



UNIVERSIDAD JOSÉ CARLOS MARIÁTEGUI

VICERRECTORADO DE INVESTIGACIÓN

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y
ARQUITECTURA**

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

T E S I S

**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO
BASADO EN LA NORMA E.030 DEL 2016 Y 2006
PARA UN EDIFICIO DE USO HOTEL
EN LA CIUDAD DE TACNA**

PRESENTADA POR

BACHILLER ANTONIO CARLOS CALAHUILLE CARBAJAL

ASESOR:

MGR. FREDY JAIME CALSÍN ADCO

PARA OPTAR TÍTULO PROFESIONAL DE

INGENIERO CIVIL

MOQUEGUA – PERÚ

2019

CONTENIDO

	Pág.
PORTADA	
Página de jurado.....	i
Dedicatoria.....	ii
Agradecimientos.....	iii
Contenido.....	iv
CONTENIDO DE TABLAS.....	x
CONTENIDO DE FIGURAS.....	xiv
CONTENIDO DE ECUACIONES.....	xxii
CONTENIDO DE APÉNDICES.....	xxx
RESUMEN.....	xxxii
ABSTRACT.....	xxxii
INTRODUCCIÓN.....	xxxiii

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

1.1. Descripción de la realidad del problema.....	1
1.2. Definición del problema.....	2
1.2.1. Problema general.....	2
1.3. Problemas específicos.....	2
1.4. Objetivos de la investigación.....	2
1.4.1. Objetivo general.....	2
1.4.2. Objetivos específicos.....	3
1.5. Justificación.....	3

1.5.1.	Justificación técnica	3
1.5.2.	Justificación legal.....	3
1.6.	Alcances y limitaciones	4
1.7.	Variables	5
1.7.1.	Identificación de variables	5
1.7.2.	Operacionalización de variables	5
1.8.	Hipótesis de la investigación	6
1.8.1.	Hipótesis general.....	6
1.8.2.	Hipótesis específicas	6

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1.	Antecedentes de la investigación	7
2.1.1.	En el ámbito nacional.....	7
2.1.2.	En el ámbito internacional	8
2.2.	Bases teóricas científicas	9
2.3.	Estructuración y predimensionamiento.....	12
2.3.1.	Estructuración	12
2.3.2.	Predimensionamiento.....	17
2.4.	Metrados de cargas	20
2.4.1.	Cargas estáticas	21
2.4.2.	Cargas dinámicas	22
2.4.3.	Cargas de sismo	23
2.5.	Análisis sísmico	23

2.5.1.	Norma de diseño sismorresistente E.030 (2016)	23
2.5.2.	Norma de diseño sismorresistente E.030 (2006)	37
2.6.	Diseño estructural	47
2.6.1.	Ventajas y desventajas del concreto armado frente a otros materiales	48
2.6.2.	Criterios generales de diseño	49
2.6.3.	Diseño de la losa aligerada en una dirección	53
2.6.4.	Diseño de vigas	56
2.6.5.	Diseño de columnas	65
2.6.6.	Diseño de muros de corte (placas)	71
2.6.7.	Diseño de zapata conectada con viga de cimentación	78
2.7.	Definición de términos.....	103

CAPÍTULO III

MÉTODO

3.1.	Tipo de la investigación	105
3.2.	Diseño de la investigación	105
3.3.	Población y muestra	105
3.3.1.	Población.....	105
3.3.2.	Muestra	105
3.4.	Descripción de instrumentos para recolección de datos	106
3.4.1.	Técnicas	106
3.4.2.	Instrumentos.....	106
3.4.3.	Procesamiento de datos.....	107
3.4.4.	Análisis de datos	107

CAPÍTULO IV

ÁNÁLISIS Y DISEÑO

4.1.	Introducción	108
4.2.	Planteamiento arquitectónico.....	108
4.3.	Estructuración	109
4.3.1.	Para cargas de gravedad.....	110
4.3.2.	Para cargas de sismo	110
4.4.	Predimensionamiento de elementos estructurales	110
4.4.1.	Predimensionamiento de losa aligerada.....	110
4.4.2.	Predimensionamiento de columnas.....	111
4.4.3.	Predimensionamiento de vigas	113
4.4.4.	Resumen del predimensionamiento de elementos estructurales	115
4.5.	Metrados de cargas por sismo.....	116
4.5.1.	Carga muerta (cm)	116
4.5.2.	Carga viva o sobrecarga (cv)	117
4.5.3.	Cuadro de resumen de pesos y masas	119
4.6.	Propuesta N° 1: Análisis sísmico según la E.030 del 2016 (sistema de muros estructurales).....	120
4.6.1.	Modelo estructural	120
4.6.2.	Parámetros sismorresistentes	121
4.6.3.	Análisis sísmico estático E.030 del 2016 (ETABS 2015)	122
4.6.4.	Análisis sísmico dinámico E.030 del 2016 (ETABS 2015).....	126

4.7.	Propuesta N° 2: Análisis sísmico según la E.030 del 2006 (sistema de muros estructurales).....	142
4.7.1.	Modelo estructural	142
4.7.2.	Parámetros sismorresistentes	143
4.7.3.	Análisis sísmico estático E.030 del 2006 (ETABS 2015)	144
4.7.4.	Análisis sísmico dinámico E.030 del 2006 (ETABS 2015).....	148
4.8.	Diseño de elementos estructurales con la E.030 2016.....	164
4.8.1.	Diseño de losa aligerada	164
4.8.2.	Diseño de viga principal	167
4.8.3.	Diseño de viga secundaria	170
4.8.4.	Diseño de columnas C-1	173
4.8.5.	Diseño de columnas C-2	175
4.8.6.	Diseño de columnas C-3	177
4.8.7.	Diseño de muros de corte (placas) M-5	179
4.8.8.	Diseño de zapata conectada (ZC-1)	182
4.9.	Diseño de elementos estructurales con la E.030 2006.....	194
4.9.1.	Diseño de losa aligerada	194
4.9.2.	Diseño de viga principal	197
4.9.3.	Diseño de viga secundaria	200
4.9.4.	Diseño de columnas C-1	203
4.9.5.	Diseño de columnas C-2	205
4.9.6.	Diseño de columnas C-3	207
4.9.7.	Diseño de muros de corte (placas) M-5	209
4.9.8.	Diseño de zapata conectada (ZC-1)	212

4.10.	Costo del diseño estructural de concreto armado con E.030 2016	224
4.10.1.	Presupuesto de estructuras	224
4.10.2.	Hoja resumen de metrados	225
4.11.	Costo del diseño estructural de concreto armado con E.030 2006	226
4.11.1.	Presupuesto de estructuras	226
4.11.2.	Hoja resumen de metrados	227

CAPÍTULO V

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

5.1.	Presentación de resultados	228
5.1.1.	Análisis sísmico	228
5.2.	Contrastación de hipótesis	234
5.3.	Discusión de resultados.....	246
5.3.1.	Análisis sísmico	246
5.3.2.	Diseño estructural	247
5.3.3.	Costo del diseño estructural	247

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1.	Conclusiones	249
6.2.	Recomendaciones	251

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	252
----------------------------------	-----

APÉNDICES.....	
----------------	--

MATRIZ DE CONSISTENCIA.....	
-----------------------------	--

CONTENIDO DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Operacionalidad de la variable independiente	5
Tabla 2. Operacionalidad de la variable dependiente	6
Tabla 3. Predimensionamiento de losa aligerada.....	17
Tabla 4. Índice de aplastamiento.....	20
Tabla 5. Pesos unitarios.....	21
Tabla 6. Pesos unitarios de losas aligeradas.....	22
Tabla 7. Cargas vivas mínimas repartidas.....	22
Tabla 8. Factores de zona "Z"	25
Tabla 9. Factores de suelo "S"	25
Tabla 10. Períodos "T _P " y "T _L ", perfil del suelo.....	25
Tabla 11. Categoría de la edificación y factor "U"	27
Tabla 12. Sistemas estructurales	28
Tabla 13. Límites para la distorsión del entrepiso	36
Tabla 14. Factor de zona	38
Tabla 15. Parámetros del suelo	38
Tabla 16. Categoría de las edificaciones.....	39
Tabla 17. Sistemas estructurales	40
Tabla 18. Máximo desplazamiento relativo	41
Tabla 19. Altura y pesos de losas aligerada	53
Tabla 20. Altura de losa según las luces entre ejes	54
Tabla 21. Valores de "m"	62
Tabla 22. Factor K.....	72

Tabla 23. Área de acero vertical mínimo en muros	76
Tabla 24. Área de acero horizontal mínimo en muros	76
Tabla 25. Área por niveles	109
Tabla 26. Luces de pórticos	111
Tabla 27. Predimensionamiento de losa aligerado.....	111
Tabla 28. Metrado de cargas	111
Tabla 29. Sección de columnas (parte 01)	112
Tabla 30. Sección de columnas (parte 02)	112
Tabla 31. Sección de vigas principales (parte 01).....	113
Tabla 32. Sección de vigas principales (parte 02).....	113
Tabla 33. Sección de vigas secundarias (parte 01)	114
Tabla 34. Sección de vigas secundarias (parte 02)	114
Tabla 35. Resumen de secciones.....	115
Tabla 36. Peso de carga muerta 1 ^{er} piso.....	116
Tabla 37. Peso de carga muerta 2 ^o piso.....	116
Tabla 38. Peso de carga muerta 3 ^o y 4 ^o piso	116
Tabla 39. Peso de carga muerta 5 ^o piso.....	117
Tabla 40. Peso de carga muerta 6 ^o piso.....	117
Tabla 41. Peso de carga viva 1 ^{er} piso	117
Tabla 42. Peso de carga viva 2 ^o piso	118
Tabla 43. Peso de carga viva 3 ^o y 4 ^o piso.....	118
Tabla 44. Peso de carga viva 5 ^o piso	119
Tabla 45. Peso de carga viva 6 ^o piso.....	119
Tabla 46. Resumen peso total	119

Tabla 47. Parámetros de diseño en eje "x" y "y"	122
Tabla 48. Fuerzas inerciales entrepiso	123
Tabla 49. Centros de masa calculado en Excel	123
Tabla 50. Centros de rigidez calculado en ETABS.....	124
Tabla 51. Excentricidad	124
Tabla 52. Deriva máxima en la dirección "x"	125
Tabla 53. Deriva máxima en la dirección "y"	125
Tabla 54. Cálculo de las masas traslacionales (eje "x", "y") y rotacional (eje "z") para cada nivel	127
Tabla 55. Factor de escalamiento.....	128
Tabla 56. Espectro de sismo.....	129
Tabla 57. Periodos y masas participativas	130
Tabla 58. Modos de vibración.....	130
Tabla 59. Parámetros estáticos cortante estática	140
Tabla 60. Verificación de la fuerza cortante en la base	141
Tabla 61. Derivas máximas en la dirección "x"	141
Tabla 62. Derivas máximas en la dirección "y"	141
Tabla 63. Parámetro de diseño del eje "x" y "y"	144
Tabla 64. Fuerzas inerciales.....	145
Tabla 65. Centros de masa calculado en Excel	145
Tabla 66. Centros de rigidez	145
Tabla 67. Excentricidad	146
Tabla 68. Deriva máxima en la dirección "x"	147
Tabla 69. Deriva máxima en la dirección "y"	147

Tabla 70. Cálculo de las masas traslacionales (eje “x”, “y”) y rotacional (eje “z”) para cada nivel	149
Tabla 71. Factor de escalamiento	150
Tabla 72. Espectro de diseño	151
Tabla 73. Periodo y masas participativas	152
Tabla 74. Modos de vibración.....	152
Tabla 75. Parámetros estáticos cortante estática	162
Tabla 76. Verificación de la fuerza cortante en la base	163
Tabla 77. Derivas máximas en la dirección “x”	163
Tabla 78. Derivas máximas en la dirección “y”	163
Tabla 79. Resumen de las máximas distorsiones en el eje “x”	228
Tabla 80. Resumen de máximas derivas obtenidas en el eje “y”	230

CONTENIDO DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Ondas Rayleigh.....	10
Figura 2. Losa aligerada.....	17
Figura 3. Planta y elevación de columna	19
Figura 4. Zonas sísmicas	24
Figura 5. Espectro de diseño sísmico	26
Figura 6. Zonas sísmicas	37
Figura 7. Curva esfuerzo-deformación	51
Figura 8. Curva esfuerzo-deformación de acero	53
Figura 9. Detalle general de aligerado	54
Figura 10. Colocación de acero.....	55
Figura 11. Detalle del armado de acero longitudinal de losa aligerada	56
Figura 12. Distribución de esfuerzos en la viga.....	57
Figura 13. Tipo de falla en una sección a flexión	58
Figura 14. Empalme de acero.....	61
Figura 15. Detalle de diseño de corte de viga	64
Figura 16. Requerimiento de estribos en vigas	65
Figura 17. Requerimiento de estribos en columnas	71
Figura 18. Modelo de viga conectada con viga de conexión	78
Figura 19. Falla por corte por flexión (elevación)	89
Figura 20. Falla por corte por flexión (planta).....	89
Figura 21. Falla por corte por punzonamiento (elevación)	97
Figura 22. Falla por corte por punzonamiento (planta).....	97

Figura 23. Ubicación del proyecto	106
Figura 24. Detalle de C-1, C-2 y C-3	113
Figura 25. Detalle de la VP-1.....	114
Figura 26. Detalle VS-1	115
Figura 27. Modelo tridimensional ETABS	120
Figura 28. Espectro de sismo	128
Figura 29. Modal case	129
Figura 30. Modo 1 (traslación en el eje “x”) periodo 0,362	131
Figura 31. Modo 2 (traslación en el eje “y”) periodo 0,339	131
Figura 32. Modo 3 (rotación) periodo 0,29.....	132
Figura 33. Modo 4 (traslación en el eje “x”) periodo 0,096	132
Figura 34. Modo 5 (traslación en el eje “y”) periodo 0,079	133
Figura 35. Modo 6 (rotación) periodo 0,074.....	133
Figura 36. Modo 7 (traslación en el eje “x”) periodo 0,051	134
Figura 37. Modo 8 (traslación en el eje “y”) periodo 0,044	134
Figura 38. Modo 9 (rotación) periodo 0,036.....	135
Figura 39. Modo 10 (traslación en el eje “x”) periodo 0,031	135
Figura 40. Modo 11 (traslación en el eje “y”) periodo 0,03	136
Figura 41. Modo 12 (rotación) periodo 0,03.....	136
Figura 42. Modo 13 (traslación en el eje “x”) periodo 0,027	137
Figura 43. Modo 14 (traslación en el eje “y”) periodo 0,025	137
Figura 44. Modo 15 (rotación) periodo 0,025.....	138
Figura 45. Modo 16 (traslación en el eje “x”) periodo 0,025	138
Figura 46. Modo 17 (traslación en el eje “y”) periodo 0,025	139

Figura 47. Modo 18 (rotación) periodo 0,024.....	139
Figura 48. Fuerza cortante en la base calculada por el análisis dinámico.....	140
Figura 49. Modelo tridimensional.....	143
Figura 50. Espectro de diseño	150
Figura 51. Load case	151
Figura 52. Modo 1 (traslación en el eje “x”) periodo 0,362	153
Figura 53. Modo 2 (traslación en el eje “y”) periodo 0,339	153
Figura 54. Modo 3 (rotación) periodo 0,29.....	154
Figura 55. Modo 4 (traslación en el eje “x”) periodo 0,096	154
Figura 56. Modo 5 (traslación en el eje “y”) periodo 0,079	155
Figura 57. Modo 6 (rotación) periodo 0,074.....	155
Figura 58. Modo 7 (traslación en el eje “x”) periodo 0,051	156
Figura 59. Modo 8 (traslación en el eje “y”) periodo 0,044	156
Figura 60. Modo 9 (rotación) periodo 0,036.....	157
Figura 61. Modo 10 (traslación en el eje “x”) periodo 0,031	157
Figura 62. Modo 11 (traslación en el eje “y”) periodo 0,03	158
Figura 63. Modo 12 (rotación) periodo 0,03.....	158
Figura 64. Modo 13 (traslación en el eje “x”) periodo 0,027	159
Figura 65. Modo 14 (traslación en el eje “y”) periodo0,025	159
Figura 66. Modo 15 (rotación) periodo 0,025.....	160
Figura 67. Modo 16 (traslación en el eje “x”) periodo 0,025	160
Figura 68. Modo 17 (traslación en el eje “y”) periodo 0,025	161
Figura 69. Modo 18 (rotación) periodo 0,024.....	161

Figura 70. Fuerza cortante en la base calculada por el análisis dinámico modal espectral	162
Figura 71. Diseño de losa aligerada	165
Figura 72. Resumen del diseño de losa aligerada	165
Figura 73. Verificación al corte, acero de temperatura, detalle de refuerzo de losa aligerada	166
Figura 74. Diseño por flexión de viga principal VP-1 (eje 2-2/A-B)	167
Figura 75. Resumen del diseño por flexión de viga principal VP-1 (eje 2-2/A- B)	168
Figura 76. Diseño por corte de viga principal VP-1 (eje 2-2/A-B).....	169
Figura 77. Diseño por flexión de viga secundaria VS-1 (eje F-F/1-5).....	170
Figura 78. Resumen del diseño por flexión de viga principal VS-1 (eje F-F/1-5)	171
Figura 79. Resumen del diseño por flexión de viga principal VS-1 (eje F-F/1-1)	172
Figura 80. Diseño de columna (eje F-F/2-2).....	173
Figura 81. Diseño por corte de columna C-1 (eje F-F/2-2).....	174
Figura 82. Diseño de columna (eje F-F/5-5).....	175
Figura 83. Diseño por corte de columna C-1 (eje F-F/5-5).....	176
Figura 84. Diseño de columna (eje G-G/5-5).....	177
Figura 85. Diseño por corte de columna C-1 (eje G-G/5-5)	178
Figura 86. Diseño por compresión y flexión muro de corte (eje B-B/5-5)	179
Figura 87. Diseño por corte del muro de corte (eje B-B/5-5)	180

Figura 88. Diseño del refuerzo horizontal por corte del muro de corte (eje B-B/5-5).....	181
Figura 89. Diseño del refuerzo horizontal y vertical por corte del muro de corte (eje B-B/5-5).....	181
Figura 90. Diseño de zapata conectada (Z-1).....	182
Figura 91. Diseño de zapata conectada (Z-1).....	183
Figura 92. Diseño de zapata conectada (Z-1).....	184
Figura 93. Diseño de zapata conectada (Z-1).....	185
Figura 94. Diseño de zapata conectada (Z-1).....	186
Figura 95. Diseño de zapata conectada (Z-1).....	187
Figura 96. Diseño de zapata conectada (Z-1).....	188
Figura 97. Diseño de zapata conectada (Z-1).....	189
Figura 98. Diseño de zapata conectada (Z-1).....	190
Figura 99. Diseño de zapata conectada (Z-1).....	191
Figura 100. Diseño de zapata conectada-viga de cimentación	192
Figura 101. Diseño de zapata conectada-viga de cimentación	193
Figura 102. Diseño de losa aligerada	194
Figura 103. Resumen del diseño de losa aligerada	195
Figura 104. Verificación al corte, acero de temperatura y detalle de refuerzo de losa aligerada.....	196
Figura 105. Diseño por flexión de viga principal VP-1 (eje 2-2/A-B)	197
Figura 106. Resumen del diseño por flexión de viga principal VP-1 (eje 2-2/A-B).....	198
Figura 107. Diseño por corte de viga principal VP-1 (eje 2-2/A-B).....	199

