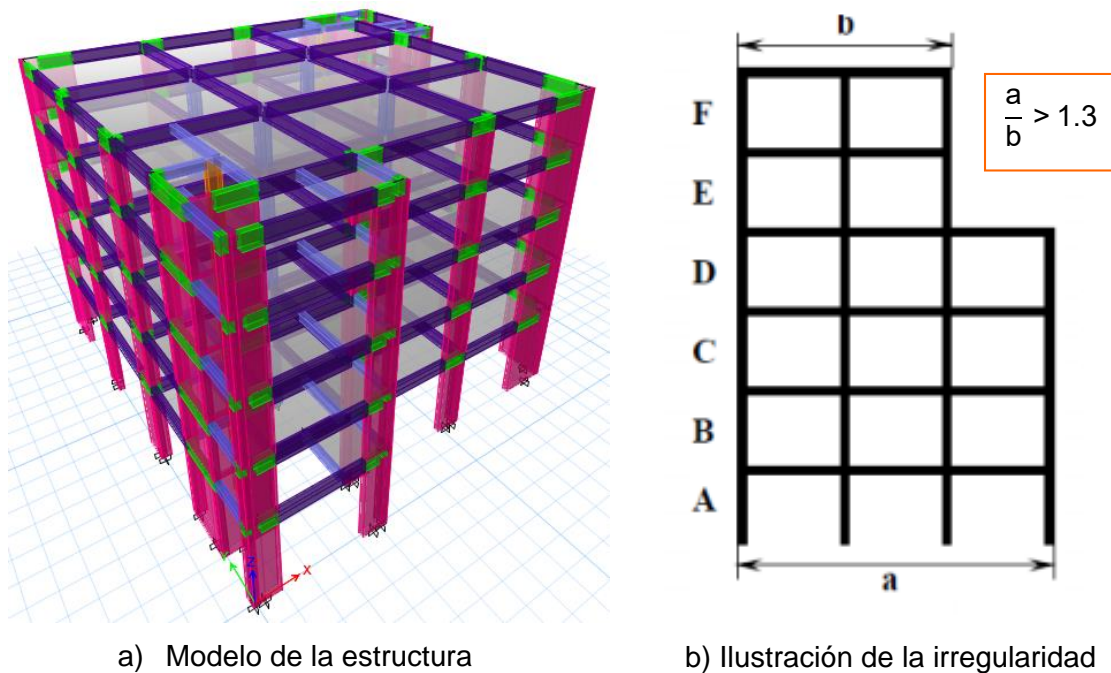


Figura 46. Irregularidad geométrica vertical

Nota. b) Tomado de “Propuesta para considerar la irregularidad estructural en la resistencia lateral de las estructuras en el Perú”, por G. Padilla. 2010.

La verificación de esta irregularidad no aplica a la edificación planteada en esta tesis, debido a que no existe reducción de sección en altura. Por lo tanto, la edificación no presenta irregularidad geométrica vertical.

6.3.1.5 Discontinuidad en los Sistemas Resistentes

La Norma E.030 (2016), establece esta irregularidad, cuando en “cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene 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. 9). La Figura 47 ilustra esta irregularidad.

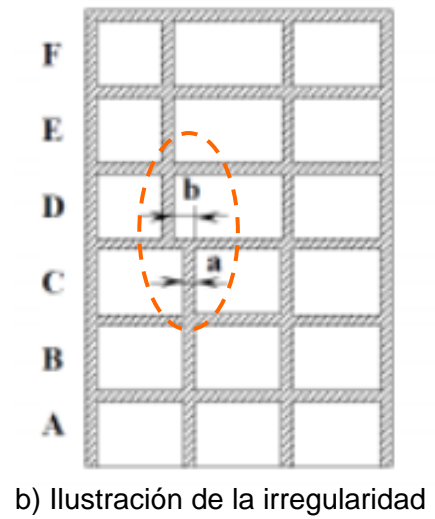
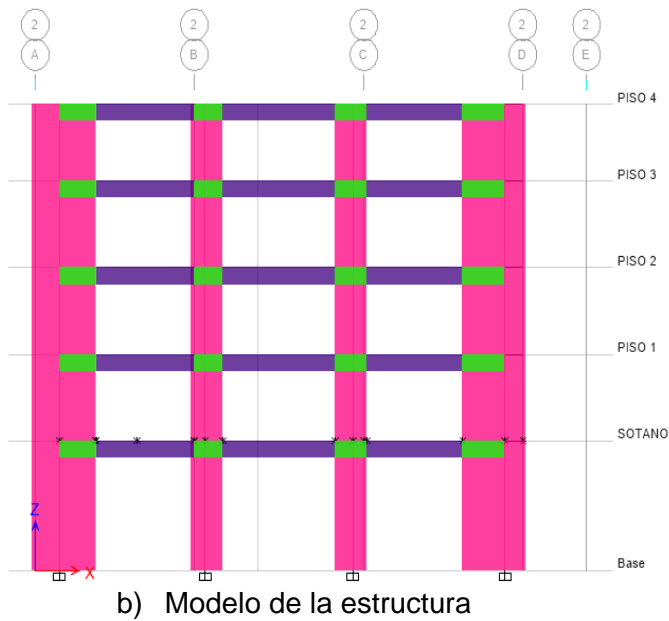


Figura 47. Discontinuidad en los sistemas resistentes

Nota. b) Tomado de “Propuesta para considerar la irregularidad estructural en la resistencia lateral de las estructuras en el Perú”, por G. Padilla. 2010.

La verificación de esta irregularidad no aplica a la edificación planteada en esta tesis, debido a que no existe desalineamiento vertical de ningún elemento. Por lo tanto, la edificación no presenta discontinuidad en los sistemas resistentes.

6.3.2 Irregularidades Estructurales en Planta

La Tabla 9 de la Norma E.030 (2016), especifica como verificar las irregularidades estructurales de planta, así como sus respectivos factores de irregularidad. Por otro lado, la Norma E.030 (2018), establece algunas diferencias en la verificación de dichas irregularidades.

6.3.2.1 Irregularidad Torsional

La Norma E.030 (2016), establece esta irregularidad en cualquiera de las direcciones de análisis, cuando el “máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga” (p. 10).

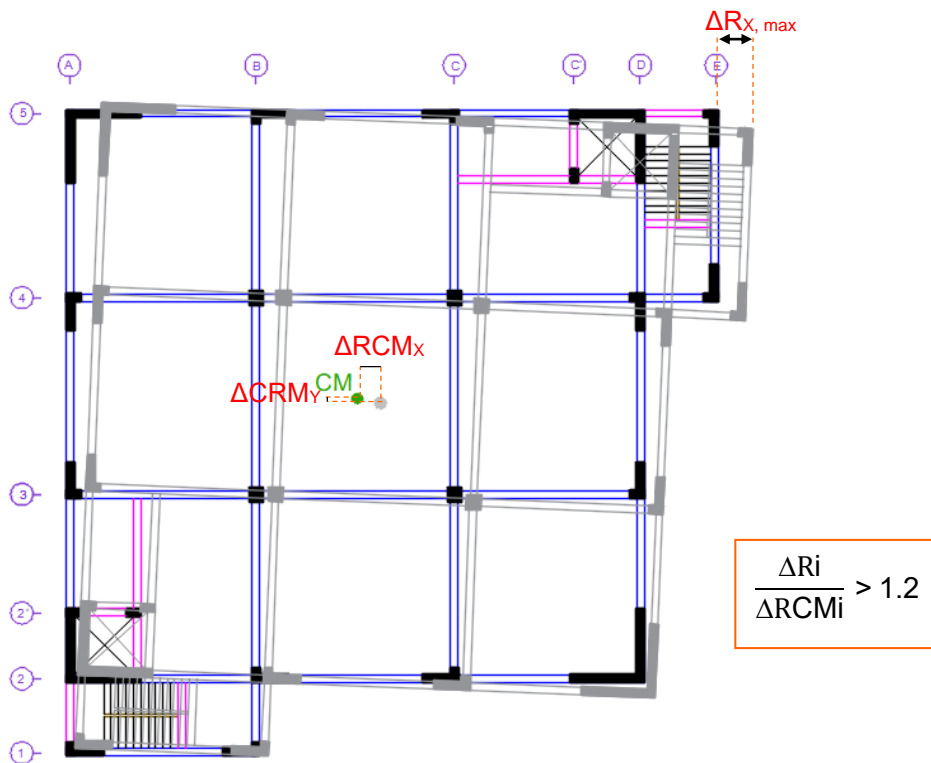


Figura 48. Irregularidad Torsional

Tabla 50. Irregularidad torsional en la dirección XX – Norma E.030 (2016)

Nivel	Desplazamiento absoluto de entrepiso	Desplazamiento relativo de entrepiso	Desplazamiento absoluto del centro de masa	Desplazamiento relativo del centro de masa	Límite máximo 1.2
Cuarto piso	0.013761	0.003153	0.012286	0.002785	1.132
Tercer piso	0.010608	0.003964	0.009501	0.003544	1.119
Segundo piso	0.006644	0.003855	0.005957	0.003458	1.115
Primer piso	0.002789	0.002789	0.002499	0.002499	1.116

Tabla 51. Irregularidad torsional en la dirección YY– Norma E.030 (2016)

Nivel	Desplazamiento absoluto de entrepiso	Desplazamiento relativo de entrepiso	Desplazamiento absoluto del centro de masa	Desplazamiento relativo del centro de masa	Límite máximo 1.2
Cuarto piso	0.013777	0.003157	0.012280	0.00278	1.136
Tercer piso	0.010620	0.003968	0.009500	0.003544	1.120
Segundo piso	0.006652	0.003859	0.005956	0.003458	1.116
Primer piso	0.002793	0.002793	0.002498	0.002498	1.118

De acuerdo a la Tabla 50 y Tabla 51, se observa que los resultados no exceden el límite máximo establecido por Norma E.030 (2016), en ambas

direcciones de análisis, entonces, la edificación no presenta irregularidad torsional, y tampoco es necesario verificar la irregularidad torsional extrema.

6.3.2.2 Esquinas Entrantes

La Norma E.030 (2016), establece esta irregularidad cuando se “tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta” (p. 10). La Figura 49 ilustra esta irregularidad.

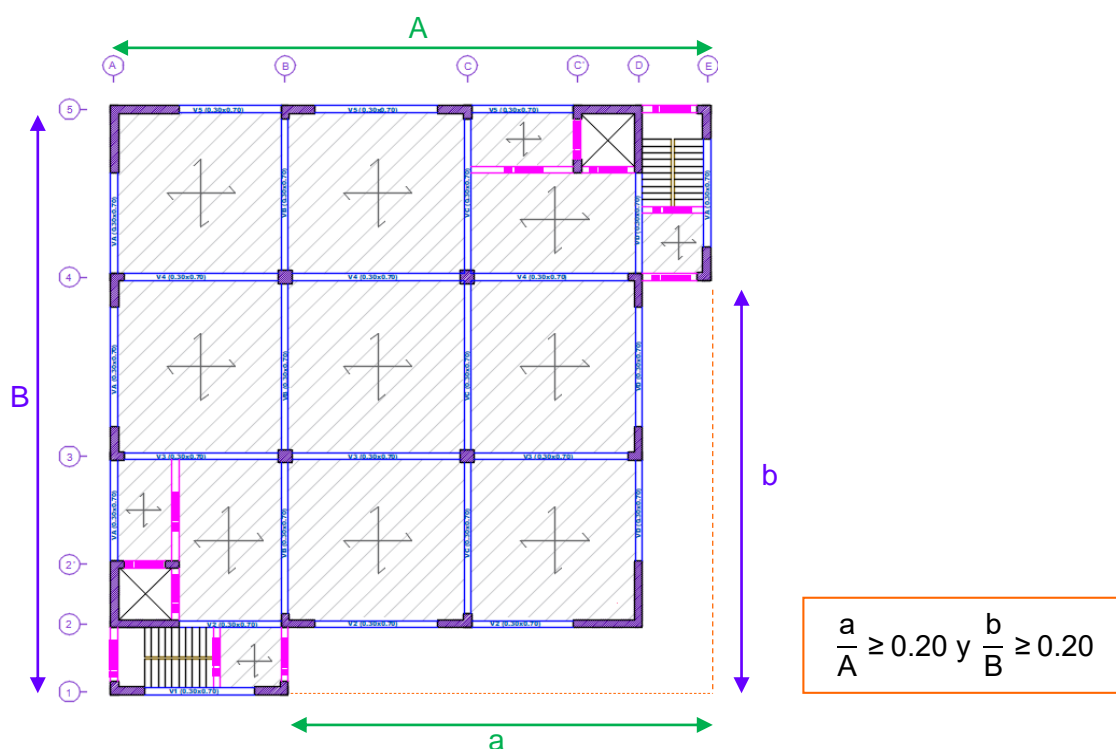


Figura 49. Esquinas entrantes

Tabla 52. Esquinas entrantes

	Dirección XX		Dirección YY	
	Longitud (m)	Límite máximo 0.2	Longitud (m)	Límite máximo 0.2
Dimensión total	26.3		26.3	
Dimensión entrante	18.5	0.703	18.5	0.703

Los resultados de la Tabla 52 exceden el límite máximo establecido por Norma E.030 (2016), en consecuencia, la edificación presenta irregularidad por esquinas entrantes.

6.4.2.3 Discontinuidad de Diafragma

La Norma E.030 (2016), establece esta irregularidad cuando “los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma” (p. 10), o cuando en cualquier nivel y dirección de análisis “se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta” (p. 10). La Figura 50 ilustra esta irregularidad.

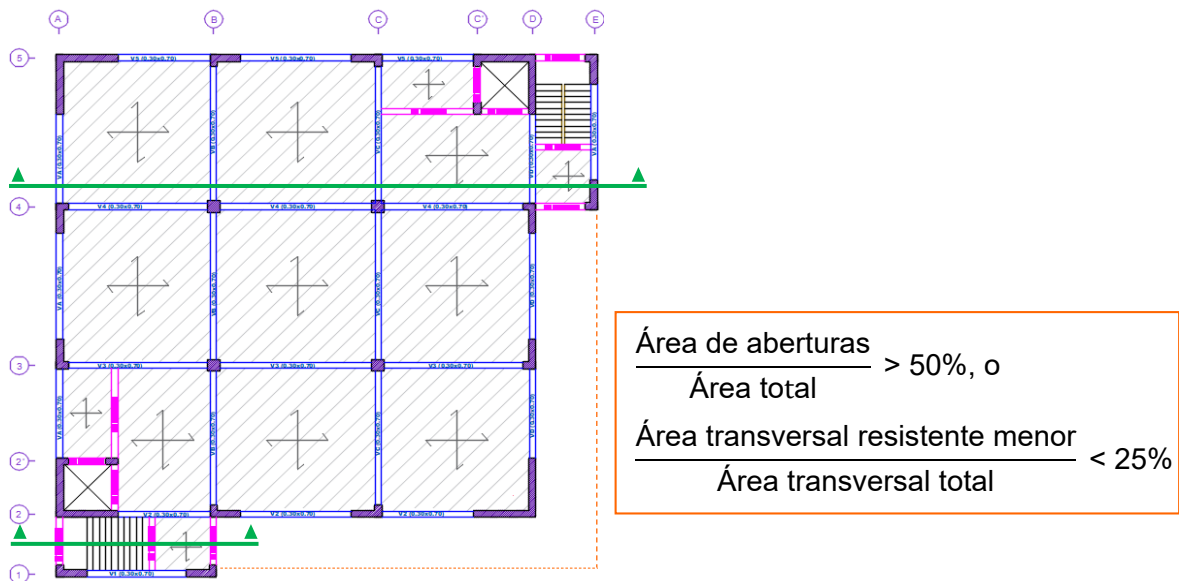


Figura 50. Discontinuidad de diafragma

Tabla 53. Discontinuidad de diafragma por abertura

	Dirección XX		Dirección YY	
	Área (m ²)	Límite máximo 50%	Área (m ²)	Límite máximo 50%
Área total	589.69		589.69	
Área de la abertura	33.5198	5.68%	33.5198	5.68%

Tabla 54. Discontinuidad de diafragma por sección transversal

	Dirección XX		Dirección YY	
	Área trans. (m ²)	Límite mínimo 25%	Área trans. (m ²)	Límite mínimo 25%
Sección total	4.734	100%	4.734	100%
Sección resistente	0.594	12.55%	0.594	12.55%

Según la Tabla 54, los resultados son menores al límite mínimo establecido por Norma E.030 (2016), en consecuencia, la edificación tiene irregularidad por discontinuidad de diafragma.

6.4.2.4 Sistemas no paralelos

La Norma E.030 (2016), establece esta irregularidad cuando en cualquier dirección de análisis “los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos” (p. 10). La verificación de esta irregularidad no aplica a la edificación planteada en esta tesis, debido a que los elementos resistentes son ortogonales entre sí. Por tanto, la edificación no presenta sistemas no paralelos.

Finalmente, la Tabla 55 y Tabla 56 resumen las irregularidades en altura y planta con sus respectivos factores de irregularidad, en la dirección XX y YY.

Tabla 55. Factores de irregularidad en la dirección XX

Dirección XX			
Irregularidades en altura	Existe irregularidad	Factor	
Irregularidad de rigidez	NO	1.00	1.00
Irregularidad de resistencia	NO	1.00	
Irregularidad de masa	NO	1.00	
Irregularidad geométrica vertical	NO	1.00	
Discontinuidad de sistemas	NO	1.00	
Irregularidades en planta	Existe irregularidad	Factor	
Irregularidad torsional	NO	1.00	0.85
Esquinas entrantes	SI	0.90	
Discontinuidad de diafragma	SI	0.85	
Sistemas no paralelos	NO	1.00	

Tabla 56. Factores de irregularidad en la dirección YY

Dirección YY			
Irregularidades en altura	Existe irregularidad	Factor	
Irregularidad de rigidez	NO	1.00	1.00
Irregularidad de resistencia	NO	1.00	
Irregularidad de masa	NO	1.00	
Irregularidad geométrica vertical	NO	1.00	
Discontinuidad de sistemas	NO	1.00	
Irregularidades en planta	Existe irregularidad	Factor	
Irregularidad torsional	NO	1.00	0.85
Esquinas entrantes	SI	0.90	
Discontinuidad de diafragma	SI	0.85	
Sistemas no paralelos	NO	1.00	

6.4 ESTABILIDAD DE LA EDIFICACIÓN

De acuerdo a la Norma E.030 (2016), toda estructura debe ser capaz de resistir el momento de volteo que produce un sismo, considerando un factor de seguridad mayor o igual que 1.2. La Figura 51 y Figura 52 muestran los factores de seguridad en la dirección XX y YY, que son mayores a 1.2.

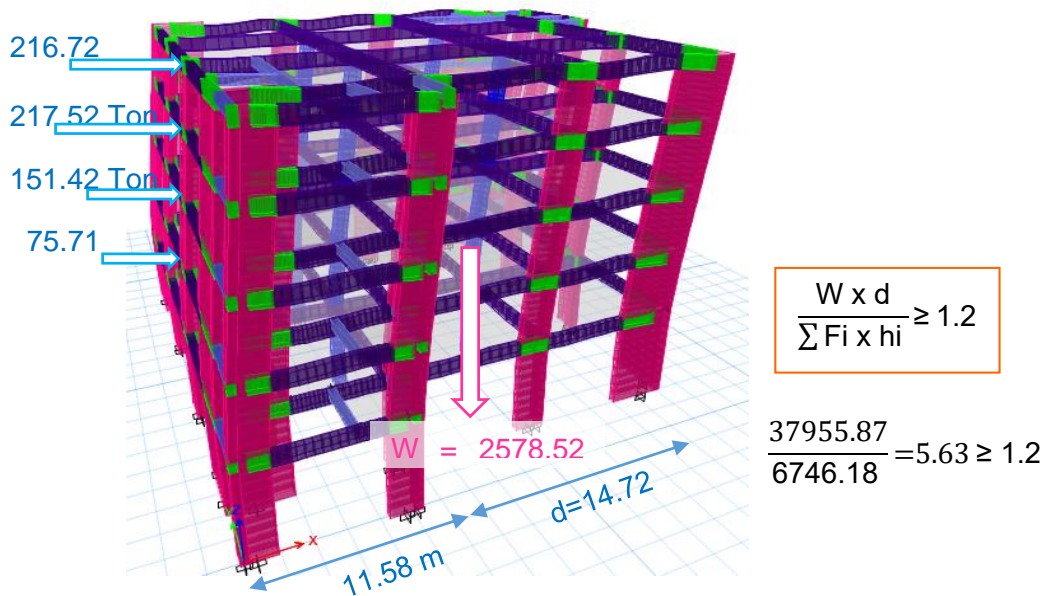


Figura 51. Estabilidad de la edificación por momento de volteo producto del sismo, dirección XX

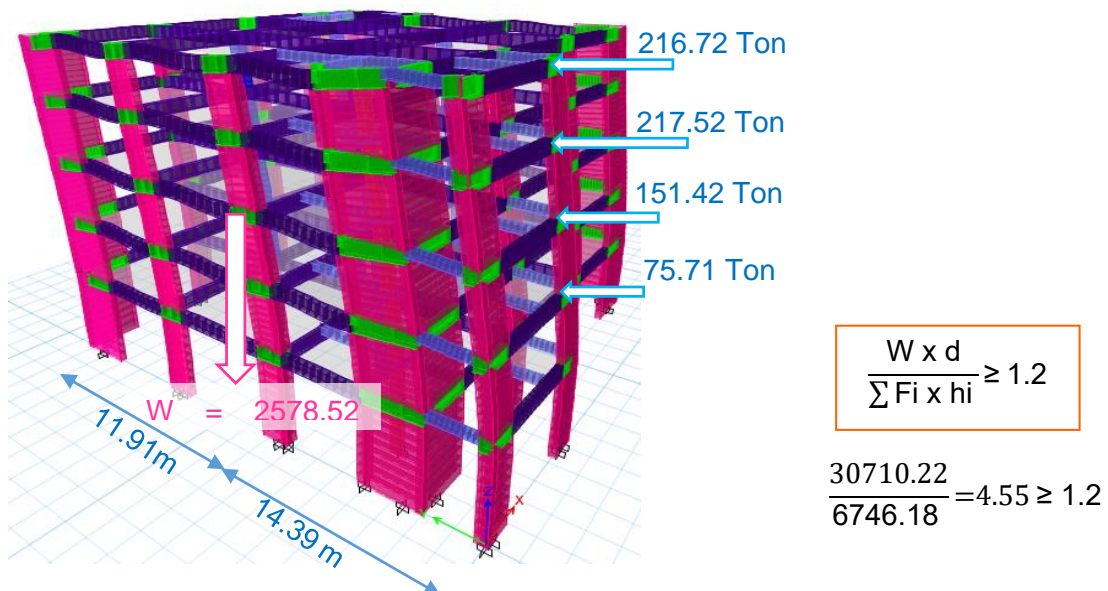


Figura 52. Estabilidad de la edificación por momento de volteo producto del sismo, dirección YY

6.5 RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO

La Figura 53 presenta el diagrama de momentos flectores, fuerzas cortantes y fuerzas axiales por cargas de sismo del eje 1, en la dirección XX.

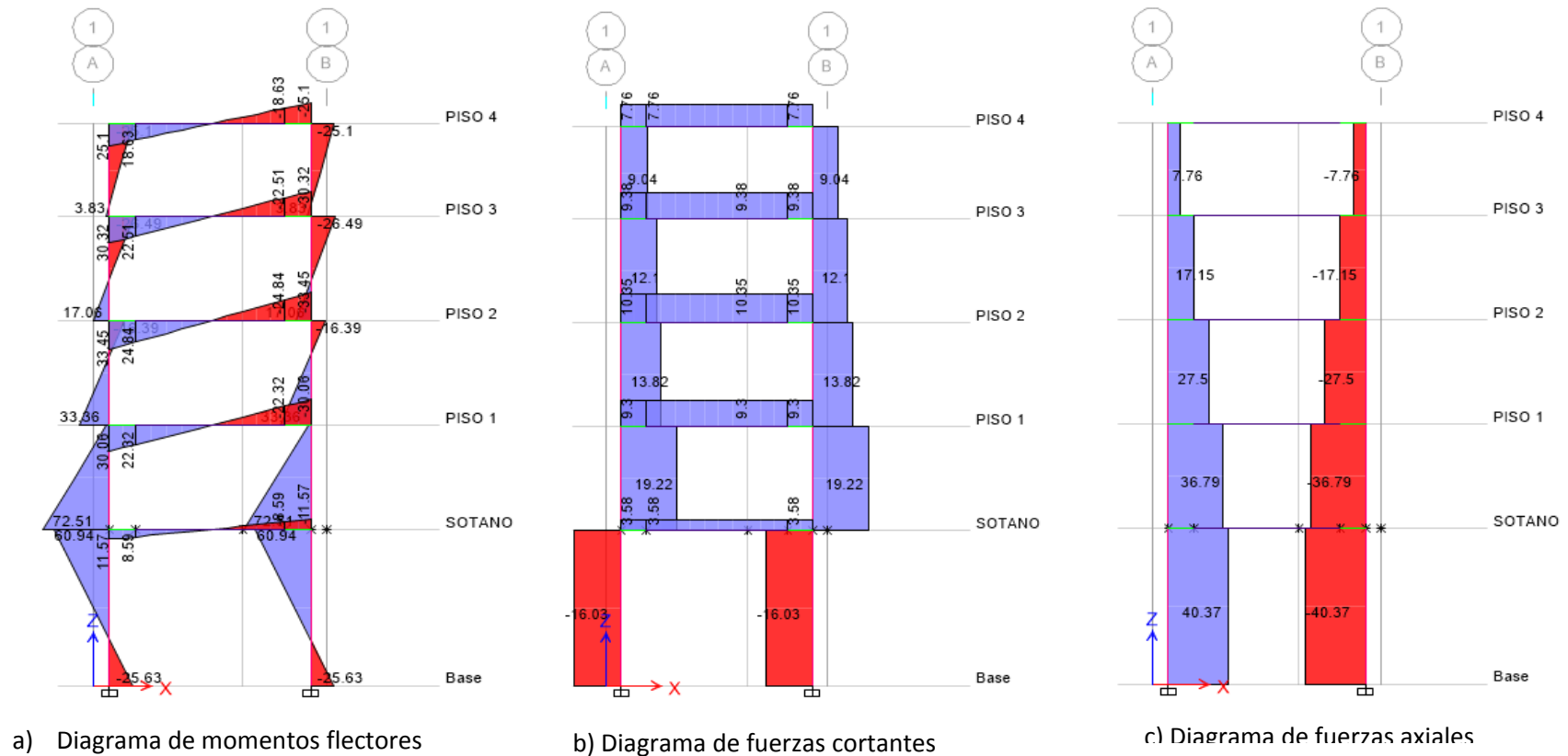


Figura 53. Resultados de momentos flectores, fuerzas cortantes y fuerzas axiales por sismo en la dirección XX, en el eje 1.

6.6 SISTEMA ESTRUCTURAL

La Norma E.030 (2016), define el sistema de Muros Estructurales, sistema estructural planteado en la tesis, como aquel en el que por lo menos el 70% de la fuerza cortante sísmica en la base es resistida por los muros estructurales. La Tabla 57 representa el porcentaje de fuerza cortante sísmica que resisten las columnas y muros de corte.

Tabla 57. Porcentaje de fuerza cortante en la base resistida por muros de corte en la dirección XX y YY

Fuerza cortante (Ton)	Dirección XX		Dirección YY	
	Total	Porcentaje (%)	Total	Porcentaje (%)
Muros de corte	489.30	92.25%	489.20	92.27%
Columnas	41.05	7.74%	40.98	7.73%
Total	530.35	100.00%	530.18	100.00%

De la Tabla 57, se observa que el porcentaje de fuerza cortante que resisten los muros de corte son mayores al 90% en ambas direcciones, por lo tanto, el sistema de muros estructurales planteado en la tesis es correcto, tanto en la dirección XX como en YY.

6.7 REDUNDANCIA

La Norma E.030 (2016), indica que “cuando sobre un solo elemento, pórtico o muro estructural, actúa un 30% o más de la fuerza cortante horizontal, en cualquier entrepiso, este elemento se diseña con el 125% de dicha fuerza” (p. 13). La Figura 54 y Figura 55 detallan los porcentajes de fuerza cortante horizontal que resisten los elementos verticales de la edificación, en el primer entrepiso, y se observa que ningún elemento estructural, muro de corte o columna, soporta más del 30% de la fuerza cortante horizontal.

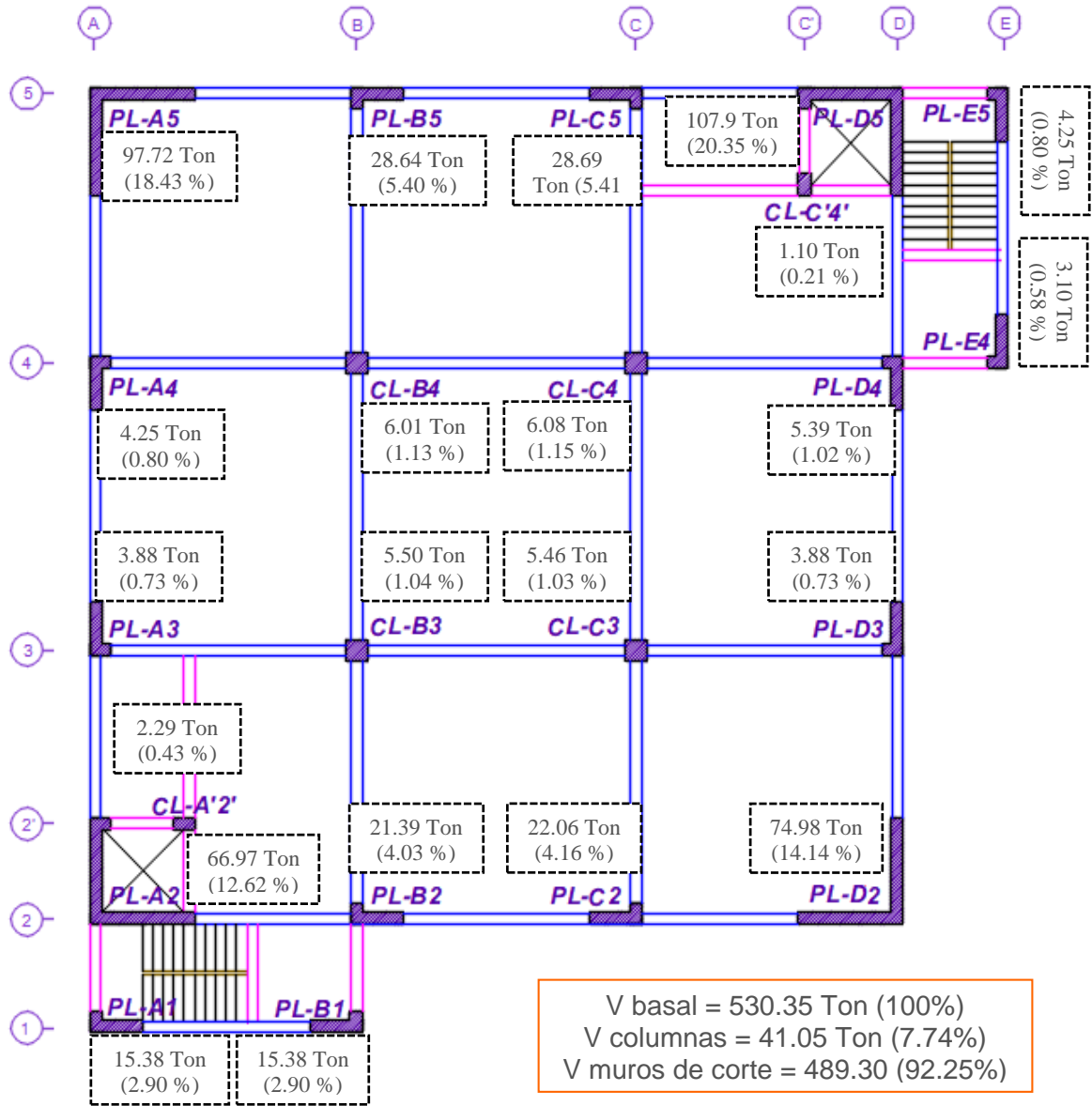


Figura 54. Porcentaje de fuerza cortante resistida por elemento, en el primer entrepiso en la dirección XX

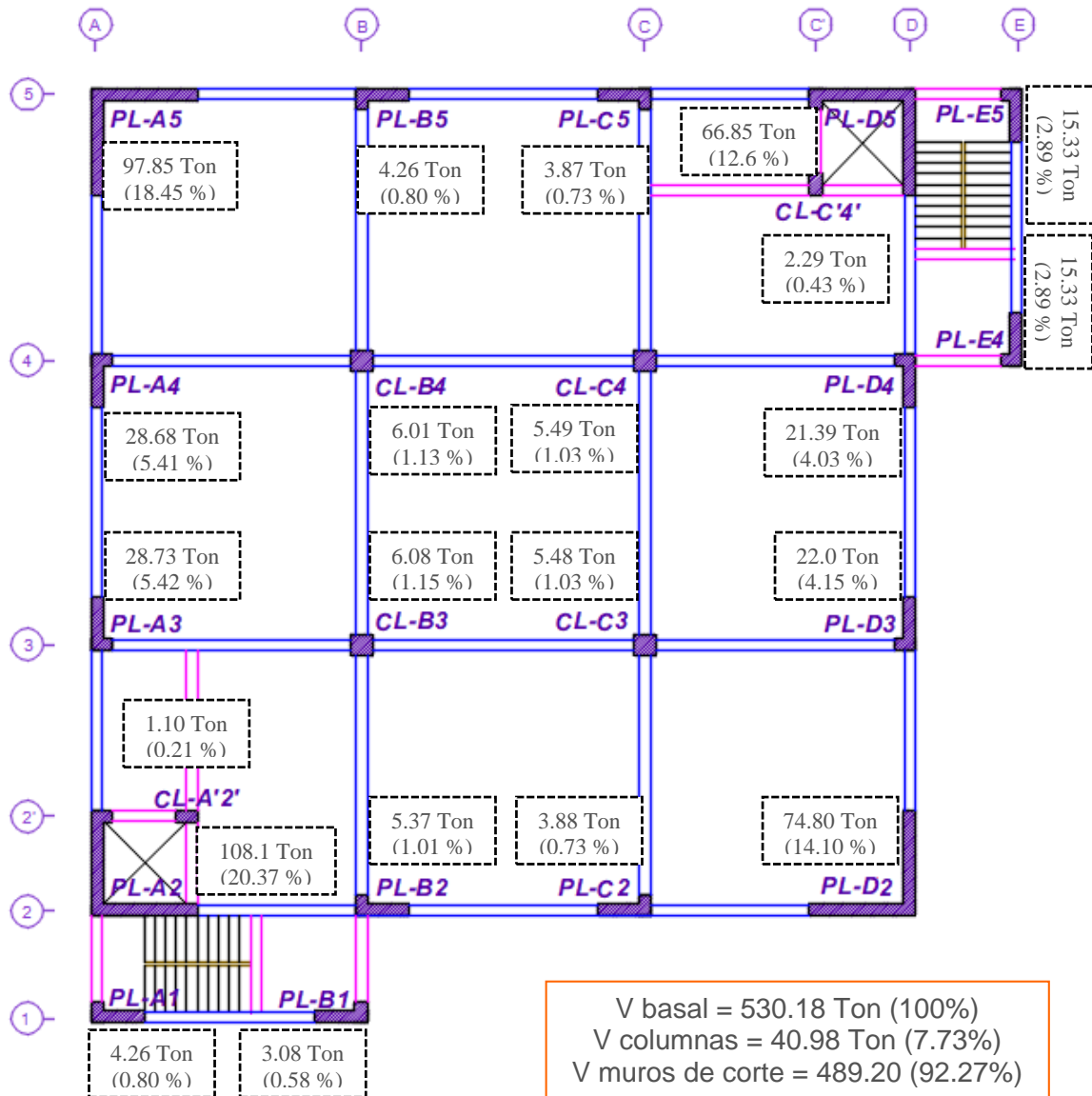


Figura 55. Porcentaje de fuerza cortante resistida por elemento, en el primer entrepiso en la dirección YY

6.8 FUERZA CORTANTE MÍNIMA EN LA BASE

De acuerdo a la Norma E.030 (2016), la fuerza cortante mínima en la base no puede ser menor al 80% de la cortante estática para estructuras regulares, ni menor al 90% para estructuras irregulares. Si fuera necesario, se deberán escalar proporcionalmente todos los resultados, excepto los desplazamientos.

La Tabla 58 especifica la fuerza cortante mínima y el factor de escalamiento a emplear, en la dirección XX y YY.

Tabla 58. Fuerza cortante mínima en la base en la dirección XX y YY

	Dirección XX	Dirección YY
V estática (Ton)	661.38	661.38
V dinámica (Ton)	528.55	528.35
90%V estática (Ton)	595.24	595.24
Factor de escalamiento	1.1262	1.1266

6.9 SEPARACIÓN ENTRE EDIFICIOS

En el lugar donde se ubica la edificación no existen edificaciones adyacentes, ya que colinda con patios de jardín de las viviendas contiguas. La separación de edificios “S” está estipulada en la Norma E.030 (2016), para evitar el choque entre edificios adyacentes durante un evento sísmico. Esta separación debe cumplir las siguientes limitaciones, eligiéndose el que sea mayor entre:

$$S > \frac{2}{3} \sum \text{Desplazamientos máximos del edificio}$$

$$S = \frac{0.006h}{2}$$

Donde h , es la altura hasta donde se calcula S , medido desde el nivel de terreno natural. Por lo tanto, la junta sísmica reglamentaria para la edificación planteada en esta tesis es de: $S = 2/3 \times (0.013761 \text{ m}) = 0.92 \text{ cm}$ o $S = 0.006/2 \times (14 \text{ m}) = 4.2 \text{ cm}$. Se escoge una separación o junta sísmica de 4.5 cm medidos desde el límite de propiedad.

CAPÍTULO VII DISEÑO DE LOSAS

7.1 DISEÑO POR FLEXIÓN

El diseño por flexión de las losas macizas se llevó a cabo considerando las hipótesis de flexión referidas en el Capítulo II, y los parámetros considerados en el diseño se resumen en la Tabla 59.

Tabla 59. Parámetros considerados en el diseño por flexión de losas

Parámetro	Valor
Ancho (cm)	100
Espesor (cm)	18
Peralte efectivo (cm)	15.4
F'c (kg/cm ²)	210
Fy (kg/cm ²)	4200
Factor de reducción de resistencia (ϕ)	0.9
As min + (cm ²) = 0.0018bh	3.240
As min – (cm ²) = 0.0024bd	3.696
Espaciamiento máximo del refuerzo (cm)	36

La Figura 56 muestra el detalle del acero de la losa del paño AC – 45.

Tabla 60. Diseño por flexión de losas en la dirección XX

LOSA	AB-45/ CD-23			BC-45/BC-23			AB-34		CD-34		BC-34		CC'-4'5	
Momento (Ton.m)	M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-	
	1.6653	2.4979	5.0615	2.2687	4.7165	2.3244	4.8532	2.1226	4.4319	1.9672	4.2070	0.3255	0.7233	
Ku (kg/cm ²)	7.0217	10.5326	21.3421	9.5661	19.8874	9.8010	20.4638	8.9501	18.6874	8.2948	17.7391	1.3725	3.0498	
ρ	0.0019	0.0029	0.0061	0.0026	0.0056	0.0027	0.0058	0.0024	0.0053	0.0023	0.0050	0.0004	0.0008	
As req. (cm ²)	3.6960	4.4450	9.3702	4.0239	8.6824	4.1260	8.9540	3.7570	8.1213	3.4744	7.6817	3.2400	3.6960	
As col (cm ²)	12mm @ 0.25	12mm @ 0.25	1/2 @ 0.125	12mm @ 0.25	1/2 @ 0.125	12mm @ 0.25	1/2 @ 0.125	12mm @ 0.25	1/2 @ 0.125	12mm @ 0.25	1/2 @ 0.125	12mm @ 0.25	1/2 @ 0.25	

LOSA	AA'-2'3			CD-44'			A'B-23		DE-44'		A'B-12	
Momento (Ton.m)	M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-	
	0.4539	0.6808	0.8919	0.4748	1.4139	1.2166	2.0426	0.2327	0.3703	0.2894	0.4123	
Ku (kg/cm ²)	1.9138	2.8706	3.7608	2.0020	5.9618	5.1299	8.6128	0.9812	1.5614	1.2203	1.7385	
ρ	0.0005	0.0008	0.0010	0.0005	0.0016	0.0014	0.0023	0.0003	0.0004	0.0003	0.0005	
As req. (cm ²)	3.6960	3.2400	3.6960	3.2400	3.6960	3.2400	3.6960	3.2400	3.6960	3.2400	3.6960	
As col (cm ²)	12mm @ 0.25	12mm @ 0.25	1/2 @ 0.25	12mm @ 0.25	1/2 @ 0.25	12mm @ 0.25	1/2 @ 0.25	12mm @ 0.25	1/2 @ 0.25	12mm @ 0.25	1/2 @ 0.25	

Tabla 61. Diseño por flexión de losas en la dirección YY

LOSA	AB-45/ CD-23		BC-45/BC-23		AB-34		CD-34		BC-34		CC'-4'5		
Momento (Ton.m)	M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-
	0.8326	2.4979	5.0615	2.1226	4.4319	2.4844	5.1649	2.2687	4.7165	1.9672	4.2070	0.7005	0.9831
Ku (kg/cm ²)	3.5109	10.5326	21.3421	8.9501	18.6874	10.4756	21.7781	9.5661	19.8874	8.2948	17.7391	2.9537	4.1453
ρ	0.0009	0.0029	0.0061	0.0024	0.0053	0.0029	0.0062	0.0026	0.0056	0.0023	0.0050	0.0008	0.0011
As req. (cm ²)	3.6960	4.4450	9.3702	3.7570	8.1213	4.4201	9.5780	4.0239	8.6824	3.4744	7.6817	3.2400	3.6960
As col (cm ²)	12mm @ 0.25	12mm @ 0.25	1/2 @ 0.125	12mm @ 0.25	1/2 @ 0.125	12mm @ 0.25	1/2 @ 0.125	12mm @ 0.25	1/2 @ 0.125	12mm @ 0.25	1/2 @ 0.125	12mm @ 0.25	1/2 @ 0.25

LOSA	AA'-2'3		CD-44'		A'B-23		DE-44'		A'B-12		
Momento (Ton.m)	M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-
	0.1054	0.3163	0.7030	1.2166	2.0426	0.4748	1.4139	0.2894	0.4123	0.2327	0.3703
Ku (kg/cm ²)	0.4446	1.3337	2.9642	5.1299	8.6128	2.0020	5.9618	1.2203	1.7385	0.9812	1.5614
ρ	0.0001	0.0004	0.0008	0.0014	0.0023	0.0005	0.0016	0.0003	0.0005	0.0003	0.0004
As req. (cm ²)	3.6960	3.2400	3.6960	3.2400	3.6960	3.2400	3.6960	3.2400	3.6960	3.2400	3.6960
As col (cm ²)	12mm @ 0.25	12mm @ 0.25	1/2 @ 0.25	12mm @ 0.25	1/2 @ 0.25	12mm @ 0.25	1/2 @ 0.25	12mm @ 0.25	1/2 @ 0.25	12mm @ 0.25	1/2 @ 0.25

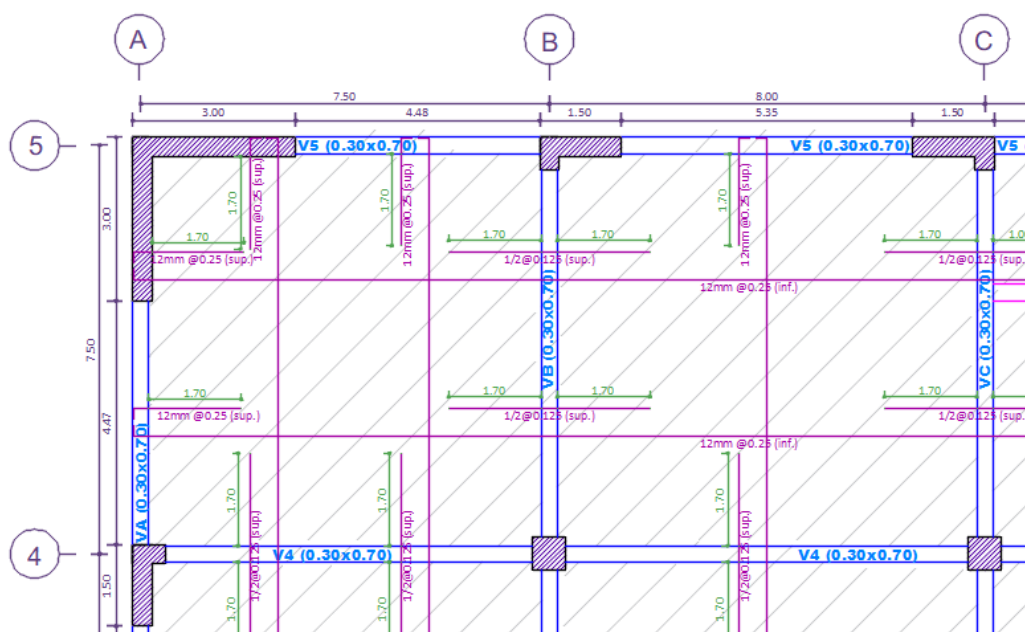


Figura 56. Detalle de losa, paño AC – 45

7.2 DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

La fuerza cortante actuante se determina a una distancia d medida desde la cara de apoyo, debido a que las vigas están inducidas a compresión y no existe una carga puntual que actúe dentro de una distancia d de la cara de apoyo. (Norma E.060, 2009)

La Tabla 62 indica los parámetros considerados para el diseño por fuerza cortante y la Figura 57 muestra la envolvente de fuerzas cortantes para la losa más crítica.

Tabla 62. Parámetros considerados en el diseño por corte de la losa

Parámetro	Valor
Ancho (cm)	100
Espesor (cm)	18
Peralte efectivo (cm)	15.4
$f'c$ (kg/cm ²)	210
f_y (kg/cm ²)	4200
Factor de reducción de resistencia (ϕ)	0.85
Carga muerta (Ton/m ²)	0.537
Carga viva (Ton/m ²)	0.450

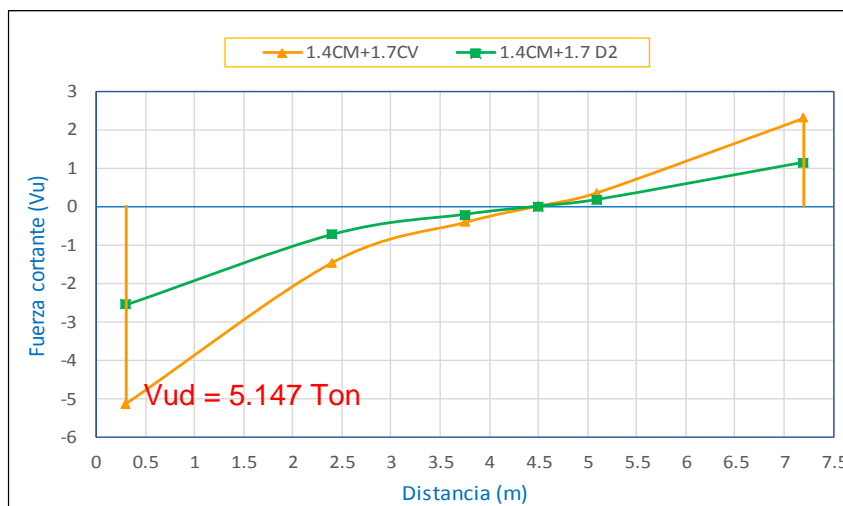


Figura 57. Envolvente de fuerzas cortantes de la losa CD-23 en la dirección XX

La Tabla 63 muestra el resumen del diseño por fuerza cortante de las losas más críticas en la dirección XX. Para la dirección YY los valores se mantienen constantes, pero con signo invertido. De la misma se observa que la resistencia por cortante del concreto (ϕV_c) es superior a la cortante actuante (V_{ud}), por lo tanto, el espesor de la losa es adecuado.

Tabla 63. Diseño por fuerzas cortantes de losa en la dirección XX

Losa	CD-23	AB-45
Vud max negativo (Ton)	5.147	2.310
Vud max positivo (Ton)	2.310	5.147
ϕV_c (Ton) = $\phi 0.53\sqrt{f'_c} d b$	10.054	10.054

7.3 CONTROL DE DEFLEXIONES

De acuerdo a la revisión bibliográfica resumida en el Capítulo II, no existe una teoría clara para el cálculo de deflexiones en losas macizas bidireccionales, por un lado, Nilson (2001) sugieren emplear el Momento de Inercia de la Sección Bruta (I_g), pero los demás autores, incluido el ACI 318 – 14, recomiendan emplear la ecuación propuesta por Branson, la cual fue determinada experimentalmente en una viga simplemente apoyada, que propone una transición entre el Momento de Inercia de la sección bruta y fisurada. Por lo tanto, con la finalidad de hacer un comparativo, se calculan las deflexiones empleando el Momento de Inercia de la Sección Bruta (I_g), así como el Momento de Inercia Efectivo (I_e) propuesta por el ACI 18-14.

A continuación, se presenta el cálculo de deflexiones en la losa AB – 45 empleando las teorías propuestas, así como las establecidas por la Norma E.060 (2009). La Figura 58 presenta el diagrama de momentos flectores en estado de servicio.

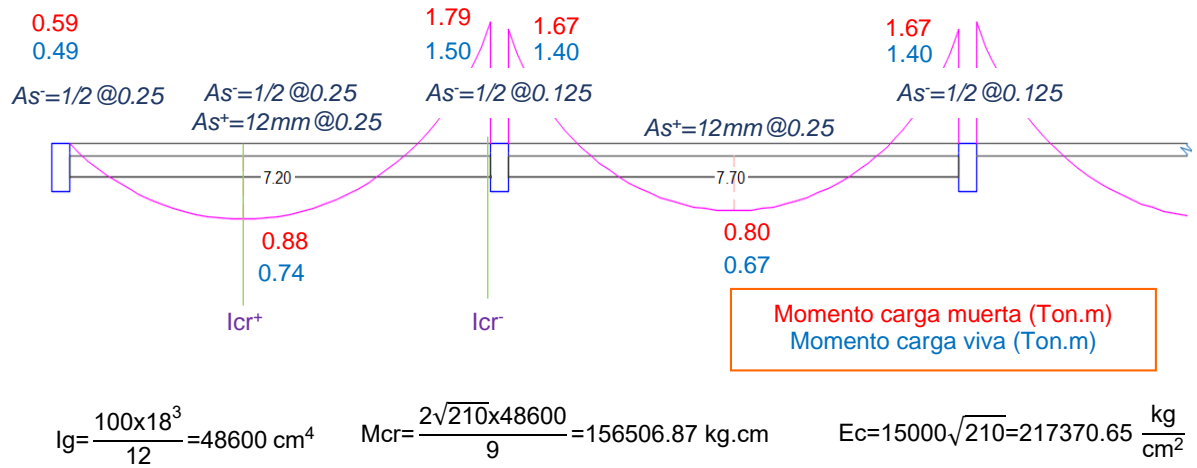


Figura 58. Momentos actuantes en estado de servicio, losa AB – 45

a) Considerando I_g , sin acero en compresión:

$$\Delta_i, \text{ cm} = \frac{5 \times 720^2}{48 \times 217370.65 \times 48600} [0.88 - 0.1 \times (1.79 + .59)] \times 10^5 = 0.0033 \text{ m}$$

$$\Delta_d, \text{ cm} = 0.0033 \times \frac{2}{1 + 50 \times 0} = 0.0066 \text{ m}$$

$$\Delta_i, \text{ cv} = \frac{5 \times 720^2}{48 \times 217370.65 \times 48600} [0.74 - 0.1 \times (1.5 + .49)] \times 10^5 = 0.0028 \text{ m}$$

$$\Delta_d, \text{ cv} = 30\% \times 0.0028 \times \frac{2}{1 + 50 \times 0} = 0.0017 \text{ m}$$

$$\Delta T = 0.0066 + 0.0017 + 0.0028$$

$$\Delta T = 0.0110 \text{ m} < 0.015 \text{ m (L/480)}$$

b) Considerando I_e (ACI), con acero en compresión (1/2 @ 0.25 m):

$$I_{cr^+} = 7583.74 \text{ cm}^4; I_e = 7583.74 + (48600 - 7583.74) \left(\frac{156506.87}{1.63} \right)^3 = 44193.37 \text{ cm}^4$$

$$I_{cr}^- = 15094.4 \text{ cm}^4; I_e = 15094.4 + (48600 - 15094.4) \left(\frac{156506.87}{3.29} \right)^3 = 18695.02 \text{ cm}^4$$

$$I_{e, \text{ prom}} = \frac{18695.02 + 2 \times 44193.37}{3} = 35693.92 \text{ cm}^4$$

$$\Delta i, \text{ cm} = \frac{5 \times 720^2}{48 \times 217370.65 \times 35693.92} [0.88 - 0.1 \times (1.79 + 0.59)] \times 10^5 = 0.0045 \text{ m}$$

$$\Delta d, \text{ cm} = 0.0045 \times \frac{2}{1 + 50 \times 3.35 \times 10^{-3}} = 0.0077 \text{ m}$$

$$\Delta i, \text{ cv} = \frac{5 \times 720^2}{48 \times 217370.65 \times 35693.92} [0.74 - 0.1 \times (1.5 + 0.49)] \times 10^5 = 0.0038 \text{ m}$$

$$\Delta d, \text{ cv} = 30\% \times 0.0038 \times \frac{2}{1 + 50 \times 3.35 \times 10^{-3}} = 0.0019 \text{ m}$$

$$\Delta T = 0.0077 + 0.0019 + 0.0038$$

$$\Delta T = 0.0134 \text{ m} < 0.015 \text{ m (L/480)}$$

c) Considerando I_e (E.060), con acero en compresión (1/2 @ 0.25 m):

$$I_{cr}^+ = 7583.74 \text{ cm}^4$$

$$I_{cr}^- = 15094.4 \text{ cm}^4$$

$$I_{e, \text{ prom}} = \frac{15094.4 + 2 \times 7583.74}{3} = 10087.29 \text{ cm}^4$$

$$\Delta i, \text{ cm} = \frac{5 \times 720^2}{48 \times 217370.65 \times 10087.29} [0.88 - 0.1 \times (1.79 + 0.59)] \times 10^5 = 0.0158 \text{ m}$$

$$\Delta d, \text{ cm} = 0.0158 \times \frac{2}{1 + 50 \times 3.35 \times 10^{-3}} = 0.0271 \text{ m}$$

$$\Delta i, \text{ cv} = \frac{5 \times 720^2}{48 \times 217370.65 \times 10087.29} [0.74 - 0.1 \times (1.5 + 0.49)] \times 10^5 = 0.0134 \text{ m}$$

$$\Delta d, \text{ cv} = 30\% \times 0.0134 \times \frac{2}{1 + 50 \times 3.35 \times 10^{-3}} = 0.0069 \text{ m}$$

$$\Delta T = 0.0271 + 0.0069 + 0.0134$$

$$\Delta T = 0.0474 \text{ m} > 0.015 \text{ m (L/480)}$$

De acuerdo a los resultados obtenidos se observa que el cálculo de deflexiones basado en la Norma E.060 son mayores a los obtenidos empleando el I_g e I_e (ACI 318), esto se debe a que la Norma E.060 es más conservadora, asignando al I_e el menor valor que pueda tomar, es decir, I_{cr} , cuando en alguna sección del elemento el $M_a > M_{cr}$ (Ottazzi, 2011). Por lo tanto, desde la Figura 59 a la Figura 63 sólo se contempla los resultados obtenidos con el I_g y el ACI, ya que los resultados con la Norma E.060 son mucho mayores que los límites máximos establecidos.

Los resultados de deflexiones representadas desde la Figura 59 a la Figura 63 se efectuaron para las siguientes losas: a) Losa AB – 45 con dos bordes perpendiculares discontinuos; b) losa AB – 34 con un borde discontinuo; c) losa BC – 34 con cuatro bordes continuos; d) losa de sótano AB – 34 con dos bordes perpendiculares discontinuos y e) losa de sótano BC – 45 con dos bordes perpendiculares continuos.

Las deflexiones se evaluaron para distintos espesores de losa incluido el espesor mínimo establecido en la Norma E.060 (2009), el cual concuerda con el ACI 318 – 14, para concreto con f'_c de 210 y 280 kg/cm^2 . Es importante mencionar, que en el edificio se emplearon losas de 0.18 m de espesor, este espesor es mayor al mínimo establecido para no calcular deflexiones en la losa AB – 45 (0.176 m) por tanto, se espera que no se tenga problema de deflexiones en dicha losa. En las losas restantes el espesor mínimo para no calcular deflexiones es de 0.188 m, por tanto, corresponde verificar las deflexiones.

Tabla 64. Parámetros considerados en el cálculo de deflexiones

Parámetro	Valor
F'_c (kg/cm^2)	210
F_y (kg/cm^2)	4200.0
Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm^2)	217370.7
Módulo de elasticidad del acero (kg/cm^2)	2100000.0
$n = E_a/E_c$	9.7
Ancho de losa (cm)	100.0
Espesor de losa (cm)	18
Peralte efectivo (cm)	15.4
d'	2.6
Módulo de ruptura del concreto (kg/cm^2)	29.0
Momento de agrietamiento (kg.cm)	156506.9
Carga viva que actúa permanentemente (Ottazzi, 2011)	30%

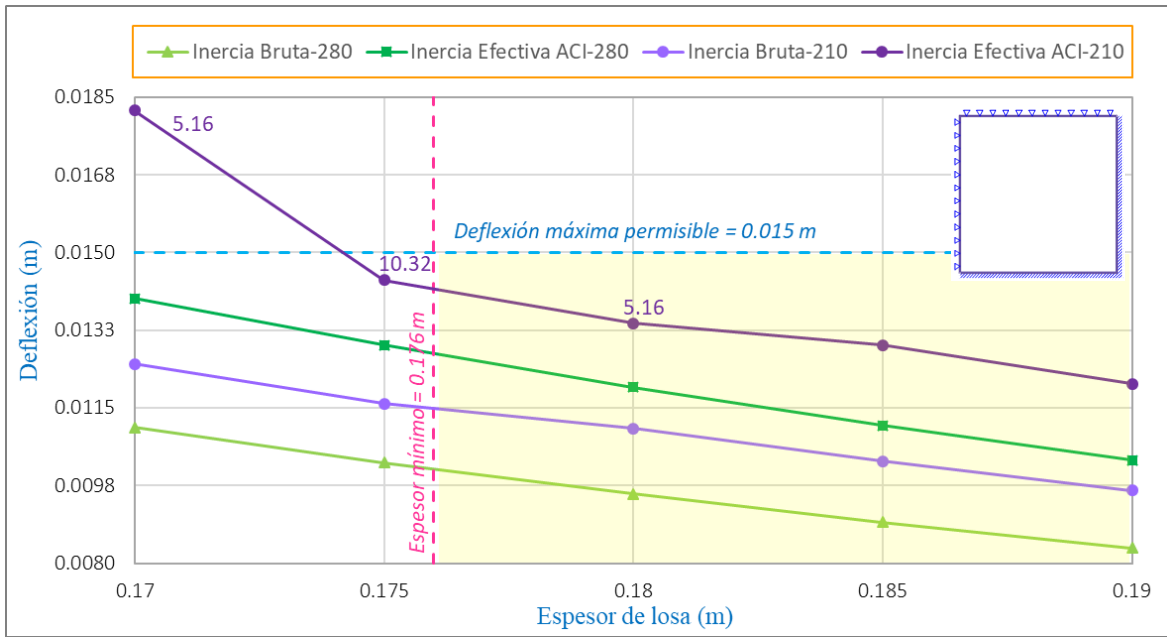


Figura 59. Deflexión total vs. espesor de la losa AB – 45 (dos bordes perpendiculares discontinuos) vs. Resistencia del concreto

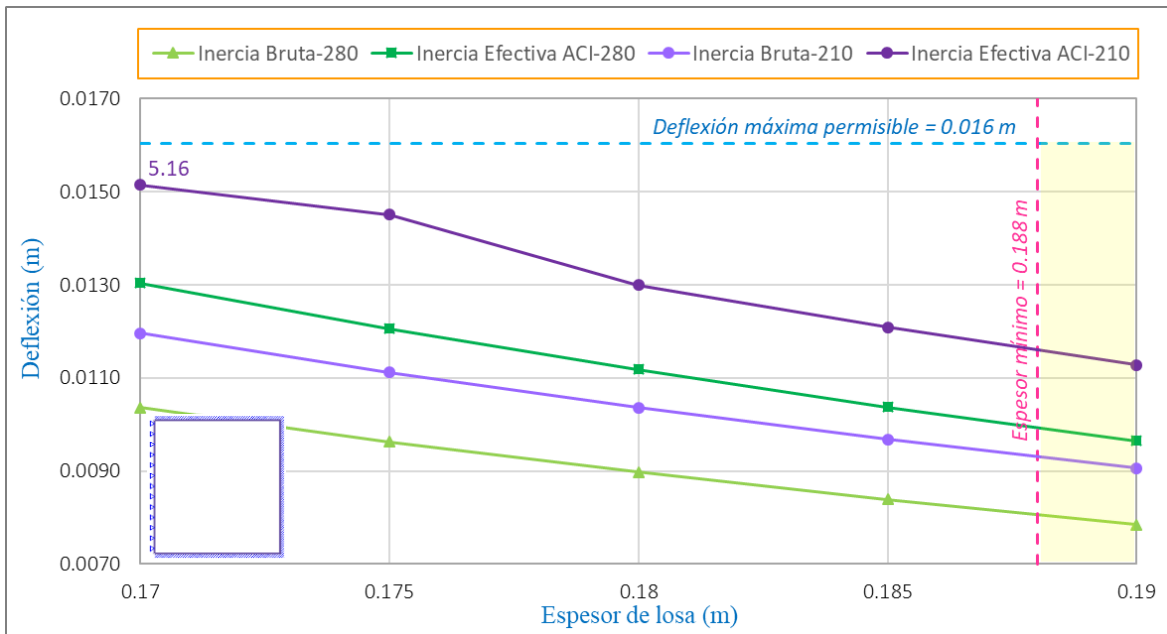


Figura 60. Deflexión total vs. espesor de la losa AB – 34 (un borde discontinuo) vs. Resistencia del concreto

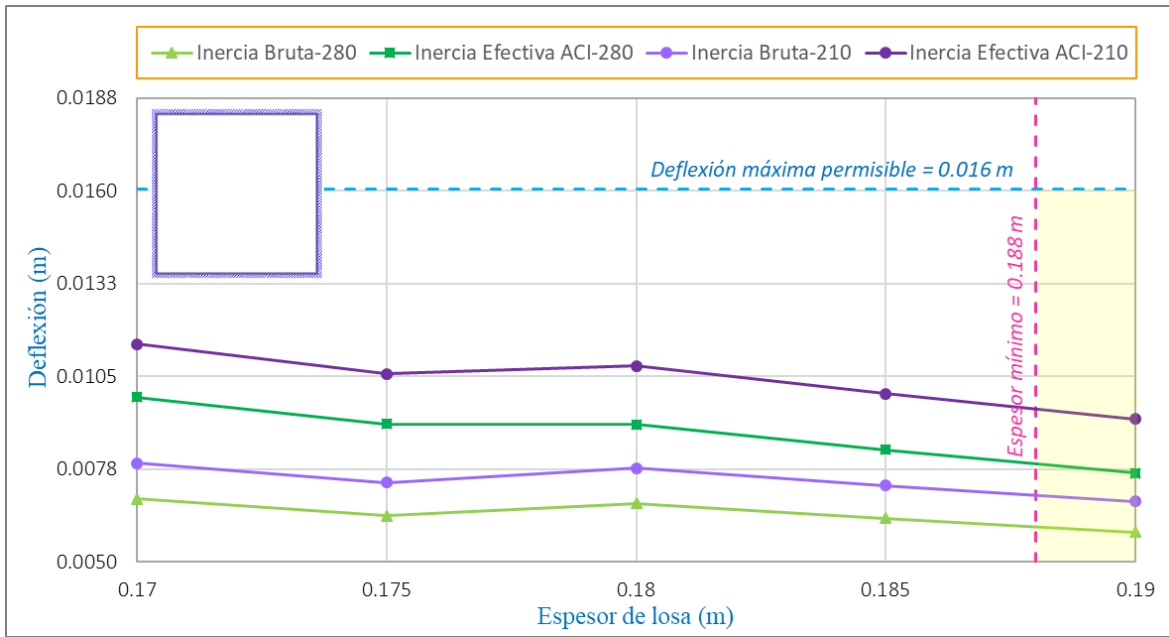


Figura 61. Deflexión total vs. espesor de la losa BC – 34 (cuatro bordes continuos) vs. Resistencia del concreto

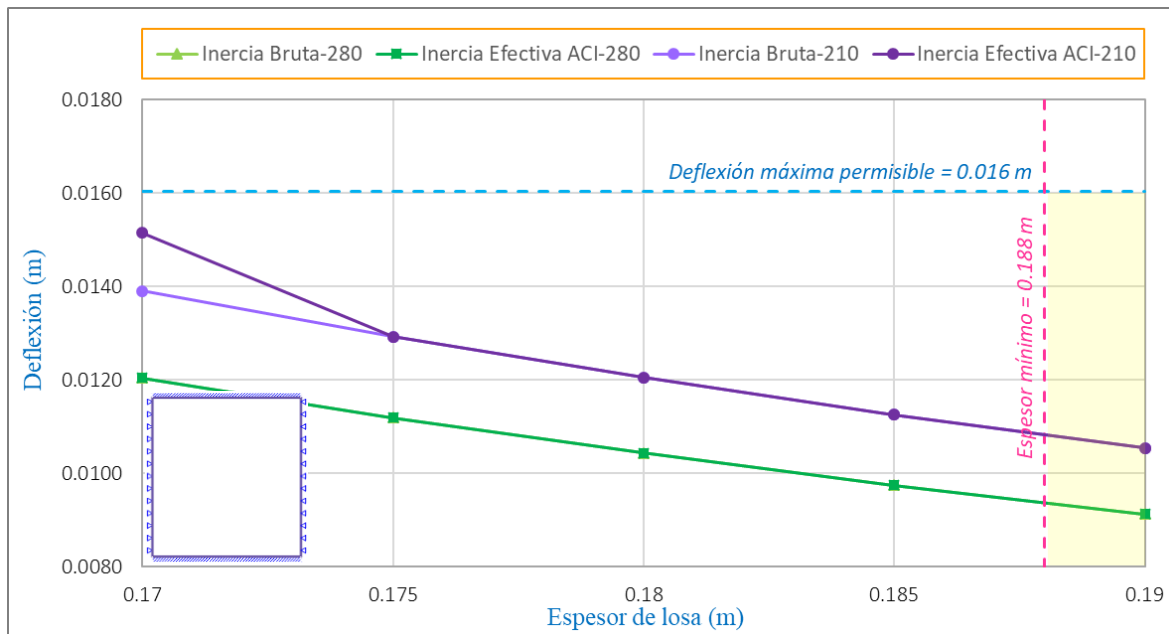


Figura 62. Deflexión total vs. espesor de la losa de sótano AB – 34 (dos bordes paralelos discontinuos) vs. Resistencia del concreto

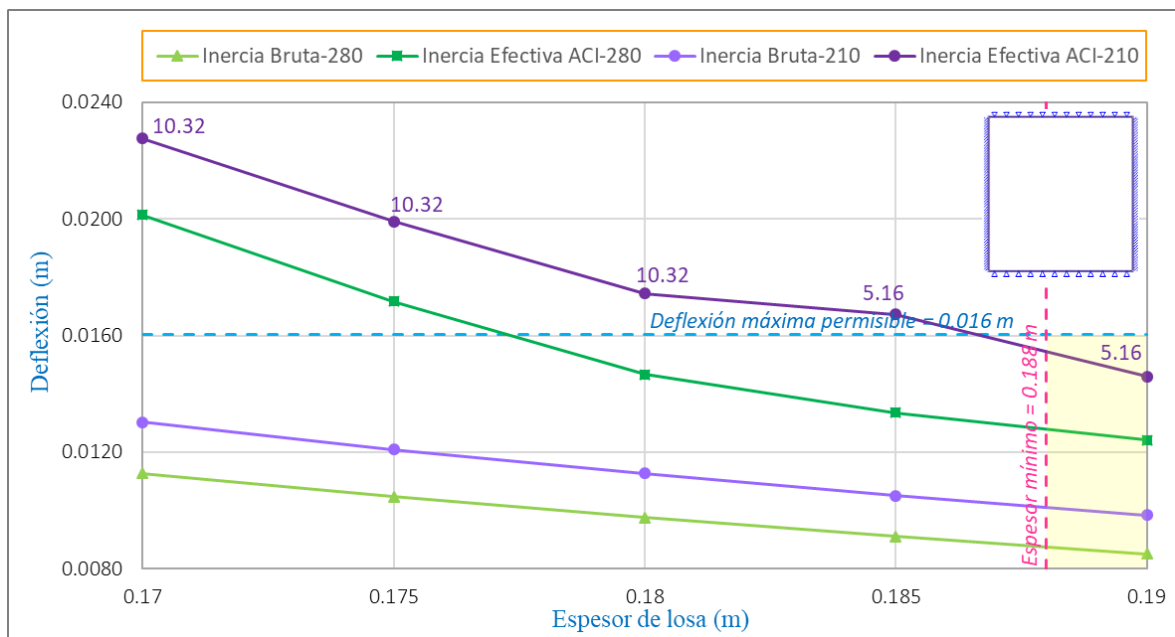


Figura 63. Deflexión total vs. espesor de la losa de sótano BC – 45 (dos bordes paralelos continuos) vs. Resistencia del concreto

Según la Figura 59, se observa que el espesor mínimo por norma para no calcular deflexiones de la losa AB – 45, de 0.176 m, no cumple con los límites máximos del mismo, cuando para su cálculo, se emplea la ecuación de Branson, por ello se requiere emplear un espesor mayor e incluso acero en compresión (1/2 @ 0.25). Sin embargo, empleando el Momento de Inercia de la Sección Bruta, recomendado por Nilson (2001), no se tienen problemas de deflexiones con el espesor mínimo establecido por Norma. Respecto a las losas del sótano, se observa el mismo comportamiento de la losa AB – 45, debido a la presencia de dos bordes discontinuos.

En vista de la variabilidad de resultados, una solución a la incertidumbre del método a considerar en el cálculo de deflexiones de losas bidireccionales, es emplear concreto de resistencia 280 kg/cm², con el cual ya no es necesario emplear acero en compresión, en ninguna de las losas de la edificación, para el espesor establecido de 0.18 m e incluso menores, ya sea empleando el I_g o el I_e del ACI 318 – 14. La Norma E.060, aun bajo estas condiciones, continúa siendo mucho más conservadora que el ACI 318.

Los resultados presentados en desde la Figura 59 a la Figura 63 , demuestran que los valores obtenidos del cálculo de deflexiones empleando el Momento de Inercia de

Efectivo (I_e), recomendado por la mayoría de los autores citados y el ACI 318 – 14, es más conservador en un 18.5% respecto a los obtenidos con el Momento de Inercia de la Sección Bruta (I_g). Sin embargo, la Normativa vigente en el país es la E.060 (2009), la cual es mucho más conservadora que la recomendada por el ACI 318 – 14 (253% para la losa AB – 45 o 3.5 veces el valor).

Por lo tanto, por un factor económico y por la incertidumbre del método a emplear, se opta por considerar los espesores mínimos establecidos según la E.060 (2009), para no calcular deflexiones. La Tabla 65 resume los espesores y resistencia del concreto seleccionado para las losas de entrepiso.

Tabla 65. Espesores empleados de losas macizas bidireccionales

Piso	Espesor (m)	Resistencia a la compresión (kg/cm ²)
Primer al cuarto piso	0.18	210
Sótano	0.18	280

7.4 Control de Fisuración

La Norma E.060 (2009), es su artículo 13.3.2, limita las fisuras en la losa, estableciendo un espaciamiento máximo del refuerzo por flexión, siendo este menor a dos veces el espesor de la losa. Por su parte, el ACI 318 – 14, en su artículo 8.7.2.2, limita este espaciamiento al menor entre dos veces el espesor de la losa o 0.45 m, con la finalidad de reducir la fisuración y considerar el efecto de cargas concentradas en áreas pequeñas de losa.

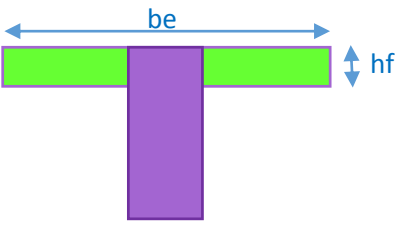
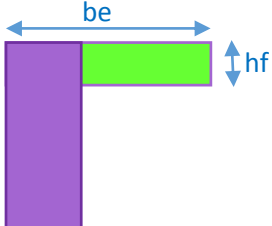
El espesor de las losas empleadas en la edificación propuesta en la tesis, es de 0.18 m, por lo tanto, para el control de fisuras, se limitó el espaciamiento del acero por flexión a 0.25 m, valor menor entre 0.36 m y 0.45 m.

CAPÍTULO VIII DISEÑO DE VIGAS

8.1 DISEÑO POR FLEXIÓN

En el diseño por flexión se emplea las disposiciones para vigas T, establecidas en la Norma E.060 (2009), que se resumen en la Tabla 66, de donde se elige el menor valor de los propuestos.

Tabla 66. Disposiciones para vigas T

Sección de viga	Ancho efectivo (be)
	Luz libre de la viga/4
	Ancho de viga más 16 veces el espesor de la losa
	Ancho de viga más luz libre al siguiente alma/2
	Ancho de viga más luz libre de viga/12
	Ancho de viga más 6 veces el espesor de la losa
	Ancho de viga más luz libre al siguiente alma/2

Para el diseño, se seleccionaron dos vigas cuyo comportamiento es en T y L, además de presentar los mayores momentos actuantes, siendo estas las vigas T (B – 34) y L (5 – AB) del segundo piso. La colocación de los aceros obedece la recomendación de la Norma E.060 (2009), artículo 21.4.4.3, ilustrada en la Figura 64.

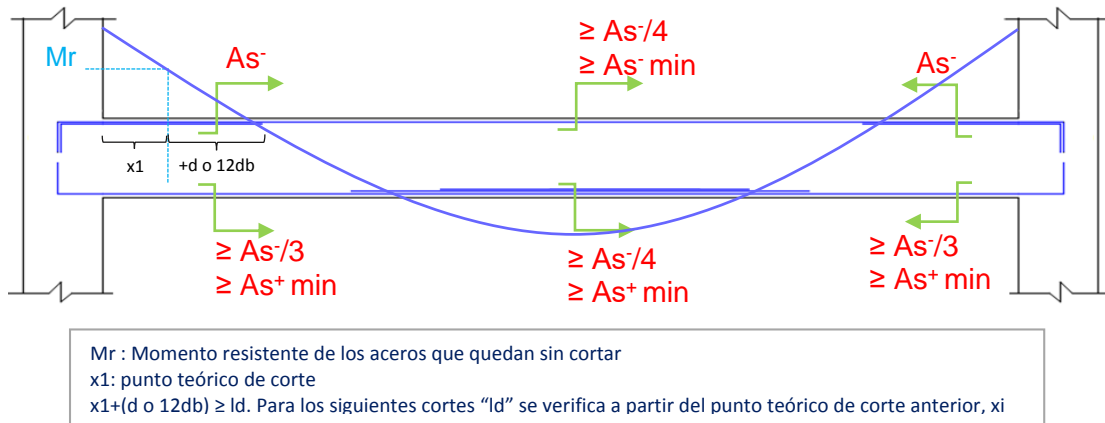


Figura 64. Disposición y corte de aceros para vigas
Nota. Adaptado de la Norma E.060, "Concreto Armado". Perú, 2009

Respecto a la distribución del acero por flexión, el artículo 9.9.5 de la Norma E.060 (2009), indica que en las alas de las vigas T sujetas a tracción se debe colocar una parte del refuerzo de tracción por flexión, así mismo, el artículo 8.10.5, estipula la colocación de refuerzo transversal si el acero principal de la losa es paralelo a la viga, diseñado para resistir la carga amplificada en el ala trabajando en voladizo. La Figura 65 esquematiza la distribución del acero.

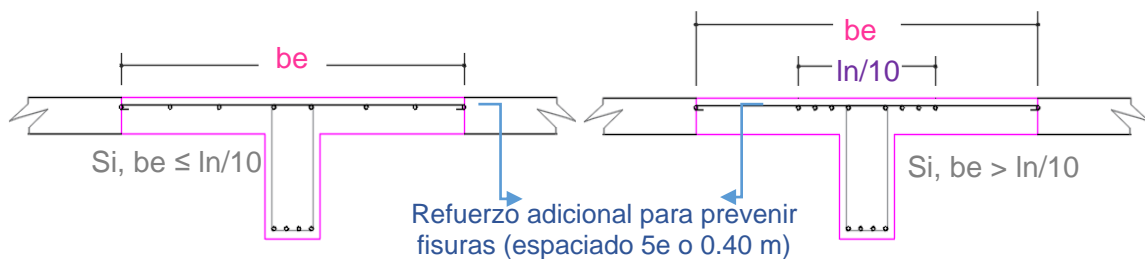


Figura 65. Distribución del refuerzo en el ala de la sección T
Nota. Adaptado de "Diseño de Estructuras de Concreto Armado", por T. Harsem. 2017

Sin embargo, la necesidad de anclar el acero en las columnas y/o muros de corte, hace que el acero se confine en el alma de la viga, por tanto, es necesario colocar acero de refuerzo en las alas de la misma, este acero se determina como el restante entre colocarlo tal como indica la Figura 65 y colocarlo íntegramente en el alma.

La Figura 66 y Figura 67 representan las envolventes de momentos de las vigas seleccionadas y la Tabla 67 y Tabla 68 resumen el diseño por flexión de las vigas en mención. Se considera un f_c de 210 kg/cm^2 y f_y de 4200 kg/cm^2 .

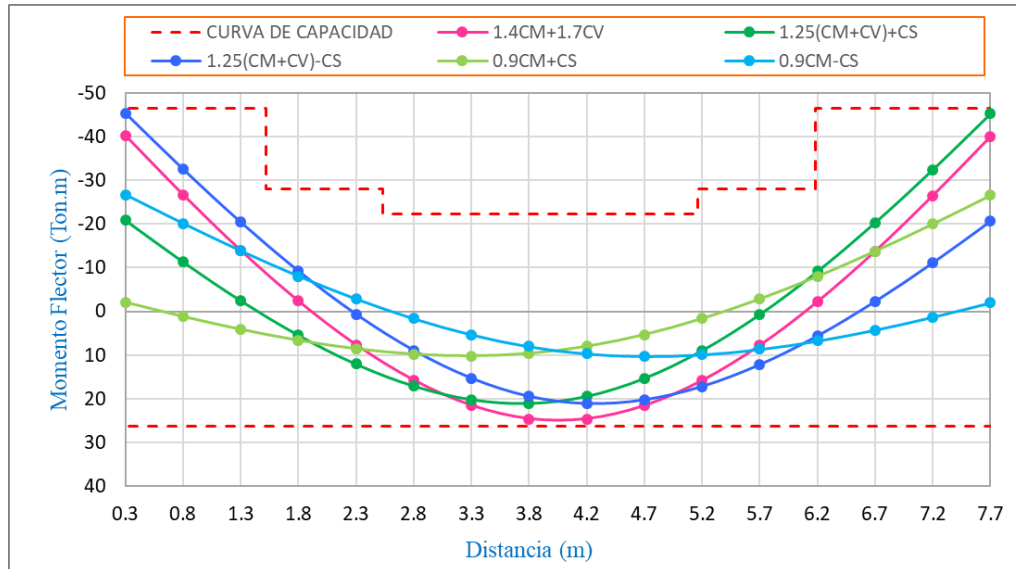
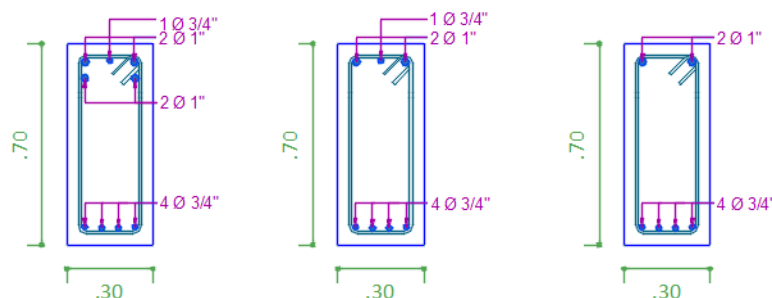


Figura 66. Envolvente de momentos de la viga T (B – 34)

Tabla 67. Diseño por flexión de la viga T (B – 34)

	M^- max	M^+ max	M^- max
Sección	Alma en compresión	Ala en compresión	Alma en compresión
Mu (Ton.m)	45.392	24.585	45.187
Ancho (m)	0.30	1.85	0.30
Peralte (m)	0.70	0.70	0.70
Ku (kg/cm ²)	39.362	3.244	39.184
ρ requerido	0.0122	0.0009	0.0121
ρ mínimo	0.0024	0.0024	0.0024
ρ máximo	0.0162	0.0162	0.0162
As min (cm ²)	9.27	4.64	9.27
As req (cm ²)	22.62	10.29	22.49
a (cm)	17.738	1.308	17.642
As col (cm ²)	4 ϕ 1+1 ϕ 3/4	4 ϕ 3/4	4 ϕ 1+1 ϕ 3/4



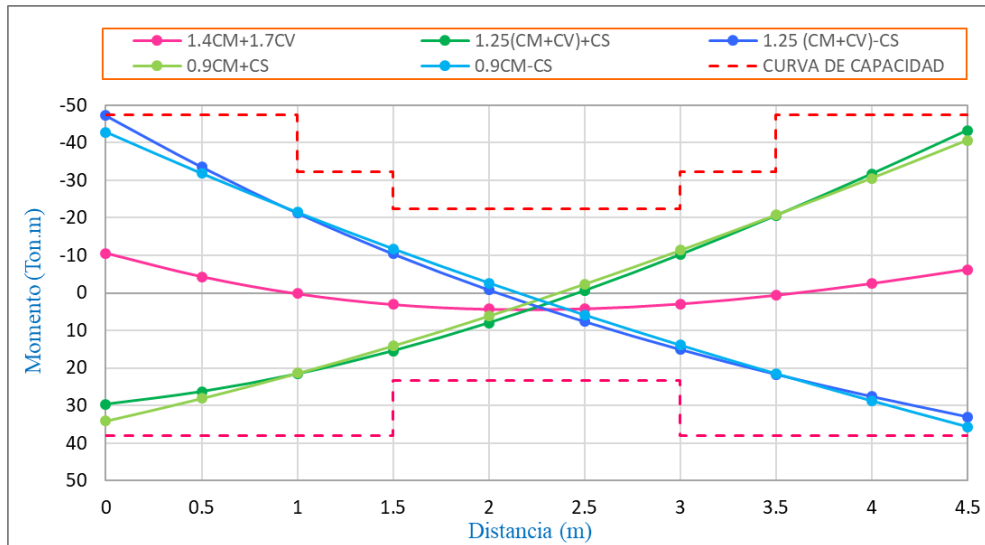
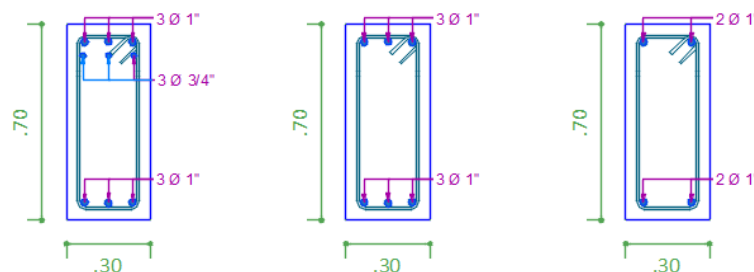


Figura 67. Envolvente de momentos de la viga L (5 – AB)

Tabla 68. Diseño por flexión de la viga L (5 – AB)

	M ⁻ max	M ⁺ max	M ⁺ max	M ⁻ max	M ⁺ max
Sección	Alma en compresión	Ala en compresión	Ala en compresión	Alma en compresión	Ala en compresión
Mu (Ton.m)	47.214	34.029	4.294	43.309	35.636
Ancho (m)	0.30	0.68	0.68	0.30	0.68
Peralte (m)	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70
Ku (kg/cm ²)	40.942	12.308	1.553	37.555	12.889
ρ requerido	0.0128	0.0034	0.0004	0.0115	0.0036
ρ mínimo	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024
ρ máximo	0.0162	0.0162	1.0162	0.0162	0.0162
As min (cm ²)	9.27	4.64	4.64	9.27	4.64
As req (cm ²)	23.72	14.66	4.64	21.38	15.38
a (cm)	18.602	5.110	1.616	16.771	5.363
As col (cm ²)	3Ø1+3Ø3/4	3Ø1	2Ø1	3Ø1+3Ø3/4	3Ø1



Los diseños mostrados cumplen con tener profundidades del bloque equivalente menores al espesor del ala y alma, según la sección donde se genere compresión.