Figura 108. Diseño por flexión de viga secundaria VS-1 (eje F-F/1-5).....	200
Figura 109. Resumen del diseño por flexión de viga secundaria VS-1 (eje F-F/ 1-5)	201
Figura 110. Diseño por corte de viga secundaria VS-1 (eje F-F/1-5).....	202
Figura 111. Diseño de columna (eje F-F/2-2).....	203
Figura 112. Diseño por corte para columna (eje F-F/2-2)	204
Figura 113. Diseño de columna (eje F-F/5-5).....	205
Figura 114. Diseño por corte para columna (eje F-F/2-2)	206
Figura 115. Diseño de columna (eje G-G/5-5).....	207
Figura 116. Diseño por corte para columna (eje G-G/5-5)	208
Figura 117. Diseño por compresión y flexión muro de corte (eje B-B/5-5).....	209
Figura 118. Diseño por corte del muro de corte (eje B-B/5-5)	210
Figura 119. Diseño del refuerzo horizontal y vertical por corte del muro de corte (eje B-B/5-5)	211
Figura 120. Diseño de zapata conectada (Z-1).....	212
Figura 121. Diseño de zapata conectada (Z-1).....	213
Figura 122. Diseño de zapata conectada (Z-1).....	214
Figura 123. Diseño de zapata conectada (Z-1).....	215
Figura 124. Diseño de zapata conectada (Z-1).....	216
Figura 125. Diseño de zapata conectada (Z-1).....	217
Figura 126. Diseño de zapata conectada (Z-1).....	218
Figura 127. Diseño de zapata conectada (Z-1).....	219
Figura 128. Diseño de zapata conectada (Z-1).....	220
Figura 129. Diseño de zapata conectada (Z-1).....	221

Figura 130. Diseño de zapata conectada-viga de cimentación	222
Figura 131. Diseño de zapata conectada-viga de cimentación	223
Figura 132. Presupuesto E.030-2016	224
Figura 133. Resumen de metrados E.030-2016	225
Figura 134. Presupuesto E.030-2006	226
Figura 135. Resumen de metrados E.030-2006	227
Figura 136. Máximas distorsiones (derivadas) vs número de pisos	229
Figura 137. Máximas distorsiones (derivadas) vs número de pisos	229
Figura 138. Máximas derivadas obtenidas en el eje “x”	230
Figura 139. Máximas distorsiones del entre piso (derivadas) vs número de pisos .	231
Figura 140. Máximas derivadas vs número de pisos	231
Figura 141. Máximas derivadas obtenidas en el eje “y”	232
Figura 142. Fuerza cortante estática en el eje “x”	232
Figura 143. Fuerza cortante dinámica en el eje “x”	233
Figura 144. Fuerza cortante estática en el eje “y”	233
Figura 145. Fuerza cortante dinámica en el eje “y”	234
Figura 146. Diferencia de costo	234
Figura 147. Nivel de significación del análisis estático para el eje “x”	235
Figura 148. Nivel de significación en la comparación del análisis estático para el eje “y”	236
Figura 149. Nivel de significación en la comparación del análisis dinámico para el eje “x”	237
Figura 150. Nivel de significación en la comparación del análisis dinámico para el eje “y”	239

Figura 151. Nivel de significación en la comparación del análisis estático del eje “x” respecto a las fuerzas cortantes	240
Figura 152. Nivel de significación en la comparación del análisis estático para el eje “y” respecto a las fuerzas cortantes	241
Figura 153. Nivel de significación en la comparación del análisis dinámico para el eje “x” respecto a las fuerzas cortantes	243
Figura 154. Nivel de significación en la comparación del análisis dinámico para el eje “y” respecto a las fuerzas cortantes	244
Figura 155. Nivel de significación en la comparación de precios del análisis y diseño estructural.....	245

CONTENIDO DE ECUACIONES

	Pág.
Ecuación 1. Peralte de viga	18
Ecuación 2. Peralte de viga	18
Ecuación 3. Predimensionamiento de columna	19
Ecuación 4. Factor de amplificación sísmica	26
Ecuación 5. Factor de amplificación sísmica	26
Ecuación 6. Factor de amplificación sísmica	26
Ecuación 7. Coeficiente de reducción	29
Ecuación 8. Fuerza cortante	29
Ecuación 9. Factor de fuerza sísmica horizontal en el nivel “i”	30
Ecuación 10. Factor de fuerza alfa en cada nivel	30
Ecuación 11. Periodo fundamental horizontal en el nivel “i”	31
Ecuación 12. Periodo fundamental horizontal	32
Ecuación 13. Momento torsor accidental horizontal.....	33
Ecuación 14. Aceleración espectral	34
Ecuación 15. Respuesta modal horizontal	35
Ecuación 16. Coeficiente de correlación.....	35
Ecuación 17. Respuesta máxima.....	35
Ecuación 18. Ampliación sísmica	38
Ecuación 19. Periodo fundamental	42
Ecuación 20. Periodo fundamental	43
Ecuación 21. Fuerza cortante en la base	43
Ecuación 22 Fuerza sísmica en altura	44

Ecuación 23. Fuerza sísmica horizontal en el nivel “i”	44
Ecuación 24. Momento torsor accidental en el nivel “i’	45
Ecuación 25. Aceleración espectral	46
Ecuación 26. Respuesta máxima elástica esperada.....	47
Ecuación 27. Combinación de carga.....	50
Ecuación 28. Combinación de carga.....	50
Ecuación 29. Combinación de carga.....	50
Ecuación 30. Área de acero.....	54
Ecuación 31. Profundidad de bloque	54
Ecuación 32. Acero de temperatura	56
Ecuación 33. Concreto en equilibrio.....	58
Ecuación 34. Profundidad del bloque	58
Ecuación 35. Momento nominal	58
Ecuación 36. Momento nominal	58
Ecuación 37. Momento nominal	58
Ecuación 38. Momento último.....	58
Ecuación 39. Área de acero.....	58
Ecuación 40. Cuantía máxima zona no sísmica.....	59
Ecuación 41. Cuantía máxima zona sísmica.....	59
Ecuación 42. Cuantía	59
Ecuación 43. Cuantía mínima	60
Ecuación 44. Condición de diseño	62
Ecuación 45. Cortante nominal.....	62
Ecuación 46. Cortante última.....	62

Ecuación 47. Resistencia al corte por el acero	62
Ecuación 48. Resistencia al corte por el concreto.....	63
Ecuación 49. Espaciamiento de estribos	63
Ecuación 50. Longitud de la zona de confinamiento	64
Ecuación 51. Espaciamiento de estribos-zona de confinamiento	64
Ecuación 52. Espaciamiento de estribo-zona central.....	64
Ecuación 53. Espaciamiento de tribo a la cara del apoyo	64
Ecuación 54. Área de acero longitudinal total	66
Ecuación 55. Peso último.....	67
Ecuación 56. Deformación de la fluencia del acero.....	67
Ecuación 57. Falla balanceada	67
Ecuación 58. Esfuerzo en el refuerzo para cargas de servicio	67
Ecuación 59. Condición de diseño	68
Ecuación 60. Cortante nominal	68
Ecuación 61. Cortante última.....	68
Ecuación 62. Resistencia al corte por el acero	68
Ecuación 63. Resistencia al corte por el concreto.....	68
Ecuación 64. Espaciamiento de estribos	69
Ecuación 65. Longitud de la zona.....	69
Ecuación 66. Espaciamiento de estribo-zona de confinamiento.....	70
Ecuación 67. Longitud de la zona.....	70
Ecuación 68. Espaciamiento de estribo en el nudo	70
Ecuación 69. Resistencia axial de diseño.....	72
Ecuación 70. Condición para diseño por flexión	73

Ecuación 71. Peralte efectivo	73
Ecuación 72. Refuerzo por flexión.....	73
Ecuación 73. Resistencia axial de diseño.....	73
Ecuación 74. Resistencia axial de diseño.....	74
Ecuación 75. Sección crítica	74
Ecuación 76. Resistencia del concreto al corte	75
Ecuación 77. Resistencia del concreto al corte	75
Ecuación 78. Condición de refuerzo	76
Ecuación 79. Condición de refuerzo	76
Ecuación 80. Condición de refuerzo	76
Ecuación 81. Área de la varilla	76
Ecuación 82. Cuantía horizontal	76
Ecuación 83. Cuantía vertical	77
Ecuación 84. Condición de refuerzo	77
Ecuación 85. Altura efectiva.....	79
Ecuación 86. Área de zapata.....	79
Ecuación 87. Esfuerzo de servicio	80
Ecuación 88. Condición de esfuerzo de servicio	80
Ecuación 89. Esfuerzo de servicio	80
Ecuación 90. Esfuerzo de servicio	81
Ecuación 91. Área de zapata.....	81
Ecuación 92. Esfuerzo de servicio	82
Ecuación 93. Condición de esfuerzo de servicio	82
Ecuación 94. Esfuerzo de servicio	82

Ecuación 95. Esfuerzo de servicio	83
Ecuación 96. Longitud entre centro de gravedad de ambas zapatas	83
Ecuación 97. Reacción	84
Ecuación 98. Reacción	84
Ecuación 99. Esfuerzo de servicio	85
Ecuación 100. Condición de esfuerzo de servicio	85
Ecuación 101. Esfuerzo de servicio	85
Ecuación 102. Esfuerzo de servicio	85
Ecuación 103. Peralte de viga de conexión.....	86
Ecuación 104. Esfuerzo último	86
Ecuación 105. Esfuerzo último	87
Ecuación 106. Fuerza cortante último de terreno.....	87
Ecuación 107. Fuerza cortante nominal	88
Ecuación 108. Fuerza cortante que absorbe el concreto	88
Ecuación 109. Fuerza cortante nominal del concreto	88
Ecuación 110. Fuerza cortante	89
Ecuación 111. Fuerza cortante nominal	90
Ecuación 112. Fuerza cortante nominal que absorbe el concreto	90
Ecuación 113. Condición de fuerza cortante nominal	90
Ecuación 114. Fuerza cortante	91
Ecuación 115. Fuerza cortante nominal	91
Ecuación 116. Fuerza cortante nominal que absorbe el concreto	91
Ecuación 117. Condición de fuerza cortante nominal	91
Ecuación 118. Fuerza cortante por punzonamiento	92

Ecuación 119. Fuerza nominal.....	92
Ecuación 120. Cortante que absorbe el concreto	93
Ecuación 121. Cortante que absorbe el concreto	93
Ecuación 122. Fuerza de corte por punzonamiento	93
Ecuación 123. Fuerza nominal.....	93
Ecuación 124. Cortante que absorbe el concreto	94
Ecuación 125. Cortante que absorbe el concreto	94
Ecuación 126. Momento último.....	95
Ecuación 127. Profundidad del bloque	95
Ecuación 128. Área de acero.....	95
Ecuación 129. Área de acero mínimo	96
Ecuación 130. Longitud de distribución	96
Ecuación 131. Separación de la barra de acero.....	96
Ecuación 132. Momento último.....	97
Ecuación 133. Profundidad del bloque	98
Ecuación 134. Área de acero.....	98
Ecuación 135. Área de acero mínimo	98
Ecuación 136. Longitud de distribución	99
Ecuación 137. Separación de las barras de acero.....	99
Ecuación 138. Peso último.....	99
Ecuación 139. Peso último.....	99
Ecuación 140. Reacción última.....	100
Ecuación 141. Reacción última.....	100
Ecuación 142. Cortante último.....	100

Ecuación 143 Fuerza cortante que absorbe el concreto	100
Ecuación 144. Condición de cortante.....	100
Ecuación 145. Momento último.....	101
Ecuación 146. Profundidad del bloque	101
Ecuación 147. Área de acero.....	101
Ecuación 148. Área de acero mínimo	102
Ecuación 149. Área de acero máximo.....	102
Ecuación 150. Área de acero mínimo	102
Ecuación 151. Área de acero inferior.....	102
Ecuación 152. Factor de amplificación sísmica.....	121
Ecuación 153. Factor de amplificación sísmica.....	121
Ecuación 154. Factor de amplificación sísmica.....	122
Ecuación 155. Aceleración espectral	126
Ecuación 156. Masa traslacional.....	127
Ecuación 157. Masa rotacional	127
Ecuación 158. Aceleración espectral	127
Ecuación 159. Factor de escalamiento	127
Ecuación 160. Verificación de la fuerza mínima en la base	140
Ecuación 161. Aceleración espectral	148
Ecuación 162. Masa traslacional.....	149
Ecuación 163. Masa rotacional	149
Ecuación 164. Aceleración espectral	149
Ecuación 165. Factor de escalamiento	149
Ecuación 166. Factor de amplificación sísmica.....	150

Ecuación 167. Verificación de la fuerza mínima en la base	162
---	-----

CONTENIDO DE APÉNDICES

Apéndice A. Planos de arquitectura.....	
Apéndice B. Planos de estructuras E.030 del 2016.....	
Apéndice C. Planos de estructuras E.030 del 2006.....	
Apéndice D. Hoja de metrados E.030 del 2016.....	
Apéndice E. Hoja de metrados E.030 del 2006.....	

RESUMEN

Debido al aumento de la densidad poblacional y al turismo en la ciudad de Tacna, existe la necesidad de construir edificaciones de concreto armado, la vulnerabilidad de las estructuras ante los eventos sísmicos por estar ubicado en el cinturón de fuego del Pacífico. Debido a lo mencionado, el trabajo de investigación está inclinado a estudiar el análisis sísmico estático y dinámico modal espectral de un edificio de concreto armado hotel basado en la Norma E.030 del 2006, comparándola con la Norma E.030 versión 2016 y realizar el diseño de los elementos estructurales mediante el método de diseño por resistencia última. Se fundamenta en la predicción que ocasiona la falla del elemento de estudio y el colapso de la misma, con el propósito de obtener las respuestas sísmicas y compararlas. El análisis se desarrolló en base al planteamiento arquitectónico del edificio de uso hotel de cinco pisos y azotea, con el apoyo del software ETABS 2015 V.15.2.0. El análisis estático con la Norma E.030 2006 fue de $D = 0,0050$ y con la Norma E.030 del 2016 fue $D = 0,0066$, aumentando en 32 %. Sin embargo, la cortante estática con la Norma E.030 2006 fue de $V = 412$ t y con la Norma E.030 del 2016 se obtuvo $V = 337,97$ t disminuyendo en 17,96 %. Finalmente, el costo total de la edificación con la Norma E.030 2006 fue de S/ 526 382,38 y con la norma E.030 del 2016 fue de S/ 524 495,76, siendo más económica en un 0,36 %.

Palabras clave: Placa, cortante, modal, cinturón, derivas.

ABSTRACT

Due to the increase in population density and tourism in the city of Tacna, there is a need to build reinforced concrete buildings, the vulnerability of the structures to the seismic events because it is located in the Pacific fire belt. Due to the aforementioned, the research work is inclined to study the static and dynamic spectral modal seismic analysis of a reinforced concrete hotel building based on the E.030 Standard of 2006, comparing it with the E.030 Standard version 2016 and perform the design of the structural elements by the last resistance design method. It is based on the prediction that causes the failure of the element of study and the collapse of it, in order to obtain the seismic responses and compare them. The analysis was developed based on the architectural approach of the five-story hotel building and rooftop, with the support of the software ETABS 2015 V.15.2.0. The static analysis with the E.030 2006 Standard was $D = 0,0050$ and with the E.030 Standard of 2016 was $D = 0,0066$, increasing by 32 %. However, the static shear with the E.030 2006 Standard was $V = 412$ t and with the E.030 Standard of 2016, $V = 337,97$ t was obtained, decreasing by 17,96 %. Finally, the total cost of the building with the Standard E.030 2006 was S/ 526 382,38 and with the E.030 standard of 2016 was S/ 524 495.76, being cheaper by 0,36 %.

Keywords: Plate, cutting, modal, belt, drifts.

INTRODUCCIÓN

La presente investigación titulada “Análisis y diseño estructural comparativo basado en la Norma E.030 del 2016 y 2006 para un edificio de uso hotel en la ciudad de Tacna”, se ha orientado a estudiar las Normas E.030 del 2016 y del 2006 de Diseño Sismorresistente comparándolas entre sí, y posteriormente realizar el diseño de concreto armado de los elementos estructurales.

El contenido del presente trabajo de investigación está de acuerdo al formato establecido en el “Manual de elaboración de tesis, trabajo de suficiencia profesional y artículos científico”, por la Universidad José Carlos Mariátegui.

El capítulo I trata de la descripción de la realidad del problema, se tocan los problemas, objetivos, justificación técnica y legal, variables y su hipótesis.

El capítulo II abarca los antecedentes de la investigación nacional e internacional, bases teóricas científicas, estructuración, predimensionamiento de los elementos estructurales, metrados de cargas, análisis sísmico con la Norma E.030-2016 y 2006, criterios diseño estructural de los elementos estructurales, y su definición de términos.

En el capítulo III se ha desarrollado el análisis sísmico y diseño de concreto armado de los elementos estructurales, con sus respectivos cálculos finales y su presupuesto.

En el capítulo IV se establece el objeto de estudio, los instrumentos de recolección de datos sus técnicas e instrumentos, procesamiento de datos finales y su análisis de datos obtenidos.

En el capítulo V se ha realizado el análisis de la presentación de resultados finales, constatando las hipótesis.

Finalmente, en el capítulo VI se localizan las conclusiones y recomendaciones del estudio y del tema de investigación.

La investigación de tesis procura ser un aporte a la comunidad de ingenieros civiles con consideraciones al momento de analizar y diseñar una estructura, para que esta sea funcional, viable y económica.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

1.1. Descripción de la realidad del problema

Existe la necesidad de conocer las respuestas sísmicas de una estructura de concreto armado aplicando la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 del 2016 con respecto a la E.030 del 2006, conocer sus desplazamientos laterales, las derivas, fuerza cortante y espectro de diseño y determinar las diferencias que muestran ambas Normas.

Existe un desconocimiento en la aplicación de los nuevos criterios que se están adaptando a la Nueva Norma Técnica de Edificación E.030, para analizar, diseñar y conocer el comportamiento estructural ante un sismo severo.

El aumento de una zona sísmica, la cual se encuentra más detallada por distritos, considera el incremento de un perfil de roca dura (S_o), el factor S ya no depende solo del suelo, sino también de la zona (espectro de peligro uniforme), los valores de T_p se mantienen es decir solo dependen del suelo se agrega un nuevo valor T_L , el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas R se calcula mediante la nueva ecuación $R = R_o * I_a * I_p$, se permite y considera el uso de aislamiento sísmico y sistemas de disipación de energía el cual considera la reducción sísmica,

un nuevo límite de distorsión del entrepiso para edificios de ductilidad limitada 0,005.