8.2 DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

El cálculo de la fuerza cortante de diseño V_u para vigas sísmicas, siguen las disposiciones del artículo 21.4.3 de la Norma E.060 (2009). La fuerza cortante de diseño no puede ser menor al menor obtenido del Caso A (Ver Figura 68) y Caso B: Fuerza cortante máxima obtenida de la combinación de cargas con un factor de amplificación de 2.5 para carga de sismo. (Ver Figura 68 y Figura 69)

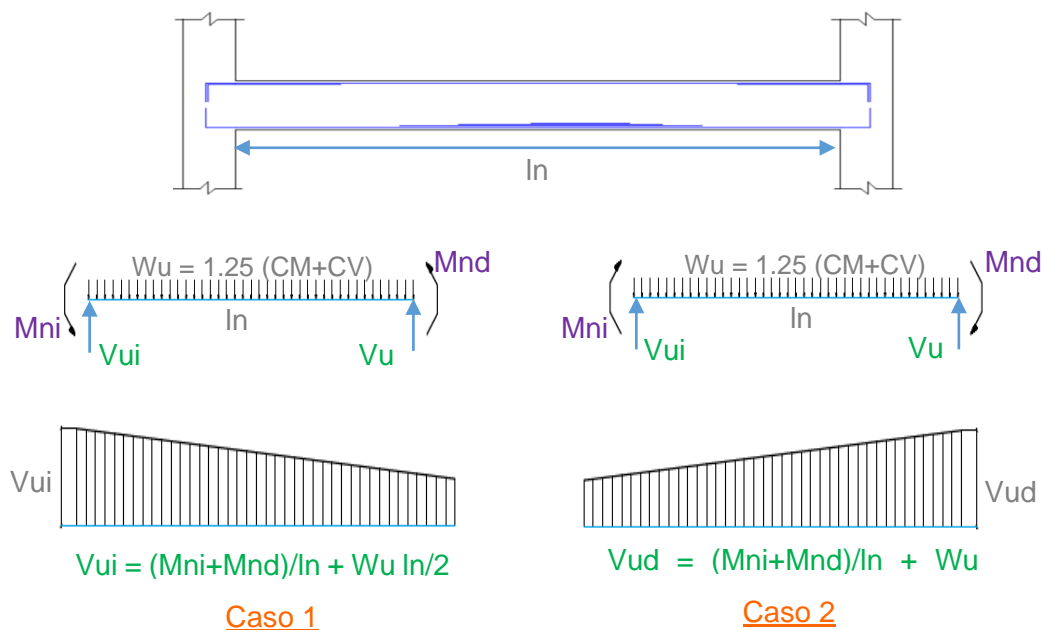


Figura 68. Fuerza cortante de diseño en vigas sismo resistentes
 Nota. Adaptado de la Norma E.060, "Concreto Armado". Perú, 2009

La disposición de estribos en la viga sigue las recomendaciones de la Norma E.060 (2009), artículo 21.4.4.4., esquematizado en la Figura 68.



Figura 69. Disposición de estribos en vigas sismo resistentes
 Nota. Adaptado de la Norma E.060, "Concreto Armado". Perú, 2009

La Figura 70 y Figura 71 presentan las envolventes de cortante de las vigas B – 34 Y 5 – AB, respectivamente., y la Tabla 69 y Tabla 70 resumen el diseño por fuerza cortante de las vigas mencionadas.

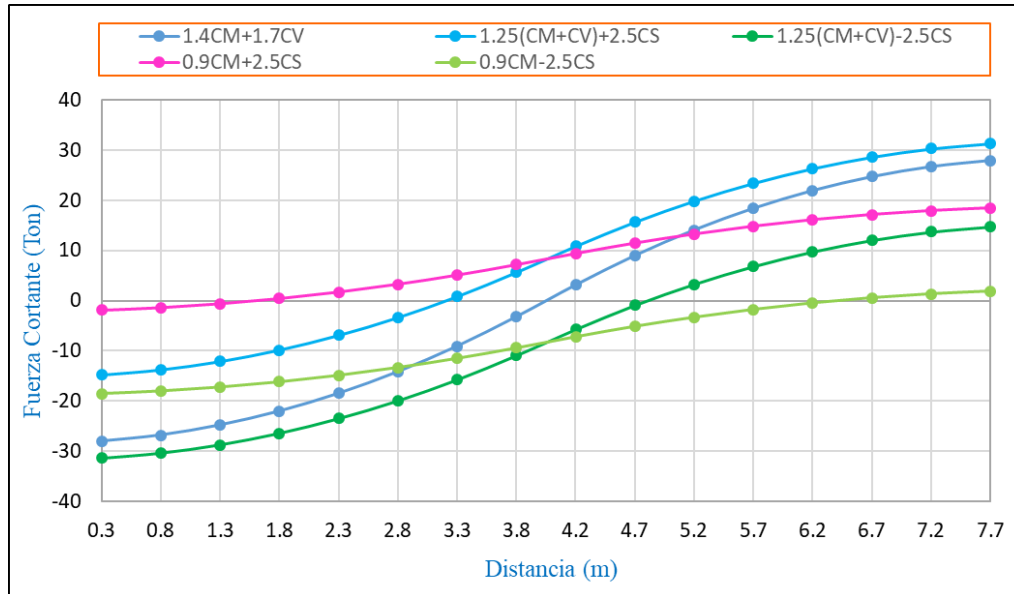


Figura 70. Envolvente de fuerzas cortantes de la Viga B – 34

Tabla 69. Diseño por fuerza cortante de la Viga B – 34

VIGA B-34	Izquierda		Derecha	
	Caso A	Caso B	Caso A	Caso B
Cargas de gravedad	23.10		23.04	
Cargas de sismo	13.95		13.95	
Vu (Ton)	37.06	30.37	36.99	30.31
ϕV_c (Ton) = $\phi 0.53 \sqrt{f_c} b_w d$	12.14		12.14	
V_s (Ton) = $V_u / \phi - V_c$	29.31		29.24	
$V_s \text{ max} = 2.1 \sqrt{f_c} b_w d$	56.60		56.60	
$S \text{ req (cm)} = A_v f_y d / V_s$	12.5		12.5	
$S \text{ max (cm)}$				
$V_s > 1.1 \sqrt{f_c} b_w d, s = 0.30 \text{ ó } d/4$	60.0		60.0	
$V_s \leq 1.1 \sqrt{f_c} b_w d, s = 0.60 \text{ ó } d/2$	30.0		30.0	
$S \text{ zona de confinamiento (cm)}$	15.0		15.0	
	17.5		17.5	
	22.5		22.5	
	30.0		30.0	
$S \text{ zona central (cm)}$	30.0		30.0	
$S \text{ min (cm)} = A_v f_y / 3.5 b_w$	55.0		55.0	

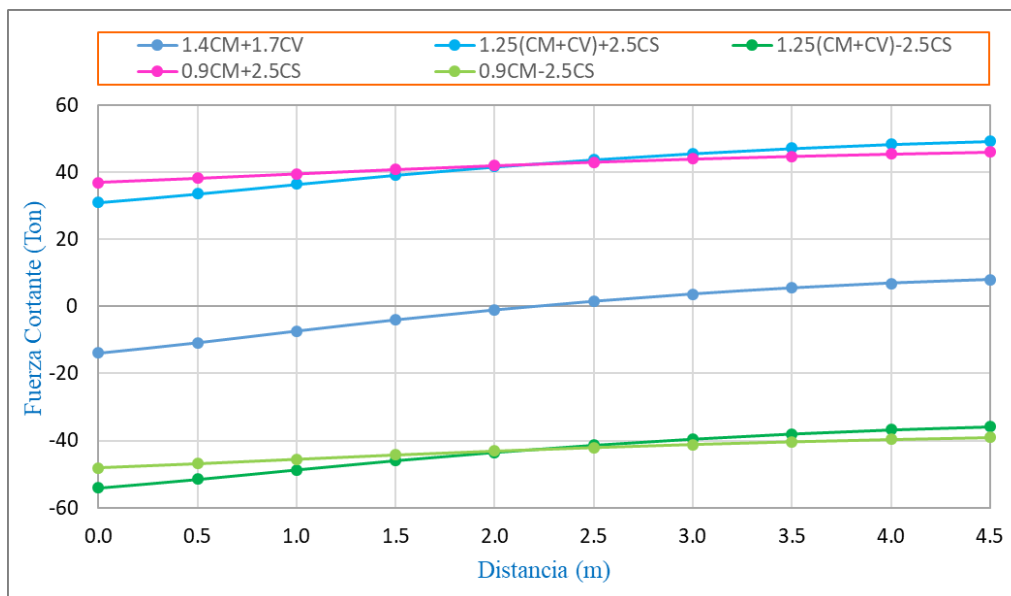
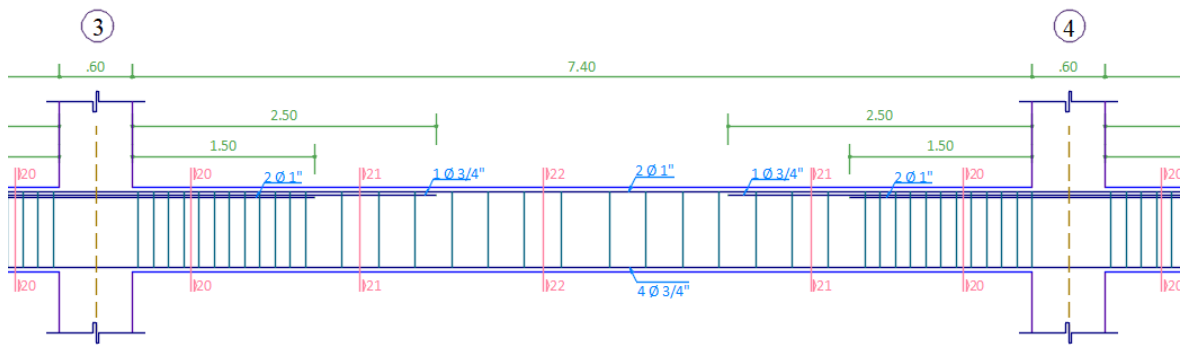


Figura 71. Envolvente de fuerzas cortantes de la Viga 5 – AB

Tabla 70. Diseño por fuerza cortante de la Viga 5 – AB

VIGA 5-AB	Izquierda		Derecha	
	Caso A	Caso B	Caso A	Caso B
Cargas de gravedad	11.56		6.65	
Cargas de sismo	23.41		23.41	
Vu (Ton)	34.97	51.53	30.07	48.29
ϕV_c (Ton) = $\phi 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$	12.1		12.1	
Vs (Ton) = $Vu/\phi - V_c$	26.9		21.1	
Vs max = $2.1 \sqrt{f'_c} b_w d$	56.6		56.6	
S req (cm) = $A_v f_y d/Vs$	12.5		12.5	
S max (cm)	60.0		60.0	
$Vs > 1.1 \sqrt{f'_c} b_w d, s = 0.30$ ó $d/4$	30.0		30.0	
$Vs \leq 1.1 \sqrt{f'_c} b_w d, s = 0.60$ ó $d/2$				
S zona de confinamiento (cm)	15.0		15.0	
	17.5		17.5	
	22.5		22.5	
	30.0		30.0	
S zona central (cm)	30.0		30.0	
S min (cm) = $A_v f_y / 3.5 b_w$	55.0		55.0	

Finalmente, la Figura 72 y Figura 73 presentan el detallado de las vigas diseñadas, VB – 34 y V5 – AB.



VB (0.30x0.70)

□ Ø 3/8" 1@.05, 11@.125, Rto. @ .30 C/Ext

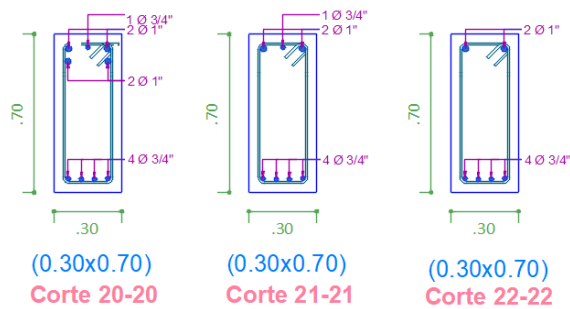
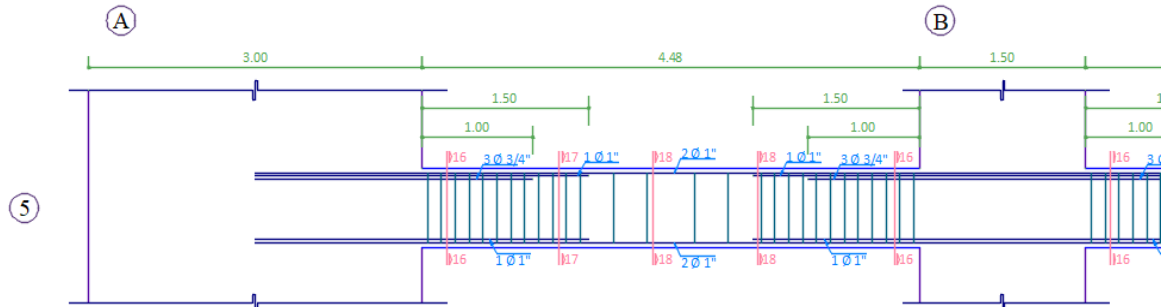


Figura 72. Detalle viga VB – 34



V5 (0.30x0.70)

□ Ø 3/8" 1@.05, 11@.125, Rto. @ .30 C/Ext

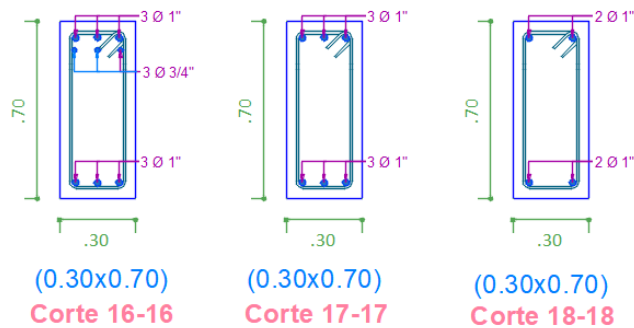


Figura 73. Detalle viga V5 – AB

8.3 CONTROL DE DEFLEXIONES

La Norma E.060 (2009), en su artículo 9.6.2.1, establece peraltes mínimos para vigas no pre esforzadas que no soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de dañarse por deflexiones excesivas, que evitan el cálculo de deflexiones, a menos que se empleen peraltes menores.

Las vigas empleadas en la edificación presentan peraltes mucho mayores a los establecidos por Norma, sin embargo, debido a que soportan elementos no estructurales susceptibles de dañarse por deflexiones excesivas, se procede al cálculo de las mismas. Para ello se eligió la viga que presenta las mayores cargas de gravedad (ver Figura 74), siendo esta la viga B – 34 del techo del primer piso.

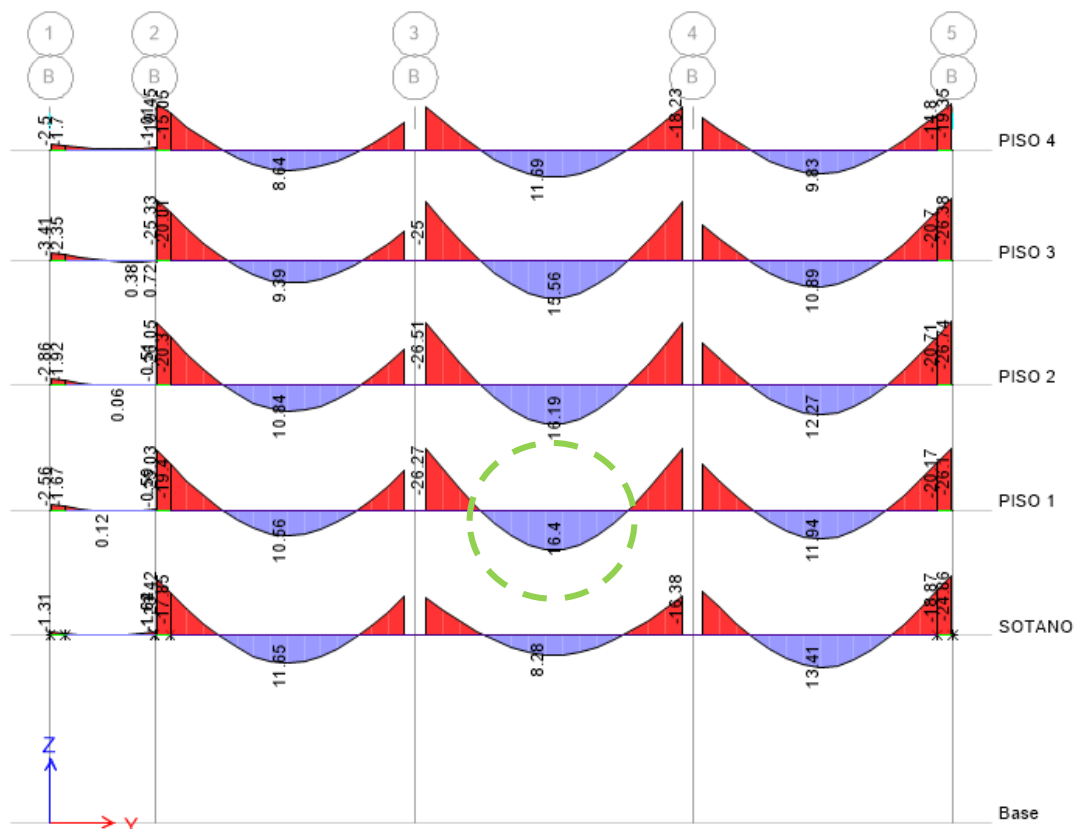


Figura 74. Diagrama de momentos flectores por cargas de servicio, vigas eje B

La Figura 75 presenta el diagrama de momentos flectores de la viga B – 34 y la Figura 76 esquematiza los parámetros considerados en el cálculo de deflexiones en vigas T. Así mismo, la Tabla 71 y Tabla 72 resumen el cálculo de deflexiones, resultando un valor menor al máximo permitido por Norma, $0.0116 \text{ m} < 0.0154 \text{ m} (L/480)$.

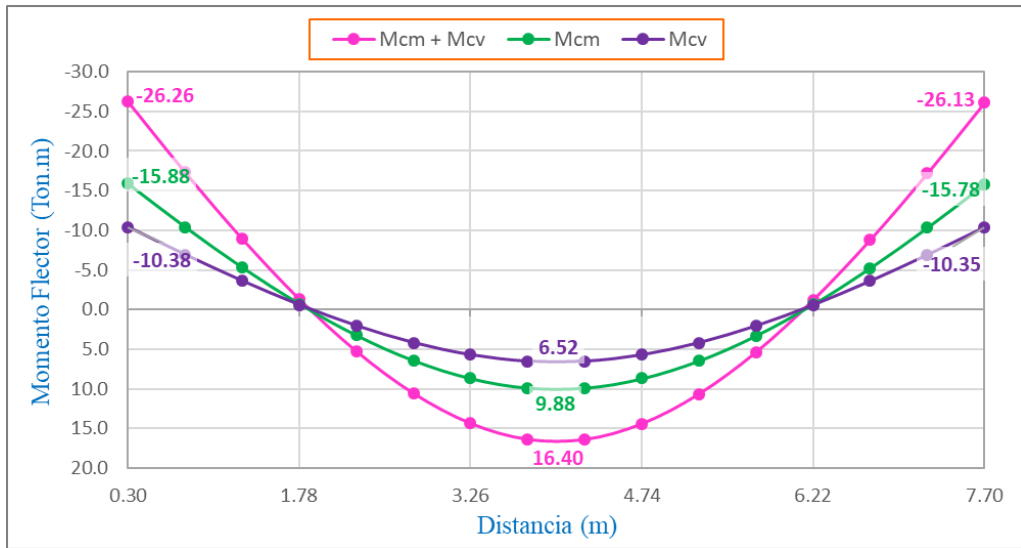
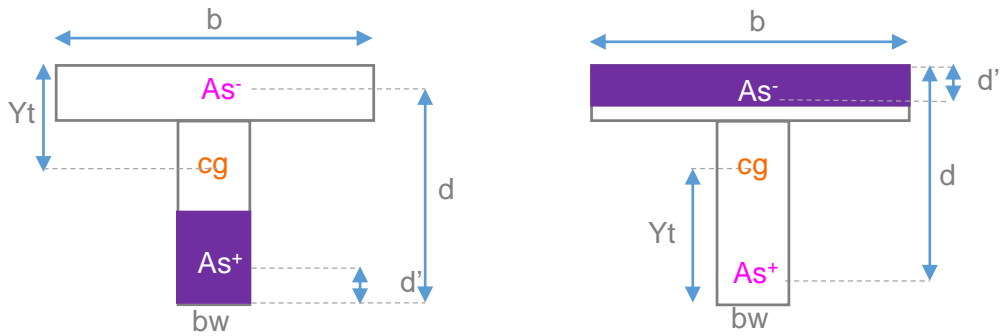


Figura 75. Diagrama de momentos flectores por cargas de servicio, vigas B – 34



- a) Sección para momento flector negativo b) Sección para momento flector positivo

Y_t , distancia del eje centroidal (cg) de la sección hacia la fibra extrema en tracción

Figura 76. Parámetros considerados en el cálculo de deflexiones en vigas T

El cálculo de deflexiones de las vigas T se efectúa en función de lo explicado en la Figura 8 del Capítulo II, pero considerando los parámetros esquematizados en la Figura 76.

Tabla 71. Cálculo del momento de inercia efectivo (Ie) según E.060, viga B – 34

	Apoyo izquierdo	Centro de viga	Apoyo derecho
Ma (Ton.m)	-26.26	16.40	-26.13
Yt (m)	0.20	0.50	0.20
Ig (m ⁴)	0.0174	0.0174	0.0174
Mcr (Ton.m)	25.05	10.14	25.05
As flexión (cm ²)	23.24	11.36	23.24
As compresión (cm ²)	11.36	10.20	11.36
b (m)	0.30	1.85	0.30
d (m)	0.620	0.640	0.620
d' (m)	0.059	0.062	0.059
c (m)	0.224	0.082	0.224
Icr (m ⁴)	0.0052	0.0038	0.0052
Ie (m ⁴)	0.0045		

Ma, momento actuante. $Ma = M_{cm} + M_{cv}$

Mcr, momento de agrietamiento de la sección. $M_{cr} = f_{rl}g/Y_t$

Icr, momento de inercia de la sección agrietada. $I_{cr} = bc^3/3 + nA_s(d-c)^2 + (2n-1)A'_s(c-d')^2$

Ie, momento de inercia efectivo. $I_e = (I_{cr} \text{ izquierdo} + I_{cr} \text{ derecho} + 2I_{cr} \text{ central}) / 4$

Tabla 72. Cálculo de la deflexión total, viga B – 34 (E.060, 2009)

	Carga Muerta			Carga Viva		
	Izq.	Centro	Der.	Izq.	Centro	Der.
Momento servicio (Ton.m)	-15.88	9.88	-15.78	-10.38	6.52	-10.35
Deflexión inmediata, Δ_i (m)	0.0039			0.0026		
Deflexión diferida, Δ_d (m)	0.0075			0.0050		
Deflexión total (m)	0.0116					
Deflexión máxima permitida (m)	0.0154					

Deflexión inmediata = $[5 I_n^2 (M \text{ central} - 0.1 (M \text{ izquierdo} + M \text{ derecho}))] / 48 E I_e$

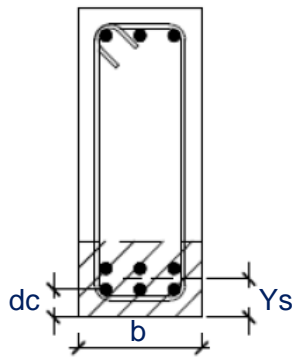
Deflexión diferida = $\Delta_i \lambda$, $\lambda = \xi / (1 + 50 \rho')$, $\xi = 2$ (5 años a más)

Deflexión total = $\Delta_d \text{ cm} + \Delta_d \text{ cv} (30\%) + \Delta_i \text{ cv}$

Empleando la metodología del ACI 318 – 14, se obtiene una deflexión total de 0.0046 m, valor 2.52 veces menor al obtenido según la E.060 (2009).

8.4 CONTROL DE LA FISURACIÓN

El control de fisuración en vigas se efectúa calculando el parámetro Z (menor a 26000 KN/mm), el cual, según la E.060 (2009), se determina como $Z = f_s \sqrt{d c} A_{ct}$, donde el esfuerzo en el acero es $f_s = M_s / 0.9 d A_s$.



$Act = 2Ys b$ (mm²)
 dc = recubrimiento medido desde la fibra extrema en tracción al centro del refuerzo más cercana a esa fibra (mm)
 Ys = centroide del refuerzo principal de tracción por flexión (mm)

Figura 77. Parámetros para el control de fisuración en vigas, E.060 (2009)

Tabla 73. Control de fisuras en vigas, E.060 (2009)

	Apoyo izquierdo	Centro de viga	Apoyo derecho
Ms (Ton.m)	-26.26	16.40	-26.13
As flexión (cm ²)	23.24	11.36	23.24
dc (mm)	62.2	59.05	62.2
Ys (mm)	87.6	59.05	87.6
Act (mm)	52.56	35.43	52.56
fs (MPa)	205.03	250.34	204.01
Z (KN/mm)	3.04	3.20	3.03

Según la Tabla 73 los valores de Z son menores a 26 KN/mm, por lo tanto, el agrietamiento por flexión está limitado. Sin embargo, el ACI 318 -14 (Tabla 24.3.2) recomienda otra metodología para controlar la fisuración en vigas y losas en una dirección no pre esforzadas, donde el espaciamiento máximo del refuerzo está limitado al menor de $380 (280/fs)-2.5$ cc y $300 (280/fs)$, siendo el esfuerzo del acero para cargas de servicio $fs = 2/3 fy$ y cc es la menor distancia desde la superficie del refuerzo corrugado a la cara en tracción.

Considerando $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$, tenemos $S_{max} = 380 (280/2800)-2.5 \times 4.95 = 25 \text{ cm}$ y $S_{max} = 300 \times (280/2800) = 30 \text{ cm}$, por lo tanto, el espaciamiento máximo del refuerzo es de 0.25 m. El espaciamiento máximo del refuerzo por flexión en las vigas de la edificación es de 16.28 cm, siendo menor a 25 cm.

CAPÍTULO IX

DISEÑO DE COLUMNAS

9.1 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

En vista que el Perú es un país sísmico, las columnas de las edificaciones tienden a ser robustas, por ello se desprecia los efectos de esbeltez, así mismo, la presencia de placas o muros de corte hace que las columnas trabajen como arriostradas lateralmente ante cargas de gravedad y sismo. (Ottazzi, 2011)

El diseño por flexocompresión obedece los requisitos de la Norma E.060 (2009), artículo 21.4.5. La Tabla 75 , Tabla 76 y Tabla 77 expresan los parámetros considerados en el diseño de la columna CL – B4, los estados y combinaciones de carga de la misma, respectivamente.

Tabla 74. Parámetros considerados en el diseño por flexocompresión, columna CL–B4

Parámetros	Valor
F'c (kg/cm ²)	280
Fy (kg/cm ²)	4200
Ancho (m)	0.60
Largo (m)	0.60
ρ min = 1%	0.01
Ag (cm ²)	3600
Ast colocado (cm ²) = ρ Ag	40.8

Tabla 75. Estados de carga de la columna CL – B4 en el sótano

CL - B4	Dirección XX		Dirección YY	
	Ps (Ton)	Ms (Mn)	Ps (Ton)	Ms (Mn)
CM	204.71	0.66	204.71	-0.42
CV	105.40	0.67	105.40	-0.67
CS	3.08	2.28	-3.08	2.29

Tabla 76. Combinaciones de carga de la columna CL – B4 en el sótano

CL-B4	Dirección XX		Dirección YY	
	Pu (Ton)	Mu (Ton.m)	Pu (Ton)	Mu (Ton.m)
1.4CM+1.7CV	465.78	2.05	465.78	-1.71
1.25(CM+CV)+CS	390.72	3.94	384.56	0.93
1.25(CM+CV)-CS	384.56	-0.63	390.71	-3.64
0.9CM+CS	187.32	2.88	181.16	1.91
0.9CM-CS	181.16	-1.69	187.31	-2.66

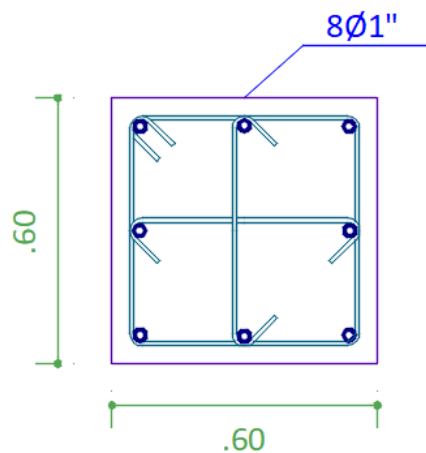


Figura 78. Distribución de aceros, CL – B4

La Figura 79 presenta el diagrama de interacción de la columna CL – B4, obtenido a partir de la sección y distribución de aceros esquematizados en la Figura 78 , observándose que los pares momento y carga axial actuantes se encuentran dentro de la curva de diseño, por tanto, la columna soportara dichas combinaciones de carga.

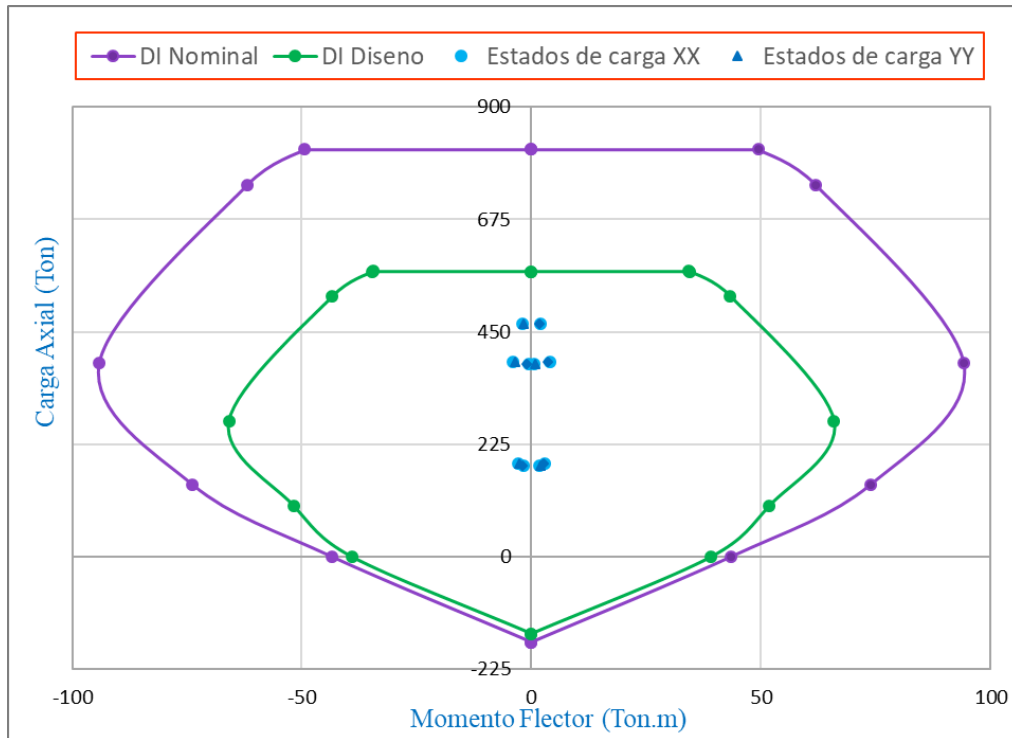


Figura 79. Diagrama de interacción de la columna CL – B4 en el sentido XX y YY

9.2 DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

El cálculo de la fuerza cortante de diseño V_u para columnas, siguen las disposiciones del artículo 21.4.5.3 al 21.4.5.5 de la Norma E.060 (2009), ver Figura 80. La fuerza cortante de diseño no puede ser menor al menor obtenido del Caso A (Ver Figura 81) y Caso B: Fuerza cortante máxima obtenida de la combinación de cargas con un factor de amplificación de 2.5 para carga de sismo. (Ver Figura 82)

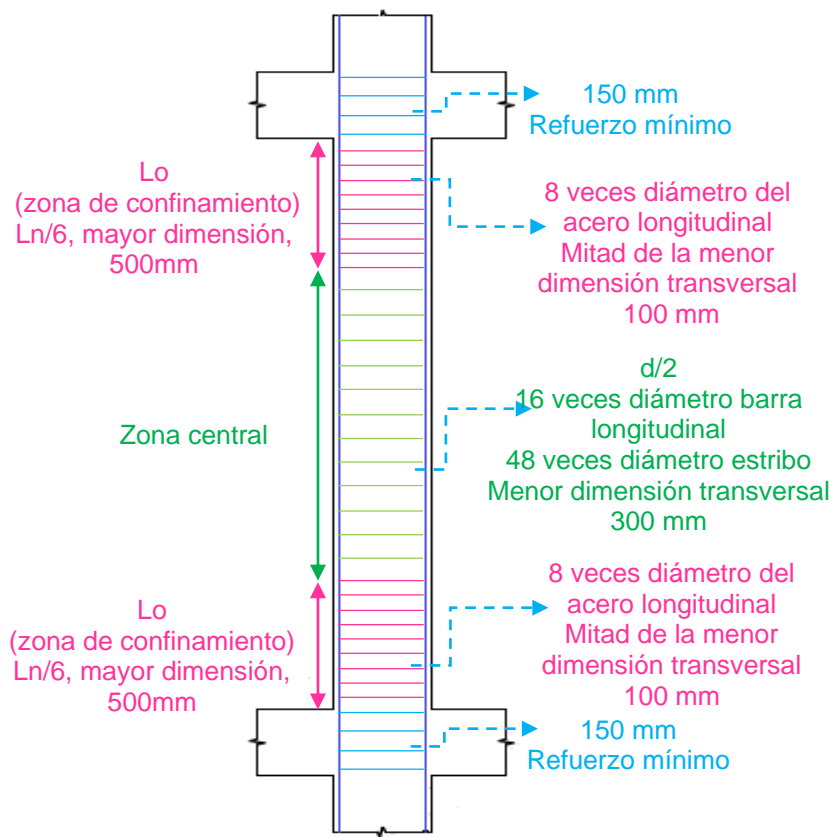


Figura 80. Requerimiento de estribos en columnas
 Nota. Adaptado de la Norma E.060, "Concreto Armado". Perú, 2009

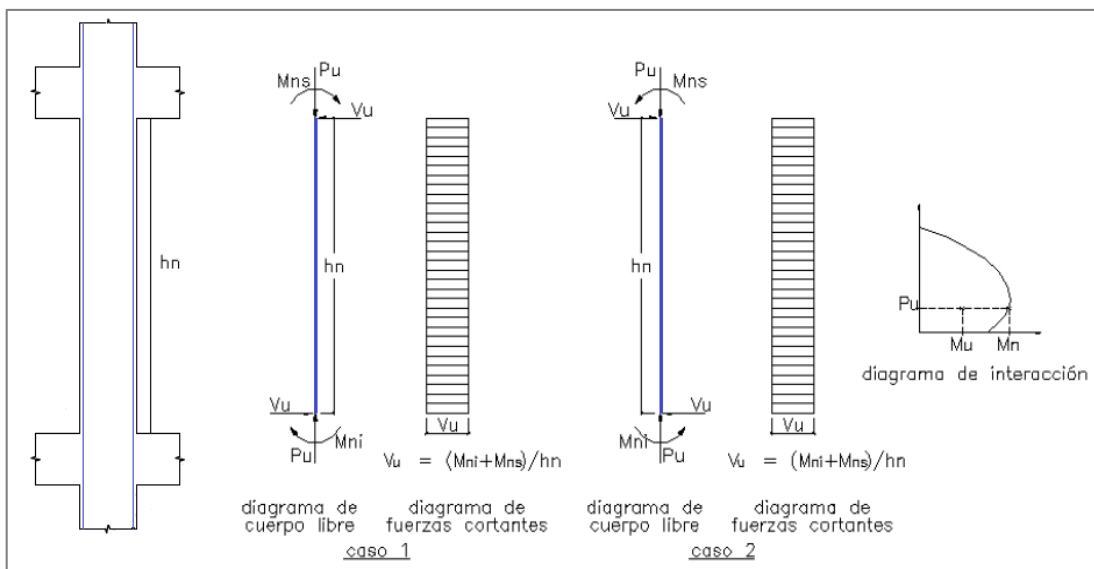


Figura 81. Fuerza cortante de diseño en columnas
 Nota. Adaptado de la Norma E.060, "Concreto Armado". Perú, 2009

La Figura 82 presenta la envolvente de fuerzas cortantes de la columna CL – B4, y la Tabla 77 y Tabla 78 resumen el diseño por fuerza cortante de la columna en mención.

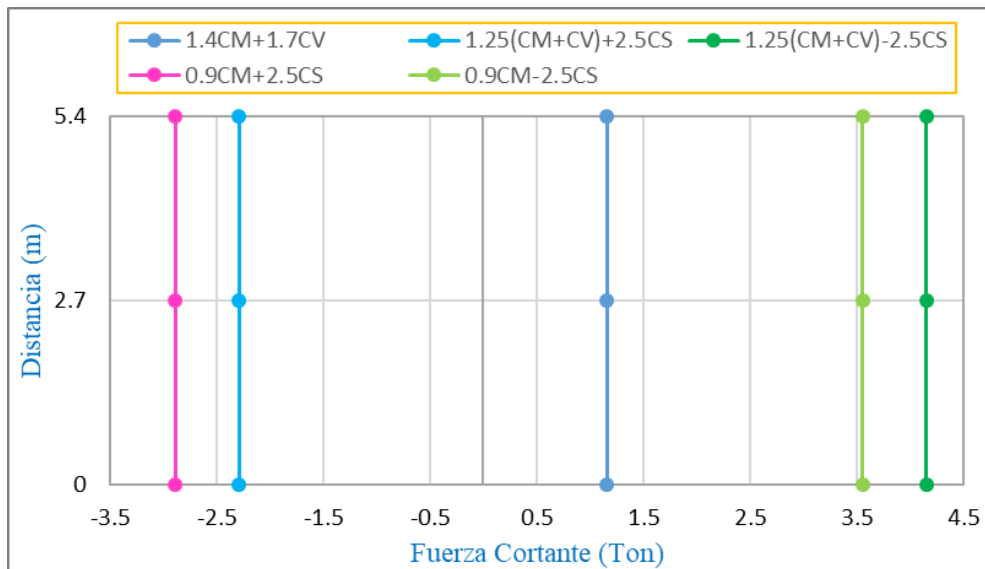


Figura 82. Envolvente de fuerzas cortantes de la columna CL – B4

Tabla 77. Diseño por fuerza cortante empleando el método de la resistencia

CL - B4	Pu (Ton)	Vu (Ton)	ϕV_c (Ton)	Vs (Ton)	S req (m)
1.4CM+1.7CV	465.78	1.16	40.70	-	0.30
1.25(CM+CV)+2.5CS	395.34	2.29	37.74	-	0.30
1.25(CM+CV)-2.5CS	379.94	4.15	37.10	-	0.30
0.9CM+2.5CS	191.94	2.89	29.21	-	0.30
0.9CM-2.5CS	176.54	3.55	28.56	-	0.30

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f_c} \left(1 + \frac{Nu}{140 Ag} \right) b w d; V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c; s = \frac{Av f_y d}{Vs}$$

Tabla 78. Diseño por fuerza cortante empleando el método de capacidad

CL - B4	Pu (Ton)	Mn (Ton)	Vu (Ton)	ϕV_c (Ton)	Vs (Ton)	S req (m)
1.4CM+1.7CV	465.78	90.31	48.17	40.70	8.79	0.55
1.25(CM+CV)+CS	390.72	93.98	50.12	37.55	14.79	0.33
1.25(CM+CV)-CS	384.56	94.06	50.17	37.29	15.15	0.32
0.9CM+CS	187.32	79.94	42.63	29.01	16.02	0.30
0.9CM-CS	181.16	79.26	42.27	28.75	15.90	0.30

$$Vu = \frac{Mni + Mns}{hn}; \phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f_c} \left(1 + \frac{Nu}{140 Ag} \right) b w d; V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c; s = \frac{Av f_y d}{Vs}$$

De acuerdo a los resultados de la Tabla 77 y Tabla 78, se determinan los espaciamientos mínimos de los estribos de la columna CL – B4, establecidos del artículo 21.4.5.3 al 21.4.5.5 de la Norma E.060 (2009).

Tabla 79. Distribución de estribos de la columna CL – B4

CL - B4	Longitud (m)	S (m)
Zona de confinamiento	0.65	0.10
Zona central	2.50	0.30
Zona de nudos	0.70	0.15

Entonces se emplean estribos de 3/8 con la siguiente distribución: 1 @ 0.05, 6 @ 0.10 a partir de cada extremo, donde las uniones pueden ser vigas o zapatas y R @ 0.30. En las uniones se colocarán estribos de 3/8 @ 0.15.

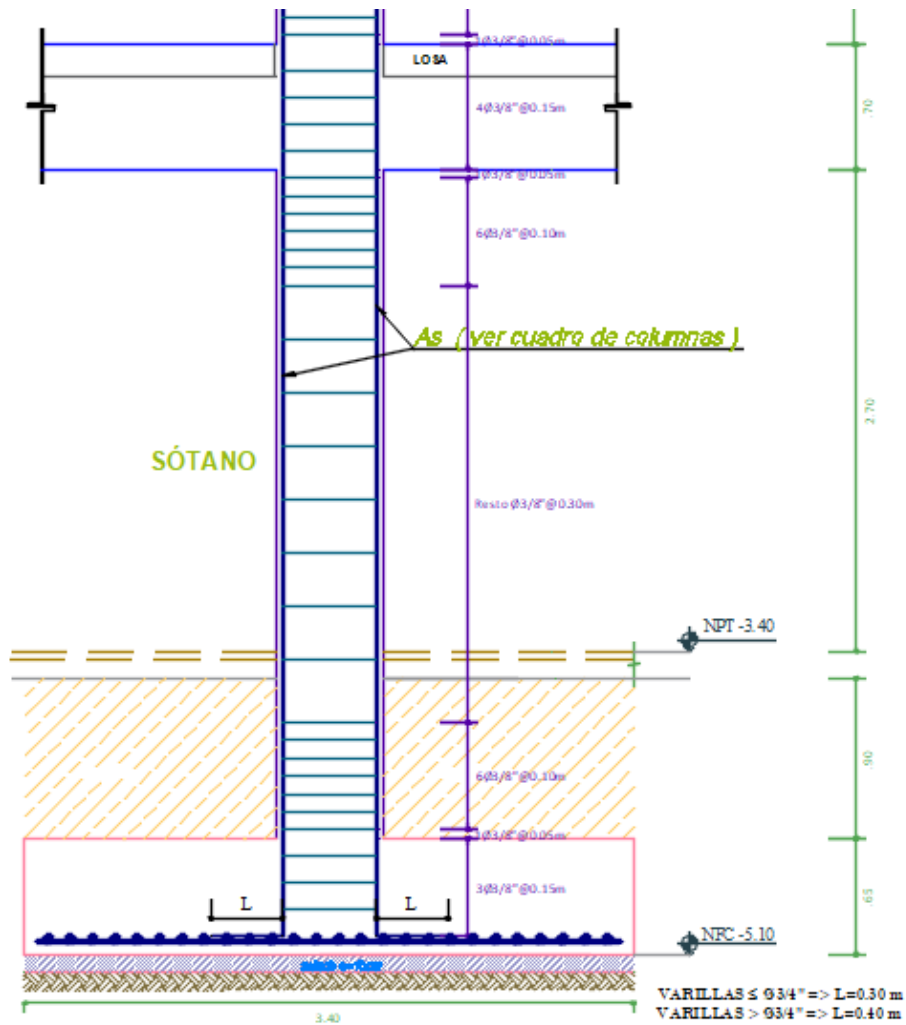


Figura 83. Distribución de estribos, CL – B4

CAPÍTULO X

DISEÑO DE MUROS DE CORTE

El presente capítulo contempla el diseño por flexo compresión y cortante de los muros de corte, en base a las recomendaciones de la Norma E.060 (2009), artículo 21.9.

10.1 DISEÑO POR FLEXO COMPRESIÓN

Los muros de corte se diseñan en función a su esbeltez. Si un muro es esbelto ($H/L > 1$), se aplican las hipótesis del diseño por flexión y carga axial, contemplados en el artículo 10.2 de la Norma E.060 (2009), de lo contrario, su diseño se asemeja a la de las vigas pared. (Blanco, 1994)

Los muros de corte empleados en la edificación son esbeltos, por lo tanto, para su diseño por flexo compresión, se determina sus elementos de borde, así como el acero requerido en los mismos como en toda la longitud restante del muro. A partir de la distribución propuesta se elabora el diagrama de interacción y se evalúa que los pares actuantes P_u , M_u , de las combinaciones de carga, se encuentren dentro del diagrama de diseño. Así mismo, el diseño obedece las disposiciones del artículo 21.9.6 de la Norma E.060 (2009).

Para estimar el área del refuerzo en los elementos de borde, se emplea la siguiente expresión, obtenida de Blanco (1994), donde el parámetro z se toma como $0.9 l_m$ (l_m ,

longitud del muro): $A_s = M_u / \phi F_y z$. El refuerzo longitudinal vertical se estima a partir de las recomendaciones del artículo 21.9.4.1 de la Norma, resumido en la Tabla 80.

Tabla 80. Refuerzo longitudinal distribuido en muros

Condición	ρ horizontal	ρ vertical	S max
$V_u \leq 0.27 \sqrt{f'_c} A_c w$	≥ 0.0020	≥ 0.0015	3 veces espesor del muro o 400 mm
$V_u > 0.27 \sqrt{f'_c} A_c w$	≥ 0.0025	≥ 0.0025	3 veces espesor del muro o 400 mm

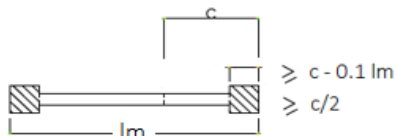
Nota. Adaptado de la Norma E.060, "Concreto Armado". Perú, 2009

Los elementos de borde siguen las recomendaciones del artículo 21.9.7.6 y su confinamiento depende del artículo 21.9.7.4 de la Norma E.060 (2009). La Figura 84 esquematiza lo dicho anteriormente.

Se requieren elementos de borde si la profundidad del eje neutro en compresión supera:

$$c \geq \frac{\ell_m}{600 (\delta u / h_m)} ; \delta u / h_m \geq 0.005$$

Extensión del elemento de borde:



Extensión vertical del refuerzo de elementos de borde confinados:

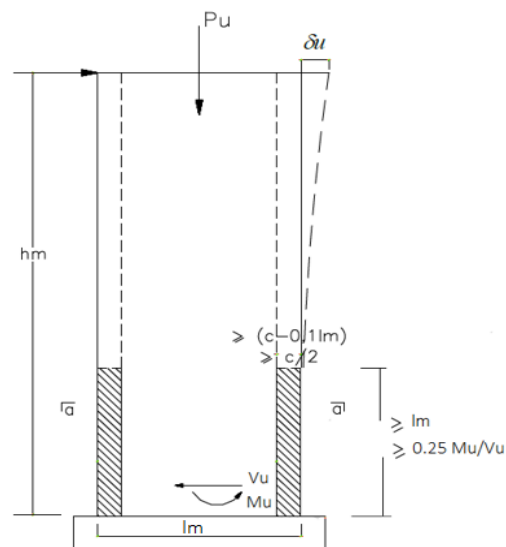


Figura 84. Elementos de borde confinados en muros
Nota. Adaptado de la Norma E.060, "Concreto Armado". Perú, 2009

Cuando no se requieran elementos de borde confinados, se emplearán las recomendaciones del artículo 21.9.7.7 de la Norma E.060 (2009), colocando el refuerzo transversal a no más de 250 mm.

La Tabla 81 muestra las combinaciones de carga del muro de corte PL – A5 en la dirección XX y YY.

Tabla 81. Combinaciones de cargas del muro de corte PL – A5 en la dirección XX y YY

PL - A5	Dirección XX		Dirección YY	
	Pu (Ton)	Mu (Ton.m)	Pu (Ton)	Mu (Ton.m)
1.4CM+1.7CV	236.45	-14.93	236.45	14.66
1.25(CM+CV)+CS	140.41	654.67	265.42	679.82
1.25(CM+CV)-CS	265.35	-679.19	140.34	-655.81
0.9CM+CS	55.94	661.69	180.95	672.81
0.9CM-CS	180.87	-672.17	55.86	-662.82

La Tabla 82 resume el diseño por flexo compresión de la placa PL – A5 en la dirección XX y YY, de donde se concluye que los elementos de borde de la misma, tienen una profundidad de 0.70 m y requieren de confinamiento, para lo cual se emplea estribos de 3/8 @ 0.10 m, distribuidos en toda la altura del primer piso, a partir del segundo piso se colocan estribos de 3/8 @ 0.25 m. La Figura 86 y Figura 87 muestran los diagramas de interacción de la placa en mención y la Figura 85 presenta el detalle de la misma.

Tabla 82. Diseño por flexo compresión del muro de corte PL – A5 en la dirección XX y YY

Parámetro		Dirección XX	Dirección YY
Altura total - hm (m)		18.45	18.45
Espesor - b (m)		0.35	0.35
Longitud - lm (m)		3.00	3.00
Desplazamiento lateral inelástico - du (m)		0.0796	0.0800
Profundidad máxima del eje neutro (m)		1.00	1.00
Profundidad del eje neutro para Pu (m)		1.00	1.00
Requiere confinamiento		SI	SI
Longitud del elemento de borde (m)	$c-0.1 lm$	0.70	0.70
	$c/2$	0.50	0.50
Mu (Ton.m)		679.19	679.82
As requerido en el elemento de borde (cm ²)	$Mu/\phi Fy 0.9lm$	66.55	66.61
As mínimo vertical (cm ²)		8.75	8.75
		3/8 @ 0.15	3/8 @ 0.15
Extensión del confinamiento (m)	lm	3.00	3.00
	$Mu/4Vu$	1.42	1.42
S max (m) E.060 (21.9.7.6)	$10 dbf$	0.254	0.254
	Menor dimensión del elemento de borde	0.350	0.350
	0.25	0.250	0.250
S max (m) ACI 318-14 (18.7.5.3)	Menor dimensión del elemento de borde/3	0.100	0.100
	$6 dbf$	0.150	0.150
	$0.1+(0.35-hx)/3$ (> 0.10 y < 0.15)	0.100	0.100

Nota. hx representa la distancia entre ramas del estribo.

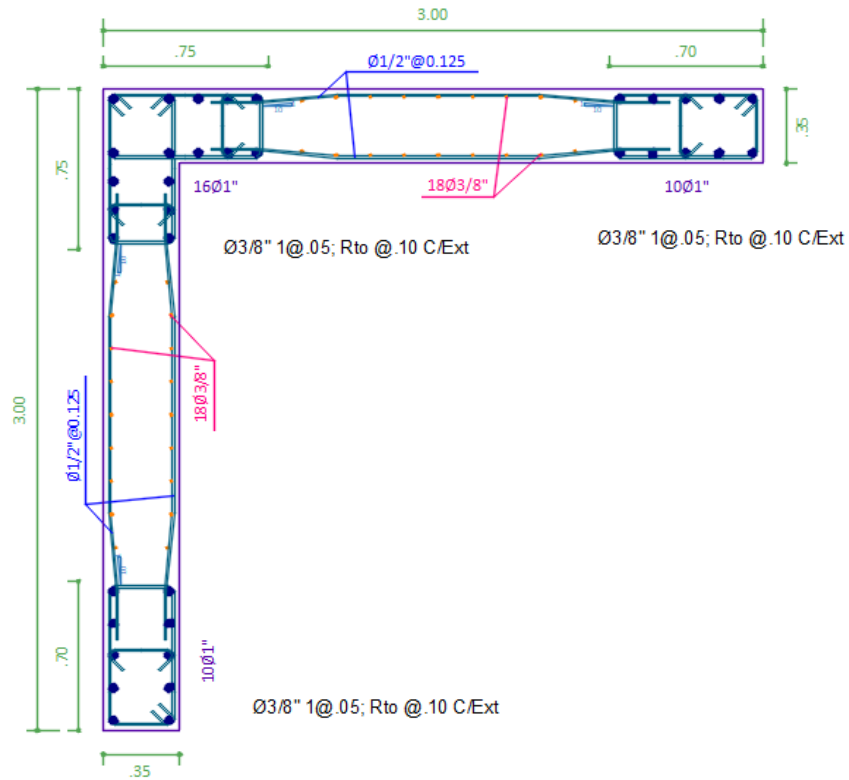


Figura 85. Distribución de aceros, PL – A5

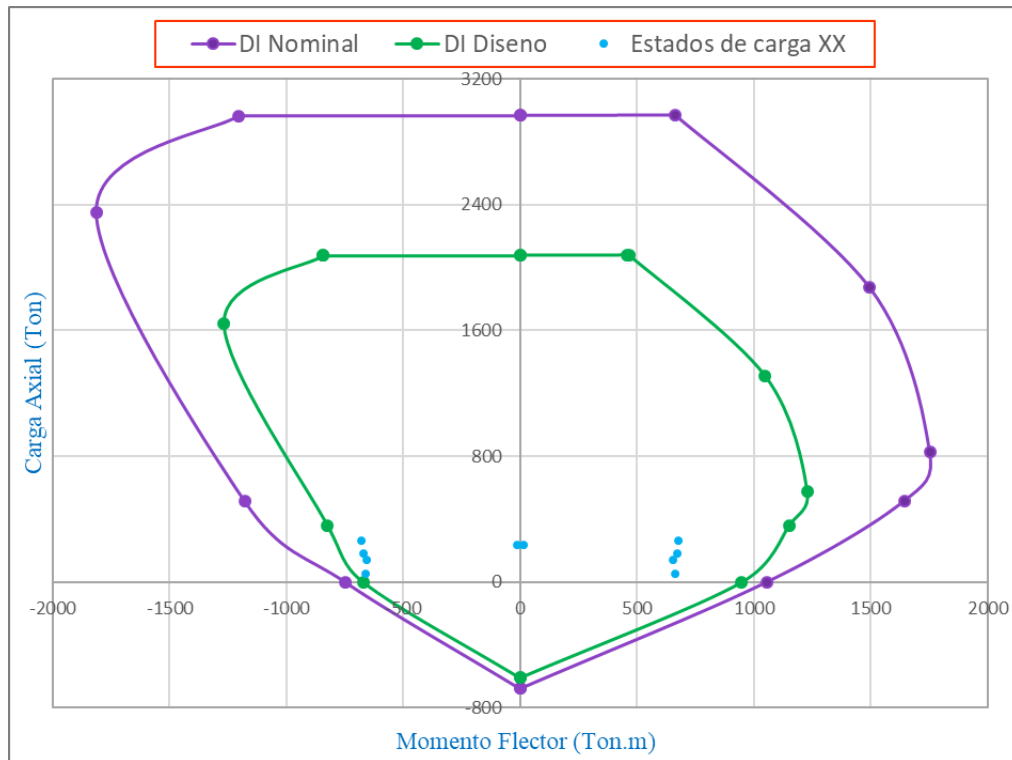


Figura 86. Diagrama de interacción del muro de corte PL – A5 en la dirección XX

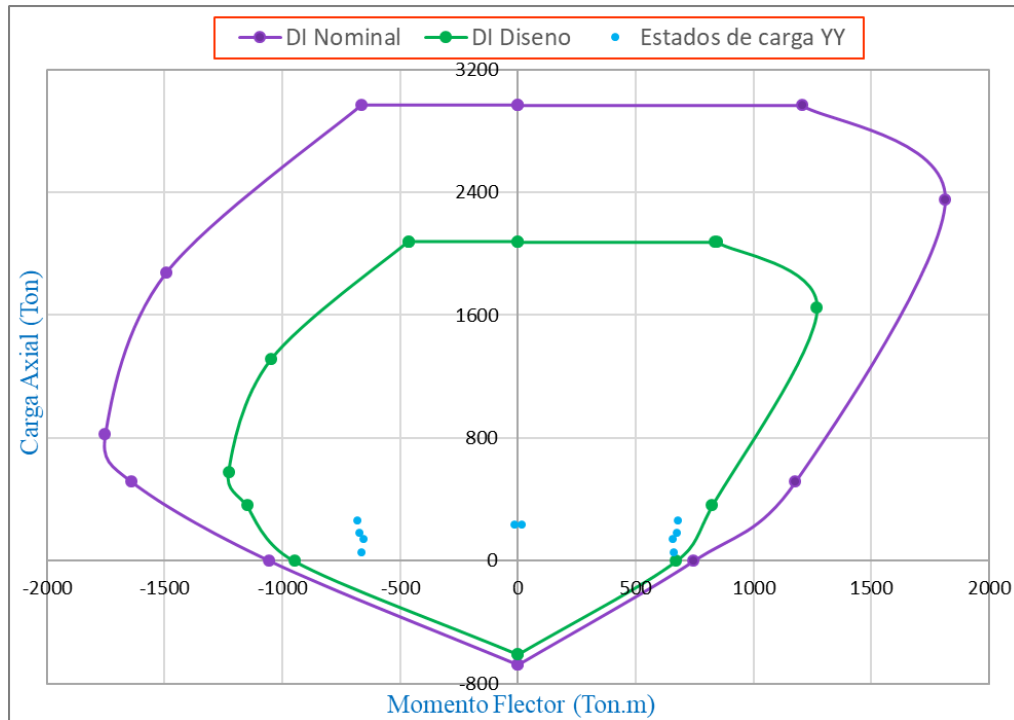


Figura 87. Diagrama de interacción del muro de corte PL – A5 en la dirección YY

10.2 DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

El diseño por corte de un muro de corte se basa en proporcionar mayor resistencia por cortante que por flexión, para ello, la Norma E.060 (2009), en el artículo 21.9.5.3, establece que la cortante de diseño V_u , debe ajustarse en función de la capacidad a flexión instalada del muro. Entonces $V_u \geq V_{ua} (M_n/M_{ua})$, pero $M_n/M_{ua} \leq R$, donde V_{ua} y M_{ua} provienen de análisis estructural para cargas amplificadas, M_n representa en momento nominal resistente del muro con los aceros distribuidos para un determinado P_u , y R es el coeficiente de reducción sísmica.

Lo expresado anteriormente se limita a una altura cuyo valor sea el mayor entre: a) l_m , b) $M_u/4V_u$ y c) altura de los dos primeros pisos. La Tabla 83 y Tabla 84 resumen el diseño por fuerza cortante del muro de corte PL – A5 en la dirección XX y YY, para el primer piso, efectuado en función del artículo 11.10 de la Norma E.060 (2009). De ellas se determina que el refuerzo horizontal está constituido por aceros de $1/2 @ 0.125$ y acero vertical de $3/8 @ 0.15$, en dos capas, para ambas direcciones y para los dos primeros pisos.

Tabla 83. Diseño por fuerza cortante del muro de corte PL – A5 en la dirección XX

PL-A5 XX	Vua (Ton)	Mua (Ton.m)	Pu (Ton)	Mn (Ton.m)	Mn/ Mua	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Vn (Ton)	ph	Ash (cm2)	S (m)	pv
1.4CM+1.7CV	-11.34	-14.93	236.45	1371.65	5.10	57.8	73.37	-	-	0.0025	8.75	0.29	0.0025
1.25(CM+CV)+CS	101.15	654.67	140.41	1252.21	1.91	193.5	73.37	154.25	227.62	0.0035	12.24	0.21	0.0025
1.25(CM+CV)-CS	-119.91	-679.19	265.35	1405.38	2.07	248.1	73.37	218.54	291.91	0.0050	17.34	0.14	0.0025
0.9CM+CS	106.27	661.69	55.94	1138.61	1.72	182.9	73.37	141.76	215.13	0.0032	11.25	0.23	0.0025
0.9CM-CS	-114.79	-672.17	180.87	1303.83	1.94	222.7	73.37	188.60	261.96	0.0043	14.97	0.17	0.0025

$$V_c = 0.53\sqrt{f_c}Ac_w; Vu \geq V_u a \left(\frac{Mn}{Mua}\right); V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c; \rho_h = \frac{V_s}{Ac_w f_y}; \rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hm}{lm}\right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025; V_n \leq 2.6\sqrt{f_c} Ac_w = 395.61 \text{ Ton}$$

Tabla 84. Diseño por fuerza cortante del muro de corte PL – A5 en la dirección YY

PL-A5 YY	Vua (Ton)	Mua (Ton.m)	Pu (Ton)	Mn (Ton.m)	Mn/ Mua	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Vn (Ton)	ph	Ash (cm2)	S (m)	pv
1.4CM+1.7CV	11.25	14.66	236.45	-1372.15	5.10	57.4	73.36	-	-	0.0025	8.75	0.29	0.0025
1.25(CM+CV)+CS	120.00	679.82	265.42	-1405.86	2.07	248.2	73.36	218.60	291.96	0.0050	17.35	0.14	0.0025
1.25(CM+CV)-CS	-101.38	-655.81	140.34	-1253.09	1.91	193.7	73.36	154.54	227.89	0.0035	12.26	0.21	0.0025
0.9CM+CS	114.92	672.81	180.95	-1304.68	1.94	222.9	73.36	188.82	262.18	0.0043	14.99	0.17	0.0025
0.9CM-CS	-106.46	-662.82	55.86	-1139.97	1.72	183.1	73.36	142.05	215.41	0.0032	11.27	0.23	0.0025

$$V_c = 0.53\sqrt{f_c}Ac_w; Vu \geq V_u a \left(\frac{Mn}{Mua}\right); V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c; \rho_h = \frac{V_s}{Ac_w f_y}; \rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hm}{lm}\right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025; V_n \leq 2.6\sqrt{f_c} Ac_w = 395.61 \text{ Ton}$$

CAPÍTULO XI

DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

Del Estudio de Mecánica de Suelos, presentado en la Tabla 29, se resumen las siguientes propiedades del mismo; peso específico: 2.65 Ton/m^3 , capacidad portante: 3.24 kg/cm^2 y una profundidad mínima de cimentación de 1.20 m, medido desde el nivel de piso terminado del sótano. No obstante, los ascensores requieren una profundidad mínima de foso de 1.05 m, en ese sentido, se considera 1.70 m, como profundidad de la cimentación, medida desde el nivel de piso terminado del sótano.

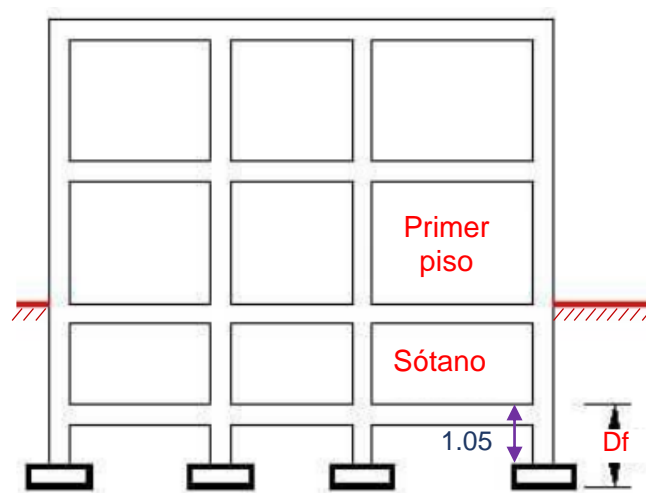


Figura 88. Profundidad de cimentación en zapatas bajo sótanos
Nota. Tomado de "Norma E.050 Suelos y Cimentaciones". Perú. 2006

11.1 PROPUESTAS DE CIMENTACIÓN

La edificación presenta placas o muros de corte perimetrales y columnas centrales, en tal sentido, se opta por emplear zapatas aisladas en las columnas centrales, debido a que trabajan en mayor porcentaje frente a cargas de gravedad que a cargas de sismo, por la presencia de las placas.

Por su parte, las placas están sometidas a cargas elevadas de sismo, debido a su gran rigidez, sumado a ello, la ubicación de las mismas, en el límite de propiedad, hace necesario considerar efectos de excentricidad entre el punto de aplicación de las cargas y el centro geométrico de la zapata.

La Figura 89 y Figura 90 muestran las propuestas consideradas para la cimentación, observándose que las zapatas aisladas se superponen en los ejes 3, 4, B y C. Por lo tanto, aprovechando que el muro de sótano actúa como una viga rígida de gran peralte, se opta por emplear una cimentación continua que soporte las cargas del muro de sótano y placas perimetrales, unida a las zapatas aisladas de las columnas centrales, mediante vigas de conexión, para absorber la excentricidad que no toma la cimentación continua en los ejes 3, 4, B y C.

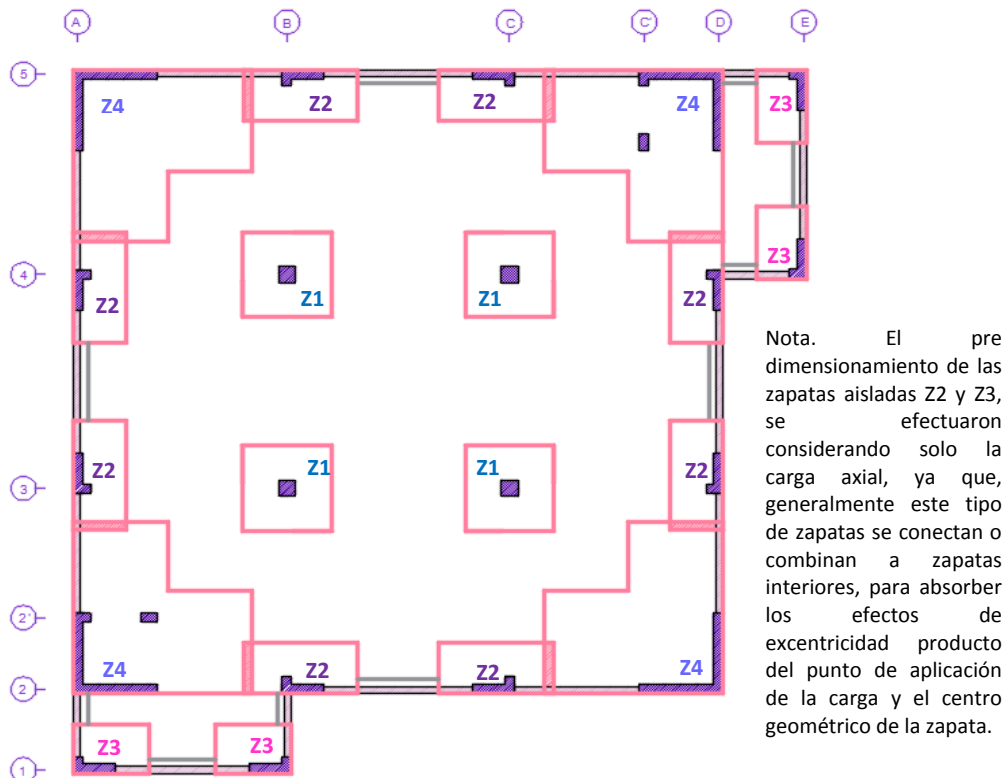


Figura 89. Zapatas aisladas

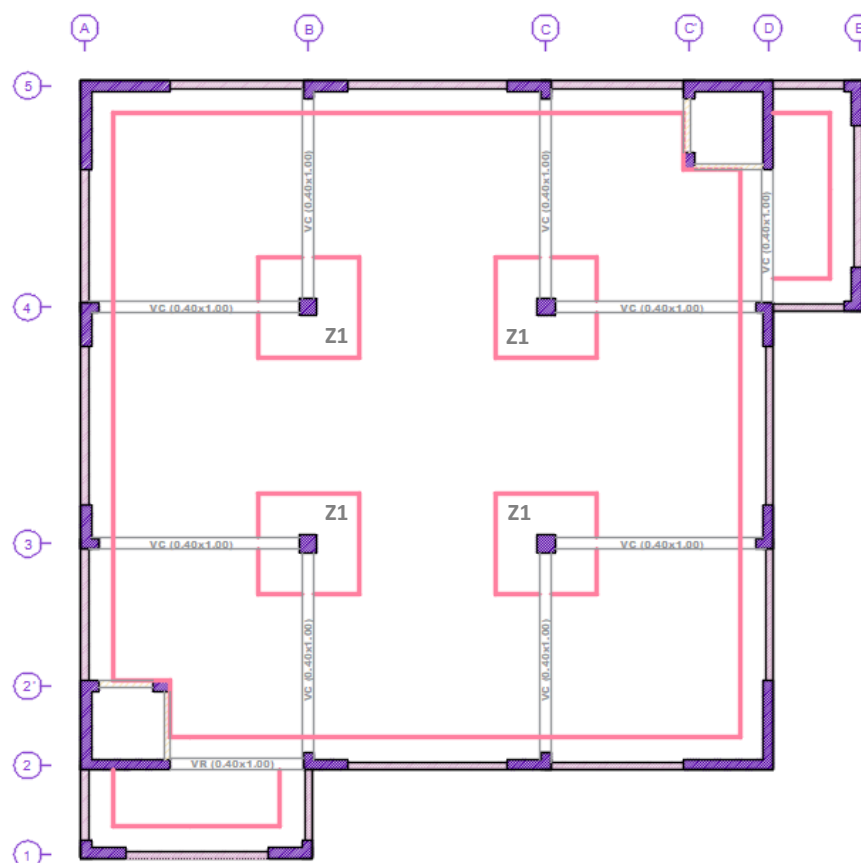


Figura 90. Cimentación continua unida a zapatas aisladas mediante vigas de conexión

11.2 DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

El diseño de la cimentación contempla las siguientes etapas, (Harmsen,2002):

1. Cálculo de la capacidad portante neta del suelo o presión admisible neta del suelo (q_{adn}) y dimensionamiento de la cimentación.
2. Cálculo de la presión actuante amplificada en el suelo (q_u).
3. Verificación de corte por punzonamiento y flexión.
4. Estimación del refuerzo por flexión.

El cálculo de la presión neta y presión actuante en el suelo, se determina a partir de las siguientes expresiones esquematizadas en la Figura 91.

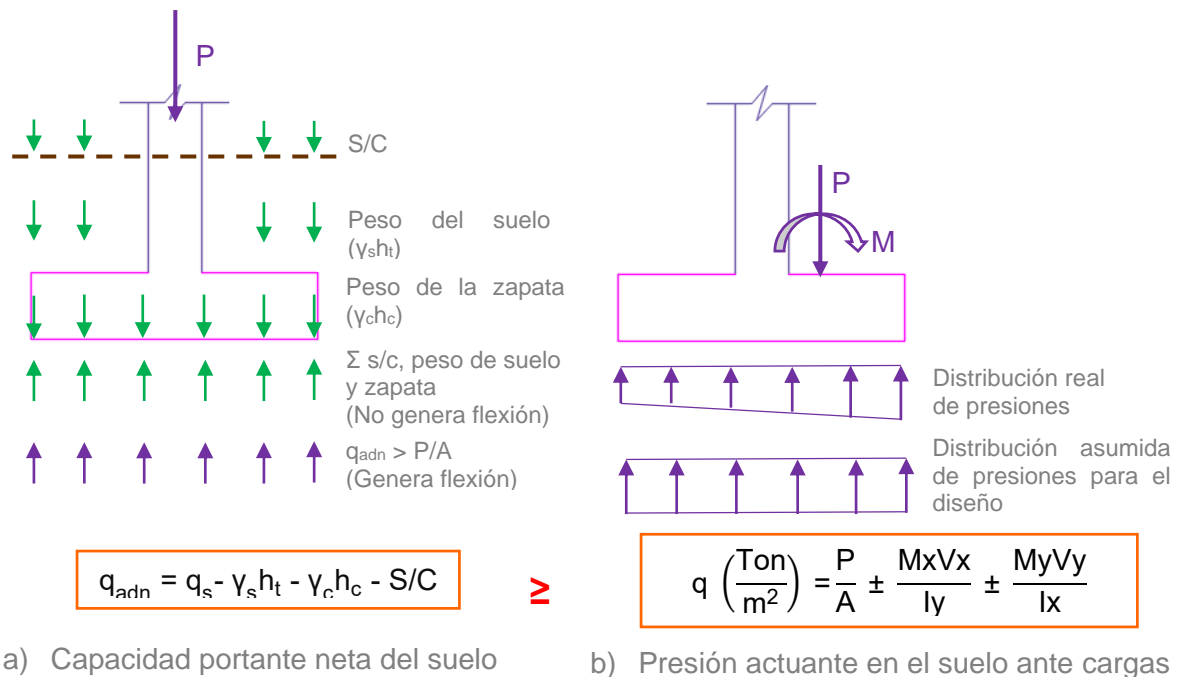


Figura 91. Presión del suelo ante cargas

Nota. Adaptado de “Diseño de Estructuras de Concreto Armado”, por T. Harsem. 2017

En la Figura 91, q_s , es la capacidad portante del suelo. γ_s , peso específico del suelo. h_t , altura del suelo sobre la zapata. γ_c , peso específico del concreto y h_c , peralte de la zapata. Seguidamente, se presenta el diseño de la zapata conectada a las columnas centrales, así como de la cimentación continua.

11.2.1 Cimentación Continua

11.2.1.1 Dimensionamiento

El área de la cimentación se determina dividiendo las cargas actuantes totales provenientes de la superestructura entre la capacidad portante del suelo. La Tabla 85 muestra la carga actuante total y el área requerida de cimentación.

Tabla 85. Área requerida de la cimentación continua

ELEMENTO	Pm (Ton)	Pv (Ton)	Ptotal (Ton)
PL-A1	53.18	8.65	61.82
PL-B1	63.18	16.22	79.40
PL-A2	180.95	44.81	225.76
PL-B2	126.39	52.80	179.18
PL-C2	118.91	48.45	167.36
PL-D2	165.80	40.93	206.73
PL-A3	132.03	40.48	172.51
PL-D3	118.98	48.46	167.44
PL-A4	129.90	48.14	178.04
PL-D4	126.34	54.67	181.00
PL-E4	63.22	16.27	79.49
PL-A5	170.82	40.30	211.12
PL-B5	125.07	48.12	173.19
PL-C5	132.56	40.47	173.03
PL-D5	180.57	32.41	212.99
PL-E5	52.64	8.64	61.29
CL-A'2'	57.20	18.50	75.70
CL-C'4'	57.88	18.50	76.38
Muro de sótano	478.57		478.57
Peso de la zapata	203.39		203.39
Peso del relleno	345.51		345.51
Sobrecarga		52.15	52.15
Losa	46.94		46.94
Total (Ton)			3808.99
Área de cimentación (m ²)			129.56

El área obtenida es tentativa y será evaluada en el punto 11.2.2.2, mediante la verificación de presiones en el suelo.

11.2.2.2 Verificación de Presiones en el Suelo

La Tabla 86 y Tabla 87 resumen el cálculo del centro de masas para las cargas actuantes y el centro geométrico de la cimentación, respectivamente, para poder considerar el efecto de la excentricidad entre estos dos puntos en el cálculo de presiones del suelo.

Tabla 86. Punto de aplicación de las cargas en la dirección XX

ELEMENTO	Pm + Pv (Ton)	Mcm (Ton.m)	Mcv (Ton.m)	Xcq (m)	Ptotal x Xcq + ΣM (Ton.m)
PL-A1	61.82	-0.81	-0.25	0.67	40.23
PL-B1	79.40	1.16	0.51	7.13	567.97
PL-A2	225.76	-2.07	-0.15	0.86	192.25
PL-B2	179.18	-0.35	-0.26	8.14	1458.45
PL-C2	167.36	0.73	0.52	15.16	2537.92
PL-D2	206.73	0.78	0.53	22.42	4636.57
PL-A3	172.51	-2.76	-1.45	0.22	33.38
PL-D3	167.44	2.42	1.73	23.08	3869.06
PL-A4	178.04	-2.58	-1.74	0.22	34.48
PL-D4	181.00	2.21	0.00	23.08	4180.09
PL-E4	79.49	0.21	0.12	26.08	2073.59
PL-A5	211.12	-1.14	-0.73	0.88	183.61
PL-B5	173.19	-0.86	-0.56	8.14	1408.84
PL-C5	173.03	0.78	0.75	15.16	2624.22
PL-D5	212.99	0.04	-0.09	22.34	4757.83
PL-E5	61.29	0.29	0.13	26.08	1598.91
CL-A'2'	75.70	-0.10	-0.09	2.70	204.19
CL-C'4'	76.38	0.81	0.32	20.48	1564.97
	2682.43	-1.96			31966.55
				Xcq (m)	11.92

Tabla 87. Punto de aplicación de las cargas en la dirección YY

ELEMENTO	Pm + Pv (Ton)	Mcm (Ton.m)	Mcv (Ton.m)	Ycq (m)	Ptotal x Ycq + ΣM (Ton.m)
PL-A1	61.82	-0.29	-0.13	0.22	13.06
PL-B1	79.40	-0.21	-0.13	0.22	16.97
PL-A2	225.76	-0.02	0.08	3.96	894.28
PL-B2	179.18	-2.20	-1.59	3.22	572.80
PL-C2	167.36	-2.41	-1.73	3.22	534.41
PL-D2	206.73	-0.72	-0.51	3.88	800.59
PL-A3	172.51	-0.97	-0.75	11.14	1920.52
PL-D3	167.44	-0.71	-0.51	11.14	1864.57
PL-A4	178.04	1.04	0.56	18.16	3234.26
PL-D4	181.00	0.37	0.26	18.16	3287.09
PL-E4	79.49	-1.14	-0.50	19.17	1522.01
PL-A5	211.12	1.16	0.70	25.42	5368.95
PL-B5	173.19	2.46	1.74	26.08	4521.35
PL-C5	173.03	2.83	1.45	26.08	4517.36
PL-D5	212.99	2.15	1.09	25.44	5421.29
PL-E5	61.29	0.83	0.25	25.63	1572.00
CL-A'2'	75.70	-0.80	-0.32	5.83	439.82
CL-C'4'	76.38	0.10	0.09	23.60	1802.72
	2682.43	1.56			38304.03
				Ycq (m)	14.28

La cimentación continua presenta las siguientes propiedades, resumidas en la Tabla 88 y esquematizada en la Figura 92.