1.2. Definición del problema

1.2.1. Problema general

¿Al realizar el análisis y diseño estructural comparativo basado en la Norma E.030 del 2016 tiene carga sísmica mayor con respecto a la Norma E.030 del 2006 para un edificio de uso hotel en la ciudad de Tacna?

1.3. Problemas específicos

¿Cuáles son las distorsiones de entrepiso en el análisis estructural comparativo basado en la Norma E.030 del 2016 y 2006 para un edificio de uso hotel en la ciudad de Tacna?

¿Cuáles son las fuerzas cortantes en el análisis y diseño estructural comparativo basado en la Norma E.030 del 2016 y 2006 para un edificio de uso hotel en la ciudad de Tacna?

¿Cuál es la diferencia de costos al realizar el análisis y diseño estructural comparativo empleando la Norma E.030 del 2016 con respecto a la Norma E.030 del 2006 para un edificio de uso hotel en la ciudad de Tacna?

1.4. Objetivos de la investigación

1.4.1. Objetivo general

Determinar el análisis y diseño estructural del edificio de uso hotel basado en la Norma E.030 del 2016 comparado con la E.030 del 2006, en la ciudad de Tacna.

1.4.2. Objetivos específicos

Determinar las distorsiones de entrepiso en el análisis estructural comparativo basado en la Norma E.030 del 2016 y 2006 para un edificio de uso hotel en la ciudad de Tacna.

Determinar las fuerzas cortantes en el análisis y diseño estructural comparativo basado en la Norma E.030 del 2016 y 2006 para un edificio de uso hotel en la ciudad de Tacna.

Realizar el análisis y diseño estructural comparativo basado en la Norma E.030 del 2016 y 2006 para un edificio de uso hotel en la ciudad de Tacna, determinando su costo actual.

1.5. Justificación

1.5.1. Justificación técnica

El análisis y diseño estructural comparativo de las distorsiones de entre piso, fuerza cortante y costo de la edificación de concreto armado de uso hotel, se ha realizado debido a la actualización de la Norma E.030 del 2016 por la E.030 del 2006 Diseño Sismorresistente que modifica y añade nuevos valores en los parámetros que se necesita para realizar el análisis sísmico estático y dinámico, el cual nos permitirá conocer el comportamiento estructural frente a solicitaciones sísmicas extremas como son los sismos.

1.5.2. Justificación legal

Que, de acuerdo a Ley N° 30156, Ley de Organización y Funciones del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento está en sus funciones formular, normar, dirigir, coordinar, ejecutar, supervisar y evaluar las políticas nacionales y

sectoriales en materia de vivienda, construcción, saneamiento, urbanismo y desarrollo urbano, bienes estatales y propiedad urbana para lo cual dicta normas de alcance nacional y supervisa su cumplimiento. Visto el punto anterior y estando en sus facultades, el presidente de la comisión permanente de actualización del R.N.E. eleva la propuesta de modificar la Norma E.030 Diseño Sismorresistente del R.N.E. aprobada con Decreto Supremo N° 011-2006-VIVIENDA, modificada con Decreto Supremo N° 002-2014 VIVIENDA, la misma que ha sido materia de evaluación y aprobación por la mencionada comisión. Siendo publicada y difundida mediante Decreto Supremo N° 003-2016 – VIVIENDA en Lima a los veintidós días del mes de enero por el entonces presidente de la República y el Ministro de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

1.6. Alcances y limitaciones

La ciudad de Tacna como lugar de estudio se encuentra en una alta zona sísmica, por lo tanto, el concebir una edificación de concreto armado se va a convertir en una necesidad, aun si esta conlleva a un costo adicional.

Al producirse un sismo las edificaciones tienden a colapsar y causar graves daños a las personas por no tener una correcta concepción estructural sismorresistente.

En el presente proyecto se pretende realizar el análisis y diseño estructural comparativo a una misma edificación aplicando la Norma E.030 del 2016 y del 2006 de diseño sismorresistente.

1.7. Variables

Para la presente investigación se contempla solo dos tipos de variables una que condiciona y la otra variable que se ve afectada por la misma, siendo las siguientes:

1.7.1. Identificación de variables

1.7.1.1. Variable independiente (V.I.).

- Análisis y diseño estructural de la Norma E.030 del 2016.
- Análisis y diseño estructural de la Norma E.030 del 2006.

1.7.1.2. Variable dependiente (V.D.).

- Edificio de uso hotel de concreto armado de cinco niveles y azotea.

1.7.2. Operacionalización de variables

1.7.2.1. De la variable independiente (V.I.).

En la tabla 1, se presenta el detalle de las consideraciones para la operacionalización de la variable independiente.

Tabla 1
Operacionalidad de la variable independiente

Dimensiones	Definición	Indicadores	Escala de medición
Filosofía, principios y condiciones mínimas para realizar el análisis estructural con la actual Norma	Se encuentra basado en la Normas E.030 del 2016 Diseño sismorresistente	Análisis estático Análisis dinámico	Deriva $\leq 0,007$ Deriva $\leq 0,007$
Filosofía, principios y condiciones mínimas para realizar el análisis estructural con la anterior Norma	Se encuentra basado en la Normas E.030 del 2006 Diseño sismorresistente	Análisis estático Análisis dinámico	Deriva $\leq 0,007$ Deriva $\leq 0,007$

1.7.2.2. De la variable dependiente (V.D.).

En la tabla 2, se presenta el detalle de las consideraciones para la operacionalización de la variable dependiente.

Tabla 2
Operacionalidad de la variable dependiente

Dimensiones	Definición	Indicadores	Escala de medición
Edificio hotel de concreto armado	Construcción con material predominante de concreto y acero	Viga	m ³
		Columna	m ³
		Placas	m ³
		Cimentaciones	m ³

1.8. Hipótesis de la investigación

1.8.1. Hipótesis general

Al determinar el análisis y diseño estructural comparativo, basado en la Norma E.030 del 2016 tiene carga sísmica mayor con respecto a la Norma E.030 del 2006 para un edificio de uso hotel en la ciudad de Tacna.

1.8.2. Hipótesis específicas

Las distorsiones de entrepiso en el análisis estructural con la Norma E.030 del 2016 presenta mayores restricciones, en comparación con la Norma E.030 del 2006, frente a los valores admisibles.

Las fuerzas cortantes en el análisis y diseño estructural comparativo se observarán que los resultados obtenidos utilizando la Norma E.030 del 2016, son mayores que los hallados por Norma E.030 del 2006.

El análisis y diseño estructural comparativo, basado en la Norma E.030 del 2016 con respecto a la Norma E.030 del 2006 para un edificio de uso hotel en la ciudad de Tacna, es más costosa.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la investigación

2.1.1. En el ámbito nacional

Según García y Moscoso (2016) en su tesis “Análisis comparativo de la respuesta sísmica de distorsiones de entrepiso - deriva y fuerzas cortantes de una edificación de concreto armado con sistema dual, mediante el análisis sísmico dinámico, aplicado con la Norma de diseño sismorresistente E.030 del 2016 y la Norma chilena de diseño sísmico de edificios NCh 433.of1996 modificada en 2012”, no se logró comprobar la hipótesis general: “La determinación de los resultados al realizar un análisis comparativo de la respuesta sísmica mediante el análisis sísmico dinámico aplicando la Norma peruana E.030 proporcionará valores menos rigurosos que la Norma chilena NCh 433.Of1996 en una edificación de concreto armado con sistema dual”. Al determinar los valores de desplazamientos laterales en una edificación de concreto armado con sistema dual en ambas direcciones, no se llega a cumplir la hipótesis específica N° 1, que los desplazamientos laterales en los resultados obtenidos utilizando la Norma chilena NCh 433.of1996, son mayores que los propuestos por nuestra Norma peruana E.030.

Según Chaiña (2016) en su tesis “Análisis y diseño sísmico de una edificación de seis niveles de concreto armado en la ciudad de Juliaca”, la comparación de los resultados del análisis sísmico comparativo nos permitió ver el comportamiento de la estructura bajo diferentes condiciones de análisis y se pudo concluir que la estructura tuvo un comportamiento parecido en los diferentes tipos de análisis realizados excepto en el análisis sísmico estático con la normativa E.030-2016 donde se obtuvo resultados diferentes al resto y esto se debe a que en la actual normativa E.030-2016 no se considera este tipo de análisis para zonas de mediana sismicidad (zona 2) en la cual se encuentra la ciudad de Juliaca. También se pudo concluir que el método de análisis más conservador (más costoso) es el análisis estático con la Norma E.030-2006 debido a que en este método se obtuvo mayores desplazamientos en la estructura por lo que es necesario una mayor rigidización de la estructura en comparación con los demás métodos de análisis y el método más económico es el análisis dinámico modal espectral donde se obtuvo menores desplazamientos de la estructura.

2.1.2. En el ámbito internacional

Según Ahumada, Barrera y de Sales (2013) en su tesis, “Análisis comparativo del diseño para una edificación de 5 niveles, según la Norma colombiana de sismorresistencia RSR-10, en zona de amenaza sísmica”, de igual forma que la mayoría de los ingenieros que se han dedicado a analizar los cambios que trajo la NSR10 con respecto a la NSR98, se puede afirmar que la NSR10 es más estricta con aquellas estructuras que de alguna manera están diseñadas con características geométricas poco recomendadas, manifestadas con irregularidades en planta, irregularidades en altura o ausencia de redundancia en su sistema estructural, sin

embargo por otro lado al ser más detallista en estos puntos, permite también ceder en otros, tal como se pudo observar en el análisis de la estructura modelo de este estudio, que por sus características particulares hizo posible que se redujeran cuantitativamente, algunos parámetros determinantes en la consecución de las fuerzas de diseño.

2.2. Bases teóricas científicas

Primeras explicaciones científicas sobre la generación de los sismos:

- Ley de Hooke (1676): enuncia la Ley que lleva su nombre mediante el anagrama “cediinnoopssttuu” en el cual concluye como el peso, así es la tensión.
- Ecuaciones de Navier 1821: Navier plantea las ecuaciones de la Teoría de la Elasticidad, “La idea fundamental que persigue es evitar la complicación asociada al manejo de magnitudes de varios tipos (deformaciones, tensiones, desplazamientos), formulando un conjunto de ecuaciones que contengan solamente a los desplazamientos”.
- Agustín Louis Cauchy 1970, 1848: en la “ecuación de ondas” determina mediante una interpretación física, el desplazamiento en alguna dirección del punto “x” en un instante de tiempo “t”.
- 1887: Rayleigh descubre otro tipo de ondas llamadas “ondas Rayleigh”, en el cual describe que son ondas superficiales que producen movimiento elíptico retrogrado del suelo, estas ondas son más lentas que las ondas internas y su velocidad de propagación es casi un 90 % de velocidad de las ondas “S” (superficiales) en los sólidos, como se muestra en la figura 1.

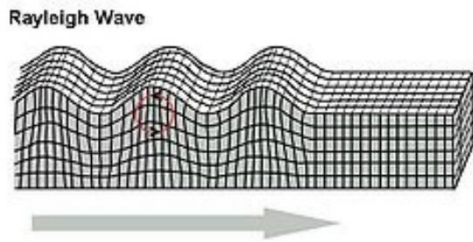


Figura 1. Ondas Rayleigh

Fuente: Wikipedia, s.f.

- 1888: Schmidt, Johannes desarrollo el trabajo “Propagación de las ondas por el interior de la Tierra”.
- Wiechert, Johann 1897, postula la existencia de un núcleo metálico en la Tierra con una profundidad de 1300 km.
- 1900: Primer mapa de ubicación de terremotos.
- 1912: Reid postula la teoría del rebote elástico. Sismo de San Francisco (EE.UU.) (1906) y primeras observaciones sobre los efectos en obras civiles.
- 1909: Mohorovic encuentra una capa de discontinuidad en la velocidad de las ondas.
- 1911: Love descubre otro tipo de ondas superficiales.
- 1914: Ing. Sano (Japón) postula el método del coeficiente sísmico.
- 1928: Gutenberg determina la profundidad del núcleo exterior de la Tierra.
- 1935: Benioff inventa el sismógrafo de deformación. Richter crea la escala de magnitud para evaluar la energía liberada por un terremoto.
- 1932: Instalación de acelerógrafos en EE.UU.
- 1950-60: Avances analíticos impulsados por Housner (CALTECH, EE.UU.) y Okamoto (Japón).
- 1960-70: Se crea la Asociación Internacional de Ingeniería Sísmica. Instalación de acelerógrafos en América Latina.

- 1970-1990: Avances en modelos de generación de los sismos, dinámica estructural, comportamiento no lineal de estructuras, dinámica de suelos, estudio del peligro sísmico, métodos numéricos óptimos y avance en la tecnología de las computadoras.
- 1990-2000: Decenio internacional para la reducción de los desastres naturales (ONU).
- 1956: Housner plantea posible diseño límite.
- 1957: México - Folleto complementario a la norma. Primera Norma de ingeniería sismo-resistente en Latinoamérica.
- 1961: Blume, Newmark y Corning: ductilidad y su relación con el diseño de estructuras de concreto armado (Manual PCA).
- 1963: ACI introduce el diseño a la rotura.
- 1964: Primer proyecto de Norma Peruana, basada en la de SEAOC (Structural Engineers Association of California).
- 1970: Primeros modelos analíticos para el análisis inelástico. Primera Norma Peruana de nivel nacional.
- 1977: Segunda Norma Peruana.
- 1997: Tercera Norma Peruana.

Los códigos actualmente introducen la ductilidad (con otros factores) en la estimación de las fuerzas sísmicas. Diseño límite usado en Nueva Zelanda y Japón.

2.3. Estructuración y predimensionamiento

2.3.1. Estructuración

La estructuración se funda sobre el planteamiento arquitectónico del proyecto, tiene cinco ejes principales, siete ejes secundarios, un cajón ascensor y dos tipos de escaleras. De acuerdo a esta distribución y a la ubicación del ascensor y la escalera se hizo el planteamiento de considerar placas en esta zona que permitan rigidizar, así como también absorber el cortante por sismo en ambos sentidos. En consecuencia, los elementos rigidizantes en los dos sentidos son los pórticos, además de los muros de las escaleras y los cajones del ascensor, así como también los parapetos en voladizo.

2.3.1.1. Criterios de estructuración.

Mientras más compleja es la estructura, más difícil resulta predecir su comportamiento sísmico, de manera que la idealización necesaria para su análisis sísmico se acerque lo más posible a la estructura real. Debe además evitarse que los elementos no estructurales distorsionen la distribución de fuerzas considerada (Blanco, 1994, p. 5).

a. Simplicidad y simetría.

Durante los sismos ocasionados por el desplazamiento de las placas tectónicas, se ha demostrado que las estructuras simples y simétricas se han comportado mejor por dos razones principales. Primero el predecir un comportamiento sísmico en una estructura simple es marcadamente mayor; y segundo, idealizar estructuras simples es mayor que las complejas (Blanco, 1994, p. 5). Una estructura simétrica en dos direcciones ocasionara que el centro de masa y el centro de rigidez exista coincidencia, se evitara el movimiento por traslación y las excentricidades.

b. Resistencia y ductilidad.

Las estructuras deben de tener resistencia sísmica adecuada en todas las direcciones, de tal manera que se garantice la estabilidad tanto de la estructura como un todo, como de cada uno de los elementos. La ductilidad dependerá de la carga aplicada al elemento y la falla se produzca por fluencia del acero y no por compresión del concreto (Blanco, 1994, p. 7). Ello dará tiempo a los usuarios de la edificación a poder salir y ponerse a resguardo del movimiento sísmico.

c. Hiperestaticidad y monolitismo.

El concepto general de diseño sismo-resistente, debe indicarse que es conveniente que las estructuras tengan una disposición hiperestática, logrando una mayor capacidad resistente, y que al formarse rotulas plásticas se disipe la energía sísmica adecuadamente, contando con un mayor grado de seguridad en la estructura (Blanco, 1994, p. 8).

d. Uniformidad y continuidad de la estructura.

La estructura debe de ser continua tanto en planta como en elevación con elementos que no varíen su rigidez, se evitara el cambio brusco en la sección de los elementos estructurales en los pisos superiores, sino reducciones progresivas de manera de obtener una transición (Blanco, 1994, p. 9). Evitar la concentración de esfuerzos en los pisos inferiores cuando se diseñe estacionamientos.

e. Rigidez lateral.

Para que la estructura pueda resistir fuerzas horizontales sin tener deformaciones importantes, será necesario colocar elementos estructurales que aporten rigidez en

todas las direcciones, teniendo un mejor comportamiento las estructuras rígidas que en estructuras flexibles. En la actualidad se logra una rigidez lateral colocando muros de corte (placas) en ambas direcciones disminuyendo considerablemente las deformaciones (Blanco, 1994, p. 10).

f. Estructuras de losas que permitan considerar a la estructura como una unidad

Es usual considerar en un análisis como losa rígida a la losa en el plano, permitiendo una idealización como una unidad de la estructura, donde las fuerzas horizontales aplicadas se distribuyen en las columnas y muros (placas) de acuerdo a su rigidez lateral. Se debe de evitar las losas con aberturas grandes puesto que debilitan la rigidez de la misma. La estructura alargada se debe de evitar los resultados indeseables, la solución al problema es colocar juntas de dilatación e independizar el edificio en dos o más secciones (Blanco, 1994, p. 10).

g. Elementos no estructurales.

En toda estructura existen elementos no estructurales que deben ser tomados en cuenta en la estructuración, ayudan a disipar la energía sísmica, reduciendo su impacto en los elementos resistentes. También distorsionan la distribución de los esfuerzos considerando a esto un efecto negativo (Blanco, 1994, pág. 11).

h. Sub estructura-cimentación.

La principal regla respecto a la resistencia sísmica se debe lograr una acción integral durante el sismo, considerando los siguientes factores:

- Transmisión del corte basal de la estructura al suelo.
- Provisión para los momentos de volcantes.

- Posibilidad de movimientos diferenciales de los elementos de la cimentación.
- Licuefacción del subsuelo.

Para obtener una acción integral de debe de tener cuidado, en los tipos diferentes de suelo al cimentar una estructura. Se debe de considera en el análisis estructural en giro de la cimentación; se considera un empotramiento en la base de la columna y muro lo cual no es cierto en la mayoría de los casos. Los periodos de vibración dependerán de la dureza del terreno, el coeficiente sísmico, distribución de fuerzas entre placas y pórticos y la distribución de los esfuerzos en altura (diferentes pisos), hasta en su diseño de los diferentes elementos estructurales (Blanco, 1994, pp. 13-14).

2.3.1.2. Elementos estructurales.

a. Losas.

Hacen posible que existan los pisos y techo de una edificación, tiene dos funciones principales desde el punto de vista estructural:

Relacionada a la carga de gravedad, que transmite hacia las vigas de las cargas propias de la losa, el piso terminado, la sobrecarga y eventualmente tabiques y otros elementos apoyados en ellos. Relacionadas a las cargas de sismo, que es la obtención de la estructura, de manera que tenga un comportamiento uniforme en cada nivel, logrando que los muros y las columnas se deformen una misma cantidad en cada nivel (Blanco, 1994, p. 15).

b. Vigas.

Es un elemento estructural colocado en forma horizontal en el que se apoyan las losas, los cuales reciben y transmiten las cargas verticales hacia las columnas o

muros. Forman los ejes de la estructura colocando las columnas en sus intersecciones, el conjunto formado por las vigas y columnas se les denomina pórticos (Blanco, 1994, p. 25).

c. Columnas.

Es un elemento estructural en forma vertical, que recíbelas cargas de la viga y de la losa con la finalidad de transmitirla hacia la cimentación, también permite que la edificación tenga varios pisos. Son elementos muy importantes que junto a las vigas forman los denominados pórticos. Se encuentra sometido a esfuerzo de compresión y simultáneamente a flexión (flexocompresión), debido a que tiene momentos flectores transmitidos por las vigas y reciben las cargas axiales de los diferentes pisos de la edificación (Blanco, 1994, p. 30).

d. Muros de corte o placas.

Son elementos estructurales de concreto armado, que proporciona una gran rigidez lateral y resistencia en esa dirección, teniendo su largo superior a su ancho, los convierte en elementos de gran rigidez lateral y resistencia en la dirección de su largo. Dada a su gran rigidez lateral los muros (placas) terminan absorbiendo la mayor parte de los cortantes de sismo (fuerzas horizontales acumuladas), lo cual obliga a ser muy precavido con la ubicación en planta, de preferencia colocarlos en forma simétrica para evitar los efectos por torsión (Blanco, 1994, p. 32).

e. Cimentaciones.

Son elementos estructurales que transmiten la cargas de las columnas y muros hacia el terreno. La resistencia del suelo es menor que la resistencia del concreto por ello el área debe ser mayor que su área respectiva de la columna o muros, con la

finalidad que no se altere su equilibrio y se produzca asentamientos y deformaciones. Se considera que las cimentaciones son altamente hiperestáticas y su cálculo resulta muy complejo, para ello es conveniente la ayuda de software.

2.3.2. Predimensionamiento

Después de plantear el tipo de estructura del proyecto, se realiza el dimensionamiento previo de los elementos estructurales, nos permitirá determinar el peso de la estructura, rigidez, momentos de inercia, etc., que son indispensables para el análisis sísmico y diseño estructural, después de las comprobaciones y el análisis necesarios, se hará las correcciones del dimensionamiento, en el caso que no cumpla con los requisitos generales de diseño.

2.3.2.1. Predimensionamiento de losa aligerada.

El peralte de la losa aligerada estará en función a la tabla 3.

Tabla 3
Predimensionamiento de losa aligerada

Altura		Descripción
h =	17 cm	Luces menores a 4 m
h =	20 cm	Luces comprendidas entre 4 y 5,5 m.
h =	25 cm	Luces comprendidas entre 5 y 6,5 m.
h =	30 cm	Luces comprendidas entre 6 y 7,5 m.

Fuente: Blanco, 1994

Se considera que “*h*” expresa la altura o espesor total de la losa aligerada y por lo tanto incluye los 5 cm, como se muestra en la figura 2. De la losa superior y el espesor del ladrillo de techo, los ladrillos son de 12, 15, 20 y 25 cm.

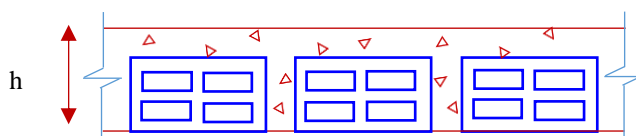


Figura 2. Losa aligerada

2.3.2.2. *Predimensionamiento de vigas.*

El dimensionamiento de las vigas generalmente considera un peralte de orden, como se muestra en la ecuación 1 y como se muestra en la ecuación 2, de la luz libre, aclarando que la altura está incluida el espesor de la losa del techo o piso.

$$h = \frac{L}{10} \dots\dots\dots [Ecuación 1]$$

$$h = \frac{L}{12} \dots\dots\dots [Ecuación 2]$$

Donde:

h = Peralte (cm)

L = Luz libre (cm)

El ancho es menos importante que el peralte, pudiendo variar entre 0,3 a 0,5 veces de la altura, la Norma de Concreto Armado aclara que las vigas deben tener 0,25 cm como ancho mínimo cuando estas forman pórticos o elementos sismo-resistentes de estructura de concreto armado (Blanco, 1994, p. 39).

2.3.2.3. *Predimensionamiento de columnas.*

Las columnas al ser sometidas a cargas axiales y momento flector (flexo-compresión). Según algunos resultados de investigación en Japón debido al sismo de Tocachi 1968, donde fallaron varias columnas por:

- Fuerza cortante.
- Deficiencia en el anclaje del acero en las vigas.
- Deficiencia en los empalmes del acero en las columnas.
- Por el aplastamiento.
- Refuerzo de viga hacia columna.

– De los ensayos se logró la ecuación 3 (Morales, 2016, p. 88).

$$bD = \frac{P}{nf'c} \dots\dots\dots [Ecuación 3]$$

Donde:

D = Dimensión de la sección en la dirección de análisis sísmico de la columna (cm)

B = La otra dimensión de la sección de la columna (cm)

P = Carga total que soporta la columna (kg) ver tabla 4

n = Valor que depende del tipo de columna y se obtiene de la tabla 4

f'c = Resistencia del concreto a la compresión (kg/cm²)

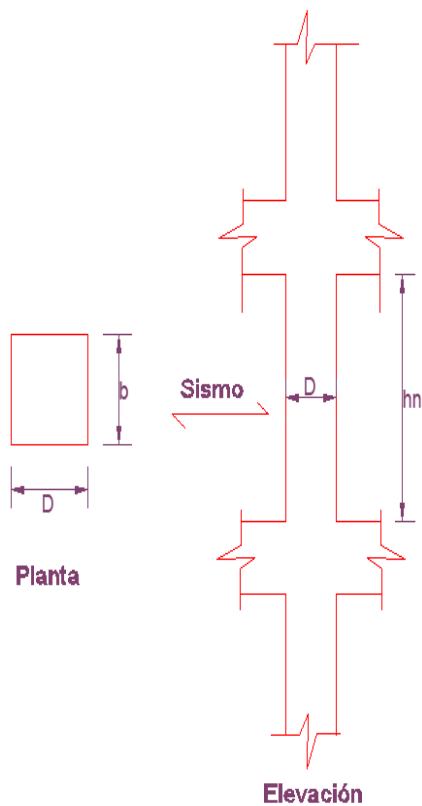


Figura 3. Planta y elevación de columna
Fuente: Morales, 2016

Tabla 4
Índice de aplastamiento

Descripción	Ubicación	Peso
Tipo C1 (para los primeros pisos)	Columna interior	$P=1,10*Pg$ $n=0,30$
Tipo C1 (para los 4 últimos pisos superiores)	Columna interior	$P=1,10*Pg$ $n=0,25$
Tipo C2, C3	Columnas extremas de pórticos interiores	$P=1,25*Pg$ $n=0,25$
Tipo C4	Columna de esquina	$P=1,50*Pg$ $n=0,20$

Fuente: Morales, 2016

2.3.2.4. Predimensionamiento de placas.

Es complicado determinar el dimensionamiento previo para las placas debido a que, como principal función es absorber las fuerzas de sismo, mientras más abundantes e importantes sean tomaran un mayor porcentaje del cortante sísmico. Es conveniente combinar placas y pórticos, obteniendo un balance adecuado en la distribución de fuerzas y una flexibilidad controlada de la estructura, se considera un mínimo de 10 cm de espesor, pero generalmente se consideran de 15 cm de espesor en edificaciones de poca altura sin embargo se considera 20, 25 o 30 cm en edificios según se aumente el número de pisos (Blanco, 1994, p. 43).

2.4. Metrados de cargas

Por medio de esta se técnica se calculan las cargas actuantes sobre los distintos elementos estructurales que componen el edificio, las cargas o sollicitaciones que se halla en el edificio se clasifican en (San Bartolome, 1998, p. 1).

- Cargas estáticas.
- Cargas dinámicas.

2.4.1. Cargas estáticas

Es aplicada a la estructura lentamente, ocasionando esfuerzos y deformaciones que alcanzan sus valores máximos en conjunto con la carga máxima, no producen vibraciones, se clasifican a su vez en (San Bartolome, 1998, p. 2):

2.4.1.1. *Cargas permanentes o muertas.*

Son cargas gravitacionales que actúan durante la vida útil de la estructura, como los acabados, tabiques, maquinarias para ascensores y cualquier otro dispositivo fijo en la estructura, como se muestra en la tabla 5 y 6 (San Bartolome, 1998, p. 2).

Tabla 5
Pesos unitarios

Materiales	Peso kN/m³ (Kgf/m³)
Albañilería de:	
– Adobe	16,0 (1600)
– Unidades de arcilla cocida sólidas	18,0 (1800)
– Unidades de arcilla cocida huecas	13,5 (1350)
Concreto simple de:	
– Cascote de ladrillo	18,0 (1800)
– Grava	23,0 (2300)
– Pómez	16,0 (1600)
Concreto armado:	Añadir 1,0 (100) al peso del concreto simple.
Enlucido o revoque de:	
– Mortero de cemento	20,0 (2000)
– Mortero de cal y cemento	18,5 (1850)
– Mortero de cal	17,0 (1700)
– Yeso	10,0 (1000)

Fuente: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento [MVCS], 2009

Tabla 6
Pesos unitarios de losas aligeradas

Espesor del aligerado (m)	Espesor de losa superior (m)	Peso propio kPa (kgf/m²)
0,17	0,05	2,8 (280)
0,20	0,05	3,0 (300)
0,25	0,05	3,5 (350)
0,30	0,05	4,2 (420)

Fuente: MVCS, 2009

2.4.1.2. Cargas vivas o sobre carga.

Son cargas gravitacionales de carácter movable, como el peso de los ocupantes, muebles, nieve, agua, equipos removibles, puente grúa, etc. soportados por la edificación, como se muestra en la tabla 7.

Tabla 7
Cargas vivas mínimas repartidas

Ocupación o uso	Cargas repartidas kPa (kgf/m²)
Baños	Igual a la carga principal del resto del área, sin que sea necesario que exceda de 3,0 (300)
Hoteles:	
– Cuartos	2,0 (200)
– Salas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
– Almacenaje y servicios	5,0 (500)
– Corredores y escaleras	4,0 (400)

Fuente: MVCS, 2009

Para los techos con una inclinación hasta 3° con respecto a la horizontal, se considerará, 1,0 kPa (100 kgf/m²) (MVCS, 2009).

2.4.2. Cargas dinámicas

La magnitud, dirección y sentido varían rápidamente con el tiempo, por lo que los esfuerzos y desplazamientos que se originan sobre la estructura, cabe mencionar

que en el instante en que ocurre la máxima respuesta estructural, no necesariamente coincide con el de la máxima sollicitación, a su vez se clasifican encargos causados por vibraciones, viento, sismo y cargas impulsivas (San Bartolome, 1998, p. 2).

2.4.3. Cargas de sismo

Las cargas de sismo al ser ondas sísmicas generadas por la liberación de energía acumulada entre dos placas tectónicas lo cual genera aceleración en las masas de la estructura, en consecuencia, las estructuras modernas pueden ser analizadas empleando cargas estáticas equivalentes a las producidas por el mismo sismo (San Bartolome, 1998, p. 2).

2.5. Análisis sísmico

2.5.1. Norma de diseño sismorresistente E.030 (2016)

2.5.1.1. *Filosofía y principios de diseño sismorresistente.*

a. Filosofía de diseño sismorresistente.

- Evitar pérdidas humanas.
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- Minimizar los daños a la propiedad.

b. Principios de diseño sismorresistente.

- La estructura no debe colapsar.
- La estructura debería de soportar movimientos del suelo calificados como moderados.

2.5.1.2. *Consideraciones generales de la Norma.*

Cada una de las partes de la edificación será diseñada y construida para las solicitaciones sísmicas, no es necesario considerar a mismo tiempo los efectos del viento y del sismo, deberá considerarse el posible efecto producido por los tabiques parapetos y otros elementos adosados al comportamiento sísmico de la estructura (MVCS, 2016).

2.5.1.3. *Factor de zona (Z).*





El territorio nacional se encuentra dividido en cuatro zonas, como se muestra en la figura 4, como se muestra en la tabla 8 (MVCS, 2016, p. 300).



Figura 4. Zonas sísmicas

Fuente: MVCS, 2016

Tabla 8
Factores de zona "Z"

Zona	Z
	4 0,45
	3 0,35
	2 0,25
	1 0,10

Fuente: MVCS, 2006

2.5.1.4. Parámetros de sitio (S , T_P , Y T_L).

Considera el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales del terreno, como se muestran en las tablas 9 y 10 (MVCS, 2016, p. 302).

Tabla 9
Factores de suelo "S"

Suelo zona	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: MVCS, 2016

Tabla 10
Períodos " T_P " y " T_L ", perfil del suelo

	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
$T_P(s)$	0,3	0,4	0,6	1,0
$T_L(s)$	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: MVCS, 2016

2.5.1.5. Factor de amplificación sísmica (C).

Se define el factor de amplificación sísmica (C) por las ecuaciones 4, 5 y 6 (MVCS, 2016, p. 302).

$$T < T_P \quad C = 2,5 \dots\dots\dots [\text{Ecuación 4}]$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right) \dots\dots\dots [\text{Ecuación 5}]$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right) \dots\dots\dots [\text{Ecuación 6}]$$

Donde:

T=Periodo fundamental (s)

T_P=Periodo que define la plataforma del factor C

T_L=Periodo que define el inicio de la zona del factor C

C=Factor de amplificación sísmica

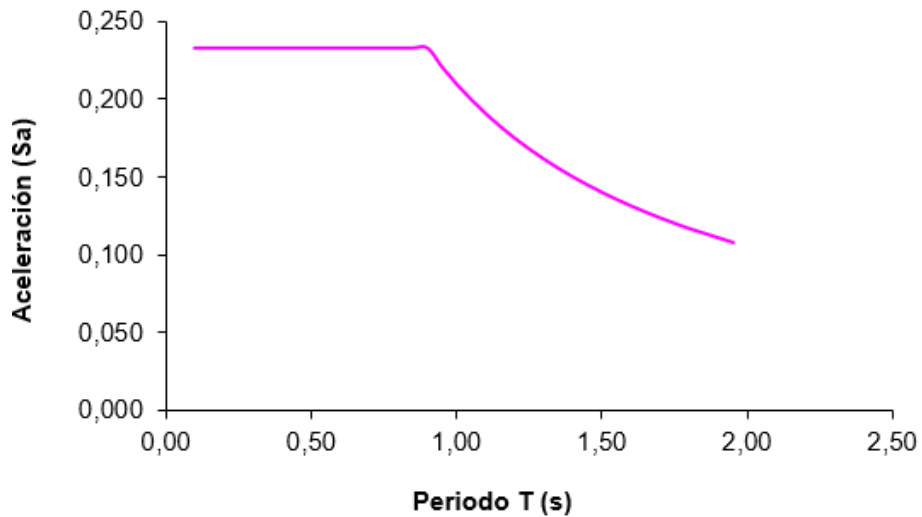


Figura 5. Espectro de diseño sísmico

2.5.1.6. Categoría de la edificación (U).

Como se muestra en la tabla 11 (MVCS, 2016).

Tabla 11
Categoría de la edificación y factor "U"

Categoría	Descripción	Factor U
A Edificaciones esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota a
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. 	
B Edificaciones importantes	Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.	1,5
	Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	
C Edificaciones comunes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas.	1,3
	También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	
D Edificaciones temporales	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1
	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota b

Fuente: MVCS, 2016

Nota: ^aLas nuevas edificaciones de categoría A1 tendrán aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable podrá decir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se usa aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U será mínimo 1,5. ^bEn estas edificaciones deberá proveerse resistencia y rigidez adecuada para acciones laterales, a criterio del proyectista.

2.5.1.7. Sistemas estructurales y coeficientes básico de reducción de fuerza sísmica (R_0).

El sistema estructural se clasifica según el material usado y el sistema de estructuración sismorresistente, como se muestra en la tabla 12.

Tabla 12
Sistemas estructurales

Sistema estructural	Coeficiente básico de reducción R_0 (a)
Acero:	
– Pórticos especiales resistentes a momentos (SMF)	8
– Pórticos intermedios resistentes a momentos (IMF)	7
– Pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMF)	6
– Pórticos especiales concéntricamente arriostrados (SCBF)	8
– Pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados (OCBF)	8
– Pórticos excéntricamente arriostrados (EBF)	8
Concreto armado:	
– Pórticos	8
– Dual	7
– De muros estructurales	6
– Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería armada o confinada	3
Madera (por esfuerzos admisibles)	7

Fuente: MVCS, 2016

Nota: ^aEstos coeficientes se aplicarán únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disposición de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras de tipo péndulo invertido. Para estructuras de tierra debe remitirse a la Norma E.080 “adobe” del RNE. Este tipo de construcciones no se recomienda en suelos S_3 , ni se permite en suelo S_4 .

Donde el coeficiente de reducción (R) se determinará por la ecuación 7.

$$R = R_0 * I_a * I_p \dots\dots\dots [Ecuación 7]$$

Donde:

R = Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas

R₀ = Coeficiente básico de reducción sísmica

I_a = Factor de irregularidad en altura (MVCS, 2016, p. 304).

I_p = Factor de irregularidad en planta (MVCS, 2016, p. 304).

2.5.1.8. *Peso de la edificación (P).*

Se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de carga viva o sobre carga que se determinará en el capítulo 4, artículo 4.3 estimación de peso (MVCS, 2016, p. 305).

2.5.1.9. *Análisis estático o fuerzas equivalentes.*

a. Generalidades.

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación (MVCS, 2016, p. 305).

b. Fuerza cortante en la base (V).

Se determinará por la ecuación 8.

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P \dots\dots\dots [Ecuación 8]$$

C/R no será menor que: $C/R \geq 0,125$

Donde:

V = Fuerza cortante en la base (kg)

Z = Factor de zona

U = Factor de uso

C = Factor de amplificación sísmica

S = Factor de amplificación del suelo (s)

R = Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas

P = Peso total de la edificación (kg)

c. Distribución de la fuerza sísmica en altura.

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i, correspondientes a la dirección considerada, se calcularán con las ecuaciones 9 y 10.

$F_i = \alpha_i * V$ [Ecuación 9]

$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=i}^n P_j(h_j)^k}$ [Ecuación 10]

Donde:

n = Número de pisos del edificio

k = Periodo fundamental de la vibración de la estructura (T).