Tabla 88. Propiedades geométricas de la cimentación continua

Parámetros	Valor
Área colocada (m ²)	130.38
I _x (m ⁴)	11893.42
I _y (m ⁴)	11893.42
X _{cg} (m)	12.22
Y _{cg} (m)	14.08

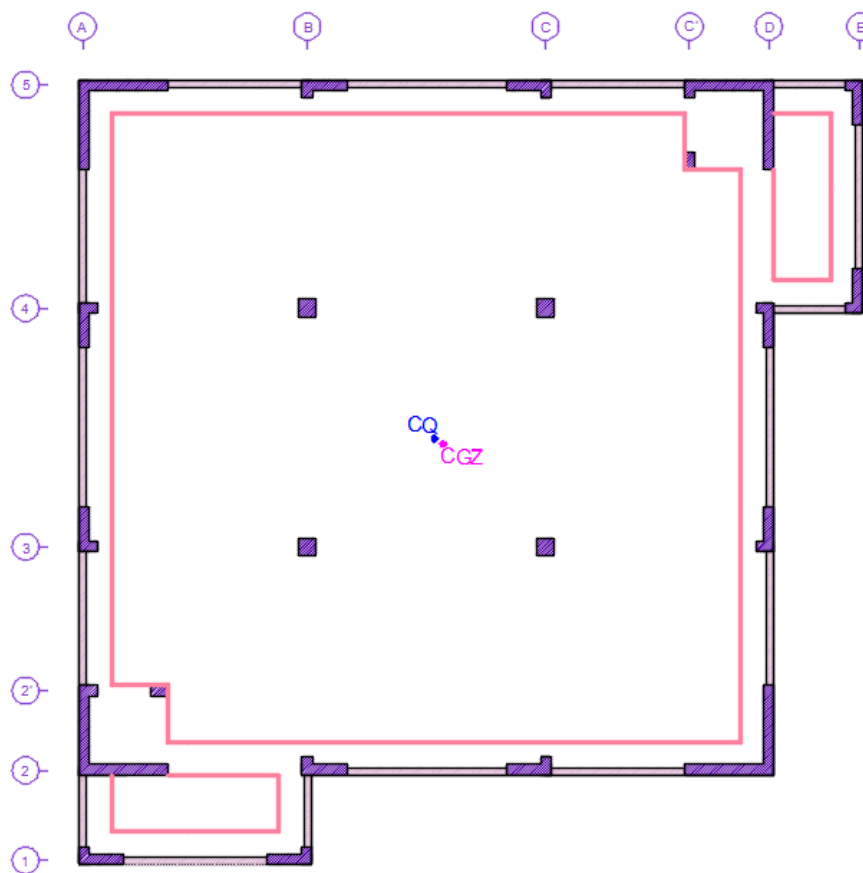


Figura 92. Centro de gravedad de la cimentación y centro de aplicación de las cargas

De la Figura 92 se determina una excentricidad en la dirección XX y YY de 0.31 m y 0.20 m, respectivamente, para cargas de gravedad. A partir de los resultados obtenidos y considerando los efectos del sismo se determinan las presiones en el suelo empleando la siguiente expresión.

$$q \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x V_x}{I_y} \pm \frac{M_y V_y}{I_x}$$

La Tabla 89 resumen los valores obtenidos de las presiones máximas en el suelo (q_{max}) para cargas de servicio, observándose que son menores a la capacidad admisible neta del mismo (27.83 Ton/m²). También se presentan las presiones últimas en el suelo ($q_{u_{max}}$), de las cuales se selecciona el mayor valor, 39.10 Ton/m², para el diseño de la cimentación continua.

Tabla 89. Resumen de presiones máximas en el suelo – Cimentación Continua

Consideraciones	Dirección XX		Dirección YY	
	q_{max} (Ton/m ²)	$q_{u_{max}}$ (Ton/m ²)	q_{max} (Ton/m ²)	$q_{u_{max}}$ (Ton/m ²)
Biaxial para cargas de gravedad	25.90	39.10	25.90	39.10
Biaxial para cargas de gravedad y de sismo	28.27	35.05	30.82	38.22
	30.74	38.12	28.78	35.69

11.2.1.2 Diseño de la Cimentación Continua

a) Losa de la cimentación continua

En el caso de la losa, el peralte se verifica por cortante y para permitir que los aceros de las columnas y muros de corte puedan anclar en la misma, por ello se obtiene un valor de 0.65 m. Así mismo, se considera acero longitudinal mínimo de 1/2 @ 0.30. La Figura 94 ilustra el diagrama de fuerza cortante y momento flector de la losa.

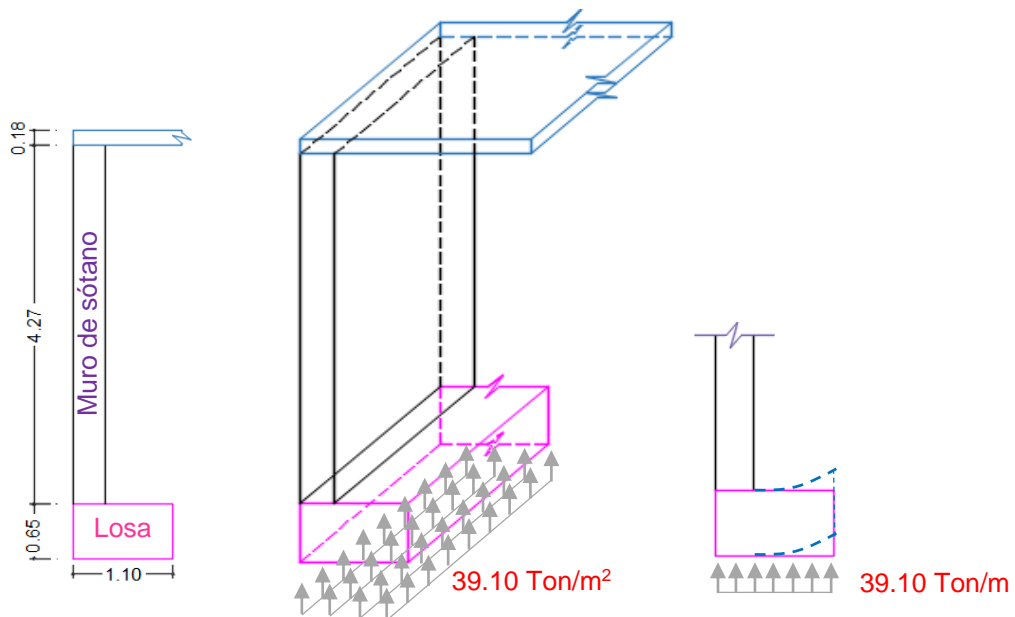


Figura 93. Carga actuante en la losa

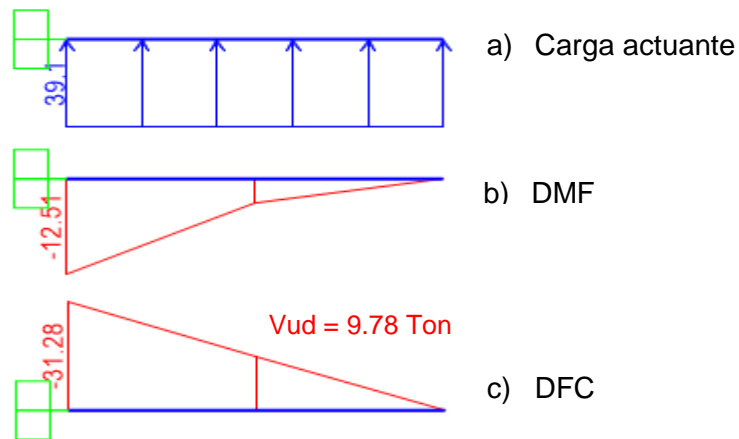


Figura 94. Diagrama de momento flector y fuerzas cortantes de la losa

Tabla 90. Diseño por flexión de la losa

Parámetro	Valor
Mu (Ton.m)	12.51
Fc (kg/cm ²)	280
Fy (kg/cm ²)	4200
Ancho (m)	1.10
Peralte (m)	0.65
ρ req	0.0013
ρ min	0.0018
ρ max	0.0160
As min (cm ²)	11.70
As req (cm ²)	7.11
4/3 As req (cm ²)	9.48
As col (cm ²)	5/8 @ .20

Tabla 91. Diseño por fuerza cortante de la losa

Parámetro	Valor
Peralte (m)	0.65
Vud (Ton)	9.78
∅Vc (Ton)	$\varnothing 0.53\sqrt{f_c} b d$
	41.46

b) Muro de sótano

El muro de sótano se comporta como una viga pared, debido a que la relación $H/L = 4.36/5.35 = 0.81$, es menor a la unidad. Por tanto, el diseño por flexión y corte toman en consideración las recomendaciones de Cueva (2005) y Harmsen (2017) para vigas pared, así como las de la Norma E.060 (2009).

El diseño por flexión y cortante obedece las recomendaciones de los artículos 10.7 y 10.8 de la Norma E.060 (2009). La Tabla 92 resumen el diseño por flexión y la Tabla 93 el diseño por cortante, dentro de las cuales se especifican las expresiones empleadas en los cálculos. La Figura 95 esquematiza los diagramas de momentos flectores y fuerza cortante del muro de sótano.

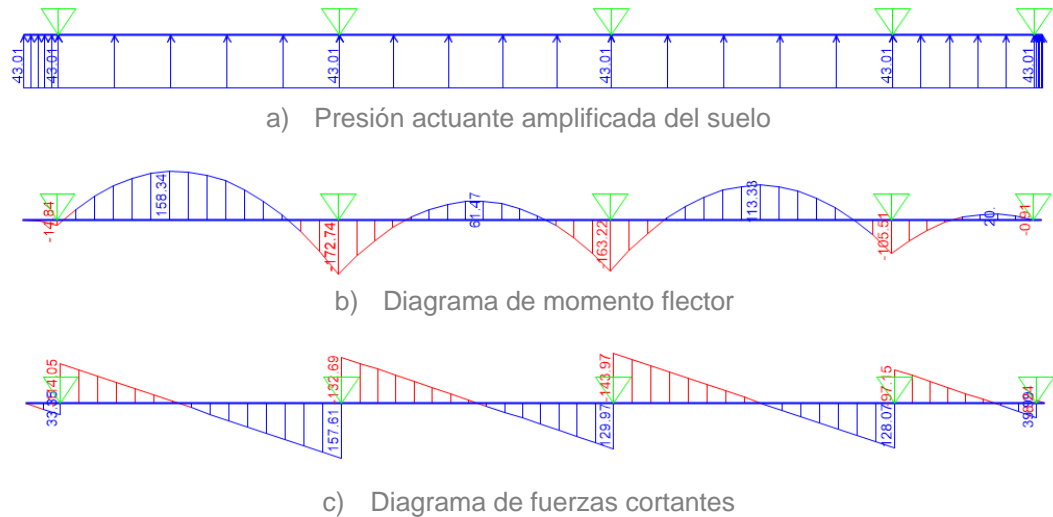


Figura 95. Diagrama de momento flector y fuerzas cortantes del muro de sótano, eje 5

Tabla 92. Diseño por flexión del muro de sótano como viga pared

Parámetro		M+	M+	M+	M-
Mu (Ton.m)		158.34	63.47	113.38	72.94
Ancho (m)		0.40	0.40	0.40	0.40
Luz ((m)		7.26	7.01	7.26	3.66
Peralte (m)		5.10	5.10	5.10	5.10
Relación luz/peralte		1.42	1.37	1.42	0.72
Brazo, z (m)	Si $l/h > 1$, $z = 0.6h$	3.06	3.06	3.06	1.83
	Si $l/h < 1$, $z = 0.6d$				
ϕ		0.90	0.90	0.90	0.90
As req. (cm ²)	$As = Mu / \phi f_y d$	13.69	5.49	9.80	10.54
As min. (cm ²)	$As = 0.7 \sqrt{f'_c} / f_y b d$	41.92	41.92	41.92	41.92
4/3 As req. (cm ²)		18.25	7.32	13.07	14.06
		6 ϕ 5/8+ 6 ϕ 1/2	3 ϕ 5/8+ 3 ϕ 1/2	5 ϕ 5/8+ 5 ϕ 1/2	5 ϕ 5/8+ 5 ϕ 1/2
Altura de distribución (m)	0.15 a 0.20 h	1.02	1.02	1.02	20% y 60%

Tabla 93. Diseño por fuerza cortante del muro de sótano

Parámetro	Valor
Peralte (m)	5.10
Ancho (m)	0.40
\emptyset	0.85
$\emptyset V_c$ (Ton)	152.88
V_u 0.15ln (Ton)	106.94
V_s req. (Ton)	-
V_n lim (Ton)	871.87
A_{sv} col. (cm ²)*	2.58
s_v (cm)*	20
A_{sh} col. (cm ²)*	2.58
s_h (cm)*	20
V_s cal (Ton)	271.44

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b w d, \quad V_s = V_u / \emptyset - V_c, \quad V_n = 2.6 \sqrt{f_c} b w d,$$

$$V_s = \left[\frac{A_{sv}}{s_v} \left(\frac{1 + \ln/d}{12} \right) + \frac{A_{sh}}{s_h} \left(\frac{11 - \ln/d}{12} \right) \right] f_y d$$

Los aceros verticales y horizontales, así como sus respectivos espaciamientos, se tomaron del diseño por empuje del suelo del muro de sótano, considerando la barra de menor diámetro. De la Tabla 92, Tabla 93 y Tabla 107 se observa que el diseño por empuje de suelo gobierna sobre el diseño por flexión y fuerza cortante.

Es importante mencionar que el muro de sótano transmite las cargas del empuje de suelo hacia sus apoyos, tal como se ilustra en la Figura 96, donde se observa que las cargas actuantes en la cimentación por efecto del muro de sótano, son contrarrestadas por la fricción en el suelo, el cual se determina del producto de la reacción o presión del suelo y el coeficiente de fricción entre el suelo y el concreto (μ). Según Harmsen (2017), para concreto o mampostería contra grava limpia, arena gruesa, $\mu = 0.45$. Entonces, la fricción en el suelo es $0.45 \times 39.10 \times 1.00 = 17.60$ Ton/m, valor superior a la fuerza actuante de 11.19 Ton (ver Tabla 104).

Los tipos de apoyos considerados en el muro de sótano se explican en el Capítulo XII, que dependen de la relación de rigideces entre el muro y sus apoyos, constituidos por la cimentación y la losa de entrepiso.

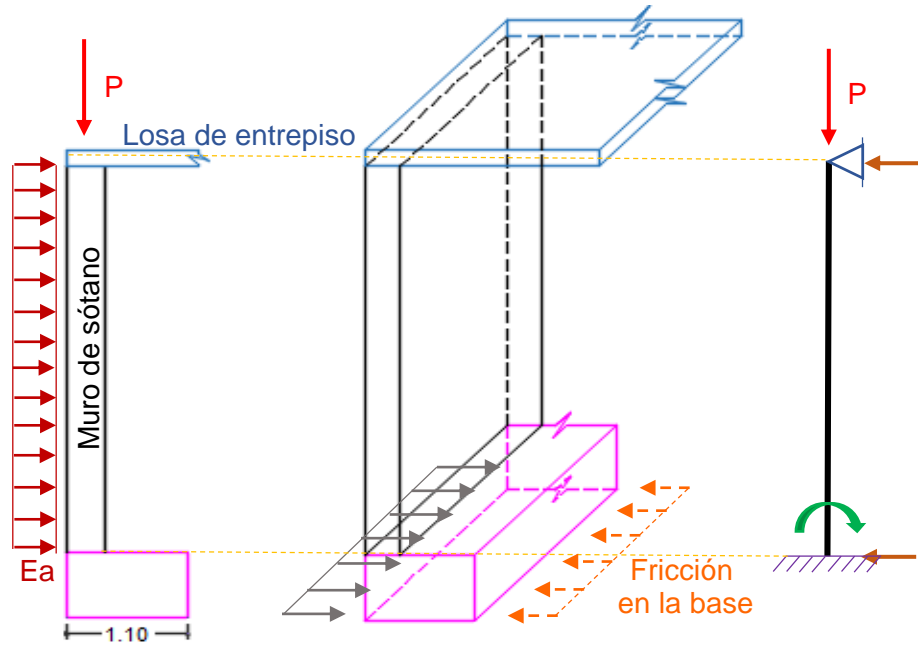


Figura 96. Cargas actuantes en la cimentación continua por efecto del empuje de suelo en el muro de sótano

Finalmente, la Figura 97 presenta el detalle del armado de la losa y muro de sótano de la cimentación continua.

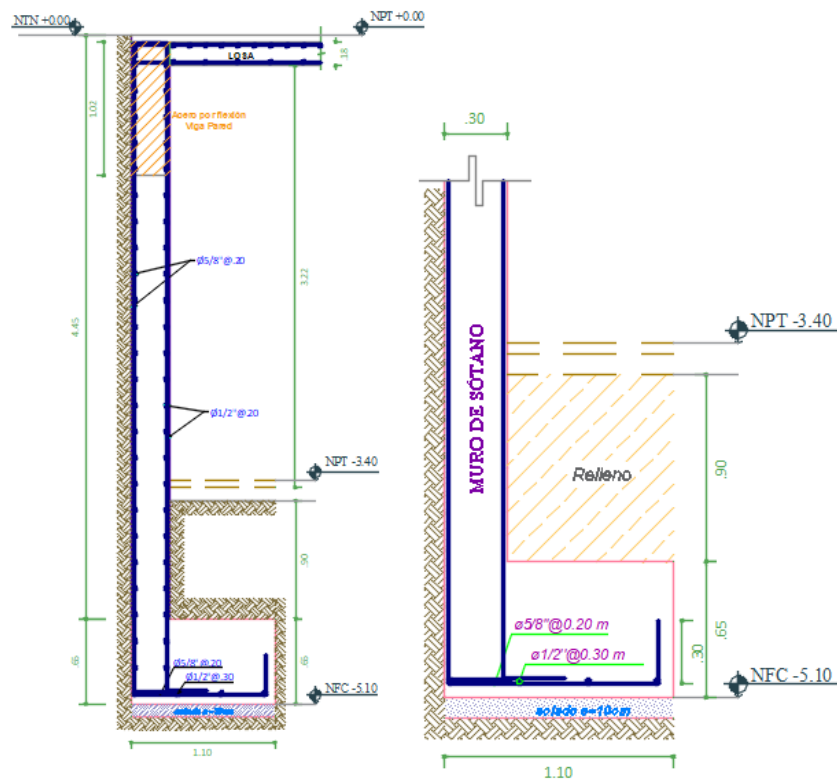


Figura 97. Detalle muro de sótano y losa

11.2.2 Cimentación continua conectada a zapatas aisladas

A modo de ejemplo se presenta el diseño de la zapata conectada del eje 4, que une la cimentación continua con la zapata aislada del muro de corte PL – A4 y de la columna CL – B4, respectivamente. (Ver Figura 98)

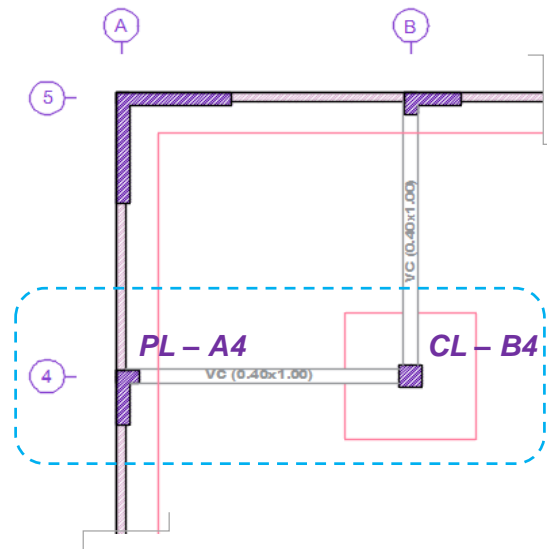


Figura 98. Zapata conectada, PL – A4 y CL – B4.

11.2.2.1 Dimensionamiento

La Tabla 94 presenta las cargas actuantes en el muro de corte PL – A4 y en la columna CL – B4, en estado de servicio para la dirección XX. A partir de estas y de la capacidad portante neta del suelo (27.83 Ton/m^2), se determina la dimensión de la zapata aislada, resultando 11.56 m^2 con sección de $3.4 \times 3.4 \text{ m}$.

Tabla 94. Estados de carga de la columna CL – B4, dirección XX

	PL - A4	CL B4
Pcm (Ton)	129.90	204.71
Pcv (Ton)	48.14	105.40
Ps (Ton)	-13.02	2.46
Mcm (Ton.m)	-2.58	0.66
Mcv (Ton.m)	-1.74	0.67
Ms (Ton.m)	2.57	1.83

La viga de conexión tendrá un peralte comprendido entre $L/7 \leq h \leq L/6$ y una base de $h/2 \leq b \leq 3h/4$ (Blanco,1994). Por consiguiente, la sección de viga es de 0.40×1.00 .

11.2.2.2 Verificación de Presiones en el Suelo

La Tabla 97 muestra las cargas actuantes en la viga de cimentación, a partir de la cual se determinan las presiones en el suelo empleando la siguiente expresión.

$$q \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x V_x}{I_y} \pm \frac{M_y V_y}{I_x}$$

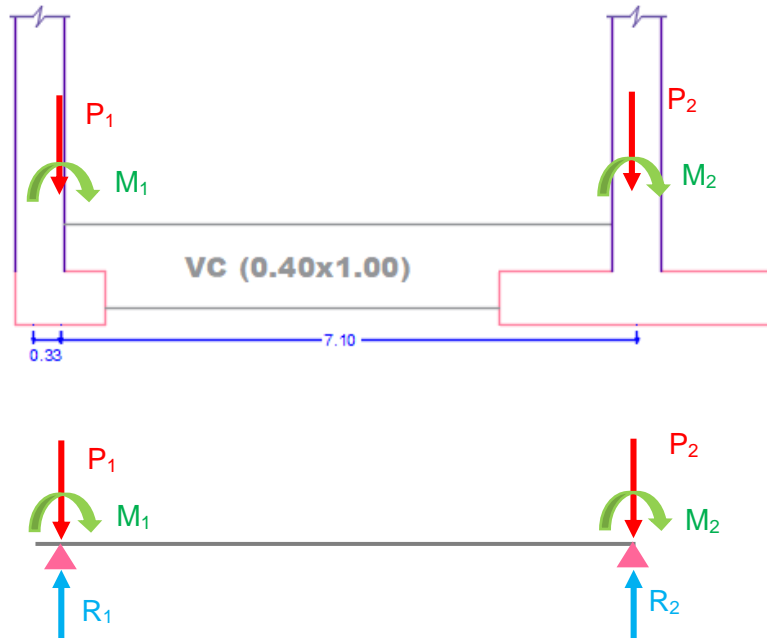


Figura 99. Representación de cargas actuantes en la zapata conectada

La Tabla 95 resumen los valores obtenidos de las presiones máximas en el suelo (q_{\max}) para cargas de servicio, observándose que son menores a la capacidad admisible neta del mismo. También se presentan las presiones últimas en el suelo ($q_{u\max}$), de las cuales se selecciona el mayor valor, 39.36 Ton/m², para el diseño de la zapata.

Tabla 95. Presiones máximas últimas en la zapata conectada

Consideraciones	q (Ton/m ²)		q _u (Ton/m ²)	
	PL - A4	CL - B4	PL - A4	CL - B4
Cargas de gravedad	25.89	26.07	39.10	39.36
Cargas de gravedad y sismo (momentos anti horarios)	23.92	26.39	29.66	32.72
Cargas de gravedad y sismo (momentos horarios)	27.87	25.75	34.56	31.93

11.2.2.3 Diseño de Zapata Aislada

Para el diseño de la zapata se determina primero el peralte de la misma, para ello, se efectúa el diseño por punzonamiento y cortante, y posteriormente por flexión.

a) Diseño por punzonamiento

La Figura 100 esquematiza la sección crítica por punzonamiento de la zapata representada por el área gris.

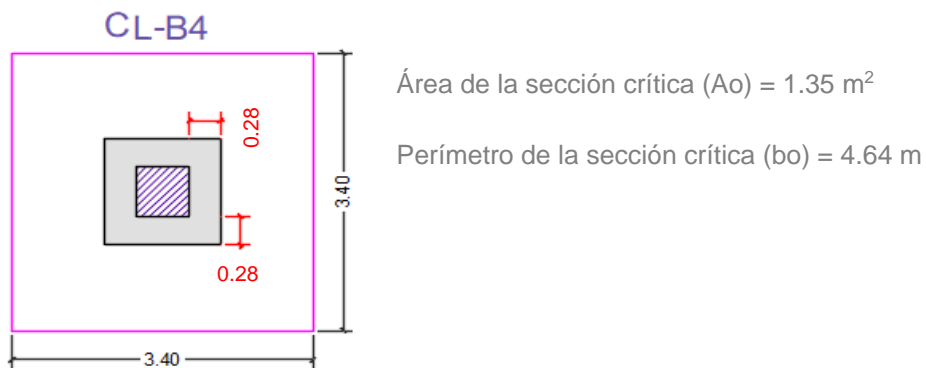


Figura 100. Sección crítica por punzonamiento

Tabla 96. Diseño por punzonamiento – Zapata Aislada

Parámetro	Valor
q_u (Ton/m ²)	39.36
Peralte (m)	0.65
A_o (m ²)	1.35
b_o (m)	4.64
Lado largo (m)	0.60
Lado corto (m)	0.60
β_c	1.00
Resistencia nominal al punzonamiento del concreto (V_c - Ton)	710.41
Resistencia nominal máxima al punzonamiento del concreto ($V_{c,max}$ - Ton)	479.42
Resistencia de diseño al punzonamiento del concreto (ϕV_c - Ton)	407.50
Cortante actuante por punzonamiento (V_u - Ton)	402.01

De la Tabla 96 se observa que $V_u < \phi V_c$, por tanto, el peralte de la zapata de 0.65 m es correcto.

b) Diseño por cortante

La Figura 101 esquematiza el cálculo de la cortante actuante, medido a una distancia d de la cara de apoyo, debido a que la zapata induce a compresión a la columna, producto de la reacción del suelo en la zapata. Por otro lado, la Tabla 97 resume el diseño por fuerza cortante y se observa que la cortante actuante es menor que la cortante resistente de diseño del concreto, en tanto, el peralte de la zapata es correcto.

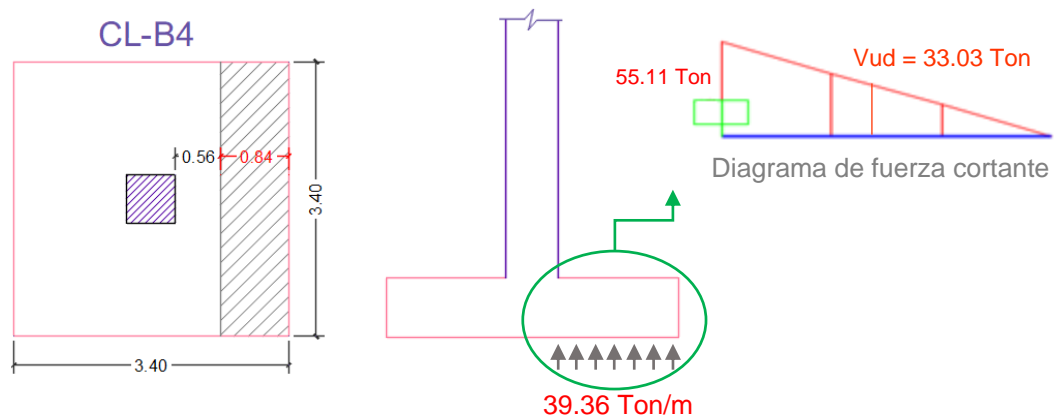


Figura 101. Cortante actuante en la zapata

Tabla 97. Diseño por fuerza cortante – Zapata Aislada

Parámetro	Valor
q_u (Ton/m ²)	39.36
c (m)	1.40
Peralte (m)	0.65
Resistencia de diseño al corte del concreto (ϕV_c - Ton)	42.28
Cortante actuante (V_u - Ton)	33.03

c) Diseño por flexión

La Figura 102 esquematiza el cálculo del momento actuante en la sección crítica de la zapata aislada y la Tabla 98 resume el diseño por flexión de la misma, obteniéndose una distribución de aceros de 3/4 @ .15, en ambas direcciones.

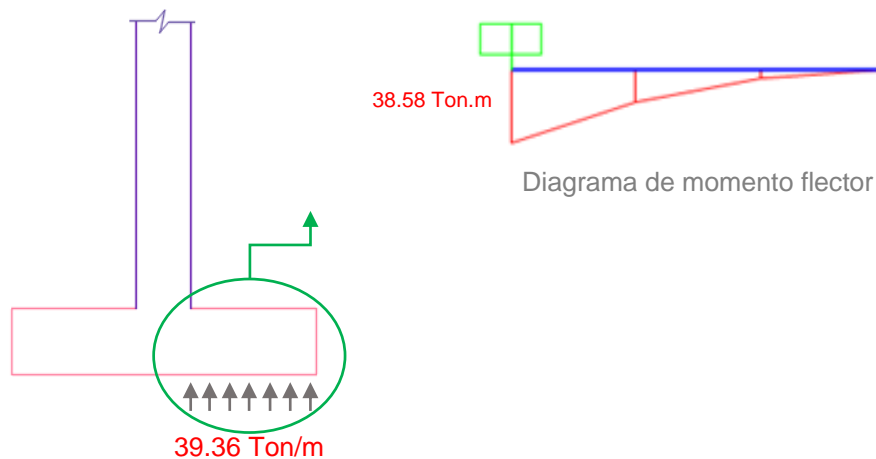


Figura 102. Momento actuante en la sección crítica de la zapata

Tabla 98. Diseño por flexión – Zapata Aislada

Parámetro	Valor
Peralte (m)	0.65
Ancho (m)	1.00
q_u (Ton/m ²)	39.36
f'_c (Kg/cm ²)	280
c (m)	1.40
M_u (Ton.m)	38.58
K_u	12.26
ρ_{req}	0.0033
ρ_{min}	0.0018
A_s min (cm ²)	11.70
A_s requerido (cm ²)	18.76
	Ø3/4" @0.15

11.2.2.4 Diseño de Viga de Conexión

Las vigas de conexión tienen una sección de 0.40 x 1.00, y conectan la cimentación continua con las zapatas aisladas. La Figura 103 y Figura 104 representan las envolventes de momento flector y fuerzas cortantes en la viga de conexión, del eje 4, y la Tabla 99 y Tabla 100 resumen el diseño de la misma.

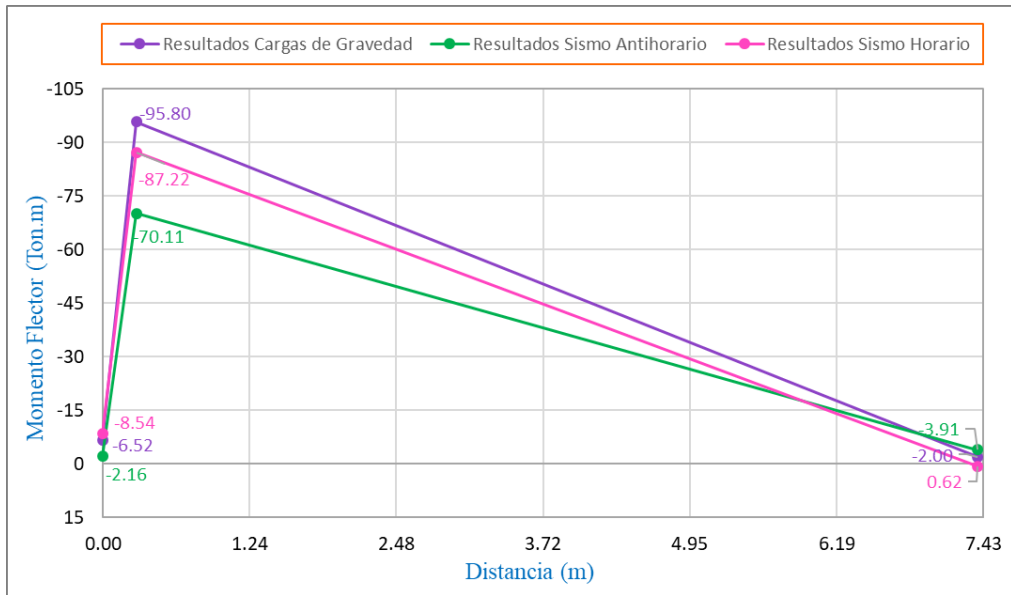


Figura 103. Diagrama de momentos flectores de viga de conexión – eje 4

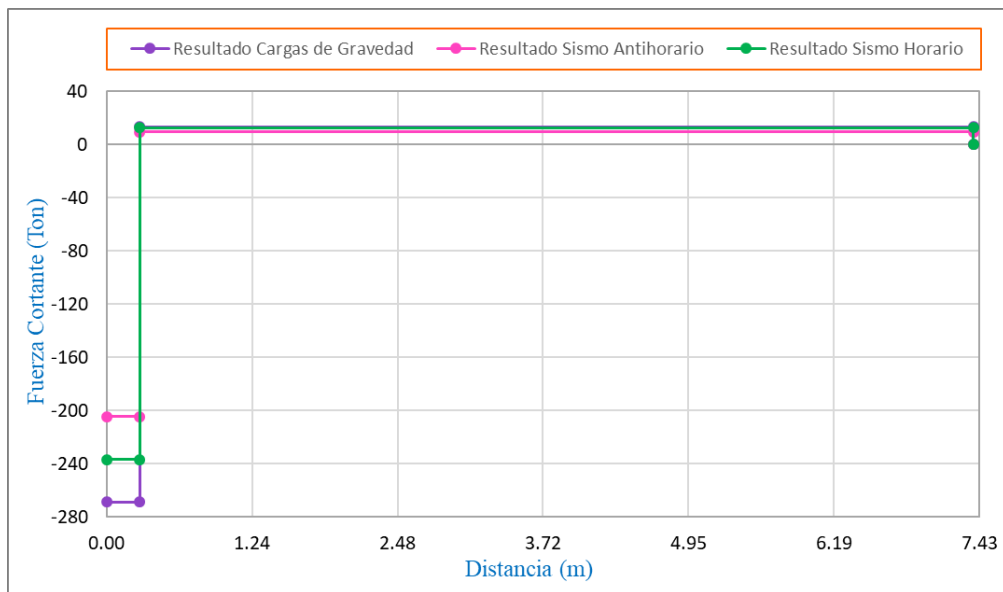


Figura 104. Diagrama de fuerzas cortantes en viga de conexión – eje 4

Tabla 99. Diseño por flexión de la viga de conexión – eje 4

	M+ max
Mu (ton.m)	95.798
Ancho (m)	0.40
Peralte (m)	1.00
Ku (kg/cm ²)	29.57
ρ req	0.0085
ρ min	0.0028
ρ max	0.0162
As min (cm ²)	10.08
As req (cm ²)	30.45
As col (cm ²)	6ø1

Tabla 100. Diseño por fuerza cortante de la viga de conexión – eje 4

Parámetro	Valor
Vu (Ton)	13.21
øVc (Ton)	27.14
Vs (Ton)	-
s min (cm)	30

Según la Norma E.060 (2009), artículo 9.9.6., para el control de fisuración de vigas con peralte mayor a 0.90 m, se debe colocar acero longitudinal a lo largo de las caras laterales de la misma, tal como se describe en la Figura 105, donde f_s es el esfuerzo en el acero principal de flexión, y se determina como $f_s = M_s/0.9 d$ As.

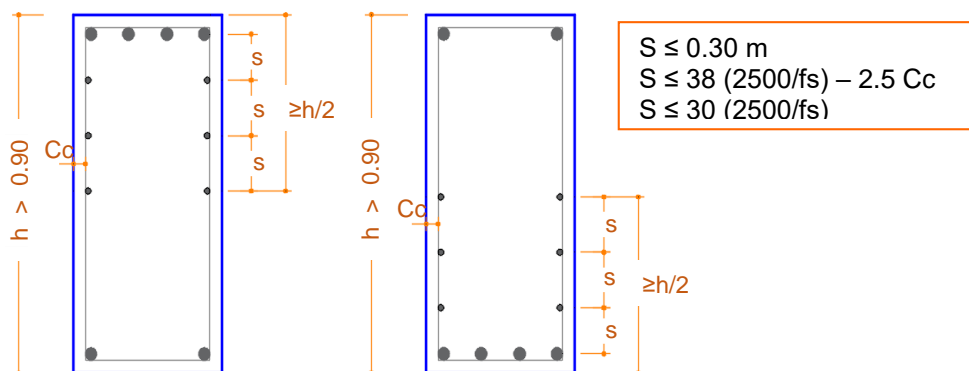


Figura 105. Refuerzo superficial en vigas con peralte mayor a 0.90 m
 Nota. Adaptado de la Norma E.060, "Concreto Armado". Perú, 2009

Para un $f_s = 63.44 \times 10^5 / (0.9 \times 95 \times 30.6) = 2424.80 \text{ kg/cm}^2$, y $C_c = 7.95 \text{ cm}$, se escoge el menor entre $s = 0.30 \text{ m}$, $s = 0.175 \text{ m}$ y $s = 0.35 \text{ m}$. Por consiguiente, se coloca aceros de $3/8 @ 0.175 \text{ m}$ en las caras laterales de la viga de conexión.

La Figura 106, Figura 107 y Figura 108 presentan el detalle de la zapata conectada (planta y elevación) y de la viga de conexión.

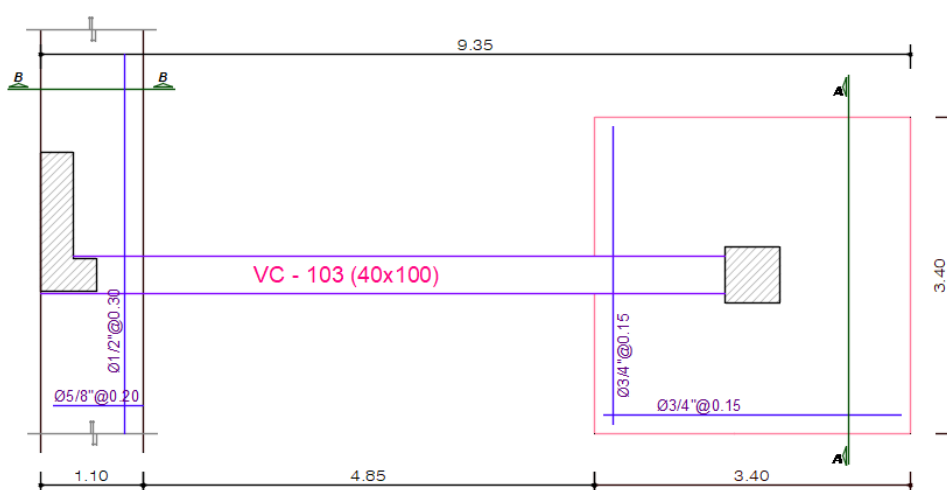


Figura 106. Zapata conectada, vista en planta

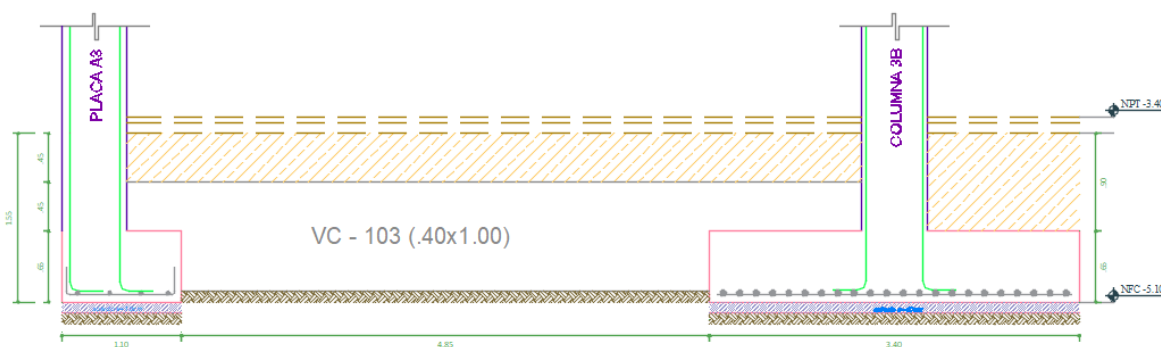
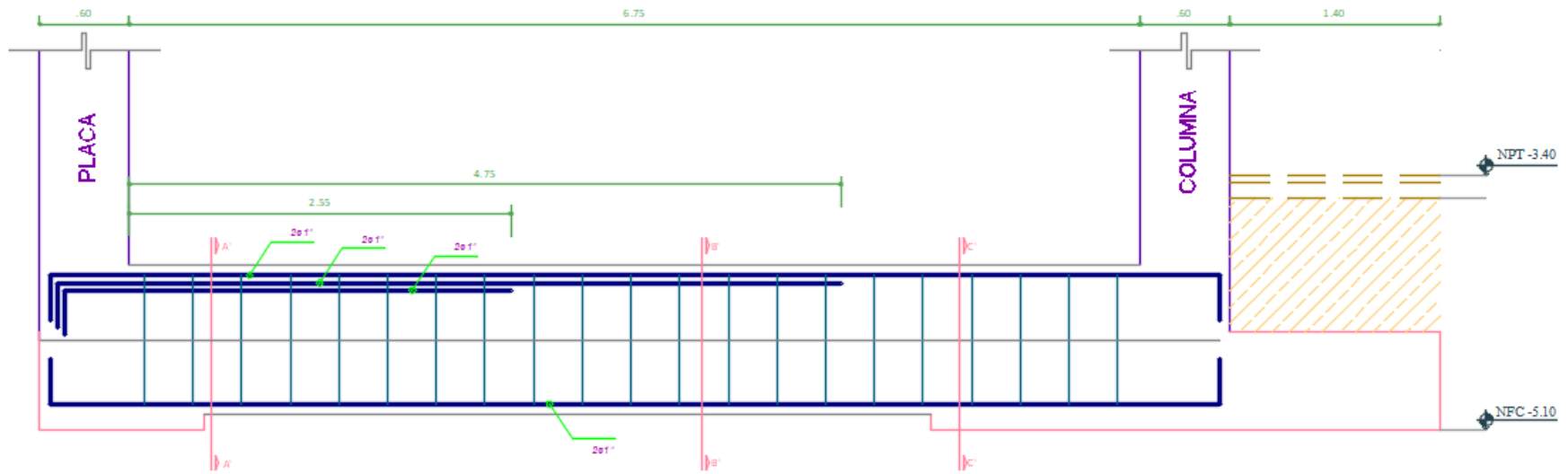
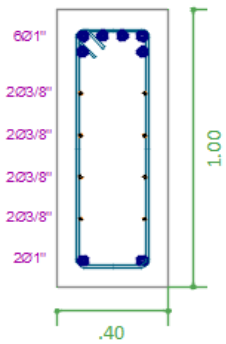


Figura 107. Zapata conectada, vista en elevación

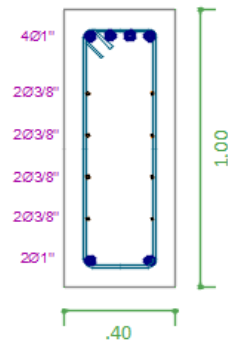


Estribos Ø3/8" 1@0.10+resto@0.30m

Corte A'-A'



Corte B'-B'



Corte C'-C'

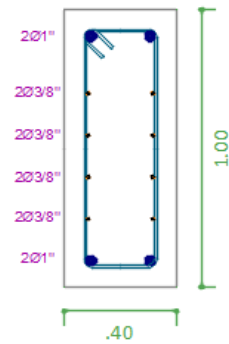


Figura 108. Viga de conexión, vista en elevación

11.2.3 Losa de ascensor

De acuerdo al artículo 9.2.7 de la Norma E.060 (2009), las cargas de impacto deben incluirse en la carga viva. La Norma E.020 (2006) no es específica acerca de la magnitud de la carga de impacto a considerar en los ascensores. El ASCE 7 – 10, en el artículo 4.6.2., cita al ASME A 17.1 para estimar las cargas de impacto de elementos sujetos a cargas dinámicas de elevadores. El mismo, en el artículo 4.2.7., indica que los soportes y la fundación del ascensor se debe diseñar considerando el doble de las cargas nominales, para compensar un posible impacto del ascensor en el mismo. Por otro lado, Meli (s.f.), recomienda emplear una carga de 100 kg por 100 cm² (10 Ton/m²), para proteger a toda losa o muro estructural contra efectos de impacto.