Se calculará de acuerdo a lo siguiente:

Para T menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1,0$

Para T mayor que 0,5 segundos: $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$

d. *Periodo fundamental (T).*

Se calculará con la ecuación 11.

$$T = \frac{hn}{C_t} \dots\dots\dots [Ecuación 11]$$

Donde:

T = Periodo fundamental (s)

hn = Altura total de la edificación (m)

$C_r = 35$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

- Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
- Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

$C_r = 45$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

- Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
- Pórticos de acero arriostrados.

$C_r = 60$ Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

Alternativamente podrá usarse la ecuación 12.

$$T = 2\pi * \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n P_i * d_i^2)}{(g * \sum_{i=1}^n f_i * d_i)}} \dots\dots\dots [\text{Ecuación 12}]$$

Donde:

f = Fuerza lateral en el nivel i correspondiente a una distribución en altura semejante a la del primer modo en la dirección de análisis.

d_i = Desplazamiento lateral del centro de masa del nivel i en traslación pura (restringiendo los giros en planta) debido a las fuerzas f_i . Los desplazamientos se calcularán suponiendo comportamiento lineal elástico de la estructura y, para el caso de estructuras de concreto armado y de albañilería, considerando las secciones sin fisurar.

g = Aceleración de la gravedad (m/s^2)

F_i = Fuerzas laterales (kg).

Cuando el análisis no considere la rigidez de los elementos no estructurales, el período fundamental T es como 0,85 del valor obtenido con la fórmula anterior (MVCS, 2016).

e. Excentricidad accidental.

Para estructuras con diafragmas rígidos, la fuerza en cada nivel (F_i) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además de la excentricidad propia de la estructura las excentricidades accidentales (en cada dirección de análisis) como se indica a continuación:

En el centro de masas de cada nivel, además de la fuerza lateral estática actuante, se aplicará un momento torsor accidental (M_{ti}) que se calcula como:

$$M_{ti} = \pm F_i * e_i \dots\dots\dots [Ecuación 13]$$

Donde:

M_{ti} = Momento torsor accidental (kg.cm)

F_i = Fuerza lateral del nivel i (t)

E_i = Excentricidad accidental (m)

Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel (e_i), se considerará como 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis (MVCS, 2016, p. 307).

2.5.1.10. Análisis de dinámico modal espectral.

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral según lo especificado en este numeral (MVCS, 2016, p. 306).

a. Modo de vibración.

Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas. En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis (MVCS, 2016, p. 306).

b. Aceleración espectral.

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por la ecuación 14.

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g \dots\dots\dots [Ecuación 14]$$

Donde:

S_a = Aceleración espectral

Z = Factor de zona

U = Factor de uso

C = Factor de amplificación sísmica

S = Factor de amplificación del suelo

R = Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas

g = Aceleración de la gravedad

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales.

c. Criterios de combinación.

Mediante los criterios de combinación que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima elástica esperada (r) tanto para las fuerzas internas de los elementos estructurales, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso, la respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al

efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r_i) podrá determinarse usando la ecuación 15, 16 y 17 (MVCS, 2016).

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i p_{ij} r_j} \dots\dots\dots [\text{Ecuación 15}]$$

Donde:

r = Respuesta modal desplazamiento o fuerza

Los coeficientes de correlación están dados por la ecuación 16.

$$p_{ij} = \frac{8(\beta^2)(1 + \lambda)(\lambda^2)^3}{(1 + \lambda^2) + 4\beta^2\lambda(1 + \lambda)^2} \dots\dots\dots [\text{Ecuación 16}]$$

Donde:

$\beta = 0,05$, Fracción de amortiguamiento crítico que se puede asumir constante para los modos.

La respuesta máxima podrá estimarse mediante la ecuación

$$r = 0,25 \sum [r_i] + 0,75 \sqrt{\sum r_i^2} \dots\dots\dots [\text{Ecuación 17}]$$

d. Fuerza cortante mínima en la base.

Para cada una de las direcciones de análisis, la fuerza cortante en el primer entresolio del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado en el análisis estático, para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares. Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos (MVCS, 2016).

e. Excentricidad accidental (efectos de torsión).

La localización de los centros de masa en cada nivel, se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis (MVCS, 2016).

2.5.1.11. Desplazamientos laterales.

Los desplazamientos relativos máximos relativo entrepiso, calculado según la determinación de los desplazamientos laterales.

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

Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se considerarán los valores mínimos de C/R indicado en el numeral 4.5.2 ni el cortante mínimo en el base especificado en el numeral 4.6.4. (MVCS, 2016, p. 307).

Tabla 13
Límites para la distorsión del entrepiso

Material predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Fuente: MVCS, 2016

2.5.2. Norma de diseño sismorresistente E.030 (2006)

2.5.2.1. *Filosofía y principios de diseño sismorresistente.*

Tiene la siguiente filosofía:

- Evitar pérdidas de vidas.
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- Minimizar los daños a la propiedad.

Tiene los siguientes principios:

- La estructura no debe colapsar ni causar daño a personas debido a movimientos sísmicos severos.
- La estructura debe soportar movimientos sísmicos moderados experimentando posibles daños dentro de los límites aceptables.

2.5.2.2. *Factor de zona (Z).*

El territorio nacional se considera dividido en tres zonas, como se muestra en la figura 6, y se le asigna un factor Z, como se muestra en la tabla 14.



Figura 6. Zonas sísmicas
Fuente: MVCS, 2006

Tabla 14
Factor de zona

Zona	Z
3	0,4
2	0,3
1	0,15

Fuente: MVCS, 2006

2.5.2.3. Factor de amplificación de suelo (S).

El terreno natural in situ, describirá las condiciones locales, como se muestra en la tabla 15.

Tabla 15
Parámetros del suelo

Tipo	Descripción	T_P	S
S ₁	Roca o suelos muy rígidos	0,4	1,0
S ₂	Suelos intermedios	0,6	1,2
S ₃	Suelos flexibles o con estratos de gran	0,9	1,4
S ₄	Condiciones excepcionales	(a)	(a)

Fuente: MVCS, 2006

Nota: ^aLos valores de T_P y S para este caso serán establecidos por el especialista, pero en ningún caso serán menores que los especificados para el perfil tipo S₃.

– *Factor de amplificación sísmica (C).*

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por la ecuación 18.

$$C = 2,5 * \left(\frac{T_P}{T}\right); C \leq 2,5 \dots\dots\dots [Ecuación 18]$$

Donde:

T = Periodo fundamental de la estructura (s)

T_P = Periodo límite de la estructura para cada tipo de suelo (s)

2.5.2.4. Factor de uso (U).

La estructura se clasifica en diferentes tipos de edificaciones como se muestra en la tabla 16.

Tabla 16
Categoría de las edificaciones

Categoría	Descripción	Factor U
A Edificaciones esenciales	Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo, como hospitales, centrales de comunicaciones, cuarteles de bomberos y policía, subestaciones eléctricas, reservorios de agua. Centros educativos y edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre.	1,5
B Edificaciones importantes	También se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, como grandes hornos, depósitos de materiales inflamables o tóxicos. Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas como teatros, estadios, centros comerciales, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos, bibliotecas y archivos especiales.	1,3
C Edificaciones comunes	También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento Edificaciones comunes, cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia como viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios, fugas de contaminantes, etc.	1,0
D Edificaciones menores	Edificaciones cuyas fallas causan pérdidas de menor cuantía y normalmente la probabilidad de causar víctimas es baja, como cercos de menos de 1,50m de altura, depósitos temporales, pequeñas viviendas temporales y construcciones similares.	(a)

Fuente: MVCS, 2006

Nota: ^aEn estas edificaciones, a criterio del proyectista, se podrá omitir el análisis por fuerzas sísmicas, pero deberá proveerse de la resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales.

2.5.2.5. Configuración estructural.

Las estructuras deberán ser clasificadas como irregulares o regulares tabla 4 y 5 (MVCS, 2006, p. 296), con la finalidad de determinar el procedimiento adecuado de análisis y los valores apropiados del factor de reducción de la fuerza sísmica (R).

2.5.2.6. Coeficiente de reducción sísmica (R).

R es la variable que asume absorber energía y soportar actos de deformaciones inelásticas sin colapsar, como se muestra en la tabla 17.

Tabla 17
Sistemas estructurales

Sistema estructural	Coeficiente de reducción, R para estructuras regulares (a) (b)
Acero	
– Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos	9,5
Otras estructuras de acero	
– Arriostres excéntricos	6,5
– Arriostres en cruz	6,0
Concreto Armado	
– Pórticos (c)	8
– Dual (d)	7
– De muros estructurales (e)	6
– Muros de ductilidad limitada (f)	4
Albañilería armada o confinada (g)	3
Madera (por esfuerzos admisibles)	7

Fuente: MVCS, 2006

Nota: °Por lo menos el 80 % del cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos que cumplan los requisitos de la NTE E.060 Concreto armado. En caso se tengan muros estructurales, éstos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez. °Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. Los pórticos deberán ser diseñados para tomar por lo menos 25 % del cortante en la base. Los muros estructurales serán diseñados para las fuerzas obtenidas del análisis según Artículo 16 (16.2). °Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 80 % del cortante en la base. °Edificación de baja altura con alta densidad de muros de ductilidad limitada. °Para diseño por esfuerzos admisibles el valor de R será 6. °Estos coeficientes se aplicarán únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido. °Para estructuras irregulares, los valores de R deben ser tomados como $\frac{3}{4}$ de los anotados en la tabla.

2.5.2.7. *Desplazamientos laterales permisibles.*

Los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por $0,75 \cdot R$ los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se considerarán los valores mínimos de C/R ni la cortante mínima en la base. El máximo desplazamiento relativo de entrepiso indicado anteriormente, no deberá exceder la fracción de la altura, como se muestra en la tabla 18.

Tabla 18
Máximo desplazamiento relativo

Material	(Di / hei)
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010

Fuente: MVCS, 2006

Nota: Estos límites no son aplicables a naves industriales

2.5.2.8. *Análisis del edificio.*

a. Peso de la edificación (P).

El peso (P), se calcula adicionando a la carga permanente y total de la Edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga según capítulo IV, artículo 16.3 estimación de peso (MVCS, 2006, p. 297).

2.5.2.9. *Análisis estático.*

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación. Debe emplearse sólo para edificios sin irregularidades y de baja altura según se establece en la siguiente condición:

- Las estructuras clasificadas como regulares según el artículo 10 de no más de 45 m de altura y las estructuras de muros portantes de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares, podrán analizarse mediante el procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes del Artículo 17.

a. *Período fundamental (T).*

El periodo fundamental para cada dirección se estimará con la ecuación 19.

$$T = \frac{hn}{C_T} \dots\dots\dots [Ecuación 19]$$

Donde:

T = Periodo fundamental (s)

hn = Altura total de la edificación (m)

$C_T = 35$ para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente pórticos.

$C_T = 45$ para edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean pórticos y las cajas de ascensores y escaleras.

$C_T = 60$ para estructuras de mampostería y para todos los edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean fundamentalmente muros de corte.

También podrá usarse un procedimiento de análisis dinámico que considere las características de rigidez y distribución de masas en la estructura. Como una forma sencilla de este procedimiento puede usarse la ecuación 20.

$$T = 2\pi * \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n P_i * D_i^2}{g * \sum_{F_i}^n D_i}} \dots\dots\dots[\text{Ecuación 20}]$$

Cuando el procedimiento dinámico no considere el efecto de los elementos no estructurales, el periodo fundamental deberá tomarse como el 0,85 del valor obtenido por este método (MVCS, 2006, p. 298).

b. Fuerza cortante en la base (V).

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la ecuación 21.

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P \dots\dots\dots[\text{Ecuación 21}]$$

Debiendo considerarse para C/R el siguiente valor mínimo: $C/R \geq 0,125$

Donde:

V = Fuerza cortante en la base (kg)

Z = Factor de zona

U = Factor de uso

C = Factor de amplificación sísmica

S = Factor de amplificación del suelo (s)

R = Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas

P = Peso total de la edificación (kg)

c. *Distribución de la fuerza sísmica en altura (Fa).*

Si el periodo fundamental T es mayor que 0,7 s una parte de la fuerza cortante V denominada Fa deberá aplicarse como fuerza concentrada en la parte superior de la estructura. Esta fuerza Fa se determinará por la ecuación 22.

$$Fa = 0,007 * T * V \leq 0,15 * V \dots\dots\dots[Ecuación 22]$$

Donde:

T = En la ecuación anterior será el mismo que el usado para la determinación de la fuerza cortante en la base.

El resto de la fuerza cortante, es decir V - Fa se distribuirá entre los distintos niveles, incluyendo el último, de acuerdo a la ecuación 23.

$$Fi = \frac{Pi * hi}{\sum_{j=1}^n Pj * hj} * (V - Fa) \dots\dots\dots[Ecuación 23]$$

Donde:

Fi = Fuerza sísmica horizontal en el nivel “i”

Pi = Peso del nivel “i”

hi = Altura del nivel “i” con relación al nivel del terreno (cm)

Pj = Sumatoria del peso total (kg)

hj = Sumatoria de la altura total (cm)

V = Fuerza cortante en la base (kg)

Fa = Distribución de la fuerza sísmica en altura (kg)

d. Efectos de torsión (M_{ti}).

Se supondrá que la fuerza en cada nivel (F_i) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse el efecto de excentricidades accidentales como se indica a continuación.

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

En cada nivel además de la fuerza actuante, se aplicará el momento accidental denominado M_{ti}, como se muestra en la ecuación 24.

$$M_{ti} = \pm F_i * e_i \dots\dots\dots [Ecuación 24]$$

Donde:

M_{ti} = Momento torsor accidental en el nivel “i” (kg.cm)

F_i = Fuerza horizontal en el nivel “i” (t)

e_i = Excentricidad accidental en cada nivel (m)

2.5.2.10. Análisis dinámico.

a. Análisis dinámico por combinación modal espectral.

– Modos de vibración.

Los modos de vibración y periodos naturales se podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas (MVCS, 2006, p. 298).

– *Aceleración espectral.*

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por la ecuación 25.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} * g \dots\dots\dots [Ecuación 25]$$

Donde:

S_a = Aceleración espectral

Z = Factor de zona

U = Factor de uso o importancia

C = Coeficiente de amplificación sísmica

S = Factor de amplificación del suelo (s)

R = Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas

g = Aceleración de la gravedad

– *Criterios de combinación.*

Mediante los criterios de combinación que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima esperada (r) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso. La respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r_i), se determinará por la ecuación 26.

$$r = 0,25 * \sum_{i=1}^m ri + 0,75 * \sum_{i=1}^m ri^2 \dots\dots\dots[Ecuación 26]$$

Alternativamente, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo.

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa de la estructura, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis (MVCS, 2006, p. 298).

– *Fuerza de cortante mínima en la base.*

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado en el análisis estático ($V = ZUCSP/R$) para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares (MVCS, 2006, p. 298).

– *Efectos de torsión.*

La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable (MVCS, 2006, p. 298).

2.6. Diseño estructural

El proceso de diseño inicia con la formulación de objetivos que se quiere lograr, considerar las restricciones que se tendrán en cuenta. Para lograr una óptima

solución es prácticamente imposible, sin embargo, según el criterio se puede reducir el peso o costo mínimo de la estructura (Morales, 2016, p. 8).

2.6.1. Ventajas y desventajas del concreto armado frente a otros materiales

Otros materiales como la madera, acero, etc., el concreto presenta las siguientes ventajas y desventajas (Harmsen, 2017, p. 24).

2.6.1.1. *Ventajas del concreto armado frente a otros materiales.*

- Es durable a lo largo del tiempo y no requiere de una gran inversión para su mantenimiento.
- Tiene una gran resistencia a la compresión en comparación con otros materiales.
- Es resistente al efecto del agua.
- En fuego de intensidad media, el concreto armado sufre daños superficiales si se provee un adecuado recubrimiento al acero. Es más resistente al fuego que la madera y el acero estructural.
- Se le puede dar forma que uno desee haciendo uso del encofrado adecuado.
- Le confiere un carácter monolítico a sus estructuras lo que les permite resistir más eficientemente las cargas laterales de viento o sismo.
- No requiere de mano de obra muy calificada.
- Su rigidez y masa evitan problemas de vibraciones en las estructuras erigidas con él.
- En la mayoría de lugares, es el material más económico.

Por su gran peso propio, la influencia de las variaciones de carga móviles es menor (Harmsen, 2017, p. 24).

2.6.1.2. Desventajas del concreto armado frente a otros materiales.

- Tiene poca resistencia a la tracción, aproximadamente la décima parte de su resistencia a la compresión. Aunque el acero se coloca de modo que absorba estos esfuerzos, la formación de grietas es inevitable.
- Requiere de encofrado lo cual implica su habilitación, vaciado, espera hasta que el concreto alcance la resistencia requerida y desencofrado, con el tiempo que estas operaciones implican. El costo del encofrado puede alcanzar entre un tercio y dos tercios del costo total de la obra.
- Su relación resistencia a la compresión versus peso está muy por debajo que la correspondiente al acero, el cual es más eficiente cuando se trata de cubrir grandes luces. El concreto requiere mayores secciones y por ende el peso propio es una carga muy importante en el diseño.
- Requiere de un permanente control de calidad, pues esta se ve afectada por las operaciones de mezcla, colocación, curado, etc.
- Presenta deformaciones variables con el tiempo. Bajo cargas sostenidas, las deflexiones en los elementos se incrementan con el tiempo (Harmsen, 2017, pp. 24-25).

2.6.2. Criterios generales de diseño

2.6.2.1. Normas empleadas.

- Norma técnica de edificaciones E.020 – Cargas (2009).
- Norma técnica de edificaciones E.030 - Diseño sismorresistente (2016).
- Norma técnica de edificaciones E.030 - Diseño sismorresistente (2006).
- Norma técnica de edificaciones E.060 – Concreto armado (2009).
- American concrete institute 318-14.

2.6.2.2. Método de diseño.

Denominado “método diseño a la rotura” o “método de diseño por resistencia última”, se fundamenta en la predicción que ocasiona la falla del elemento de estudio y el colapso de la misma (Harmsen, 2017, p. 25). Según la Norma de concreto armado E.060 del RNE recomienda que la resistencia requerida (U) para resistir las cargas sean:

Para combinaciones de carga muerta y carga viva.

$$U = 1,4 CM + 1,7 CV \dots\dots\dots[\text{Ecuación 27}]$$

Combinaciones de carga muerta, carga viva y carga de sismo.

$$U = 1,25 (CM + CV) \pm CS \dots\dots\dots[\text{Ecuación 28}]$$

$$U = 0,9CM \pm CS \dots\dots\dots[\text{Ecuación 29}]$$

Donde:

U = Combinación de carga (kg)

CM = Carga muerta (kg)

CV = Carga viva (kg)

CS = Carga de sismo (kg)

También el RNE la Norma E.060 Concreto armado, establece los siguientes factores de reducción de capacidad de acuerdo a las diferentes sollicitaciones:

- Para flexión.....Ø=0,90
- Para cortante..... Ø=0,85

- Para torsión..... $\phi=0,85$
- Para flexo-compresión..... $\phi=0,75$ (zunchadas), $\phi=0,70$ (estribadas)

Las cargas muertas (cm) y las cargas vivas (cv) están establecidas en la Norma E.020, donde recomienda valores mínimos para el diseño de la estructura dependiendo su uso y la carga de sismo (cs) está establecida en la Norma de diseño sismorresistente E.030.