Tabla 101. Parámetros considerados en la losa de ascensor

Parámetros	Valor
Lado corto (m)	2.725
Lado largo (m)	2.725
Relación de lados	1.00
Espesor de losa (m)	0.65
Presión del suelo (Ton/m ²)	39.10
Carga de impacto (Ton/m ²)	17
Carga Total (Ton/m ²)	56.10

El diseño de la losa del ascensor se efectúa empleando las Tablas de la PCA (caso 10), la Figura 109 ilustra los momentos flectores y fuerzas cortantes de la misma. El diseño por flexión se resume en la Tabla 102, respecto al diseño por fuerza cortante, el espesor de 0.65 m proporciona una resistencia al corte de 46.53 Ton, valor mucho mayor al cortante actuante a una distancia d del apoyo (39.58 Ton).

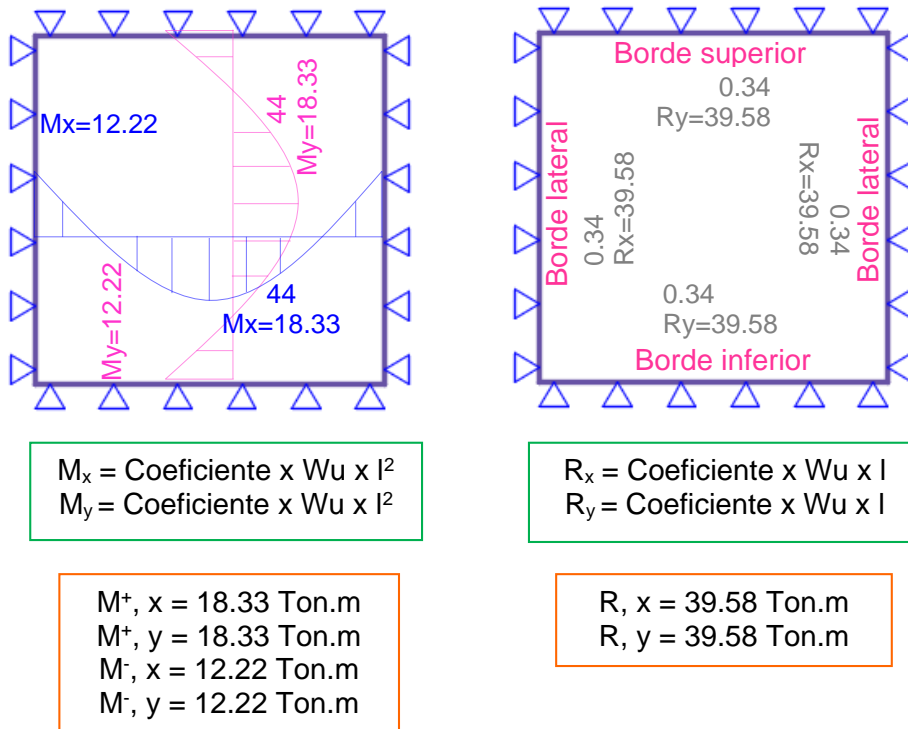


Figura 109. Momentos flectores y fuerzas cortantes actuantes en la losa del ascensor, Tabla de la PCA

Tabla 102. Diseño de losa de ascensor por flexión

	Dirección XX		Dirección YY	
	M-	M+	M-	M+
Peralte (m)	0.65	0.65	0.65	0.65
Mu (Ton.m)	12.22	18.33	12.22	18.33
Ku	3.84	4.81	3.84	4.81
ρ	0.0010	0.0013	0.0010	0.0013
As req (cm ²)	5.80	7.96	5.80	7.96
As min (cm ²)	7.80	7.80	7.80	7.80
4/3 As req (cm ²)	7.73	10.61	7.73	10.61
As col (cm ²)	5/8 @ .25	5/8 @ .25	5/8 @ .25	5/8 @ .25

La Figura 110 presenta el detalle de la losa de ascensor.

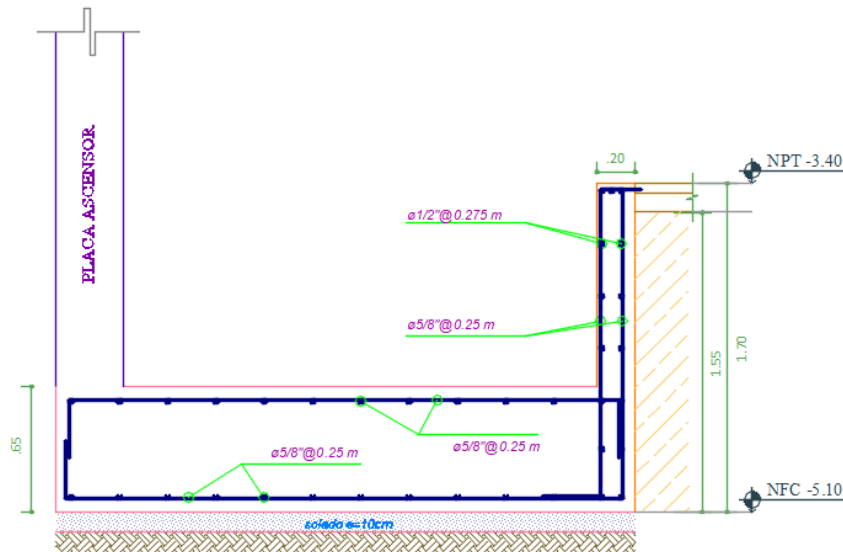


Figura 110. Detalle losa de ascensor

11.2.4 Rigidez de la cimentación

Según Meli (1985), los asentamientos en las cimentaciones pueden ser despreciadas cuando se presentan hundimientos insignificantes frente a la acción de las cargas o cuando la rigidez de la cimentación es mucho mayor a la del suelo que la sustenta. En cimentaciones continuas, la rigidez puede evaluarse empleando la siguiente expresión: $\lambda L \geq \pi/2$ y $\lambda L = L^4 \sqrt{bKs/4EI}$, donde L es el promedio de los claros adyacentes a cada placa o columna en la dirección analizada, b es el ancho de la cimentación, ks es el módulo de reacción del suelo y E e I representan el módulo de elasticidad y momento de inercia de la cimentación, respectivamente. De acuerdo al estudio de mecánica de suelos, se tiene un suelo (Tabla 29), clasificado como GW – GM (SUCS), Grava bien graduada con finos, por tanto, del Anexo G obtenemos un $Ks = 12 \text{ kg/cm}^3$. Reemplazando valores se obtiene:

$$\lambda L = 485 \text{ cm} \times \sqrt[4]{\frac{2600 \text{ cm} \times 12 \text{ kg/cm}^3}{4 \times 15000 \sqrt{280} \text{ kg/cm}^2 \times 11893.42 \times 10^8 \text{ cm}^4}} = 0.195$$

Se observa que $0.195 < \pi/2$, por tanto, la cimentación se deforma como un cuerpo rígido y puede asumirse una distribución de presiones uniforme ignorando los hundimientos.

CAPÍTULO XII

DISEÑO DE MURO DE SÓTANO Y ESCALERA

12.1 DISEÑO DEL MURO DE SÓTANO

Los muros de sótano están sometidos a cargas perpendiculares a su plano, producto del empuje del suelo, así como a cargas verticales, provenientes de la superestructura y su peso propio. Además, poseen apoyos en la parte superior e inferior, provisto por la losa de entrepiso y su cimentación, respectivamente. Las cargas verticales hacen que el muro trabaje por flexo compresión y las cargas perpendiculares a su plano, hacen que el muro se comporte como una losa, en tal sentido trabaja en una o dos direcciones en función de la relación de sus lados y sus condiciones de apoyo. (Harmsen, 2017)

12.1.1 Diseño por el Empuje del Suelo

La presión que ejerce el suelo sobre el muro está relacionada a la deformabilidad del mismo. En vista que el muro de sótano está restringido en la parte superior e inferior, por la losa y su cimentación, las deformaciones son prácticamente nulas, entonces el tipo de empuje que actúa sobre el muro es el de reposo. Un método aproximado del cálculo del empuje del suelo es sustituir el diagrama de presiones triangulares por uno rectangular equivalente a 2/3 del empuje activo, calculado con $C_a = (1 - \text{Sen}\theta)/(1 + \text{Sen}\theta)$, ver Figura 111 (Calavera, 1989).

De acuerdo al estudio de mecánica de suelos, el suelo tiene un peso volumétrico de 2.65 Ton/m³ y un ángulo de fricción de 31°.

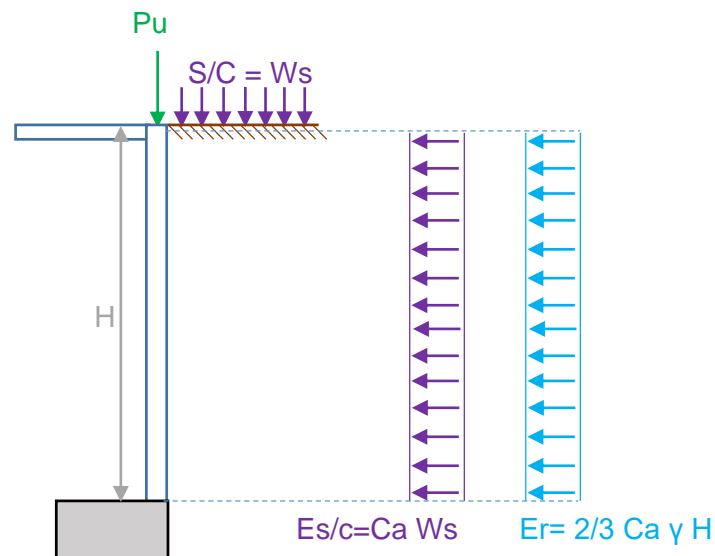


Figura 111. Empuje de suelos en muro de sótano

Nota. Adaptado de "Diseño de Estructuras de Concreto Armado", por T. Harsem. 2002

La Tabla 103 establece los parámetros considerados para el diseño del muro de sótano bajo cargas verticales a su plano.

Tabla 103. Parámetros considerados en el diseño del muro de sótano

Parámetro	Valor
F'c (kg/cm ²)	280
Peso volumétrico suelo (Ton/m ³)	2.65
Angulo de fricción suelo	31
Altura (m)	4.36
Longitud (m)	5.35
Relación de lados	1.23
Ca	0.32
Sobrecarga (kg/m ²)	500
E s/c (kg/m ²)	160.05
E r (kg/m ²)	2465.61
E total (kg/m ²)	2625.66
Eu total (kg/m ²)	4463.63

Para el modelado del muro de sótano primero se determina la relación de rigideces entre el mismo y sus apoyos (losa de entrepiso y cimentación), dicho cálculo se ilustra en la Figura 112. Sin embargo, Calavera (1989), recomienda considerar una envolvente de momentos asumiendo apoyos simples y empotrados en la unión muro y cimiento.

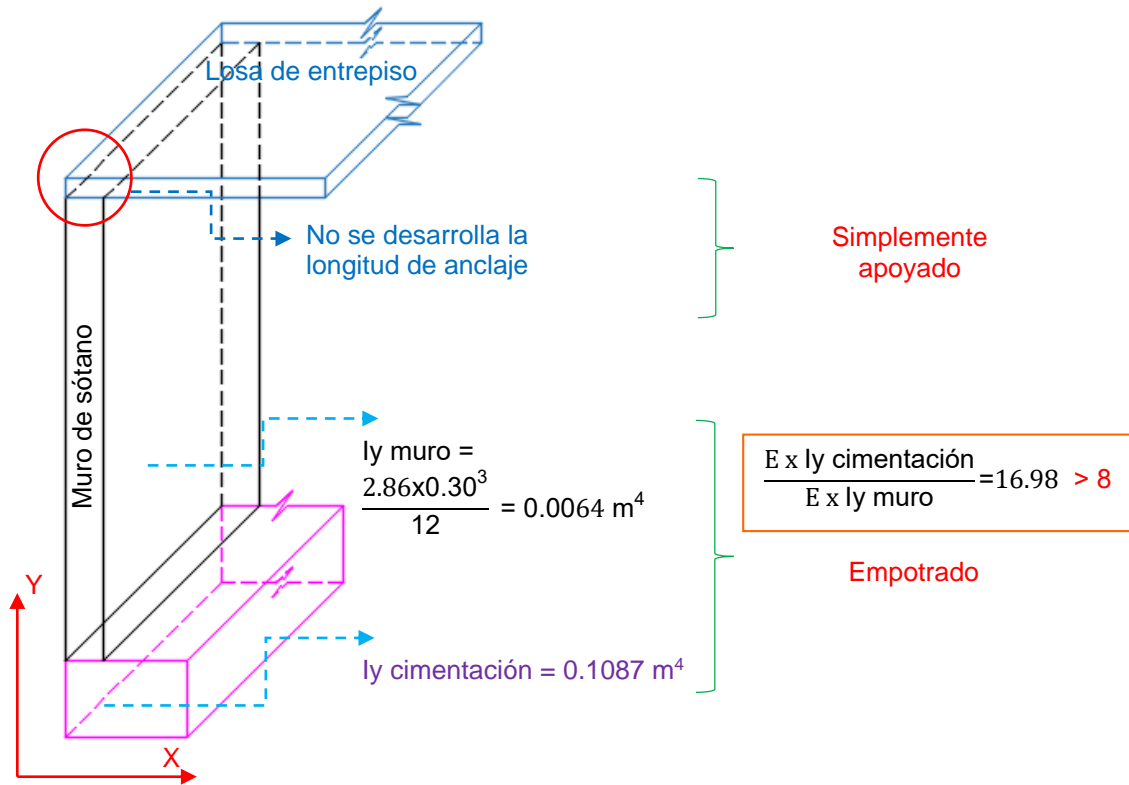


Figura 112. Relación de rigideces del muro de sótano y sus apoyos

Por otro lado, para establecer si el muro de sótano se encuentra soportado lateralmente por vigas peraltadas, se toma en consideración el artículo 13.7.1.1 de la Norma E.060 (2009), determinando que el peralte de la viga sea mínimamente el mayor entre 1/15 de la luz libre o 1.5 veces el espesor del muro. La Figura 113 esquematiza dicha comprobación.

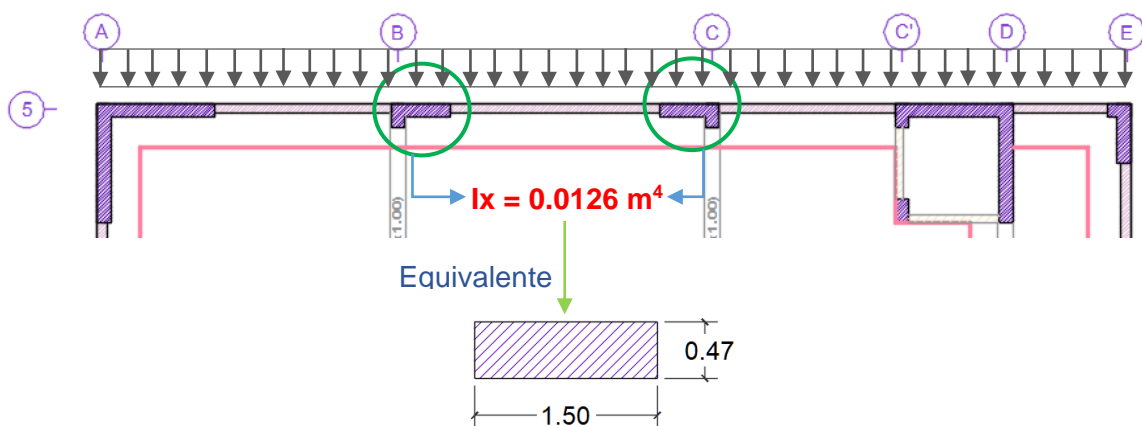


Figura 113. Sección rectangular equivalente de placa en L

El peralte de la sección rectangular equivalente de la placa en L, es de 0.47 m. Por lo tanto, este valor debe ser mayor a $5.35/15 = 0.357$ m y $1.5 \times 0.30 = 0.45$ m, lo cual es verdadero, en tal sentido, los apoyos del muro de sótano comprendidos por las placas en L, son considerados como vigas peraltadas.

Finalmente, el modelado del muro se efectuó empleando las Tablas de la PCA, las cuales consideran un módulo de Poisson del concreto de 0.20, considerando una relación de lados de $b/a = 5.35/4.36 = 1.23$, para ello se interpolaron los coeficientes de las Tablas del Caso 6 y 9, para relaciones b/a de 1 y 1.25. A continuación se presenta el diseño por fuerza cortante y flexión del muro del sótano.

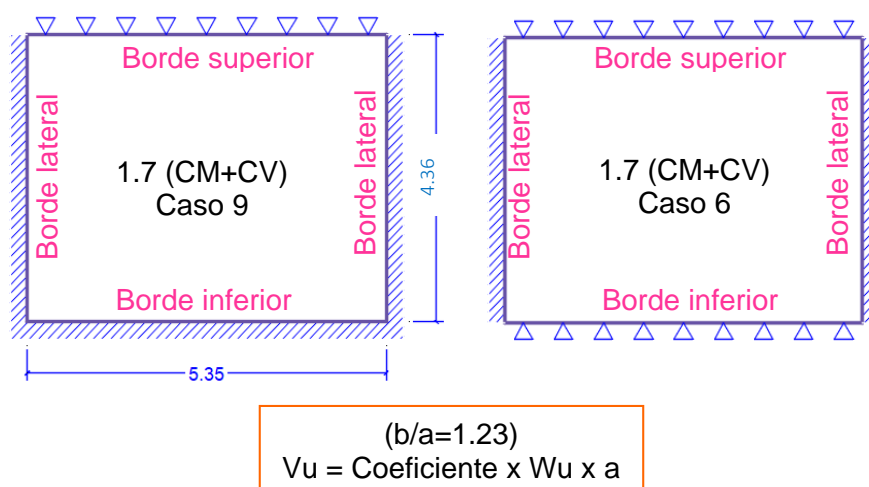
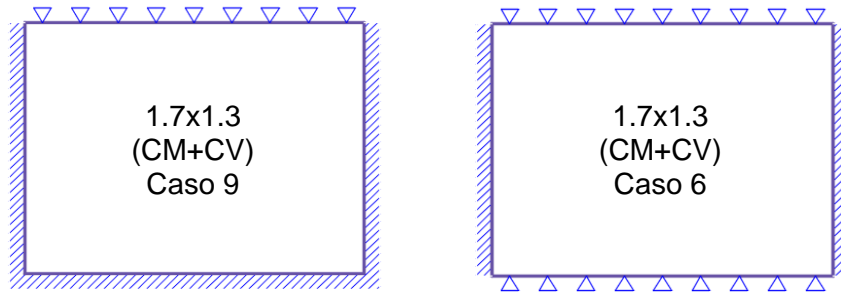


Figura 114. Fuerza cortante actuante en muro de sótano - PCA

Tabla 104. Diseño por fuerza cortante del muro de sótano

	Caso 6			Caso 9		
	Coef.	Vu (Ton)	Vud (Ton)	Coef.	Vu (Ton)	Vud (Ton)
Borde inferior - medio	0.31	5.94	5.77	0.53	10.23	9.90
Borde lateral - máximo	0.59	11.55	11.19	0.53	10.26	9.92
Borde lateral - medio	0.59	11.55	11.19	0.52	10.08	9.74
Borde superior	0.31	5.93	5.77	0.35	6.75	6.53

La resistencia del concreto por fuerza cortante es de $\phi V_c = 20.35$ Ton, valor superior al cortante actuante en el muro (11.19 Ton), por lo tanto, el espesor del muro de sótano es adecuado.



$(b/a=1.23)$
 $M_{x,v} = \text{Coeficiente} \times W_u \times a^2$

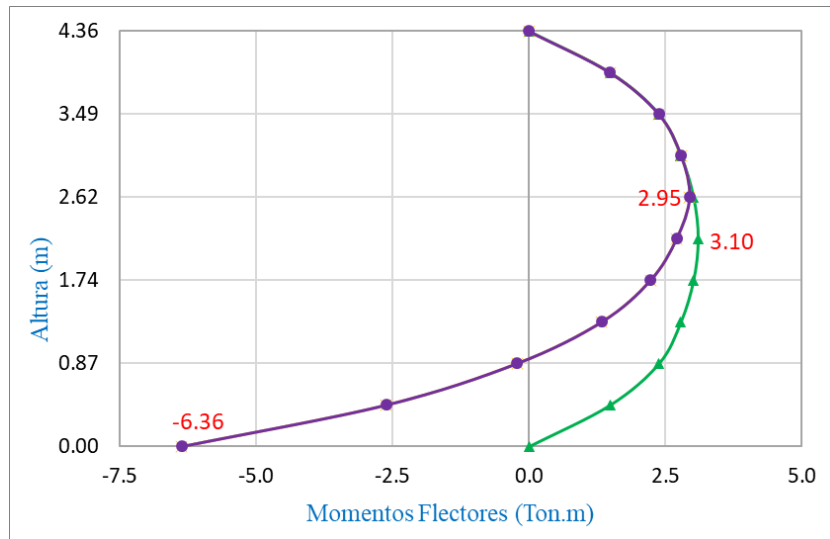


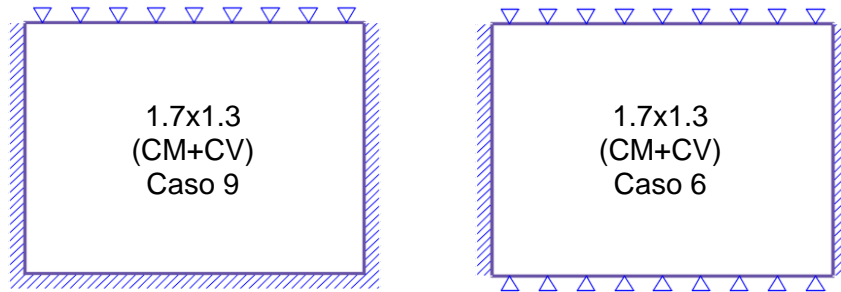
Figura 115. Diagrama de momentos flectores en la dirección vertical – PCA

Tabla 105. Momentos flectores en la dirección vertical – PCA

Caso 6 y 9

Longitud (m)	0	0.54	1.07	1.61	2.14	2.68
Altura (m) →	0	4.82	4.28	3.75	3.21	
4.36 ↓	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.92	-0.59	0.16	0.74	1.16	1.40	1.49
3.49	-1.00	0.07	1.06	1.73	2.21	2.38
3.05	-1.25	-0.09	1.13	2.04	2.61	2.78
2.62	-1.42	-0.18	1.13	2.20	2.78	3.01
2.18	-1.50	-0.18	1.13	2.20	2.85	3.10
1.74	-1.42	-0.18	1.13	2.20	2.78	3.01
1.31	-1.25	-0.09	1.13	2.04	2.61	2.78
0.87	-1.00	0.07	1.06	1.73	2.21	2.38
0.44	-0.59	0.16	0.74	1.16	1.40	1.49
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Longitud (m)	0	0.54	1.07	1.61	2.14	2.68
Altura (m) →	0	4.82	4.28	3.75	3.21	
4.36 ↓	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.92	-0.50	0.16	0.82	1.16	1.40	1.49
3.49	-0.92	0.15	1.06	1.80	2.22	2.38
3.05	-1.09	0.07	1.22	2.05	2.62	2.79
2.62	-1.17	-0.02	1.22	2.13	2.71	2.95
2.18	-1.17	-0.02	1.13	1.97	2.54	2.71
1.74	-1.01	-0.02	0.90	1.64	2.14	2.23
1.31	-0.76	-0.01	0.58	0.99	1.25	1.33
0.87	-0.50	-0.16	-0.07	-0.07	-0.14	-0.22
0.44	-0.17	-0.49	-1.22	-1.96	-2.45	-2.61
0.00	0.00	-1.06	-3.13	-4.87	-6.03	-6.36



$(b/a=1.23)$
 $M_{x,v} = \text{Coeficiente} \times W_u \times a^2$

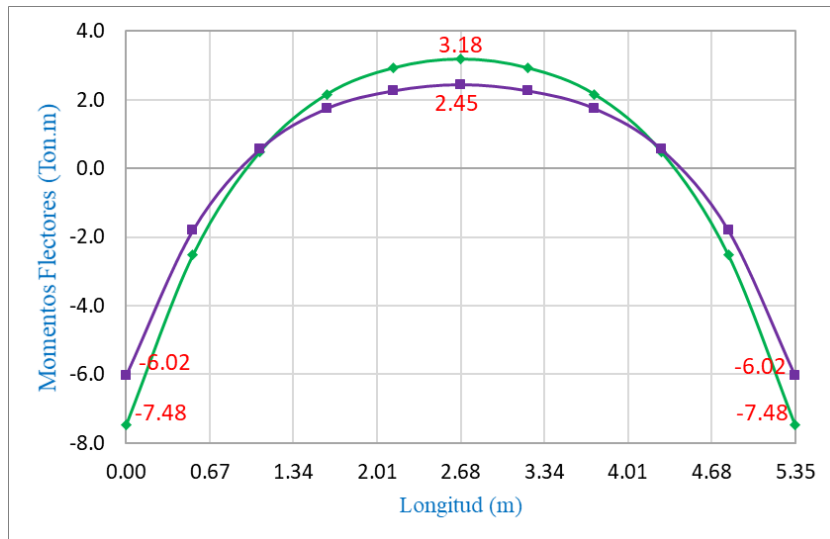


Figura 116. Diagrama de momentos flectores en la dirección horizontal – PCA

Tabla 106. Momentos flectores en la dirección horizontal – PCA
Caso 6 y 9

Longitud (m)	0	0.54	1.07	1.61	2.14	2.68
Altura (m)	→ 0	4.82	4.28	3.75	3.21	
4.36 ↓	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.92	-2.84	-0.68	0.25	0.76	1.00	1.09
3.49	-5.00	-1.43	0.41	1.41	1.84	2.01
3.05	-6.40	-2.02	0.48	1.83	2.50	2.68
2.62	-7.23	-2.43	0.48	2.07	2.84	3.09
2.18	-7.48	-2.52	0.48	2.15	2.92	3.18
1.74	-7.23	-2.43	0.48	2.07	2.84	3.09
1.31	-6.40	-2.02	0.48	1.83	2.50	2.68
0.87	-5.00	-1.43	0.41	1.41	1.84	2.01
0.44	-2.84	-0.68	0.25	0.76	1.00	1.09
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Longitud (m)	0	0.54	1.07	1.61	2.14	2.68
Altura (m)	→ 0	4.82	4.28	3.75	3.21	
4.36 ↓	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.92	-2.60	-0.59	0.32	0.75	0.93	0.93
3.49	-4.43	-1.11	0.49	1.26	1.60	1.69
3.05	-5.60	-1.54	0.56	1.59	2.10	2.19
2.62	-6.02	-1.79	0.56	1.75	2.27	2.45
2.18	-5.94	-1.78	0.56	1.67	2.19	2.36
1.74	-5.20	-1.54	0.49	1.43	1.86	2.03
1.31	-3.95	-1.11	0.32	1.01	1.36	1.37
0.87	-2.36	-0.68	0.16	0.51	0.60	0.61
0.44	-0.68	-0.33	-0.16	-0.24	-0.32	-0.32
0.00	0.00	-0.25	-0.66	-0.99	-1.23	-1.24

De acuerdo al Código del Medio Ambiente para Estructuras de Concreto ACI 350 – 06 (2006), en el artículo 10.6, el control de fisuras para losas en dos direcciones, que retengan líquidos o deban ser impermeables, está en función del esfuerzo en el refuerzo por flexión frente a cargas de servicio (f_s), el cual se determina dividiendo el momento no amplificado entre el producto del área de refuerzo por el brazo de momento interno, es decir, $f_s = M/As d$.

Por otro lado, para condiciones normales de exposición ambiental (líquidos con pH mayor a 5 o solución de sulfatos menores a 1000 ppm), $f_{s_{max}}$, está limitado por:

$$24000 \text{ psi} \leq f_{s_{max}} = \frac{320}{\beta \sqrt{s^2 + 4 \left(2 + \frac{db}{2}\right)^2}} \leq 36000 \text{ psi}$$

Donde; f_s , está en ksi. s , es el espaciamiento entre barras en pulgadas. db , es el diámetro de refuerzo por flexión en pulgadas. $\beta = 1.2$ para un espesor de losa mayor o igual a 0.41 m, o 1.35 para espesores menores al establecido. El término $4(2 + db/2)^2$, puede tomarse como 25, a modo de simplificación.

Así mismo, para losas en dos direcciones, el ACI 350 – 06, en el artículo 13.3.2, limita el espaciamiento del refuerzo por flexión al menor entre dos veces el espesor de la losa o 0.30 m. El artículo 7.12.2.1, establece la cuantía mínima de refuerzo horizontal por contracción y temperatura a 0.0030, y acorde al artículo 7.12.2.2, este refuerzo, debe estar espaciado no más de 0.30 m con un diámetro mínimo de barras de 1/2 pulgada, y su distribución en cada cara, no debe ser menor a la tercera parte del mismo. Respecto al acero mínimo vertical, el artículo 14.3.2 refiere una cuantía mínima de 0.0030 para la sección total.

Finalmente, el ACI 350 – 06, en el capítulo 9.2.6, considera un factor de durabilidad medioambiental, para estructuras de concreto destinadas a contener líquidos o similares, de 1.3, el cual incrementa las cargas de diseño, proporcionando un diseño más conservador con menos fisuras. Por lo tanto, el diseño por flexión del muro de sótano, se efectúa considerando los requisitos expuestos en los párrafos anteriores. La Tabla 107 y Tabla 104 resumen el diseño por flexión y por corte del muro de sótano, y la Tabla 108 especifica el espaciamiento máximo de los aceros colocados por flexión.

Tabla 107. Diseño del muro de sótano por flexión

	Acero horizontal		Acero vertical		
	M- (cara exterior)	M+ (cara interior)	M- (cara exterior)	M+ (cara interior)	M- (cara exterior)
Mu (Ton.m)	7.48	3.18	6.36	3.10	2.07
1.3Mu (Ton.m)	9.73	4.13	8.27	4.03	2.69
Ku	13.34	5.67	11.35	5.53	3.69
ρ min	0.0030	0.0030	0.0030	0.0030	0.0030
ρ req	0.0036	0.0015	0.0031	0.0015	0.0010
As req (cm ²)	9.85	4.50	8.34	4.50	4.50
As col (cm ²)	5/8 @ .20	1/2 @ .20	5/8 @ .20	1/2 @ .20	5/8 @ .20

Tabla 108. Espaciamiento máximo del acero por flexión del muro de sótano

Parámetro	Valor
M servicio (Ton.m)	4.40
fs (Ton/m ²)	18109.35
β	1.350
db (m)	0.016
s (m)	0.200

De la Tabla 108 se observa que el espaciamiento máximo para aceros de 1/2 y 5/8 es de 0.20 m, por tanto, para el diseño por flexión se empleó dicho espaciamiento como límite.

12.1.2 Diseño por Cargas Verticales

La Norma E.060 (2009), en el artículo 14.5, establece el método empírico de diseño para muros de carga. Estos muros deben ser de sección rectangular (sin vacíos), y con carga resultante amplificada ubicada en el tercio central del espesor del muro. Bajo estas condiciones, la resistencia axial de diseño se determina mediante la siguiente expresión:

$$\phi P_n = 0.55 \phi f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{k l_c}{32 h} \right)^2 \right]$$

Donde; $\phi = 0.7$. k es el factor de longitud efectiva, tomado como 1, ya que, siendo conservadores, se considera que el muro se encuentra simplemente apoyado en los extremos. h es el espesor del muro. l_c , es la altura libre del muro.

La Tabla 109 resume el diseño por cargas verticales del muro y se observa que la carga actuante (P_u) es mucho menor que la resistencia de diseño por carga axial, por lo tanto, la sección del muro soporta dichas cargas y no requiere de refuerzo.

Tabla 109. Diseño por cargas verticales del muro de sótano

Parámetro	Valor
F'c (kg/cm ²)	280
Espesor (m)	0.30
Longitud (m)	5.35
Altura (m)	4.36
Ø	0.70
Ag (m ²)	1.61
k	1.00
Pu (Ton)	55.50
ØPn (Ton)	1373.31

La Figura 117 detalla la colocación del refuerzo en el muro de sótano

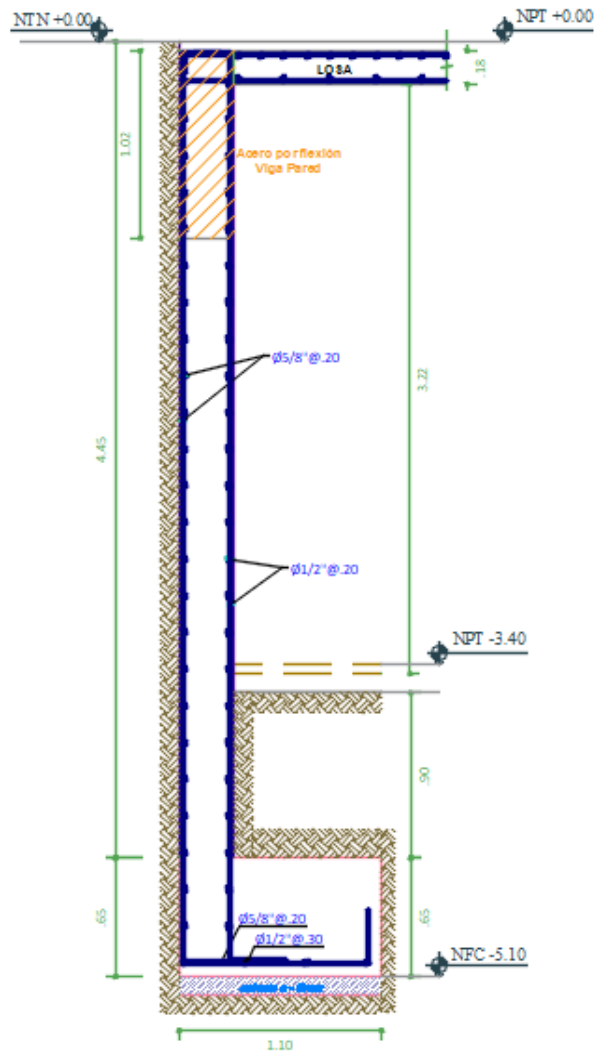


Figura 117. Detalle del refuerzo en el muro de sótano

12.2 DISEÑO DE LA ESCALERA

Según la Tabla 26, del metrado de cargas de la escalera, se presenta la idealización y análisis estructural de la misma, efectuado en el software SAP 200 V.19 (ver Figura 118).

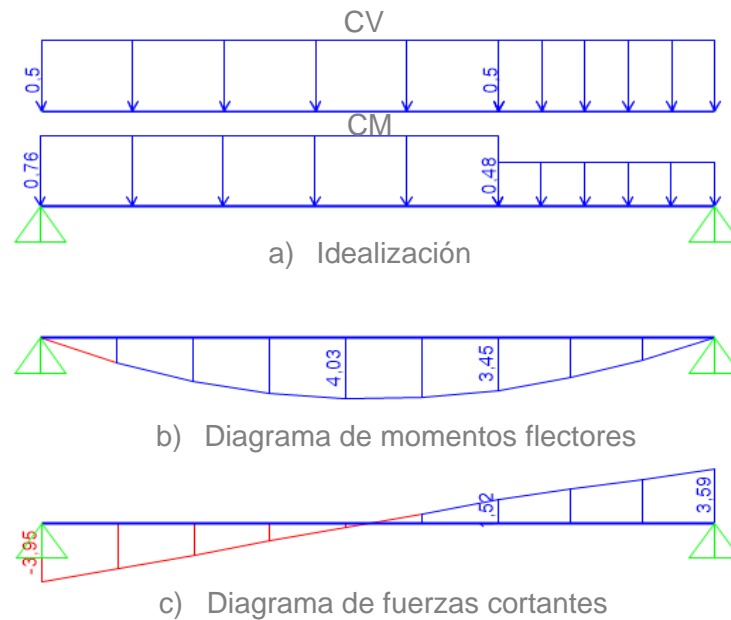


Figura 118. Modelado de escalera

La Tabla 110, Tabla 111 y Tabla 112 muestran los parámetros considerados para el diseño por flexión de la escalera y los resultados. Los momentos negativos en los apoyos se consideran como $Wu l_n^2/24$, debido al monolitismo que existe entre la losa de la escalera y las vigas que la sostienen. El acero transversal se diseñó considerando la cuantía mínima de acero requerido por temperatura, colocado en dos capas, establecido en el artículo 9.7 de la Norma E.060 (2009).

Tabla 110. Parámetros considerados en el diseño por flexión de la escalera

Parámetro	Valor
F'c (kg/cm ²)	210
Fy (kg/cm ²)	4200
Ancho (m)	1.00
Espesor (m)	0.16
Paso (m)	0.30
Contrapaso (m)	0.18
Luz eje a eje (m)	4.20

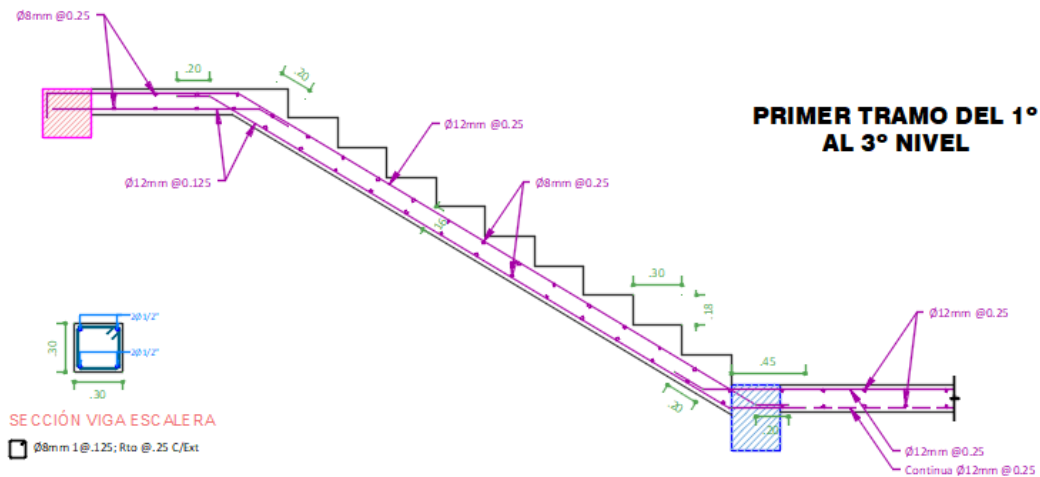
Tabla 111. Diseño por flexión de la escalera

	Acero longitudinal			Acero transversal
	M-	M+	M-	M
Mu (Ton.m)	1.60	4.03	1.60	0.00
Ku	8.94	22.56	8.94	0.00
ρ min	0.0024	0.0018	0.0024	0.0012
ρ req	0.0024	0.0065	0.0024	0.0000
As req (cm ²)	3.26	8.64	3.26	1.92
As col (cm ²)	12mm @ 0.25	12mm @ 0.125	12mm @ 0.25	8mm @ 0.25

Tabla 112. Diseño por fuerza cortante

	Apoyo izquierdo	Apoyo derecho
Vu (Ton)	3.95	3.59
Vud (Ton)	3.40	3.15
ϕVc (Ton)	8.73	8.73

De la Tabla 112 se observa que los cortantes actuantes en los apoyos izquierdo y derecho, de la escalera, tomados a una distancia d de la cara de apoyo, son menores al cortante resistente proporcionado por el concreto, por lo tanto, el espesor de la escalera es adecuado. Finalmente, la Figura 119 detalla el colocado de acero de la escalera.



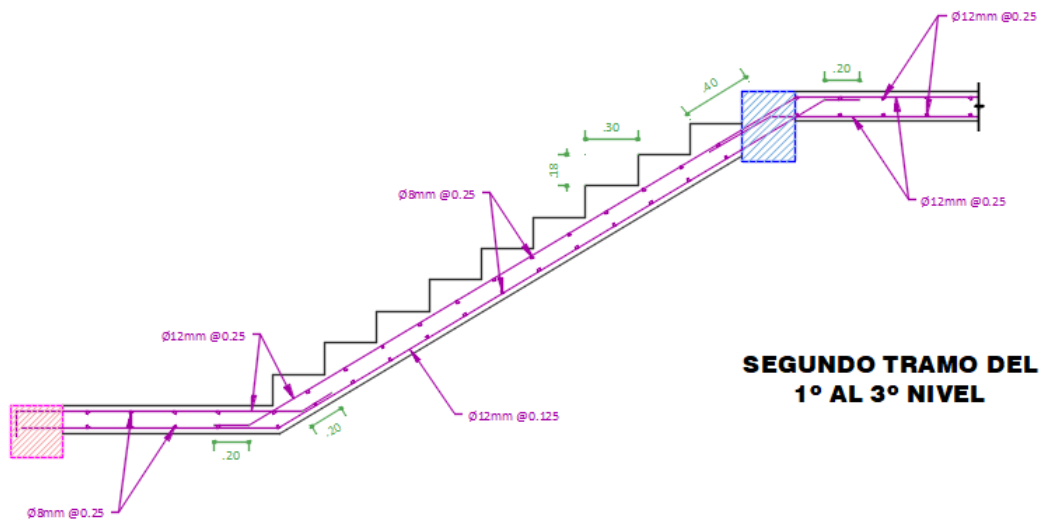


Figura 119. Detalle de escalera del primer al tercer piso

CONCLUSIONES

- El sistema estructural sismo resistente de la edificación corresponde al de muros estructurales, en el cual las placas o muros de corte absorben más del 70 % de la fuerza cortante sísmica, en ambas direcciones. Para ello se dispuso de placas perimetrales y columnas centrales, respetando la arquitectura planteada, tratando de conseguir una estructura simétrica y simple. El análisis estructural se efectuó en el software ETABS 16.2, obteniéndose derivas menores al máximo establecido para concreto armado (0.007).
- El diseño de los elementos estructurales que conforman los soportes sismo resistentes de la edificación se efectuaron empleando el Diseño por Resistencia y por Capacidad, establecido según Norma E.060 (2009), para garantizar que los mismos tengan resistencias superiores al efecto de cargas amplificadas que actúan en los mismos, así como un comportamiento dúctil.
- Respecto al control de deflexiones de las losas macizas bidireccionales, se concluye que se debe emplear los espesores mínimos establecidos en la Norma E.060 (2009) para losas macizas bidireccionales, por ser conservadora, debido a la incertidumbre del cálculo de las mismas. Se determinó que el cálculo de deflexiones empleando la Norma E.060 es aproximadamente 3.5 veces más conservadora que la del ACI 318 – 14 (Ecuación de Branson). Así mismo, el ACI 318 proporciona resultados de deflexiones 18.5% mayores que la metodología de emplear el momento de inercia de la sección bruta, propuesto por Nilson y Gamble.
- La presencia del muro de sótano en la edificación, disminuyó en promedio un 77% los momentos flectores que transmiten las placas y columnas hacia la cimentación, motivo por el cual se logró una estructura de cimentación económica consistente en una cimentación continua para los muros de corte perimetrales y el muro de sótano, unida mediante vigas de conexión a las zapatas aisladas de las columnas centrales, para absorber la excentricidad que no toma la cimentación continua.

FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

- Plantear otra alternativa de estructuración para la edificación y hacer un comparativo de costos.
- Efectuar una investigación sobre el comportamiento de losas macizas bidireccionales en edificaciones reales.
- Determinar el efecto de las cargas en etapa de construcción en la deflexión de losas.
- Evaluar el control de deflexiones y fisuraciones en otros tipos de losas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

American Concrete Institute (United States). ACI 350 – 06: *Code requirements for environmental engineering concrete structures and commentary*. United States, 2006. 485 pp.

American Concrete Institute. (United States). ACI 318 – 14: *Requisitos del reglamento para concreto estructural*. United States, 2014. 587 pp.

ARNOLD, Christopher y REITHERMAN, Robert. *Configuración y diseño sísmico de edificios*. México: Limusa, 1987. 299 pp. ISBN 0-471-86138-3

BARES, Richard. *Tablas para el cálculo de placas y vigas pared*. Barcelona: Gustavo Gili S.A, 1970. 539 pp.

BAZÁN, Enrique y MELI, Roberti. *Diseño sísmico de edificios*. México: Limusa, s.f. 317 pp.

BLANCO, Antonio. *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Perú: Capítulo de Ingeniería Civil, 1994. 302 pp.

CALAVERA, J. *Muros de contención y muros de sótano*. 2^{da} ed. Madrid: INTEMAC, 1987. 307 pp.

HARMSSEN, Teodoro. *Diseño de estructuras de concreto armado*. 5^{ta} ed. Perú: Pontificia Universidad Católica, 2017. 965 pp. ISBN 978-612-317-297-8

KALMANOK, A. *Tablas para el cálculo de losas*. Argentina: INTERCIENCIA, 1961.

MELI, Roberto. *Diseño Estructural*. 2^{da} ed. México: Limusa, 1985. 596 pp.

NAWY, Edward. *Concreto reforzado, un enfoque básico*. New Jersey: Asociación de estudiantes de ingeniería, s.f. 743 pp.

NILSON, Arthur. *Diseño de estructuras de concreto*. 12^{ma} ed. Colombia: Mac Graw Hill Interamericana, 2001. 722 pp. ISBN 958-600-953-X

OTTAZZI, Gianfranco. *Apuntes del curso de concreto armado I*. 12^{ma} ed. Perú: Pontificia Universidad Católica, 2011. 498 pp.

PARK, R. y GAMBLE W. *Losas de concreto reforzado*. México: Editorial Limusa S.A., 1987. 315 pp.

PERLES, Pedro. *Hormigón armado*. Buenos Aires: Nobuko, 2009. 366 pp. ISBN: 978-987-584-202-1

PIRALA, Meli. *Diseño estructural*. 2^{da} ed. México: Limusa, s.f. 596 pp.

Portland Cement Association. *Rectangular Concrete Tanks*. 5^{ta} ed. 1996

Reglamento Nacional de Edificaciones (Perú). E.020: *Cargas*. Perú, 2006. 200 – 207 pp.

Reglamento Nacional de Edificaciones. (Perú). E.050: *Suelos y Cimentaciones*. Perú, 2006. 223 – 240 pp.

Reglamento Nacional de Edificaciones (Perú). E.060: *Concreto Armado*. Lima, 2009. 205 pp. ISBN 978-9972-9433-4-8

Reglamento Nacional de Edificaciones (Perú). E.030: *Diseño Sismoresistente*. Perú, 2016. 32 pp.

SAN BARTOLOMÉ, Ángel. *Análisis de edificios*. 1^{ra} ed. Perú: Pontificia Universidad Católica, 1998. 319 pp. ISBN: 9972-42-112-0

SAN BARTOLOMÉ, Ángel. *Ejemplo de aplicación de la Norma E.070 en el diseño de un edificio de albañilería confinada*. Perú: Pontificia Universidad Católica, 2006.

WIGHT, James y MAC GREGOR, James. *Reinforced concrete, mechanics and design*. 6^{ta} ed. United States: Pearson Education, 2009. 1157 pp. ISBN-13: 978-0-13-217652-1

ANEXO A. TABLAS DE BARES

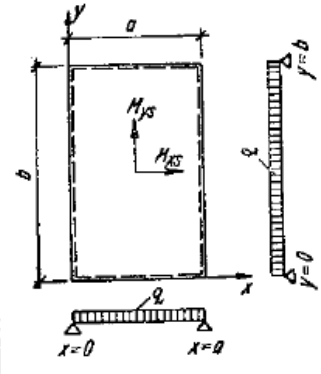
Tabla 113. Coeficientes para el cálculo de momentos flectores en losas macizas bidireccionales.

γ	w_s	M_{xs}	M_{ys}
0,50	0,1189	0,0991	0,0079
0,55	0,1101	0,0923	0,0103
0,60	0,1015	0,0857	0,0131
0,65	0,0931	0,0792	0,0162
0,70	0,0851	0,0730	0,0194
0,75	0,0777	0,0669	0,0230
0,80	0,0708	0,0611	0,0269
0,85	0,0644	0,0557	0,0307
0,90	0,0584	0,0507	0,0344
0,95	0,0529	0,0462	0,0383
1,00	0,0476	0,0423	0,0423
1,10	0,0390	0,0353	0,0500
1,20	0,0320	0,0293	0,0575
1,30	0,0262	0,0244	0,0644
1,40	0,0216	0,0204	0,0710
1,50	0,0179	0,0173	0,0772
1,60	0,0149	0,0146	0,0826
1,70	0,0124	0,0124	0,0874
1,80	0,0105	0,0107	0,0916
1,90	0,0088	0,0091	0,0954
2,00	0,0074	0,0079	0,0991
Fact. de mult.	$\frac{qa^4}{Eh^3}$	qa^2	qb^2

Tabla 1.7

$$\mu = 0,15$$

$$\gamma = \frac{a}{b}$$



Nota. Tomado de la Tabla 1.7 de "Tablas para el cálculo de placas y vigas pared" por R. Bares. 1970.

Tabla 114. Coeficientes para el cálculo de momentos flectores en losas macizas bidireccionales.

γ	w_s	M_{xs}	$M_{x\text{min}}$	M_{ys}	$M_{y\text{min}}$
0,50	0,0549	0,0570	-0,1189	0,0040	-0,0205
0,55	0,0520	0,0543	-0,1148	0,0054	-0,0249
0,60	0,0490	0,0514	-0,1104	0,0072	-0,0294
0,65	0,0458	0,0483	-0,1057	0,0092	-0,0341
0,70	0,0425	0,0451	-0,1008	0,0114	-0,0390
0,75	0,0393	0,0418	-0,0957	0,0139	-0,0442
0,80	0,0361	0,0385	-0,0905	0,0164	-0,0496
0,85	0,0330	0,0354	-0,0852	0,0191	-0,0548
0,90	0,0301	0,0324	-0,0798	0,0217	-0,0598
0,95	0,0273	0,0295	-0,0745	0,0243	-0,0648
1,00	0,0246	0,0269	-0,0699	0,0269	-0,0699
1,10	0,0201	0,0221	-0,0608	0,0319	-0,0787
1,20	0,0164	0,0182	-0,0530	0,0365	-0,0869
1,30	0,0133	0,0148	-0,0462	0,0406	-0,0937
1,40	0,0108	0,0122	-0,0405	0,0442	-0,0993
1,50	0,0089	0,0100	-0,0358	0,0473	-0,1041
1,60	0,0072	0,0081	-0,0317	0,0499	-0,1082
1,70	0,0059	0,0066	-0,0282	0,0521	-0,1116
1,80	0,0048	0,0055	-0,0252	0,0540	-0,1143
1,90	0,0040	0,0046	-0,0226	0,0556	-0,1167
2,00	0,0034	0,0040	-0,0205	0,0570	-0,1189
Fact. de mult.	$\frac{qa^4}{Eh^3}$	qa^2	qa^2	qb^2	qb^2

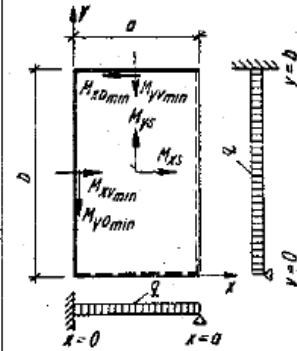
Tabla 1.10

$\mu = 0,15$

$\gamma = \frac{a}{b}$

$M_{xb\text{min}} = \mu M_{y\text{min}}$

$M_{y0\text{min}} = \mu M_{x0\text{min}}$



Nota. Tomado de la Tabla 1.10 de "Tablas para el cálculo de placas y vigas pared" por R. Bares. 1970.

Tabla 115. Coeficientes para el cálculo de momentos flectores en losas macizas bidireccionales.

γ	w_s	M_{xs}	M_{xus}	M_{ys}	M_{yus}
0,50	0,0296	0,0405	0,0833	0,0024	0,0143
0,55	0,0286	0,0394	0,0817	0,0033	0,0172
0,60	0,0275	0,0378	0,0794	0,0046	0,0206
0,65	0,0261	0,0360	0,0767	0,0061	0,0242
0,70	0,0246	0,0339	0,0737	0,0079	0,0280
0,75	0,0231	0,0315	0,0704	0,0098	0,0320
0,80	0,0214	0,0293	0,0668	0,0103	0,0360
0,85	0,0196	0,0269	0,0631	0,0139	0,0400
0,90	0,0180	0,0247	0,0593	0,0160	0,0440
0,95	0,0164	0,0224	0,0554	0,0181	0,0480
1,00	0,0149	0,0202	0,0515	0,0202	0,0515
1,10	0,0121	0,0164	0,0449	0,0242	0,0585
1,20	0,0098	0,0131	0,0388	0,0287	0,0643
1,30	0,0078	0,0105	0,0336	0,0306	0,0690
1,40	0,0063	0,0084	0,0291	0,0332	0,0728
1,50	0,0051	0,0066	0,0254	0,0353	0,0757
1,60	0,0041	0,0053	0,0223	0,0369	0,0779
1,70	0,0033	0,0042	0,0198	0,0383	0,0797
1,80	0,0027	0,0035	0,0176	0,0392	0,0812
1,90	0,0022	0,0028	0,0158	0,0399	0,0824
2,00	0,0018	0,0024	0,0143	0,0405	0,0833
Factor de multiplicación	$\frac{qa^4}{Eh^3}$	qa^2	qa^2	qb^2	qb^2

Tabla 1.12

$$\mu = 0,15$$

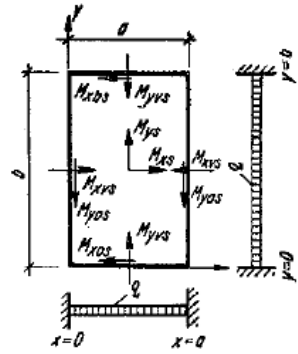
$$\gamma = \frac{a}{b}$$

$$M_{x0s} = M_{xbs}$$

$$M_{y0s} = M_{yas}$$

$$M_{x0s} = \mu M_{yus}$$

$$M_{y0s} = \mu M_{xus}$$



Nota. Tomado de la Tabla 1.12 de "Tablas para el cálculo de placas y vigas pared" por R. Bares. 1970.

ANEXO B. TABLAS DE KALMANOK

Tabla 116. Coeficientes para el cálculo de momentos flectores en losas macizas bidireccionales.

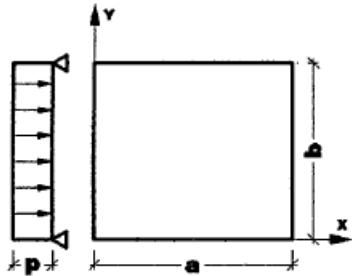


TABLA 12- Placa rectangular, libremente apoyada en todo el contorno, solicitada por una carga uniformemente distribuida.

		w_{cp}	$M_{a_{cp}}$	$M_{b_{cp}}$	M_o	M_o	Ra	Rb
a/b	0.50	0.10130	0.0965	0.0174	0.0660	-0.0660	0.269	0.731
	0.55	0.00938	0.0892	0.0210	0.0647	-0.0647	0.268	0.641
	0.60	0.00865	0.0820	0.0243	0.0633	-0.0633	0.267	0.566
	0.65	0.00794	0.0750	0.0273	0.0617	-0.0617	0.266	0.522
	0.70	0.00726	0.0683	0.0298	0.0600	-0.0600	0.265	0.502
	0.75	0.00662	0.0619	0.0318	0.5790	-0.5790	0.263	0.450
	0.80	0.00603	0.0560	0.0334	0.0557	-0.0557	0.261	0.404
	0.85	0.00548	0.0506	0.0348	0.0535	-0.0535	0.259	0.364
	0.90	0.00498	0.0456	0.0359	0.0512	-0.0512	0.256	0.330
	0.95	0.00451	0.0410	0.0365	0.0489	-0.0489	0.253	0.300
b/a	1.00	0.00406	0.0368	0.0368	-0.0464	0.0464	0.274	0.250
	0.95	0.00451	0.0365	0.0410	-0.0489	0.0489	0.300	0.253
	0.90	0.00498	0.0359	0.0456	-0.0512	0.0512	0.330	0.256
	0.85	0.00548	0.0348	0.0506	-0.0535	0.0535	0.364	0.259
	0.80	0.00603	0.0334	0.0560	-0.0557	0.0557	0.404	0.261
	0.75	0.00662	0.0318	0.0619	-0.5790	0.5790	0.450	0.263
	0.70	0.00726	0.0298	0.0683	-0.0600	0.0600	0.502	0.265
	0.65	0.00794	0.0273	0.0750	-0.0617	0.0617	0.522	0.266
	0.60	0.00865	0.0243	0.0820	-0.0633	0.0633	0.566	0.267
	0.55	0.00938	0.0210	0.0892	-0.0647	0.0647	0.641	0.268
0.50	0.10130	0.0174	0.0965	-0.0660	0.0660	0.731	0.269	

**Para $a/b < 1$; para las flechas, pa^4/D
para los demas valores, pa^2 ;**

**Para $b/a < 1$; para las flechas, pb^4/D
para los demas valores, pb^2 ;**

Nota. Tomado de la Tabla 12 de "Tablas para el cálculo de losas" por A. Kalmanok. 1961.

Tabla 117. Coeficientes para el cálculo de momentos flectores en losas macizas bidireccionales.

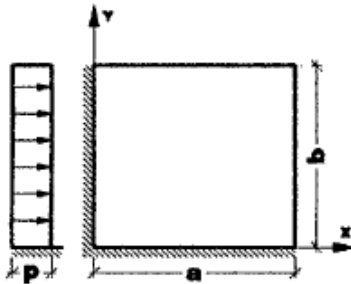


TABLA 15- Placa rectangular, libremente apoyada en dos lados contiguos y empotrada en los dos restantes, solicitada por una carga uniformemente distribuida.

		ω_{cp}	M_a^o	M_b^o	$M_{a\text{cp}}$	$M_{b\text{cp}}$	M_o	M_o	$Ra3$	Rac	$Rb3$	Rbc
a/b	0.50	0.00468	-0.1177	-0.0782	0.0560	0.0079	0.0443	-0.0443	0.350	0.157	0.967	0.526
	0.55	0.00444	-0.1136	-0.0779	0.0529	0.0105	0.0440	-0.0440	0.350	0.158	0.849	0.458
	0.60	0.00418	-0.1093	-0.0776	0.0496	0.0130	0.0436	-0.0436	0.350	0.158	0.756	0.403
	0.65	0.00390	-0.1047	-0.0773	0.0462	0.0153	0.0430	-0.0430	0.350	0.159	0.670	0.356
	0.70	0.00360	-0.0996	-0.0768	0.0426	0.0171	0.0421	-0.0421	0.350	0.159	0.604	0.315
	0.75	0.00333	-0.0940	-0.0759	0.0390	0.0188	0.0411	-0.0411	0.349	0.160	0.545	0.279
	0.80	0.00308	-0.0882	-0.0746	0.0355	0.0203	0.0399	-0.0399	0.348	0.161	0.493	0.248
	0.85	0.00283	-0.0825	-0.0731	0.0322	0.0216	0.0385	-0.0385	0.346	0.162	0.447	0.222
	0.90	0.00258	-0.0773	-0.0714	0.0291	0.0226	0.0370	-0.0370	0.344	0.163	0.406	0.200
	0.95	0.00234	-0.0724	-0.0696	0.0262	0.0232	0.0353	-0.0353	0.341	0.163	0.370	0.180
b/a	0.95	0.00234	-0.0696	-0.0724	0.0232	0.0262	-0.0353	0.0353	0.370	0.180	0.341	0.163
	0.90	0.00258	-0.0714	-0.0773	0.0226	0.0291	-0.0370	0.0370	0.406	0.200	0.344	0.163
	0.85	0.00283	-0.0731	-0.0825	0.0216	0.0322	-0.0385	0.0385	0.447	0.222	0.346	0.162
	0.80	0.00308	-0.0746	-0.0882	0.0203	0.0355	-0.0399	0.0399	0.493	0.248	0.348	0.161
	0.75	0.00333	-0.0759	-0.0940	0.0188	0.0390	-0.0411	0.0411	0.545	0.279	0.349	0.160
	0.70	0.00360	-0.0768	-0.0996	0.0171	0.0426	-0.0421	0.0421	0.604	0.315	0.350	0.159
	0.65	0.00390	-0.0773	-0.1047	0.0153	0.0462	-0.0430	0.0430	0.670	0.356	0.350	0.159
	0.60	0.00418	-0.0776	-0.1093	0.0130	0.0496	-0.0436	0.0436	0.756	0.403	0.350	0.158
0.55	0.00444	-0.0779	-0.1136	0.0105	0.0529	-0.0440	0.0440	0.849	0.458	0.350	0.158	
0.50	0.00468	-0.0782	-0.1177	0.0079	0.0560	-0.0443	0.0443	0.967	0.526	0.350	0.157	

**Para $a/b < 1$; para las flechas, pa^4/D
para los demas valores, pa^2 ;**

**Para $b/a < 1$; para las flechas, pb^4/D
para los demas valores, pb^2 ;**

Nota. Tomado de la Tabla 15 de "Tablas para el cálculo de losas" por A. Kalmanok. 1961.

ANEXO C. TABLAS DE LA PCA

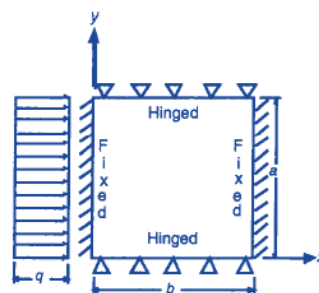
Tabla 118. Coeficientes para el cálculo de fuerzas cortantes y momentos flectores en losas macizas bidireccionales – Caso 6

CASE 6

$$\text{Shear} = C_s \times q \times a$$

$$\text{Deflection} = \frac{C_d q a^4}{1000 D}$$

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\mu^2)}$$



Shear Coefficients, C_s

LOCATION \ b/a	4.0	3.0	2.5	2.0	1.75	1.5	1.25	1.0	0.75	0.5
Bottom edge — midpoint	0.50	0.48	0.47	0.43	0.40	0.36	0.31	0.24	0.18	0.12
Side edge — maximum	0.74	0.74	0.74	0.72	0.70	0.67	0.60	0.52	0.40	0.26
Side edge — midpoint	0.74	0.74	0.74	0.72	0.70	0.67	0.60	0.52	0.40	0.26
Top edge — midpoint	0.50	0.48	0.47	0.43	0.40	0.36	0.31	0.24	0.18	0.12

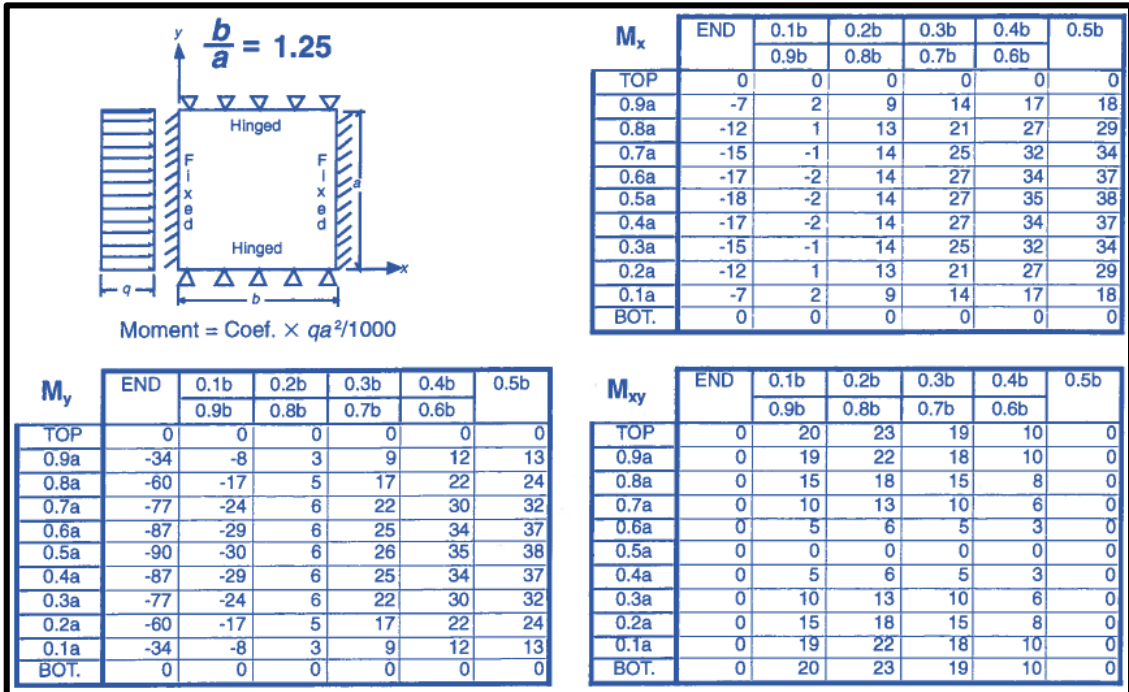
$\frac{b}{a} = 1.0$

Moment = Coef. $\times qa^2/1000$

M_x	END	0.1b	0.2b	0.3b	0.4b	0.5b
		0.9b	0.8b	0.7b	0.6b	
TOP	0	0	0	0	0	0
0.9a	-6	1	6	10	12	13
0.8a	-10	-1	7	14	17	19
0.7a	-12	-2	7	15	19	21
0.6a	-14	-3	7	15	20	21
0.5a	-14	-3	6	15	20	22
0.4a	-14	-3	7	15	20	21
0.3a	-12	-2	7	15	19	21
0.2a	-10	-1	7	14	17	19
0.1a	-6	1	6	10	12	13
BOT.	0	0	0	0	0	0

M_y	END	0.1b	0.2b	0.3b	0.4b	0.5b
		0.9b	0.8b	0.7b	0.6b	
TOP	0	0	0	0	0	0
0.9a	-28	-8	2	8	10	11
0.8a	-48	-16	3	13	19	20
0.7a	-60	-22	2	17	24	27
0.6a	-68	-25	2	19	28	30
0.5a	-70	-27	2	19	29	32
0.4a	-68	-25	2	19	28	30
0.3a	-60	-22	2	17	24	27
0.2a	-48	-16	3	13	19	20
0.1a	-28	-8	2	8	10	11
BOT.	0	0	0	0	0	0

M_{xy}	END	0.1b	0.2b	0.3b	0.4b	0.5b
		0.9b	0.8b	0.7b	0.6b	
TOP	0	14	16	13	7	0
0.9a	0	12	15	13	7	0
0.8a	0	9	12	10	6	0
0.7a	0	6	8	7	4	0
0.6a	0	3	4	4	2	0
0.5a	0	0	0	0	0	0
0.4a	0	3	4	4	2	0
0.3a	0	6	8	7	4	0
0.2a	0	9	12	10	6	0
0.1a	0	12	15	13	7	0
BOT.	0	14	16	13	7	0



Nota. Tomado del Caso 6 de "Rectangular Concrete Tanks" por Portland Cement Association. 1996.

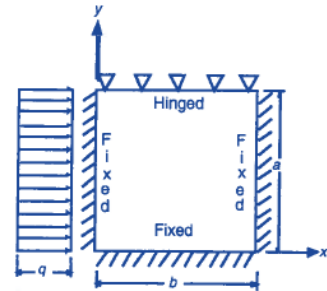
Tabla 119. Coeficientes para el cálculo de fuerzas cortantes y momentos flectores en losas macizas bidireccionales – Caso 9

CASE 9

$$\text{Shear} = C_s \times q \times a$$

$$\text{Deflection} = \frac{C_d q a^4}{1000 D}$$

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\mu^2)}$$



Shear Coefficients, C_s

LOCATION \ b/a	4.0	3.0	2.5	2.0	1.75	1.5	1.25	1.0	0.75	0.5
Bottom edge — midpoint	0.62	0.62	0.63	0.62	0.61	0.58	0.53	0.45	0.34	0.22
Side edge — maximum	0.55	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56	0.53	0.48	0.39	0.26
Side edge — midpoint	0.53	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.52	0.47	0.38	0.26
Top edge — midpoint	0.39	0.39	0.39	0.40	0.40	0.39	0.35	0.32	0.25	0.18

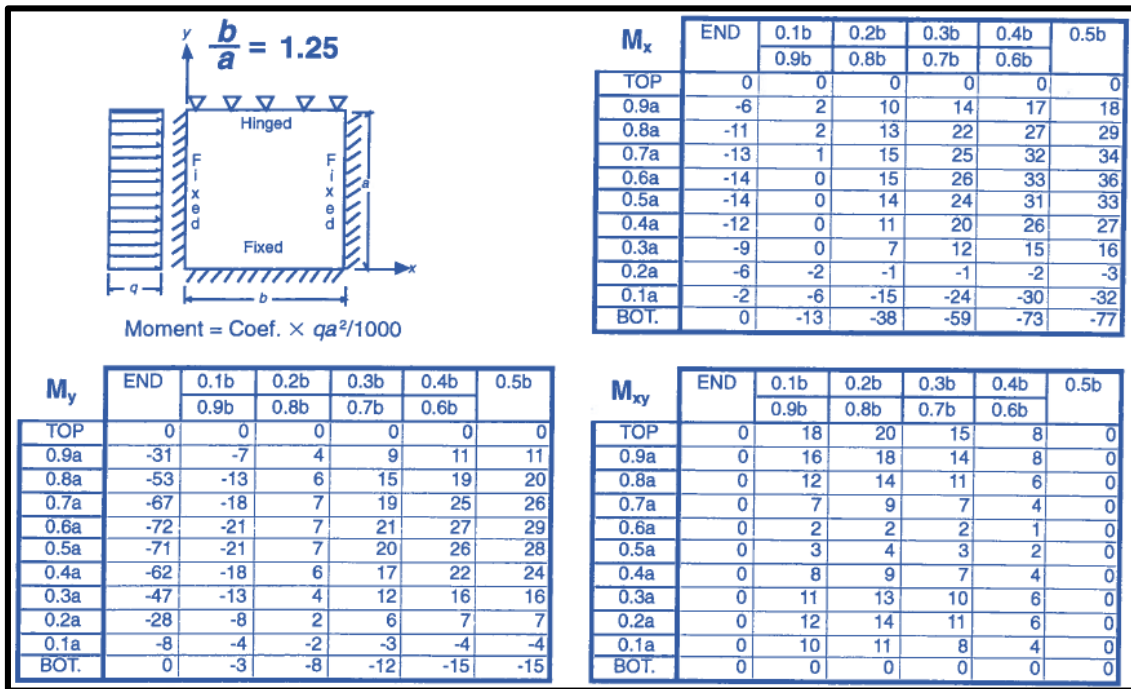
$\frac{b}{a} = 1.0$

Moment = Coef. $\times qa^2/1000$

M_x	END	0.1b	0.2b	0.3b	0.4b	0.5b
		0.9b	0.8b	0.7b	0.6b	
TOP	0	0	0	0	0	0
0.9a	-5	1	6	10	12	13
0.8a	-9	0	8	14	18	19
0.7a	-11	-1	8	16	20	22
0.6a	-12	-2	8	16	21	22
0.5a	-12	-2	7	15	20	21
0.4a	-11	-2	7	13	17	19
0.3a	-8	-1	5	9	12	13
0.2a	-5	-1	1	1	2	2
0.1a	-2	-4	-8	-14	-18	-19
BOT.	0	-8	-26	-41	-52	-55

M_y	END	0.1b	0.2b	0.3b	0.4b	0.5b
		0.9b	0.8b	0.7b	0.6b	
TOP	0	0	0	0	0	0
0.9a	-27	-7	2	7	10	11
0.8a	-45	-14	3	13	17	19
0.7a	-56	-19	3	16	22	24
0.6a	-61	-22	3	17	24	27
0.5a	-60	-21	3	17	24	26
0.4a	-54	-19	3	15	21	23
0.3a	-42	-14	2	11	16	17
0.2a	-26	-8	1	6	8	9
0.1a	-8	-3	-1	-1	-1	-1
BOT.	0	-2	-5	-8	-10	-11

M_{xy}	END	0.1b	0.2b	0.3b	0.4b	0.5b
		0.9b	0.8b	0.7b	0.6b	
TOP	0	13	15	12	7	0
0.9a	0	12	14	11	6	0
0.8a	0	8	11	9	5	0
0.7a	0	5	6	5	3	0
0.6a	0	1	2	2	1	0
0.5a	0	2	2	2	1	0
0.4a	0	5	6	5	3	0
0.3a	0	8	10	8	5	0
0.2a	0	9	11	9	5	0
0.1a	0	8	9	7	4	0
BOT.	0	0	0	0	0	0



Nota. Tomado del Caso 9 de "Rectangular Concrete Tanks" por Portland Cement Association. 1996.

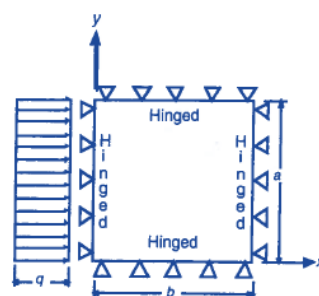
Tabla 120. Coeficientes para el cálculo de fuerzas cortantes y momentos flectores en losas macizas bidireccionales – Caso 10

CASE 10

$$\text{Shear} = C_s \times q \times a$$

$$\text{Deflection} = \frac{C_d q a^4}{1000 D}$$

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\mu^2)}$$



Shear Coefficients, C_s

LOCATION \ b/a	4.0	3.0	2.5	2.0	1.75	1.5	1.25	1.0	0.75	0.5
Bottom edge — midpoint	0.50	0.49	0.48	0.46	0.45	0.42	0.39	0.34	0.27	0.18
Side edge — maximum	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.36	0.36	0.34	0.30	0.23
Side edge — midpoint	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.36	0.36	0.34	0.30	0.23
Top edge — midpoint	0.50	0.49	0.48	0.46	0.45	0.42	0.39	0.34	0.27	0.18

$\frac{b}{a} = 1.0$

Moment = Coef. $\times qa^2/1000$

M_x	END	0.1b	0.2b	0.3b	0.4b	0.5b
		0.9b	0.8b	0.7b	0.6b	
TOP	0	0	0	0	0	0
0.9a	0	8	13	17	19	20
0.8a	0	12	21	27	31	32
0.7a	0	14	25	33	38	39
0.6a	0	15	27	36	41	43
0.5a	0	15	28	37	42	44
0.4a	0	15	27	36	41	43
0.3a	0	14	25	33	38	39
0.2a	0	12	21	27	31	32
0.1a	0	8	13	17	19	20
BOT.	0	0	0	0	0	0

M_y	END	0.1b	0.2b	0.3b	0.4b	0.5b
		0.9b	0.8b	0.7b	0.6b	
TOP	0	0	0	0	0	0
0.9a	0	8	12	14	15	15
0.8a	0	13	21	25	27	28
0.7a	0	17	27	33	36	37
0.6a	0	19	31	38	41	42
0.5a	0	20	32	39	43	44
0.4a	0	19	31	38	41	42
0.3a	0	17	27	33	36	37
0.2a	0	13	21	25	27	28
0.1a	0	8	12	14	15	15
BOT.	0	0	0	0	0	0

M_{xy}	END	0.1b	0.2b	0.3b	0.4b	0.5b
		0.9b	0.8b	0.7b	0.6b	
TOP	37	34	27	19	10	0
0.9a	34	31	25	18	9	0
0.8a	27	25	21	15	8	0
0.7a	19	18	15	10	5	0
0.6a	10	9	8	5	3	0
0.5a	0	0	0	0	0	0
0.4a	10	9	8	5	3	0
0.3a	19	18	15	10	5	0
0.2a	27	25	21	15	8	0
0.1a	34	31	25	18	9	0
BOT.	37	34	27	19	10	0

Nota. Tomado del Caso 10 de "Rectangular Concrete Tanks" por Portland Cement Association. 1996.

ANEXO D. TABLA DEL JOINT COMITEE

Tabla 121. Coeficientes para el cálculo de los momentos de diseño de losas apoyadas en vigas.

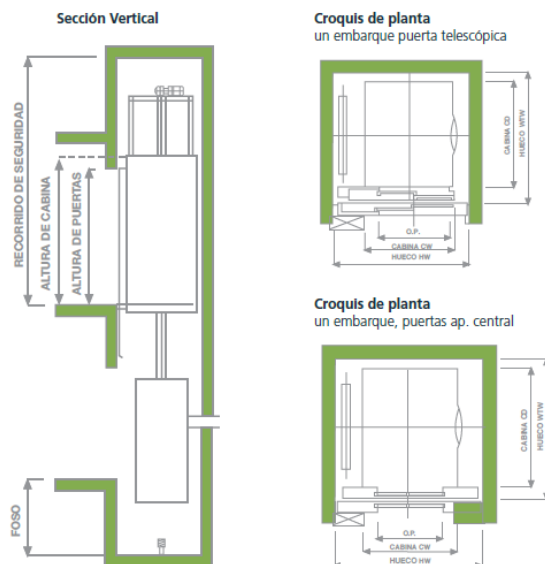
Momentos	Luz corta						Luz larga para todo m
	Valor de m						
	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	≤0.5	
Panel interior							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.033	0.040	0.048	0.055	0.063	0.083	0.033
Extremo discontinuo	–	–	–	–	–	–	–
Momento positivo	0.025	0.030	0.036	0.041	0.047	0.062	0.025
Un extremo discontinuo							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.041	0.048	0.055	0.062	0.069	0.085	0.041
Extremo discontinuo	0.021	0.024	0.027	0.031	0.035	0.042	0.021
Momento positivo	0.031	0.036	0.041	0.047	0.052	0.064	0.031
Dos extremos discontinuos							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.049	0.057	0.064	0.071	0.078	0.090	0.049
Extremo discontinuo	0.025	0.028	0.032	0.036	0.039	0.045	0.025
Momento positivo	0.037	0.043	0.048	0.054	0.059	0.068	0.037
Tres extremos discontinuos							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.058	0.066	0.074	0.082	0.090	0.098	0.058
Extremo discontinuo	0.029	0.033	0.037	0.041	0.045	0.049	0.029
Momento positivo	0.044	0.050	0.056	0.062	0.068	0.074	0.044
Cuatro extremos discontinuos							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	–	–	–	–	–	–	–
Extremo discontinuo	0.033	0.038	0.043	0.047	0.053	0.055	0.033
Momento positivo	0.050	0.057	0.064	0.072	0.080	0.083	0.050

Nota. Tomado de “Diseño de estructuras de concreto armado” por T. Harmsen. 2002.