2.6.2.3. *Materiales empleados.*

a. *Concreto.*

Es una mezcla de cemento, agregado fino (arena), agregado grueso (piedra) y agua, para lograr un excelente concreto es necesario realizar un buen proceso de mezclado, colocación, transporte y curado.

- *Comportamiento del concreto frente a esfuerzo de compresión*

Se obtiene del ensayo de probeta de 12” de altura por 6” de diámetro. La curva esfuerzo – deformación (Morales, 2016, p. 9), como se muestra en la figura 7.

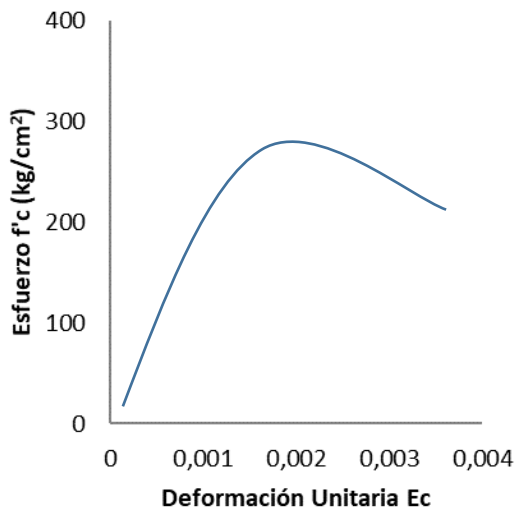


Figura 7. Curva esfuerzo-deformación

Fuente: Morales, 2016

Donde se puede observar que el concreto no es un material elástico, siendo las propiedades mecánicas las siguientes:

Resistencia del concreto a la compresión..... $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Poisson..... $\mu = 0,20$

Módulo de elasticidad..... $E_c = 15\,000 \sqrt{f'_c}$

b. Acero de refuerzo.

El acero es un material de refuerzo que tiene una alta resistencia a la tracción de sección redonda, las cuales tienen corrugaciones, el cual se utiliza en forma combinada con el concreto, generalmente el tipo de acero se caracteriza por el límite o esfuerzo de fluencia, entre estos tipos tenemos los de grado 40, 60 y 75 que corresponden a los límites de fluencia 2800, 4200 y 5300 kg/cm^2 (Morales, 2016, pág. 10). El acero que se producen en el mercado peruano son de grado 60.

Cumplen con el estándar de calidad con las siguientes Normas.

- Norma Peruana Itintec 341.031. Acero Grado 60.
- Norma ASTM A615. Acero Grado 60.
- Norma ASTM A706. Acero Grado 60.
- *Comportamiento del acero frente a esfuerzos de tracción.*

La curva esfuerzo – deformación de acero muestra una porción inicial lineal-elástica, llamado esfuerzo de fluencia, como se muestra en la figura 08 (Morales, 2016, p. 11).

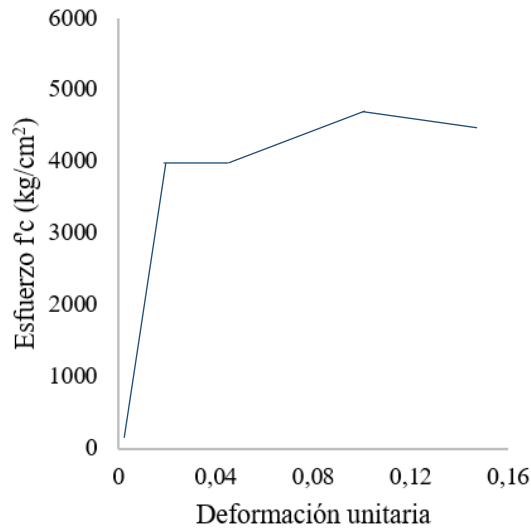


Figura 8. Curva esfuerzo-deformación de acero

Fuente: Morales, 2016

Las propiedades fundamentales del acero de grado 60 son:

- Esfuerzo a la fluencia o fluencia nominal..... $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad..... $E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$
- Deformación en el inicio de la fluencia..... $\epsilon_y = 0,0021$

2.6.3. Diseño de la losa aligerada en una dirección

Se considera como sistema viga tipo “T”, como se muestra en la figura 10, según en R.N.E. E.020 cargas se dan pesos aproximados según el espesor de la losa, como se muestra en las tablas 19 y 20.

Tabla 19
Altura y pesos de losas aligerada

Esesor del aligerado (m)	Esesor de losa superior (m)	Peso propio kPa (kgf/m ²)
0,17	0,05	2,8 (280)
0,20	0,05	3,0 (300)
0,25	0,05	3,5 (350)
0,30	0,05	4,2 (420)

Fuente: MVCS, 2009

Tabla 20
 Altura de losa según las luces entre ejes

Altura	Descripción
h = 17 cm	Luces menores a 4 m
h = 20 cm	Luces comprendidas entre 4 y 5,5 m
h = 25 cm	Luces comprendidas entre 5 y 6,5 m
h = 30 cm	Luces comprendidas entre 6 y 7,5 m

Fuente: Blanco, 1994

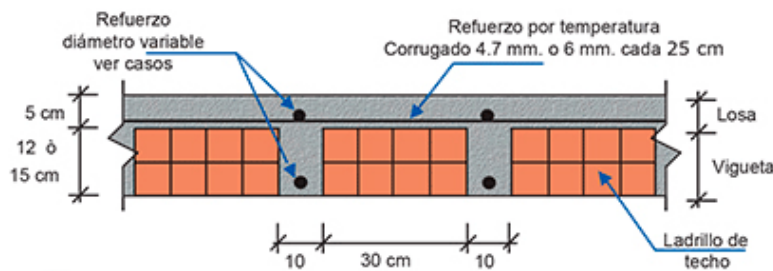


Figura 9. Detalle general de aligerado

Fuente: Orihuela, Orihuela, Lazo, y Ulloa, 2010

Se utilizará el código ACI 318-14 que propone un método aproximado para la determinación de las fuerzas internas, el método aproximado del ACI 318-14 es llamado también método de los coeficientes (Harmsen, 2017, p. 361).

2.6.3.1. Acero de refuerzo por longitudinal.

El acero de refuerzo por tensión acero positivo (A_s^+) y acero negativo (A_s^-), las cuales se calcularán con las ecuaciones 30 y 31.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi(f_y)(d - \frac{a}{2})} \dots\dots\dots [Ecuación 30]$$

$$a = \frac{A_s}{0,85(f'c)(b)} \dots\dots\dots [Ecuación 31]$$

Donde:

A_s = Área de acero (cm^2)

A = Profundidad del bloque equivalente en compresión del concreto (cm)

M_u = Momento último (kg.m)

d = Peralte efectivo (cm)

ϕ = Factor de reducción de resistencia

f_y = Fluencia del acero (kg/cm^2)

b = Base (cm)

Colocación del refuerzo de acero, como se muestra en la figura 10.

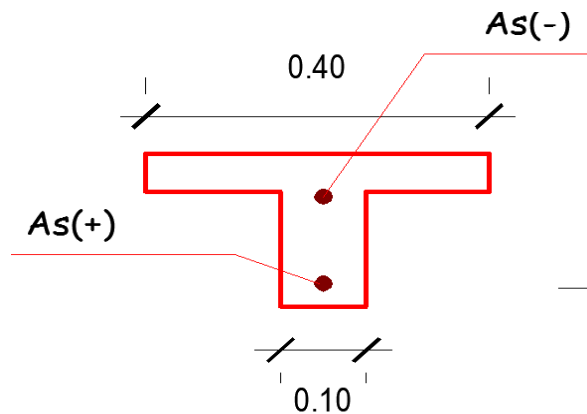


Figura 10. Colocación de acero

2.6.3.2. Acero de refuerzo por contracción y temperatura.

Para el diseño de losas aligeradas, para cargas típicas que no requieren refuerzo por corte el refuerzo transversal para un acero $f_y = 4200 \text{ kg}/\text{cm}^2$, se usara la ecuación 32 (Morales, 2016, p. 132).

$$A_{temp} = 0,0018 * b * t \dots\dots\dots [Ecuación 32]$$

Donde:

A_{temp} = Acero de temperatura (cm)

b = Espaciamiento del acero (cm)

t = Espesor de la losa (cm)

2.6.3.3. *Espaciamiento de la armadura principal.*

El A.C.I., indica que el espaciamiento no debe ser mayor a 45 cm o 5 veces el espesor de la losa.

2.6.3.4. *Detalle de armaduras principal en losas.*

Una forma práctica de realizar el armado del acero de refuerzo, como se muestra en la figura 11.

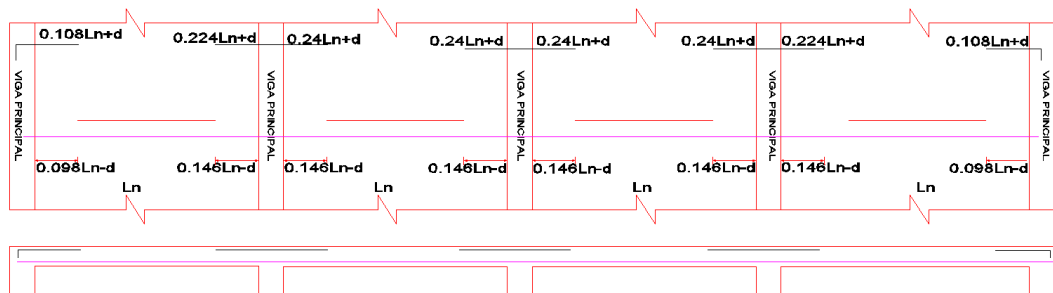


Figura 11. Detalle del armado de acero longitudinal de losa aligerada

Nota: Para determinar el valor de L_o se tomará el mayor valor entre $(12db \text{ ó } d)$, donde L_o es longitud de desarrollo y L_n es luz libre del paño.

2.6.4. Diseño de vigas

Se basará en la hipótesis de diseño de elementos sometidos a esfuerzos de flexión y cortante.

2.6.4.1. Diseño por flexión.

El diseño sometido a esfuerzos por flexión se busca que el elemento tenga falla dúctil (por tracción), evitando la falla frágil (por compresión), esto se logra limitando la cuantía.

La distribución de esfuerzos en una viga sometida a flexión, la sección tiene una forma parabólica, Whitney propone que esta forma real sea asumida como un bloque rectangular, como se mostrara en la figura 12.

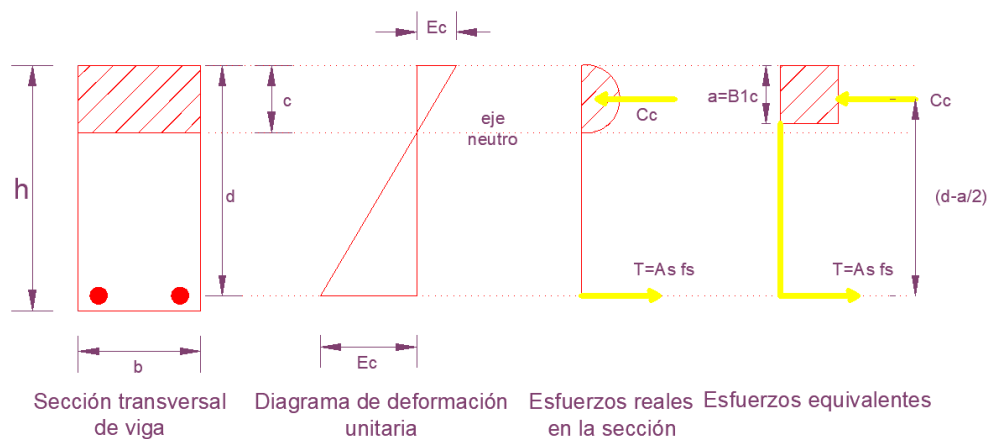


Figura 12. Distribución de esfuerzos en la viga

Fuente: Morales, 2016

El valor de β_1 para diferentes resistencias de concreto se tomará.

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad \beta_1 = 0,85$$

Distribución de deformaciones para cada uno de los tres tipos de fallas en la viga, como se muestra en la figura 13.

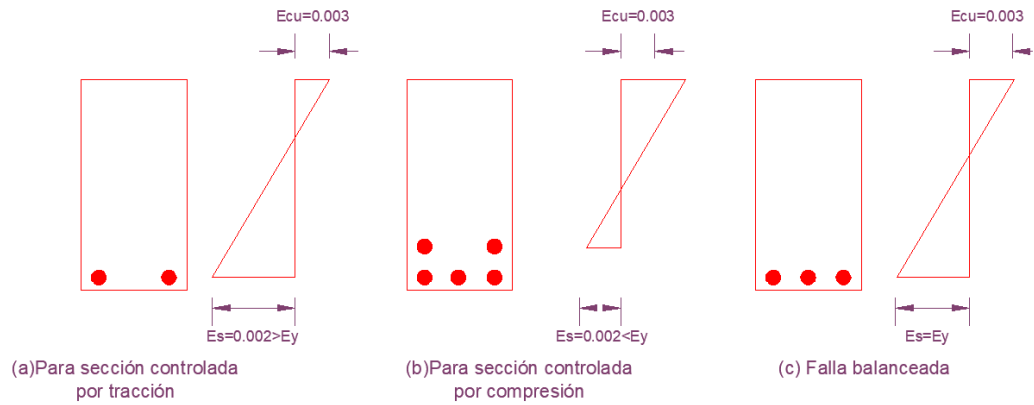


Figura 13. Tipo de falla en una sección a flexión

Fuente: Harmsen, 2017

a. Área de acero

Por equilibrio, usaremos las ecuaciones 33, 34, 35, 36, 37, 38 y 39.

$$C_c = T \dots\dots\dots [Ecuación 33]$$

$$a = \frac{A_s * (f_y)}{0,85 * (f'_c) * (b)} \dots\dots\dots [Ecuación 34]$$

Momento con respecto C_c , se usará la ecuación 35, 36 y 36.

$$M_n = T * (d - \frac{a}{2}) \dots\dots\dots [Ecuación 35]$$

$$M_n = A_s * f_y * (d - \frac{a}{2}) \dots\dots\dots [Ecuación 36]$$

$$M_u = \phi * M_n \dots\dots\dots [Ecuación 37]$$

Reemplazando la ecuación 36 en la ecuación 37

$$M_u = \phi * A_s * f_y * (d - \frac{a}{2}) \dots\dots\dots [Ecuación 38]$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} \dots\dots\dots [Ecuación 39]$$

Se debe realizar el diseño por flexión, logrando el tipo ando la falla dúctil.

Donde:

C_c = Compresión del concreto

T = Tracción

A_s = Área de acero (cm^2)

a = Profundidad del bloque equivalente en compresión del concreto (cm)

M_u = Momento último (kg.cm)

d = Peralte efectivo (m)

ϕ = Factor de reducción de resistencia

f_y = Fluencia del acero (kg/cm^2)

b = Base (m)

b. Límites de cuantías.

La cuantía máxima (ρ_{\max}) se calculará según la zona sísmica, mediante la ecuación 40 y 41 (Morales, 2016, p. 13).

$$\rho_{\max} = 0,75(\rho_b) \text{ Para zonas no sísmicas} \dots\dots\dots[\text{Ecuación 40}]$$

$$\rho_{\max} = 0,50(\rho_b) \text{ Para zonas sísmicas} \dots\dots\dots[\text{Ecuación 41}]$$

La cuantía mínima (ρ_{\min}) al ser calculada, se considerará el mayor valor hallado, mediante la ecuación 43.

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \dots\dots\dots[\text{Ecuación 42}]$$

$$\rho_{\min} = 0,7 * \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} \dots\dots\dots[\text{Ecuación 43}]$$

Donde:

ρ = Cuantía

A_s = Área de acero (cm²)

b = Base (cm)

d = Peralte efectivo (cm)

ρ_{\min} = Cuantía mínima

ρ_b = Cuantía balanceada

f_y = Fluencia del acero (kg/cm²)

$f'c$ = Resistencia del concreto (kg/cm²)

a. Detalle de empalmes de refuerzo por traslape.

– *Empalmes para barras sujetas a tracción.*

Las longitudes de empalme (L_E), como función de la longitud de desarrollo, para el acero sometido a tracción, no menores de 30 cm (Blanco, 1994, p. 110).

Empalme Tipo A $L_E = 1,0 (L_d)$

Empalme Tipo B $L_E = 1,3 (L_d)$

Empalme Tipo C $L_E = 1,7 (L_d)$

Si se empalmara en zonas de refuerzo bajo los 3/4 o menos del número de barras en la longitud de traslape requerida, se usará empalme tipo A, si se empalmara más de los 3/4 partes del refuerzo se empleará el empalme tipo B.

Los empalmes en zonas de refuerzo altos deben evitarse, pero si fuera necesario hacerlos, se usará el empalme tipo B cuando se empalman menos de la mitad de las barras dentro de la longitud requerida para el traslape; el empalme tipo C se usará si se empalma más de la mitad de las barras.

El criterio expresado en la Norma es aumentar la longitud de empalme para los casos de zonas con refuerzos altos y si se empalman mayor porcentaje de barras dentro de una misma longitud de empalme (Blanco, 1994, p. 110).

– *Empalmes para barras sujetas a compresión.*

La longitud mínima del empalme traslapado en compresión será la longitud de desarrollo en compresión L_d , pero además deberá ser mayor que $0,007(f_y*d_b)$ y que 30 cm (Blanco, 1994, p. 110).

Según los criterios dados, se podrá seleccionar el tipo de empalme de tipo A, B ó C, dependiendo de la cantidad de acero y lugar de empalme en una misma sección (Blanco, 1994, p. 113), como se muestra en la figura 14.

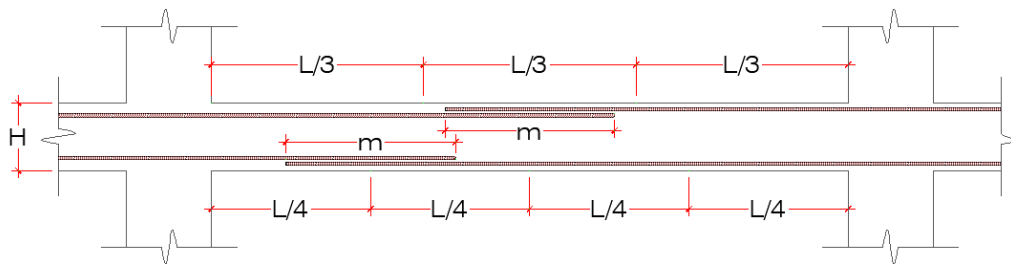


Figura 14. Empalme de acero

Fuente: Blanco, 1994

Nota: ^aNo empalmar más del 50 % de área total de una misma sección. ^bEn caso de no empalmarse en las zonas indicadas o con los porcentajes especificados aumentar la longitud de empalme en un 70 %. ^cPara aligerados y vigas chatas, el acero interior se empalmará sobre los apoyos siendo la longitud de empalme igual a 25 cm para fierro de 3/8" y 35 cm para 1/2" o 5/8".

Tabla 21
Valores de "m"

Refuerzo interior		Refuerzo exterior	
Ø	H	H<30	H>30
3/8"	0,30	0,3	0,45
1/2"	0,45	0,45	0,45
5/8"	0,55	0,55	0,75
3/4"	0,65	0,65	0,9

Fuente: Blanco, 1994

La figura 14, se muestra el detalle de empalme para vigas que forman pórticos, en el cual se indica empalmar los refuerzos superiores en la parte central de la viga donde se tiene generalmente esfuerzos bajos, y se especifica empalmar los refuerzos inferiores en una zona intermedia entre la zona central y la zona externa junto al apoyo (Blanco, 1994, p. 113).

2.6.4.2. Diseño por corte.

Según la Norma es un diseño semi - empírico y está basado en el ajuste de los resultados obtenidos de ensayos donde se debe cumplir que Resistencia de elemento \geq efecto de carga, como se muestra en la ecuación 44 y 45.

$$\phi V_n \geq V_u \dots\dots\dots [Ecuación 44]$$

$$V_n = V_c + V_s \dots\dots\dots [Ecuación 45]$$

Remplazando la ecuación 46 en la ecuación 47.

$$V_u \leq \phi * (V_c + V_s) \dots\dots\dots [Ecuación 46]$$

La resistencia al corte suministrado por el acero se determinará despejando V_s en la ecuación 49.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \dots\dots\dots [Ecuación 47]$$

La resistencia al corte suministrado por el concreto se determinará mediante la ecuación 48.

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d \dots\dots\dots [Ecuación 48]$$

El espaciamiento entre estribos se calculará mediante la ecuación 49.

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} \dots\dots\dots [Ecuación 49]$$

Donde:

ϕ = Factor de reducción de resistencia

V_u = Cortante último (kg)

V_c = Cortante nominal que absorbe el concreto (kg)

V_s = Cortante nominal que absorbe el refuerzo (kg)

S = Espaciamiento entre estribos (cm)

A_v = Área del estribo (cm²)

$f'c$ = Resistencia del concreto (kg/cm²)

b = Base (cm)

d = Peralte efectivo (cm)

f_y = Fluencia del acero (kg/cm²)

El detalle de diseño por corte de la viga, se mostrará en la figura 15.

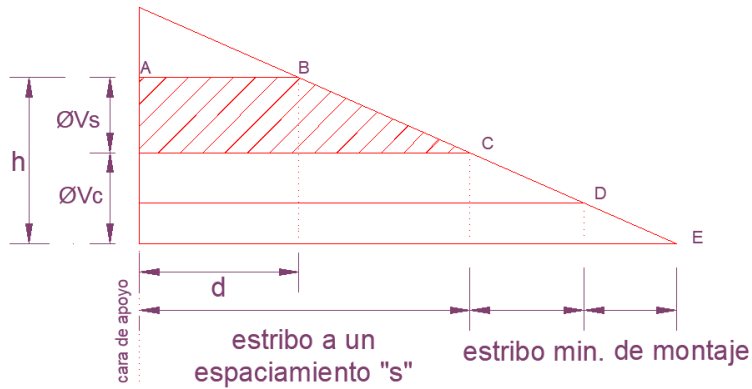


Figura 15. Detalle de diseño de corte de viga

2.6.4.3. Espaciamiento de estribos.

La Norma Técnica de Edificación E.060 de Concreto Armado recomienda los espaciamientos mínimos en estribos en vigas, como se muestra en la figura 16 (MVCS, 2009, pág. 416).

La longitud de la zona de confinamiento L_o será:

$$L_o = 2h \text{ [Ecuación 50]}$$

El espaciamiento “S” (zona de confinamiento) no debe exceder al menor entre:

$$S = (0,25d, 10db, 24db, 30 \text{ cm}) \text{ [Ecuación 51]}$$

El espaciamiento “S” (zona central) no debe exceder al mayor entre:

$$S' = 0,5d \text{ [Ecuación 52]}$$

El espaciamiento S'' (cara del elemento de apoyo) no debe exceder:

$$S'' = 10 \text{ cm} \text{ [Ecuación 53]}$$

Donde:

L_o = Zona de confinamiento (cm)

L_n = Zona central (cm)

h = Dimensión de la cara de la columna (cm)

b = Dimensión de la cara de la columna (cm)

S = Espaciamiento en la zona de confinamiento (cm)

S' = Espaciamiento en la zona central (cm)

S'' = Espaciamiento en el nudo entre viga y columna (cm)

d_b = Diámetro de la varilla

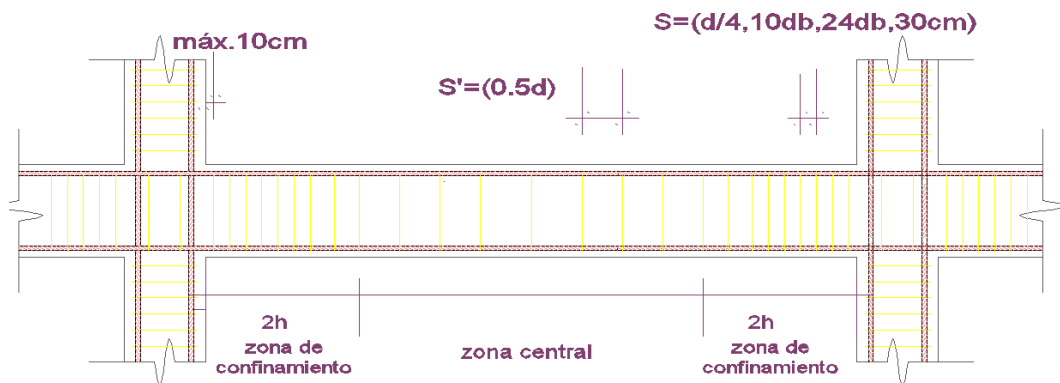


Figura 16. Requerimiento de estribos en vigas

Fuente: MVCS, 2009

2.6.5. Diseño de columnas

Son elementos estructurales que trabajan en compresión, pero debido a su ubicación en el sistema estructural también soportan sollicitaciones de flexión, corte y torsión. El modo de falla y comportamiento dependerá del grado de esfuerzo axial con respecto a la intensidad de los esfuerzos de flexión (Morales, 2016, p. 69).

2.6.5.1. Clasificación de columnas.

Según el tipo de refuerzo transversal (Morales, 2016, p. 71).

- Columnas estribadas (refuerzo con estribos), con estribos rectangulares o circulares requiere cuatro varillas longitudinales como mínimo.
- Columnas zunchadas (refuerzo en espiral), requiere como mínimo seis varillas longitudinales, de 3/8” de diámetro como mínimo (el zuncho).

2.6.5.2. Fallas en columnas.

Las columnas llegan a fallar debido a 3 casos (Morales, 2016, p. 69).

- Por fluencia inicial del acero en la cara de tensión.
- Por aplastamiento del concreto en la cara de compresión.
- Por pandeo.

2.6.5.3. Límite de refuerzo máximas y mínimas según R.N.E.

El área de acero longitudinal total A_{st} , no debe ser menor de 0,01 ni mayor de 0,06 veces el área total A_g , de la sección transversal (MVCS, 2009, p. 375).

$$0,01A_g \leq A_{st} \leq 0,06A_g \dots\dots\dots[\text{Ecuación 54}]$$

Donde:

A_{st} = Área de refuerzo longitudinal total (cm^2)

A_g = Área bruta de la sección (cm^2)

2.6.5.4. Condición de la carga concéntrica.

Para las columnas la carga axial se determinará mediante la ecuación (Morales, 2016, p. 69) para columnas con estribos.

$$Pu = [0,85 * f'c * (Ag - As) + fy * As] \dots\dots\dots[Ecuación 55]$$

Donde:

Pu = Peso último (kg)

f'c = Resistencia del concreto (kg/cm²)

Ag = Área de la sección de la columna (cm²)

As = Área del acero (cm²)

fy = Fluencia del acero (kg/cm²)

2.6.5.5. Condición balanceada.

La falla balanceada en columnas es la condición para la cual se produce simultáneamente la falla del concreto y la fluencia de la capa exterior en tensión del acero (Morales, 2016, p. 70).

$$Ey = \frac{fy}{Es} \dots\dots\dots[Ecuación 56]$$

$$Cb = \frac{0,003}{0,003 + Ey} * d \dots\dots\dots[Ecuación 57]$$

$$fs = 0,003 * Es * \frac{c - d}{c} \dots\dots\dots[Ecuación 58]$$

Donde:

Ey = Deformación de la fluencia del acero (kg/cm²)

fy = Desistencia a la fluencia del acero (kg/cm²)

Es = Módulo de elasticidad del refuerzo y del acero estructural

fs = Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio (kg/cm²)

f_y = Fluencia del acero (kg/cm^2)

C_b = Falla balanceada

d = Peralte efectivo (cm^2)

2.6.5.6. *Diseño por corte.*

Según la Norma es un diseño semi - empírico y está basado en el ajuste de los resultados obtenidos de ensayos.

Donde se debe cumplir que Resistencia de elemento \geq efecto de carga, como se muestra en las ecuaciones 59 y 60.

$$\phi V_n \geq V_u \dots\dots\dots [\text{Ecuación 59}]$$

$$V_n = V_c + V_s \dots\dots\dots [\text{Ecuación 60}]$$

Remplazando la ecuación 59 en la ecuación 60.

$$V_u \leq \phi * (V_c + V_s) \dots\dots\dots [\text{Ecuación 61}]$$

La resistencia al corte suministrado por el acero se determinará despejando V_s en la ecuación 62.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \dots\dots\dots [\text{Ecuación 62}]$$

La resistencia al corte para elementos sometidos a compresión axial se determinará mediante la ecuación 63 (MVCS, 2009, p. 379).

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'_c} * \left(1 + \frac{Nu}{140 * Ag}\right) b * d \dots\dots\dots [\text{Ecuación 63}]$$

El espaciamiento entre estribos se calculará mediante la ecuación 64.

$$S = \frac{Av * fy * d}{Vs} \dots\dots\dots [Ecuación 64]$$

Donde:

\emptyset = Factor de reducción de resistencia

V_u = Cortante último (kg)

V_c = Cortante nominal que absorbe el concreto (kg)

V_s = Cortante nominal que absorbe el refuerzo (kg)

S = Espaciamiento entre estribos (cm)

A_v = Área del estribo (cm²)

f_c = Resistencia del concreto (kg/cm²)

b = Base (cm)

d = Peralte efectivo (cm)

f_y = Fluencia del acero (kg/cm²)

2.6.5.7. *Espaciamiento de estribos.*

La Norma E.060 recomienda los espaciamientos mínimos en estribos de columnas, como se muestra en la figura 17 (MVCS, 2009, p. 417).

La longitud L_o no debe ser menor que el mayor entre:

$$L_o = \left(\frac{Ln}{6}\right), b \text{ ó } h, 50 \text{ cm} \dots\dots\dots [Ecuación 65]$$

El espaciamiento “S” (zona de confinamiento) no debe exceder al menor entre:

$$S = (8db, \frac{b}{2}, \frac{h}{2} \text{ o } 10 \text{ cm}) \dots\dots\dots[\text{Ecuación 66}]$$

El espaciamiento “S’” (zona central) no debe exceder al mayor entre:

$$S' = (16db, 48db, b \text{ ó } h, \text{ o } 30 \text{ cm}) \dots\dots\dots[\text{Ecuación 67}]$$

El espaciamiento S’’ (nudo) no debe exceder:

$$S'' = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots[\text{Ecuación 68}]$$

Donde:

Lo = Zona de confinamiento (cm)

Ln = Zona central (cm)

h = Dimensión de la cara de la columna (cm)

b = Dimensión de la cara de la columna (cm)

S = Espaciamiento en la zona de confinamiento (cm)

S’ = Espaciamiento en la zona central (cm)

S’’ = Espaciamiento en el nudo entre viga y columna (cm)

db = Diámetro de la varilla (cm)

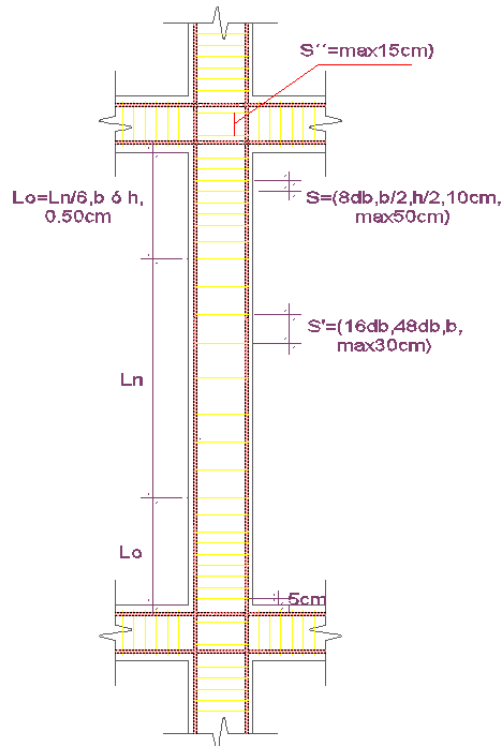


Figura 17. Requerimiento de estribos en columnas

Fuente: MVCS, 2009

2.6.6. Diseño de muros de corte (placas)

Soportan cargas verticales, horizontales perpendiculares y paralelas a su cara, debido a su gran aporte de rigidez absorben gran parte de la fuerza sísmica total.

2.6.6.1. Diseño por compresión.

El diseño de muros de concreto armado (placas) sometidos a compresión puede efectuarse a través de dos métodos:

- Método empírico.
- Método general.

a. Método empírico.

Sí cumple las limitaciones (MVCS, 2009, p. 401).

- El espesor del muro es: $h \geq (\text{Menor dimensión del muro}/25)$
- Donde “h” debe ser como mínimo $h \geq 10$ cm.

$$\phi P_n = 0,55 \phi f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{k l_c}{32 h} \right)^2 \right] \dots\dots\dots [\text{Ecuación 69}]$$

Donde:

ϕP_n = Resistencia axial de diseño

ϕ = factor de reducción de resistencia para elementos de flexo-compresión

f'_c = Resistencia del concreto (kg/cm^2)

k = Factor de esbeltez (ver Tabla 26)

l_c = Altura libre del muro entre apoyos (cm)

A_g = Área de la sección transversal del muro (cm^2)

h = Espesor del muro (cm)

Tabla 22
Factor K

Tipo de muro	Condiciones de apoyo	K
Muro apoyado arriba y abajo	Si uno de los apoyos tiene giro restringido	0,80
	Si ambos apoyos tienen giro restringido	1,00
Muro con apoyos que admite desplazamiento relativo	Si ambos apoyos tienen desplazamiento relativo	2,00

Fuente: Morales, 2016

2.6.6.2. *Diseño por flexión.*

Debe cumplir la siguiente condición.

$$d/h < 4 \dots\dots\dots[\text{Ecuación 70}]$$

Teniendo en consideración que

$$d = 0,8 l_m \dots\dots\dots[\text{Ecuación 71}]$$

El refuerzo por flexión se calculará mediante la ecuación 72.

$$R_u = \frac{M_u}{h * d^2} \dots\dots\dots[\text{Ecuación 72}]$$

La cuantía “ ρ ” se hallará por las tablas o monogramas, y el acero se calcula usando la ecuación 73.

$$A_s = \rho * d * h \dots\dots\dots[\text{Ecuación 73}]$$

Donde:

d = Peralte efectivo (cm)

h = Altura (cm)

l_m = Longitud total del muro (cm)

R_n = Refuerzo por flexión

M_u = Momento último (kg.cm)

A_s = Área del acero (cm²)

ρ = Cuantía

2.6.6.3. Diseño por corte.

Para el diseño por corte en principio se debe verificar que la fuerza cortante en el elemento no sea mayor que la máxima permitida ósea se debe cumplir que $\phi V_n \geq V_u$ donde la resistencia nominal de muro (V_n) se calculara mediante la ecuación 74 (Morales, 2016, p. 214).

$$V_n = 2,7 * \sqrt{f'c} * h * d \dots\dots\dots [Ecuación 74]$$

Donde:

V_n = Cortante nominal (kg)

$f'c$ = Resistencia del concreto (kg/cm²)

h = Altura (cm)

d = Peralte efectivo (cm)

Para calcular la sección crítica del muro de corte se utilizará la ecuación 75.

$$h_{sc} \leq \left(\frac{l_m}{2}, \frac{h_m}{2} \right) \dots\dots\dots [Ecuación 75]$$

Donde:

V_n = Cortante nominal (kg)

l_m = Longitud total del muro (cm)

h_m = Altura total del muro (cm)

El código ACI recomienda que la resistencia del concreto al corte en la sección crítica ubicada a “ h_{sc} ” se calculara mediante las ecuaciones 76 y 77 (las dos opciones considerar la más conveniente) (Morales, 2016, p. 214).

$$V_c = 0,88 * \sqrt{f'c} * h * d + \left(\frac{P_u * d}{4 * l_m}\right) \dots\dots\dots [\text{Ecuación 76}]$$

$$V_c = \left[0,16 * \sqrt{f'c} + \frac{l_m(0,33 * \sqrt{f'c} + \frac{0,2 * P_u}{l_m * h})}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_m}{2}}\right] * h * d \dots\dots\dots [\text{Ecuación 77}]$$

Donde:

V_c = Resistencia del concreto al corte (kg)

$f'c$ = Resistencia del concreto (kg/cm²)

h = Espesor del muro (cm)

d = Peralte efectivo del muro (cm)

h_{sc} = Sección crítica del muro (cm)

P_u = Carga axial amplificada en el muro (kg)

M_u = Momento flector amplificado en la sección analizada (kg.cm)

V_u = Fuerza cortante amplificada en la sección analizada (kg)

l_m = Longitud total del muro (cm)

b. Refuerzo horizontal y vertical.

El muro deberá tener refuerzo vertical y horizontal, el muro proveerá con refuerzo mínimo en la tabla 23 y 34.

La cuantía de refuerzo horizontal $p_h > 0,002$, La cuantía de refuerzo vertical $p_v > 0,0015$ (MVCS, 2009, p. 401).