ANEXO E. CARACTERÍSTICAS DEL ASCENSOR



► Configuración y dimensiones a 1,0 m/s



CAPACIDAD	12D	12W	13D	13S	13W	16D ⁽¹⁾	21D ⁽¹⁾	21W ⁽¹⁾	
CARGA (kgs)	900	900	1000	1000	1000	1250	1600	1600	
DIMENSIONES CABINA (mm)	CW	1100	1400	1100	1400	1600	1200	1400	
	CD	1850	1500	2100	1600	1400	2300	2400	
DIMENSIONES PUERTAS (mm)	Telescópica (TLD)	900	900	900	900		1100	1300	
	Ap. Central (CLD)	800/900	900	800/900	900	900/1000/1100		1100/1300/1800	
HUECO (mm)	HW	1800 (CLD800)	1950 (TLD900)	1800 (CLD800)	1950 (TLD900)	2150 (CLD900)		2650 (CLD1100)	
		1650 (TLD900)	1975 (CLD900)	1650 (TLD900)	1975 (CLD900)	2200 (CLD1000)	1950	2850 (CLD1300)	
		1975 (CLD900)		1975 (CLD900)		2400 (CLD1100)	2100	2900 (CLD1800)	
	WTW	1 Embarque	2100	1750	2350	1850	1650	2550	2710
		2 Embarques	2200	1850	2450	1950	1750	2650	2870
									1950 (CLD1100/1300) 1965 (CLD1800)

Dimensiones con puertas montadas sobre piso
 Foso: 1000 a 1,0 m/s. Para ascensores de hasta 5 p consulte dimensiones de foso con Zardoya Otis
 Cuadro de maniobra: 330 mm de ancho x 95 mm de fondo x 2100 mm de alto para ascensores de hasta 675 kg (9 p)
 y 400 mm de ancho x 205 mm de fondo x 2100 mm de alto para 10,12 y 13 p
 160 mm x 90 mm x 2000/2100 mm de alto para 16 y 21 p

CW= Ancho de cabina
 CD= Profundidad de cabina
 HW= Ancho de hueco
 WTW= Profundidad de hueco

(1) Consulte opciones estéticas disponibles para estas capacidades de cabina

Altura de puertas	Altura de cabina	Recorrido seguridad a 1 m/s	Disponibilidad
2000	2100	3300	Opcional hasta 13 p.
2000	2200	3400	Estándar hasta 13 p.
2100	2300	3500	Opcional hasta 13 p.
2100	2300	3800	Estándar para 16 y 21 p.

Otis se reserva el derecho a modificar sin previo aviso sus modelos, así como sus características, equipos y accesorios, siempre que ello signifique una mejora en la instalación. Consulte con Zardoya Otis para fosos y recorridos de seguridad inferiores.

Figura 120. Características del ascensor

Nota. Tomado del catálogo GEN 2 LIFE OTIS

ANEXO F. CÁLCULO DE LA DOTACIÓN DE AGUA

En función de la Norma Técnica I.S. 010 “Instalaciones Sanitarias para Edificaciones” del Reglamento Nacional de Edificaciones, se determina la dotación de agua para el centro cultural. La Tabla 122 resume los resultados obtenidos.

Tabla 122. Dotación de agua

Nivel	Uso	Área (m ²)	Número de personas	Dotación (L/día)
Primer Nivel	Restaurante	60		3000
	Auditorio		70	210
	Sala de exposición	187.5		5625
	Servicios Higiénicos	34.9		1047
	Área Verde	107.47		214.94
Sub Total				10096.94
Segundo Nivel	Sala de exposición	494.1		14823
	Servicios Higiénicos	34.9		1047
Sub Total				15870
Tercer Nivel	Sala de exposición	494.1		14823
	Servicios Higiénicos	34.9		1047
Sub Total				15870
Cuarto Nivel	Oficinas	494.1		2964.6
	Servicios Higiénicos	34.9		1047
Sub Total				4011.6
Total				29978.54

Capacidad de la cisterna	22483.91 L = 22.5 m ³
Capacidad del tanque elevado	7494.64 L = 7.5 m ³

De los catálogos de ROTOPLAS, se seleccionan tres cisternas de 10 000 L de capacidad, tal como se observa en la Figura 121.



Capacidades de Cisterna Garantía de por vida

Capacidad (L)	Diámetro (m)	Altura con tapa (m)	Diámetro Tapa (m)
1 200*	1.40	0.93	0.45
2 800	1.86	1.18	0.60
5 000	2.38	1.33	0.60
10 000	2.38	2.43	0.60

Nota: Considere en la altura de la Cisterna una tolerancia de +5 cm.

www.distribuidornacional.com 01 800 0016 500

Figura 121.. Capacidad de la cisterna - Rotoplas

Del mismo modo se seleccionan tres tanques elevados de 2500 L de capacidad, tal como se observa en la Figura 122.

Cuadro de capacidades

Tinaco Garantía de por vida

Capacidad	Diámetro	Altura	Personas
450 L	0.85 m	0.99 m	2
600 L	0.97 m	1.12 m	3
750 L	1.10 m	1.02 m	4
1 100 L	1.10 m	1.40 m	5
2 500 L	1.55 m	1.60 m	10

Tinaco Garantía de por vida horizontal

Capacidad	Largo	Altura	Ancho	Personas
1 100 L	1.30 m	1.21 m	1.14 m	5
1 100 L*	1.43 m	1.05 m	1.14 m	5

*Reforzado.



Figura 122. Capacidad de tanques elevados - Rotoplas

ANEXO G. MÓDULO DE ELASTICIDAD Y MÓDULO DE REACCIÓN PARA DIFERENTES TIPOS DE SUELO

Tabla 123. Módulo de elasticidad y módulo de reacción para diferentes tipos de suelo

<i>Tipo de suelo</i>	E_s (kg/cm ²)		k_{s1} (Kg/cm ³)	
** Suelo fangoso	11.00	a 33.00	0.50	a 1.50
* Arena seca o húmeda, suelta (N _s 3 a 9)	0.16H	a 0.48H	1.20	a 3.60
* Arena seca o húmeda, media (N _s 9 a 30)	0.48H	a 1.60H	3.60	a 12.00
* Arena seca o húmeda, densa (N _s 30 a 50)	1.60H	a 3.20H	12.00	a 24.00
* Grava fina con arena fina	1.07H	a 1.33H	8.00	a 10.00
* Grava media con arena fina	1.33H	a 1.60H	10.0	a 12.00
* Grava media con arena gruesa	1.60H	a 2.00H	12.00	a 15.00
* Grava gruesa con arena gruesa	2.00H	a 2.66H	15.00	a 20.00
* Grava gruesa firmemente estratificada	2.66H	a 5.32H	20.00	a 40.00
** Arcilla blanda (q _v 0.25 a 0.50 kg/cm ²)	15	a 30	0.65	a 1.30
** Arcilla media (q _v 0.50 a 2.00 kg/cm ²)	30	a 90	1.30	a 4.00
** Arcilla compacta (q _v 2.00 a 4.00 kg/cm ²)	90	a 180	4.00	a 8.00
Arcilla margosa dura (q _v 4.00 a 10.00 kg/cm ²)	180	a 480	8.00	a 21.00
Marga arenosa rígida	480	a 1000	21.00	a 44.00
Arena de miga y tosco	500	a 2500	22	a 110
Marga	500	a 50000	22	a 2200
Caliza margosa alterada	3500	a 5000	150	a 220
Caliza sana	20000	a 800000	885	a 36000
Granito meteorizado	700	a 200000	30	a 9000
Granito sano	40000	a 800000	1700	a 3600

- N_s indica número de golpes en una prueba de penetración estándar.
H = Profundidad de desplante de la cimentación, cm
* = Los terrenos granulares si están sumergidos se tomarán con una E_s o K_{s1} igual a los de la tabla multiplicados por 0.60.
** = Los valores considerados corresponden a cargas de corta duración.
Si se consideran cargas permanentes que produzcan consolidación, se multiplicarán los valores E y k_s de la tabla por 0.25.
q_v = Resistencia del suelo

Nota. Tomado de Roberto Meli, "Diseño Estructural". Perú, 1985

ANEXO H. METRADO DE LOSAS MACIZAS BIDIRECCIONALES

Tabla 124. Metrado de cargas de losas del sótano

Losa	AB -45	BC -45	CD -44'	CC' -4'5	DE -44'	AB -34	BC -34	CD -34	A'B -23	AA' -2'3	BC -23	CD -23	A'B -12
Espesor (m)	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18
Carga Muerta (Ton/m²)													
Peso propio	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432
Peso de acabados	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100
Falso cielo raso	0.005	0.005	0.005			0.005	0.005	0.005	0.005		0.005	0.005	
Mamparas para sanitarios				0.011						0.013			
Mamparas de vidrio 6mm						0.004							
Tabiquería de drywall		0.017											
Tabiquería de ladrillo alveolar				0.299		0.099				0.263			
Total	0.537	0.554	0.537	0.842	0.532	0.640	0.537	0.537	0.537	0.808	0.537	0.537	0.532
Carga Viva (Ton/m²)													
Sobrecarga	0.450	0.450	0.450	0.300	0.500	0.450	0.450	0.450	0.450	0.300	0.450	0.450	0.500
Total	0.450	0.450	0.450	0.300	0.500	0.450	0.450	0.450	0.450	0.300	0.450	0.450	0.500
Carga Ultima (Ton/m²)													
	1.517	1.541	1.517	1.689	1.595	1.661	1.517	1.517	1.517	1.641	1.517	1.517	1.595

Tabla 125. Metrado de cargas de losas del primer y segundo piso

Losa	AB -45	BC -45	CD -44'	CC' -4'5	DE -44'	AB -34	BC -34	CD -34	A'B -23	AA' -2'3	BC -23	CD -23	A'B -12
Espesor (m)	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18
Carga Muerta (Ton/m ²)													
Peso propio	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432
Peso de acabados	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100
Falso cielo raso	0.005	0.005	0.005			0.005	0.005	0.005	0.005		0.005	0.005	
Mamparas para sanitarios				0.011						0.013			
Mamparas de vidrio 6mm						0.004							
Tabiquería de drywall													
Tabiquería de ladrillo alveolar				0.299		0.099				0.263			
Total	0.537	0.537	0.537	0.842	0.532	0.640	0.537	0.537	0.537	0.808	0.537	0.537	0.532
Carga Viva (Ton/m ²)													
Sobrecarga	0.450	0.450	0.450	0.300	0.500	0.450	0.450	0.450	0.450	0.300	0.450	0.450	0.500
Total	0.450	0.450	0.450	0.300	0.500	0.450	0.450	0.450	0.450	0.300	0.450	0.450	0.500
Carga Ultima (Ton/m ²)													
Total	1.517	1.517	1.517	1.689	1.595	1.661	1.517	1.517	1.517	1.641	1.517	1.517	1.595

Tabla 126. Metrado de cargas de losas del tercer piso

Losa	AB-45	BC-45	CD-44'	CC'-4'5	DE-44'	AB-34	BC-34	CD-34	A'B-23	AA'-2'3	BC-23	CD-23	A'B-12
Espesor (m)	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18
Carga Muerta (Ton/m ²)													
Peso propio	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432
Peso de acabados	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100
Falso cielo raso	0.005	0.005	0.005			0.005	0.005	0.005	0.005		0.005	0.005	
Mamparas para sanitarios				0.011						0.013			
Mamparas de vidrio 6mm	0.009	0.004	0.009			0.004	0.009	0.009	0.009		0.009	0.009	
Tabiquería de drywall													
Tabiquería de ladrillo alveolar		0.054		0.299		0.099				0.263			
Total	0.546	0.595	0.546	0.842	0.532	0.640	0.546	0.546	0.546	0.808	0.546	0.546	0.532
Carga Viva (Ton/m ²)													
Sobrecarga	0.325	0.325	0.325	0.300	0.400	0.325	0.500	0.325	0.325	0.300	0.325	0.325	0.400
Total	0.325	0.325	0.325	0.300	0.400	0.325	0.500	0.325	0.325	0.300	0.325	0.325	0.400
Carga Ultima (Ton/m ²)													
Total	1.317	1.386	1.317	1.689	1.425	1.448	1.614	1.317	1.317	1.641	1.317	1.317	1.425

Tabla 127. Metrado de cargas de losas del cuarto piso

Losa	AB -45	BC -45	CD -44'	CC' -4'5	DE -44'	AB -34	BC -34	CD -34	A'B -23	AA' -2'3	BC -23	CD -23	A'B -12
Espesor (m)	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18
Carga Muerta (Ton/m ²)													
Peso propio	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432
Peso de acabados	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100
Falso cielo raso	0.005	0.005	0.005			0.005	0.005	0.005	0.005		0.005	0.005	
Total	0.537	0.537	0.537	0.532	0.532	0.537	0.537	0.537	0.537	0.532	0.537	0.537	0.532
Carga Viva (Ton/m ²)													
Sobrecarga	0.100	0.100	0.100	0.100	0.400	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.400
Granizo	0.092	0.092	0.092	0.092		0.092	0.092	0.092	0.092	0.092	0.092	0.092	
Total	0.192	0.192	0.192	0.192	0.400	0.192	0.192	0.192	0.192	0.192	0.192	0.192	0.400
Carga Ultima (Ton/m ²)													
Total	0.908	0.908	0.908	0.901	0.745	0.908	0.908	0.908	0.908	0.901	0.908	0.908	0.745

ANEXO I. METRADO DE VIGAS

Tabla 128. Metrado de cargas de vigas del sótano

Viga	V4' -CC'	V4' -C'D	V4' -DE	V4 -AB	V4 -BC	V4 -CD	V3 -AB	V3 -BC	V3 -CD	V2' -AA'	V2 -AB	V1 -AB
Ancho	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
Peralte	0.40	0.40	0.40	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.40	0.70	0.70
Carga Muerta (Ton/m)												
Peso propio	0.288	0.288	0.288	0.504	0.504	0.504	0.504	0.504	0.504	0.288	0.504	0.504
Tabiquería de ladrillo alveolar	0.668				0.122			0.122	0.000	0.668	0.000	0.122
Tabiquería de drywall									0.054			
Ventanas/Mamparas					0.036			0.006				0.060
Losa	1.486	0.957	0.479	2.825	2.751	2.245	2.988	2.709	2.578	0.646	1.284	0.479
Escalera			1.666									
Total	2.443	1.245	2.452	3.329	3.413	2.749	3.492	3.341	3.136	1.603	1.788	1.164
Carga Viva (Ton/m)												
Sobre viga	0.045	0.135	0.150	0.135	0.135	0.135	0.135	0.135	0.135	0.045	0.150	0.075
Losa	1.098	0.802	0.450	2.160	2.270	1.882	1.995	2.270	2.160	0.240	1.125	0.450
Escalera			1.125									
Total	1.143	0.937	1.725	2.295	2.405	2.017	2.130	2.405	2.295	0.285	1.275	0.525
Carga Última (Ton/m)												
Total	5.362	3.335	6.339	8.563	8.867	7.277	8.511	8.766	8.292	2.728	4.671	2.523

Tabla 129. Metrado de cargas de vigas del sótano

Viga	VA' -12	VA' -22'	VA' -2'3	VB -45	VB -34	VB -23	VC -45	VC -34	VC -23	VC' -4'5	VD -45	VE -45
Ancho	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
Peralte	0.40	0.40	0.40	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.40	0.70	0.70
Carga Muerta (Ton/m)												
Peso propio	0.288	0.288	0.288	0.504	0.504	0.504	0.504	0.504	0.504	0.288	0.504	0.504
Tabiquería de ladrillo alveolar			0.668	0.000	0.122		0.608	0.122		0.668	0.000	0.122
Tabiquería de drywall				0.054								
Ventanas/Mamparas					0.036			0.006	0.045			0.060
Losa	0.479	0.957	1.754	2.619	2.965	2.245	2.809	2.709	2.578	0.674	1.284	0.479
Escalera	1.666											
Total	2.452	1.245	2.710	3.177	3.626	2.749	3.920	3.341	3.127	1.630	1.788	1.164
Carga Viva (Ton/m)												
Sobre viga	0.150	0.135	0.045	0.135	0.135	0.135	0.135	0.135	0.135	0.045	0.150	0.075
Losa	0.450	0.802	1.098	2.160	2.270	1.882	1.995	2.270	2.160	0.240	1.125	0.450
Escalera	1.125											
Total	1.725	0.937	1.143	2.295	2.405	2.017	2.130	2.405	2.295	0.285	1.275	0.525
Carga Última (Ton/m)												
Total	6.339	3.335	5.736	8.349	9.166	7.277	9.110	8.766	8.279	2.766	4.671	2.523

Tabla 130. Metrado de cargas de vigas del primer y segundo piso

Viga	V5-AB	V5-BC	V5-CC'	V5-DE	V4'-CC'	V4'-C'D	V4'-DE	V4-AB	V4-BC	V4-CD	V4-DE	V3-AB	V3-BC	V3-CD	V2'-AA'	V2-AB	V2-BC	V2-CD	V1-AB
Ancho	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
Peralte	0.70	0.70	0.70	0.40	0.40	0.40	0.40	0.70	0.70	0.70	0.40	0.70	0.70	0.70	0.40	0.70	0.70	0.70	0.70
Carga Muerta (Ton/m)																			
Peso propio	0.504	0.504	0.504	0.288	0.288	0.288	0.288	0.504	0.504	0.504	0.288	0.504	0.504	0.504	0.288	0.504	0.504	0.504	0.504
Tabiquería de ladrillo alveolar	0.608	0.608	0.608	0.668	0.668				0.122		0.122				0.668		0.122	0.122	0.122
Ventanas/Mamparas									0.036	0.036	0.07						0.060	0.060	0.060
Losa	1.289	1.331	0.831	0.000	1.787	0.957	0.479	2.825	2.709	2.245	0.479	2.988	2.709	2.578	0.646	1.284	1.331	1.289	0.479
Escalera				1.425			1.666												
Total	2.400	2.442	1.942	2.536	2.743	1.245	2.433	3.329	3.371	2.749	0.956	3.492	3.213	3.082	1.603	1.788	2.016	1.974	1.164
Carga Viva (Ton/m)																			
Sobre viga	0.068	0.068	0.045	0.038	0.045	0.135	0.150	0.135	0.135	0.135	0.075	0.135	0.135	0.135	0.045	0.150	0.135	0.135	0.075
Losa	1.080	1.115	0.296		1.098	0.802	0.450	2.160	2.270	1.882	0.450	1.995	2.270	2.160	0.240	1.125	1.115	1.080	0.450
Escalera				1.125			1.125												
Total	1.148	1.183	0.341	1.163	1.143	0.937	1.725	2.295	2.405	2.017	0.525	2.130	2.405	2.295	0.285	1.275	1.250	1.215	0.525
Carga Última (Ton/m)																			
Total	5.311	5.430	3.299	5.527	5.783	3.335	6.339	8.563	8.808	7.277	2.231	8.511	8.587	8.216	2.728	4.671	4.948	4.830	2.523

Tabla 131. Metrado de cargas de vigas del primer y segundo piso

Viga	VA-45	VA-34	VA-23	VA-12	VA'-12	VA'-22'	VA'-2'3	VB-45	VB-34	VB-23	VB-12	VC-45	VC-34	VC-23	VC'-4'5	VD-45	VD-34	VD-23	VE-45
Ancho	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
Peralte	0.70	0.70	0.70	0.40	0.40	0.40	0.40	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.40	0.70	0.70	0.70	0.70
Carga Muerta (Ton/m)																			
Peso propio	0.504	0.504	0.504	0.288	0.288	0.288	0.288	0.504	0.504	0.504	0.504	0.504	0.504	0.504	0.288	0.504	0.504	0.504	0.504
Tabiquería de ladrillo alveolar	0.608	0.608	0.608	0.668	0.000		0.668		0.122		0.122	0.608			0.668		0.122	0.122	0.122
Tabiquería de drywall												0.054							
Ventanas/Mamparas								0.036		0.060						0.060	0.060	0.060	0.060
Losa	1.289	1.586	0.797	0.000	0.479	0.957	1.754	2.578	2.965	2.245	0.479	2.768	2.709	2.578	0.674	1.284	1.331	1.289	0.479
Escalera				1.425	1.666														
Total	2.400	2.698	1.909	2.381	2.433	1.245	2.710	3.082	3.626	2.749	1.164	3.933	3.213	3.082	1.630	1.788	2.016	1.974	1.164
Carga Viva (Ton/m)																			
Sobre viga	0.068	0.068	0.045	0.038	0.150	0.135	0.045	0.135	0.135	0.135	0.075	0.135	0.135	0.135	0.045	0.150	0.135	0.135	0.075
Losa	1.080	1.115	0.296	0.000	0.450	0.802	1.098	2.160	2.270	1.882	0.450	1.995	2.270	2.160	0.240	1.125	1.115	1.080	0.450
Escalera				1.125	1.125														
Total	1.148	1.183	0.341	1.163	1.725	0.937	1.143	2.295	2.405	2.017	0.525	2.130	2.405	2.295	0.285	1.275	1.250	1.215	0.525
Carga Última (Ton/m)																			
Total	5.311	5.788	3.252	5.310	6.339	3.335	5.736	8.216	9.166	7.277	2.523	9.128	8.587	8.216	2.766	4.671	4.948	4.830	2.523

Tabla 132. Metrado de cargas de vigas del tercer piso

Viga	V5- AB	V5- BC	V5- CC'	V5- DE	V4'- CC'	V4'- C'D	V4'- DE	V4- AB	V4- BC	V4- CD	V4- DE	V3- AB	V3- BC	V3- CD	V2'- AA'	V2- AB	V2- BC	V2- CD	V1- AB
Ancho	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
Peralte	0.70	0.70	0.70	0.40	0.40	0.40	0.40	0.70	0.70	0.70	0.40	0.70	0.70	0.70	0.40	0.70	0.70	0.70	0.70
Carga Muerta (Ton/m)																			
Peso propio	0.504	0.504	0.504	0.288	0.288	0.288	0.288	0.504	0.504	0.504	0.288	0.504	0.504	0.504	0.288	0.504	0.504	0.504	0.504
Tabiquería de ladrillo alveolar	0.506	0.506	0.506	0.567	0.567						0.122				0.567	0.506	0.122	0.122	0.122
Ventanas/ Mamparas											0.055		0.038				0.048	0.048	0.048
Losa	1.310	1.475	0.831		1.803	0.972	0.479	2.846	2.876	2.282	0.479	3.001	2.753	2.620	0.646	1.298	1.352	1.310	0.479
Escalera				1.425			1.666												
Total	2.320	2.486	1.841	2.435	2.658	1.260	2.433	3.350	3.380	2.786	0.943	3.505	3.295	3.124	1.501	2.308	2.025	1.983	1.152
Carga Viva (Ton/m)																			
Sobre viga	0.049	0.049	0.045	0.038	0.045	0.098	0.120	0.098	0.150	0.098	0.060	0.098	0.150	0.098	0.045	0.120	0.049	0.049	0.060
Losa	0.780	0.805	0.296		0.875	0.579	0.360	1.560	2.089	1.359	0.360	1.508	2.089	1.560	0.240	0.848	0.805	0.780	0.360
Escalera				1.125			1.125												
Total	0.829	0.854	0.341	1.163	0.920	0.676	1.605	1.658	2.239	1.456	0.420	1.605	2.239	1.658	0.285	0.968	0.854	0.829	0.420
Carga Última (Ton/m)																			
Total	4.657	4.932	3.157	5.385	5.285	2.914	6.135	7.507	8.538	6.377	2.035	7.635	8.419	7.191	2.586	4.876	4.288	4.185	2.327

Tabla 133. Metrado de cargas de vigas del tercer piso

Viga	VA-45	VA-34	VA-23	VA-12	VA'-12	VA'-22'	VA'-2'3	VB-45	VB-34	VB-23	VB-12	VC-45	VC-34	VC-23	VC'-4'5	VD-45	VD-34	VD-23	VE-45
Ancho	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
Peralte	0.70	0.70	0.70	0.40	0.40	0.40	0.40	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.40	0.70	0.70	0.70	0.70
Carga Muerta (Ton/m)																			
Peso propio	0.504	0.504	0.504	0.288	0.288	0.288	0.288	0.504	0.504	0.504	0.504	0.504	0.504	0.504	0.288	0.504	0.504	0.504	0.504
Tabiquería de ladrillo alveolar	0.506	0.506	0.506	0.567			0.567	0.000			0.122	0.506			0.567	0.506	0.122	0.122	0.122
Ventanas /Mamparas									0.038		0.048		0.038				0.048	0.048	0.048
Losa	1.310	1.586	0.797	0.000	0.479	0.972	1.769	2.739	2.986	2.282	0.479	2.921	2.753	2.620	0.674	1.298	1.352	1.310	0.479
Escalera				1.425	1.666														
Total	2.320	2.596	1.807	2.280	2.433	1.260	2.624	3.243	3.528	2.786	1.152	3.931	3.295	3.124	1.529	2.308	2.025	1.983	1.152
Carga Viva (Ton/m)																			
Sobre viga	0.049	0.049	0.045	0.060	0.120	0.098	0.045	0.098	0.150	0.098	0.060	0.098	0.150	0.098	0.045	0.120	0.049	0.049	0.060
Losa	0.780	0.805	0.296		0.360	0.579	0.875	1.560	2.089	1.359	0.360	1.508	2.089	1.560	0.240	0.848	0.805	0.780	0.360
Escalera				1.125	1.125														
Total	0.829	0.854	0.341	1.185	1.605	0.676	0.920	1.658	2.239	1.456	0.420	1.605	2.239	1.658	0.285	0.968	0.854	0.829	0.420
Carga Última (Ton/m)																			
Total	4.657	5.086	3.110	5.206	6.135	2.914	5.238	7.358	8.745	6.377	2.327	8.233	8.419	7.191	2.624	4.876	4.288	4.185	2.327

Tabla 134. Metrado de cargas de vigas del cuarto piso

Viga	V5-AB	V5-BC	V5-CC'	V5-DE	V4'-CC'	V4'-C'D	V4'-DE	V4-AB	V4-BC	V4-CD	V4-DE	V3-AB	V3-BC	V3-CD	V2'-AA'	V2-AB	V2-BC	V2-CD	V1-AB
Ancho	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
Peralte	0.70	0.70	0.70	0.40	0.40	0.40	0.40	0.70	0.70	0.70	0.40	0.70	0.70	0.70	0.40	0.70	0.70	0.70	0.70
Carga Muerta (Ton/m)																			
Peso propio	0.504	0.504	0.504	0.288	0.288	0.288	0.288	0.504	0.504	0.504	0.288	0.504	0.504	0.504	0.288	0.504	0.504	0.504	0.504
Tabiquería de ladrillo alveolar	0.203	0.203	0.203	0.425		0.122					0.203				0.122	0.365	0.203	0.203	0.203
Ventanas/ Mamparas											0.028								0.020
Losa	1.289	1.331	0.525		1.481	0.957	0.479	2.578	2.709	2.245	0.479	2.520	2.709	2.578	0.426	1.284	1.331	1.289	0.479
Escalera				1.425			1.666												
Total	1.995	2.037	1.231	2.293	1.769	1.366	2.433	3.082	3.213	2.749	0.997	3.024	3.213	3.082	0.835	2.153	2.037	1.995	1.205
Carga Viva (Ton/m)																			
Sobre viga	0.029	0.029	0.029	0.060	0.029	0.058	0.120	0.058	0.058	0.058	0.060	0.058	0.058	0.058	0.029	0.120	0.058	0.058	0.060
Losa	0.461	0.476	0.189		0.531	0.342	0.360	0.922	0.969	0.803	0.360	0.902	0.969	0.922	0.154	0.648	0.476	0.461	0.360
Escalera				1.125		1.125													
Total	0.490	0.505	0.218	1.185	0.560	1.525	0.480	0.979	1.026	0.860	0.420	0.960	1.026	0.979	0.182	0.768	0.533	0.518	0.420
Carga Última (Ton/m)																			
Total	3.626	3.710	2.095	5.225	3.430	4.504	4.223	5.979	6.243	5.312	2.110	5.866	6.243	5.979	1.479	4.320	3.759	3.675	2.401

Tabla 135. Metrado de cargas de vigas del cuarto piso

Viga	VA-45	VA-34	VA-2'3	VA-12	VA'-12	VA'-22'	VA'-2'3	VB-45	VB-34	VB-23	VB-12	VC-45	VC-34	VC-23	VC'-4'5	VD-45	VD-34	VD-23	VE-45
Ancho	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
Peralte	0.70	0.70	0.70	0.40	0.40	0.40	0.40	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.40	0.70	0.70	0.70	0.70
Carga Muerta (Ton/m)																			
Peso propio	0.504	0.504	0.504	0.288	0.288	0.288	0.288	0.504	0.504	0.504	0.504	0.504	0.504	0.504	0.288	0.504	0.504	0.504	0.504
Tabiquería de ladrillo alveolar	0.203	0.203	0.203	0.425		0.122					0.203				0.122	0.365	0.203	0.203	0.203
Ventanas/Mamparas											0.020								0.020
Losa	1.289	1.331	0.525		0.479	0.957	1.481	2.578	2.709	2.245	0.479	2.520	2.709	2.578	0.426	1.284	1.331	1.289	0.479
Escalera				1.425	1.666														
Total	1.995	2.037	1.231	2.138	2.433	1.366	1.769	3.082	3.213	2.749	1.205	3.024	3.213	3.082	0.835	2.153	2.037	1.995	1.205
Carga Viva (Ton/m)																			
Sobre viga	0.029	0.029	0.029	0.060	0.120	0.058	0.029	0.058	0.058	0.058	0.060	0.058	0.058	0.058	0.029	0.120	0.058	0.058	0.060
Losa	0.461	0.476	0.189		0.360	0.342	0.531	0.922	0.969	0.803	0.360	0.902	0.969	0.922	0.154	0.648	0.476	0.461	0.360
Escalera				1.125	1.125														
Total	0.490	0.505	0.218	1.185	1.605	0.400	0.560	0.979	1.026	0.860	0.420	0.960	1.026	0.979	0.182	0.768	0.533	0.518	0.420
Carga Última (Ton/m)																			
Total	3.626	3.710	2.095	5.008	6.135	2.592	3.430	5.979	6.243	5.312	2.401	5.866	6.243	5.979	1.479	4.320	3.759	3.675	2.401

ANEXO J. METRADO DE COLUMNAS Y MUROS DE CORTE

Tabla 136. Metrado de cargas de muros de corte y columnas del sótano

MURO DE CORTE	PL-A5	PL-B5	PL-C5	PL-D5	PL-A4	PL-D4	PL-A3	PL-D3	PL-A2	PL-B2	PL-C2	PL-D2	PL-E5	PL-E4	PL-A1	PL-B1
Área de sección	1.978	0.613	0.613	2.065	0.613	0.613	0.613	0.613	2.065	0.613	0.613	1.978	0.613	0.613	0.613	0.613
Altura	4.300	4.300	4.300	4.300	4.300	4.300	4.300	4.300	4.300	4.300	4.300	4.300	4.300	4.300	4.300	4.300
Carga Muerta (Ton)																
Peso propio	20.408	6.321	6.321	21.311	6.321	6.321	6.321	6.321	21.311	6.321	6.321	20.408	6.321	6.321	6.321	6.321
Losa	11.027	12.943	13.746	8.385	13.996	12.921	15.013	12.545	8.294	12.921	12.545	11.027	1.710	4.354	1.710	4.354
Vigas		1.883	5.903	2.439	1.701	2.829	1.802	1.883	2.439	2.829	1.853					
Total	31.434	21.147	25.970	32.135	22.018	22.070	23.136	20.749	32.043	22.070	20.719	31.434	8.031	10.675	8.031	10.675
Carga Viva (Ton)																
Losa	9.240	10.513	9.320	5.533	10.513	10.960	9.320	10.513	5.533	10.960	10.513	9.240	1.350	3.496	1.350	3.496
Vigas		0.456	0.557	0.537	0.456	0.791	0.557	0.456	0.537	0.791	0.456					
Total	9.240	10.968	9.877	6.070	10.968	11.751	9.877	10.968	6.070	11.751	10.968	9.240	1.350	3.496	1.350	3.496

COLUMNA	CL-B4	CL-C4	CL-B3	CL-C3	CL-C'4'	CL-A'2'
Área de sección	0.360	0.360	0.360	0.360	0.210	0.210
Altura	4.300	4.300	4.300	4.300	4.300	4.300
Carga Muerta (Ton)						
Peso propio	3.715	3.715	3.715	3.715	2.167	2.167
Losa	30.814	28.255	29.424	29.183	6.480	6.389
Vigas	8.479	10.236	8.186	8.409	3.463	3.463
Total	43.009	42.207	41.326	41.307	12.110	12.019
Carga Viva (Ton)						
Losa	24.455	23.484	23.484	24.455	4.342	4.342
Vigas	1.910	1.910	1.910	1.910	0.303	0.303
Total	26.365	25.394	25.394	26.365	4.644	4.644

Tabla 137. Metrado de cargas de muros de corte y columnas del primer y segundo piso

MURO DE CORTE	PL-A5	PL-B5	PL-C5	PL-D5	PL-A4	PL-D4	PL-A3	PL-D3	PL-A2	PL-B2	PL-C2	PL-D2	PL-E5	PL-E4	PL-A1	PL-B1
Área de sección	1.978	0.613	0.613	2.065	0.613	0.613	0.613	0.613	2.065	0.613	0.613	1.978	0.613	0.613	0.613	0.613
Altura	3.600	3.600	3.600	3.600	3.600	3.600	3.600	3.600	3.600	3.600	3.600	3.600	3.600	3.600	3.600	3.600
Carga Muerta (Ton)																
Peso propio	17.086	5.292	5.292	17.842	5.292	5.292	5.292	5.292	17.842	5.292	5.292	17.086	5.292	5.292	5.292	5.292
Losa	11.027	12.545	13.746	4.425	13.996	13.304	15.013	12.545	4.334	13.304	12.545	11.027	0.000	2.104	0.000	2.104
Vigas	4.974	7.161	11.545	10.608	7.161	5.235	9.313	5.069	10.422	5.485	5.069	3.068	4.689	4.856	4.503	5.106
Total	33.086	24.998	30.583	32.875	26.449	23.831	29.618	22.906	32.598	24.081	22.906	31.180	9.981	12.252	9.795	12.502
Carga Viva (Ton)																
Losa	9.240	10.513	9.320	2.664	10.513	11.282	9.320	10.513	2.664	11.282	10.513	9.240	0.000	1.978	0.000	1.978
Vigas	0.302	0.787	0.838	3.754	0.787	1.242	0.838	1.119	3.754	1.242	1.119	0.604	1.575	1.991	1.575	1.991
Total	9.542	11.300	10.158	6.418	11.300	12.524	10.158	11.631	6.418	12.524	11.631	9.844	1.575	3.969	1.575	3.969

COLUMNA	CL-B4	CL-C4	CL-B3	CL-C3	CL-C'4'	CL-A'2'
Área de sección	0.360	0.360	0.360	0.360	0.210	0.210
Altura	3.600	3.600	3.600	3.600	3.600	3.600
Carga Muerta (Ton)						
Peso propio	3.110	3.110	3.110	3.110	1.814	1.814
Losa	30.583	27.873	29.274	29.183	6.480	6.389
Vigas	8.297	9.947	7.714	7.132	3.463	3.463
Total	41.991	40.930	40.098	39.425	11.758	11.666
Carga Viva (Ton)						
Losa	24.455	23.357	23.357	24.455	4.342	4.342
Vigas	1.910	1.910	1.910	1.910	0.303	0.303
Total	26.365	25.268	25.268	26.365	4.644	4.644

Tabla 138. Metrado de cargas de muros de corte y columnas del tercer piso

MURO DE CORTE	PL-A5	PL-B5	PL-C5	PL-D5	PL-A4	PL-D4	PL-A3	PL-D3	PL-A2	PL-B2	PL-C2	PL-D2	PL-E5	PL-E4	PL-A1	PL-B1
Área de sección	1.978	0.613	0.613	2.065	0.613	0.613	0.613	0.613	2.065	0.613	0.613	1.978	0.613	0.613	0.613	0.613
Altura	3.600	3.600	3.600	3.600	3.600	3.600	3.600	3.600	3.600	3.600	3.600	3.600	3.600	3.600	3.600	3.600
Carga Muerta (Ton)																
Peso propio	17.086	5.292	5.292	17.842	5.292	5.292	5.292	5.292	17.842	5.292	5.292	17.086	5.292	5.292	5.292	5.292
Losa	11.207	13.909	13.896	4.454	14.073	13.500	15.035	12.750	4.362	13.500	12.750	11.207	0.000	2.104	0.000	2.104
Vigas	4.521	6.664	10.296	11.289	6.664	6.319	8.588	5.007	11.103	6.569	5.007	3.012	4.537	4.811	4.351	5.061
Total	32.813	25.865	29.484	33.584	26.029	25.112	28.915	23.049	33.307	25.362	23.049	31.304	9.829	12.207	9.643	12.457
Carga Viva (Ton)																
Losa	6.673	7.592	6.148	2.179	7.592	8.243	7.183	7.592	2.179	8.243	7.592	6.673	0.000	1.582	0.000	1.582
Vigas	0.218	0.569	0.661	3.603	0.569	0.800	0.661	0.569	3.630	0.800	0.569	0.218	1.539	1.785	1.566	1.897
Total	6.892	8.161	6.809	5.783	8.161	9.043	7.845	8.161	5.810	9.043	8.161	6.892	1.539	3.367	1.566	3.479

COLUMNA	CL-B4	CL-C4	CL-B3	CL-C3	CL-C'4'	CL-A'2'
Área de sección	0.360	0.360	0.360	0.360	0.210	0.210
Altura	3.600	3.600	3.600	3.600	3.600	3.600
Carga Muerta (Ton)						
Peso propio	3.110	3.110	3.110	3.110	1.814	1.814
Losa	31.609	29.002	29.605	29.659	6.549	6.458
Vigas	7.270	8.979	7.409	7.409	3.131	3.131
Total	41.990	41.091	40.125	40.179	11.495	11.404
Carga Viva (Ton)						
Losa	20.252	19.459	19.459	20.252	3.359	3.359
Vigas	1.447	1.768	1.768	1.768	0.260	0.260
Total	21.699	21.227	21.227	22.020	3.619	3.619

Tabla 139. Metrado de cargas de muros de corte y columnas del cuarto piso

MURO DE CORTE	PL-A5	PL-B5	PL-C5	PL-D5	PL-A4	PL-D4	PL-A3	PL-D3	PL-A2	PL-B2	PL-C2	PL-D2	PL-E5	PL-E4	PL-A1	PL-B1
Área de sección	1.978	0.613	0.613	2.065	0.613	0.613	0.613	0.613	2.065	0.613	0.613	1.978	0.613	0.613	0.613	0.613
Altura	3.200	3.200	3.200	3.200	3.200	3.200	3.200	3.200	3.200	3.200	3.200	3.200	3.200	3.200	3.200	3.200
Carga Muerta (Ton)																
Peso propio	15.187	4.704	4.704	15.859	4.704	4.704	4.704	4.704	15.859	4.704	4.704	15.187	4.704	4.704	4.704	4.704
Losa	11.027	12.545	12.066	3.593	12.545	12.921	12.066	12.545	3.593	12.921	12.545	11.027	0.000	2.104	0.000	2.104
Vigas	3.162	5.172	5.820	9.805	5.172	6.156	5.820	5.172	9.619	6.406	5.172	3.162	4.496	3.839	4.309	4.089
Total	29.375	22.421	22.589	29.258	22.421	23.780	22.589	22.421	29.071	24.031	22.421	29.375	9.200	10.647	9.013	10.897
Carga Viva (Ton)																
Sobre la placa	0.184	0.061	0.061	0.000	0.061	0.061	0.061	0.061	0.000	0.061	0.061	0.184	0.000	0.000	0.000	0.000
Losa	3.942	4.485	4.324	1.461	4.485	5.133	4.324	4.485	2.979	5.133	4.485	3.942	0.000	1.582	0.000	1.582
Vigas	0.129	2.149	0.401	2.013	0.336	0.689	0.401	0.477	0.663	0.689	0.477	0.258	0.216	0.288	1.566	0.288
Total	4.256	6.695	4.785	3.473	4.882	5.883	4.785	5.024	3.642	5.883	5.024	4.385	0.216	1.870	1.566	1.870

COLUMNA	CL-B4	CL-C4	CL-B3	CL-C3	CL-C'4'	CL-A'2'
Área de sección	0.360	0.360	0.360	0.360	0.210	0.210
Altura	3.200	3.200	3.200	3.200	3.200	3.200
Carga Muerta (Ton)						
Peso propio	2.765	2.765	2.765	2.765	1.613	1.613
Losa	29.183	27.873	28.024	29.183	5.648	5.648
Vigas	7.132	7.132	7.132	7.132	1.539	1.539
Total	39.079	37.770	37.921	39.079	8.800	8.800
Carga Viva (Ton)						
Sobre la columna	0.069	0.069	0.069	0.069	0.000	0.000
Losa	10.434	9.966	10.020	10.434	2.024	2.024
Vigas	0.815	0.815	0.815	0.815	0.161	0.161
Total	11.318	10.850	10.904	11.318	2.185	2.185