Tabla 23*Área de acero vertical mínimo en muros*

Sentido	Expresión	Diámetro
Asv	0,0012*b*h	Ø<5/8"
	0,0015*b*h	Ø>5/8"

Fuente: Morales, 2016

Tabla 24*Área de acero horizontal mínimo en muros*

Sentido	Expresión	Diámetro
Ash	0,0020*b*h	Ø<5/8"
	0,0025*b*h	Ø>5/8"

Fuente: Morales, 2016

$$Vu < \frac{\phi Vc}{2} \dots\dots\dots [Ecuación 78]$$

$$\frac{\phi Vu}{2} < Vu < \phi Vc \dots\dots\dots [Ecuación 79]$$

$$Vu > \phi Vc \dots\dots\dots [Ecuación 80]$$

$$Av = \frac{Vs * S}{fy * d} = \frac{(Vn - Vc)S}{fy * d} \dots\dots\dots [Ecuación 81]$$

$$\rho h = \frac{As}{S * h} \dots\dots\dots [Ecuación 82]$$

Donde:

Vu = Fuerza cortante amplificada en la sección analizada (kg)

Vc = Resistencia del concreto al corte (kg)

Vs = Resistencia del acero al corte (kg)

Av = Área de la varilla (cm²)As = Área de acero (cm²)fy = Fluencia del acero (kg/cm²)

h = Espesor del muro (cm)

d = Peralte efectivo del muro (cm)

S = Espaciamiento (cm)

La cuantía del refuerzo vertical (ρ_v), respecto a una sección bruta horizontal, deberá cumplir con la ecuación 83 (MVCS, 2009, p. 386).

$$\rho_v = 0,0025 + 0,5 \left[2,5 - \frac{hm}{lm} \right] * (\rho_h - 0,0025) \geq 0,0025 \quad \dots\dots\dots[\text{Ecuación 83}]$$

Donde:

ρ_v = Cuantía vertical

hm = Altura total del muro (cm)

lm = Longitud total del muro (cm)

ρ_h = Cuantía horizontal

Se debe verificar que $\rho_v \geq 0,0025$ pero no es necesario que sea mayor que la cuantía horizontal.

El espaciamiento del refuerzo vertical será menor que (3 h, 40 cm) (MVCS, 2009, p. 386) estos requerimientos deberán ser satisfechos también cuando.

$$\left(\emptyset \frac{V_u}{2} < V_u < \emptyset V_c \right) \quad \dots\dots\dots[\text{Ecuación 84}]$$

El acero vertical requerido por corte es adicional al acero por flexo-compresión (Harmsen, 2017, p. 309).

Donde:

V_u = Cortante última (kg)

ϕ = Factor de reducción de resistencia

V_c = Cortante que absorbe el concreto

ρ_v = Cuantía de refuerzo vertical

ρ_h = Cuantía de refuerzo horizontal

2.6.7. Diseño de zapata conectada con viga de cimentación

La zapata conectada está constituida por una zapata excéntrica y una zapata interior unida por una viga de conexión rígida, que permite controlar la rotación de la zapata excéntrica correspondiente a la columna perimetral.

La viga de conexión debe ser muy rígida para que sea compatible con el modelo estructural supuesto, se recomienda que no se apoye en el terreno, se usa anchos de 30 a 40 cm (Morales, 2016, p. 105).

El peralte mínimo en las zapatas, medida desde el refuerzo inferior no debe ser menor de 30 cm para zapatas apoyas sobre el suelo (RNE, E.060 Concreto Armado, 2009, pág. 402)

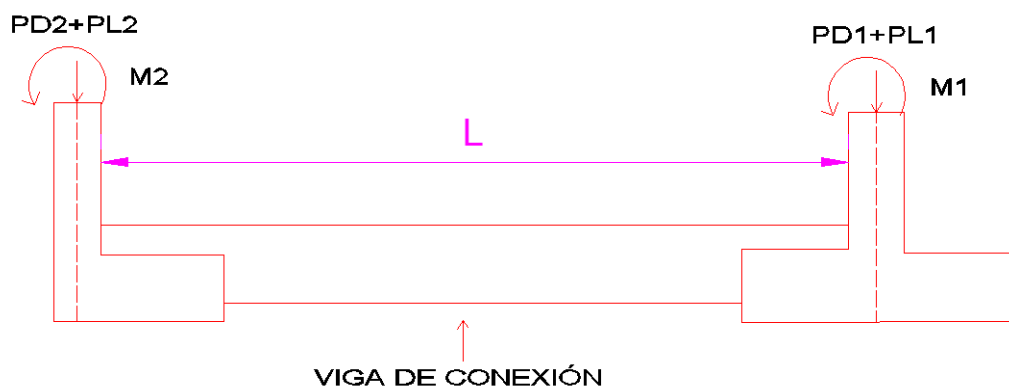


Figura 18. Modelo de viga conectada con viga de cimentación

Usaremos el siguiente procedimiento para el diseño de zapatas conectada y viga de cimentación o viga de conexión (VC).

2.6.7.1. *Predimensionamiento de zapata.*

Para el dimensionamiento en elevación de la zapata se determinará la longitud de desarrollo, usando la ecuación 85, para caso práctico se usará $h = 0,5$ m a $h = 0,60$ m y para el predimensionamiento del área de la zapata se utilizará cargas de servicio *sin amplificar* que transmita la columna, se incluye el peso de la zapata que se puede estimar

$$d = h - 10 \dots\dots\dots [Ecuación 85]$$

Donde:

d = Altura efectiva (cm)

h = Altura (cm)

a. *Zapata interior.*

$$A1^2 = \frac{PL1 + PD1 + PPzap}{\sigma t} \dots\dots\dots [Ecuación 86]$$

Donde:

$A1^2$ = Área de la zapata (cm²)

$PL1$ = Peso vivo que transmite la columna (kg)

$PD1$ = Peso muerto que transmite la columna (kg)

$PPzap$ = Peso propio de la zapata (kg)

σt = Esfuerzo de trabajo del terreno (kg/cm²)

– Verificación de las presiones en el terreno.

$$\sigma_{1servicio} = \frac{PL1 + PD1 + PPrealzap1}{A1xB1} + \frac{6(ML1 + MD1)}{A1^2xB1} \dots\dots\dots[Ecuación 87]$$

Donde:

$\sigma_{1servicio}$ = Esfuerzo de servicio (kg/cm²)

PL1 = Carga viva que transmite la columna (kg)

PD1 = Carga muerta que transmite la columna (kg)

PPrealzap1 = Peso propio real de la zapata (kg)

ML1 = Momento vivo que transmite la columna (kg.cm)

MD1 = Momento muerto que transmite la columna (kg.cm)

A1² = Dimensión al cuadrado de la zapata en su base (cm²)

B1 = Dimensión de la zapata en su base (cm)

Debe cumplirse:

$$\sigma_{1servicio} < \sigma t \text{ “correcto”} \dots\dots\dots[Ecuación 88]$$

Donde:

$\sigma_{1servicio}$ = Esfuerzo de servicio

σt = Esfuerzo de trabajo de terreno

$$\sigma_{1'servicio} = \frac{PL1 + PD1 + PPrealzap1}{A1xB1} - \frac{6(ML1 + MD1)}{A1^2xB1} \dots\dots[Ecuación 89]$$

Donde:

$\sigma_{1'servicio}$ = Esfuerzo de servicio (kg/cm²)

PL1 = Carga viva que transmite la columna (kg)

PD1 = Carga muerta que transmite la columna (kg)

PPrealzap1 = Peso propio real de la zapata (kg)

ML1 = Momento vivo que transmite la columna (kg.cm)

MD1 = Momento muerto que transmite la columna (kg.cm)

A1² = Dimensión al cuadrado de la zapata en su base (cm²)

B1 = Dimensión de la zapata en su base (cm)

Debe cumplirse:

$$\sigma 1'_{servicio} > \sigma t \text{ "correcto"} \dots\dots\dots [\text{Ecuación 90}]$$

Donde:

$\sigma 1'_{servicio}$ = Esfuerzo de servicio (kg/cm²)

σt = Esfuerzo de trabajo de terreno (kg/cm²)

b. Zapata exterior.

$$A2^2 = \frac{PL2 + PD2 + PPzap2}{1,5\sigma t} \dots\dots\dots [\text{Ecuación 91}]$$

Donde:

A2² = Área de la zapata (cm²)

PL2 = Peso vivo que transmite la columna (kg)

PD2 = Peso muerto que transmite la columna (kg)

PPzap2 = Peso propio de la zapata (kg)

σ_t = Esfuerzo de trabajo del terreno (kg/cm²)

– Verificación de las presiones en el terreno.

$$\sigma_{servicio} = \frac{PL_2 + PD_2 + P_{Prealzap_2}}{A_2 \times B_2} + \frac{6(ML_2 + MD_2)}{A_2^2 \times B_2} \dots\dots\dots [Ecuación 92]$$

Donde:

$\sigma_{servicio}$ = Esfuerzo de servicio (kg/cm²)

PL₂ = Carga viva que transmite la columna (kg)

PD₂ = Carga muerta que transmite la columna (kg)

P_{Prealzap₂} = Peso propio real de la zapata (kg)

ML₂ = Momento vivo que transmite la columna (kg.cm)

MD₂ = Momento muerto que transmite la columna (kg.cm)

A₂² = Dimensión al cuadrado de la zapata en su base (cm²)

B₂ = Dimensión de la zapata en su base

Debe cumplirse:

$$\sigma_{servicio} < \sigma_t \text{ "correcto"} \dots\dots\dots [Ecuación 93]$$

Donde:

$\sigma_{servicio}$ = Esfuerzo de servicio (kg/cm²)

σ_t = Esfuerzo de trabajo de terreno (kg/cm²)

$$\sigma'_{servicio} = \frac{PL_2 + PD_2 + P_{Prealzap_2}}{A_2 \times B_2} + \frac{6(ML_2 + MD_2)}{A_2^2 \times B_2} \dots\dots\dots [Ecuación 94]$$

Donde:

$\sigma 2'_{servicio}$ = Esfuerzo de servicio (kg/cm²)

PL2 = Carga viva que transmite la columna (kg)

PD2 = Carga muerta que transmite la columna (kg)

PPrealzap2 = Peso propio real de la zapata (kg)

ML2 = Momento vivo que transmite la columna (kg.cm)

MD2 = Momento muerto que transmite la columna (kg.cm)

A2² = Dimensión al cuadrado de la zapata en su base (cm²)

B2 = Dimensión de la zapata en su base (cm)

Debe cumplirse:

$$\sigma 2'_{servicio} > \sigma t \text{ "correcto"} \dots\dots\dots[\text{Ecuación 95}]$$

Donde:

$\sigma 2'_{servicio}$ = Esfuerzo de servicio (kg/cm²)

σt = Esfuerzo de trabajo de terreno (kg/cm²)

– *Cálculo de las reacciones de los esfuerzos del terreno a la zapata.*

$$m = L - e \dots\dots\dots[\text{Ecuación 96}]$$

Donde:

m = Longitud entre el centro de la gravedad de ambas zapatas (cm)

L = Longitud entre eje de la columna 01 y la columna 02 (cm)

e = Excentricidad (cm)

$$R1 = PL1 + PD1 - \frac{(PL2 + PD2)xe}{m} \dots\dots\dots [Ecuación 97]$$

Donde:

R1 = Reacción (kg)

PL1 = Carga viva que transmite la columna 1 (kg)

PD1 = Carga muerta que transmite la columna 1 (kg)

PL2 = Carga viva que transmite la columna 2 (kg)

PD2 = Carga muerta que transmite la columna 2 (kg)

e = Excentricidad (cm)

m = Longitud entre el centro de la gravedad de ambas zapatas (cm)

$$R2 = PL2 + PD2 + \frac{(PL1 + PD1)xe}{m} \dots\dots\dots [Ecuación 98]$$

Donde:

R1 = Reacción (kg)

PL2 = Carga viva que transmite la columna 2 (kg)

PD2 = Carga muerta que transmite la columna 2 (kg)

PL1 = Carga viva que transmite la columna 1 (kg)

PD1 = Carga muerta que transmite la columna 1 (kg)

e = Excentricidad (cm)

m = Longitud entre el centro de la gravedad de ambas zapatas (cm)

2.6.7.2. Verificación de presiones de servicio que actúan sobre el terreno.

El modelado estructural considera a la zapata conectada como un sistema Estructural lineal, con apoyos en los centroides de las zapatas cuyas reacciones son las resultantes de los esfuerzos que actúan para cada zapata, las cuales se equilibran con las cargas que transmiten las columnas.

a. Para la primera zapata (interior).

$$\sigma_{1servicio} = \frac{R1 + PPrealzap1}{A1xB1} \dots\dots\dots[Ecuación 99]$$

Debe cumplirse:

$$\sigma_{1servicio} < \sigma t \text{ “correcto”} \dots\dots\dots[Ecuación 100]$$

Donde:

$\sigma_{1servicio}$ = Esfuerzo de servicio (kg/cm²)

σt = Esfuerzo de trabajo de terreno (kg/cm²)

R1 = Reacción (kg)

PPrealzap1 = Peso propio real de la zapata (kg)

A1 = Dimensión al cuadrado de la zapata en su base

B1 = Dimensión de la zapata en su base

b. Para la primera zapata (exterior).

$$\sigma_{2servicio} = \frac{R2 + PPrealzap2}{A2xB2} \dots\dots\dots[Ecuación 101].$$

Debe cumplirse:

$$\sigma_{2servicio} < \sigma t \text{ “correcto”} \dots\dots\dots[Ecuación 102]$$

Donde:

$\sigma_{servicio} =$ Esfuerzo de servicio (kg/cm²)

$\sigma_t =$ Esfuerzo de trabajo de terreno (kg/cm²)

$\sigma_{servicio} =$ Esfuerzo de servicio (kg/cm²)

R2 = Reacción (kg)

P_{Prealzap2} = Peso propio real de la zapata (kg)

A2 = Dimensión al cuadrado de la zapata en su base (cm)

B2 = Dimensión de la zapata en su base (cm)

2.6.7.3. Predimensionamiento de la viga de conexión.

$$h = 1,5b \dots\dots\dots [Ecuación 103]$$

Donde:

H = Altura (cm)

b = Ancho de la columna (cm)

2.6.7.4. Amplificación de cargas.

a. Esfuerzo último que actúa del terreno a la zapata 1.

$$\sigma_{u1} = \frac{1,4PD1 + 1,7PL1}{A1 \times B1} \dots\dots\dots [Ecuación 104]$$

Donde:

$\sigma_{u1} =$ Esfuerzo último (kg/cm²)

PL1 = Carga viva que transmite la columna 1 (kg)

PD1 = Carga muerta que transmite la columna 1 (kg)

A1 = Dimensión de la zapata en su base (cm)

B1 = Dimensión de la zapata en su base (cm)

b. Esfuerzo último que actúa del terreno a la zapata 2.

$$\sigma u2 = \frac{1,4PD2 + 1,7PL2}{A2xB2} \dots\dots\dots[Ecuación 105]$$

Donde:

$\sigma u2$ = Esfuerzo último (kg/cm²)

PL2 = Carga viva que transmite la columna 2 (kg)

PD2 = Carga muerta que transmite la columna 2 (kg)

A2 = Dimensión al cuadrado de la zapata en su base (cm)

B2 = Dimensión de la zapata en su base (cm)

2.6.7.5. Verificación a la fuerza cortante por flexión.

a. Para la zapata 01 (interior).

– *Fuerza cortante del terreno a la zapata.*

$$Vu1 = \left(\frac{A1 - c1}{2} - d \right) x B1 x \sigma u1 \dots\dots\dots [Ecuación 106]$$

Donde:

Vu1 = Fuerza cortante (kg)

A1 = Dimensión de la zapata en su base (cm)

c1 = Dimensión de la columna (cm)

d = Altura efectiva (cm)

B1 = Dimensión de la zapata en su base (cm)

σ_{u1} = Esfuerzo último (kg/cm²)

$$VN1 = \frac{Vu1}{0,85} \dots\dots\dots[Ecuación 107]$$

Donde:

VN1 = Fuerza cortante nominal (kg)

Vu1 = Fuerza cortante (kg)

– *Fuerza cortante que absorbe el concreto.*

$$VCN = 0,53\sqrt{f'c}xB1xd \dots\dots\dots[Ecuación 108]$$

Donde:

VCN=Fuerza cortante nominal concreto (kg)

f'c=Resistencia del concreto (kg/cm²)

B1= Dimensión de la zapata en su base (cm)

d=Altura efectiva cm)

Debe cumplirse:

$$VCN > VN1 \text{ “correcto” } \dots\dots\dots[Ecuación 109]$$

Donde:

VCN = Fuerza cortante nominal concreto (kg)

VN1 = Fuerza cortante nominal (kg)

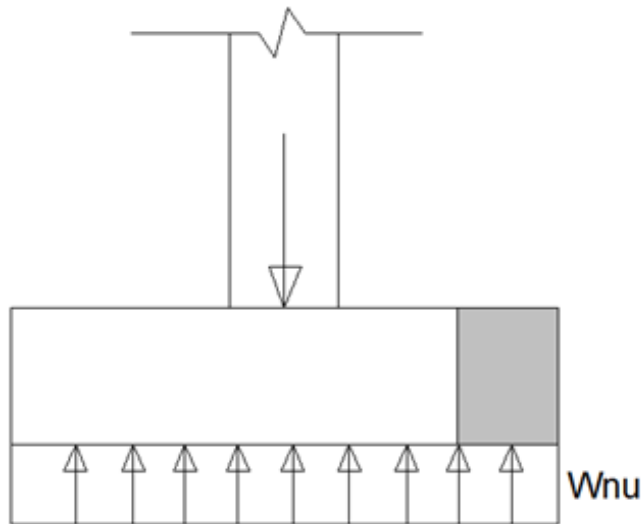


Figura 19. Falla por corte por flexión (elevación)

Fuente: Ortega, 2015

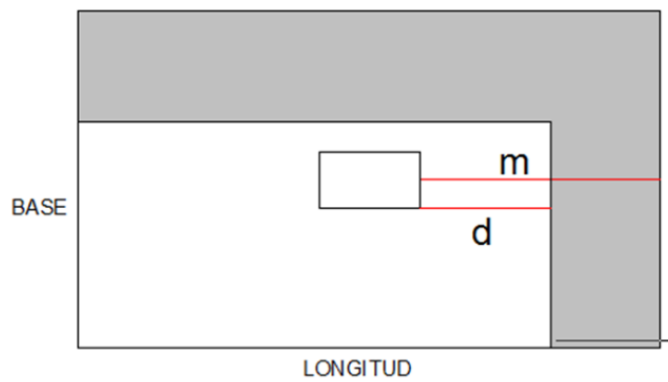


Figura 20. Falla por corte por flexión (planta)

Fuente: Ortega, 2015

b. Para la zapata 02 (exterior).

– Fuerza cortante del terreno a la zapata.

$$Vu2 = (A2 - c1 - d) \times B2 \times \sigma u2 \dots\dots\dots [Ecuación 110]$$

Donde:

$Vu2$ = Fuerza cortante (kg)

$A2$ = Dimensión de la zapata en su base (cm)

$c1$ = Dimensión de la columna (cm)

d = Altura efectiva (cm)

$B2$ = Dimensión de la zapata en su base (cm)

$\sigma u2$ = Esfuerzo último (kg/cm²)

$$VN2 = \frac{Vu2}{0,85} \dots\dots\dots[Ecuación 111]$$

Donde:

$VN2$ = Fuerza cortante nominal (kg)

$Vu2$ = Fuerza cortante (kg)

– *Fuerza cortante que absorbe el concreto.*

$$VCN = 0,53\sqrt{f'c}xB2xd \dots\dots\dots[Ecuación 112]$$

Donde:

VCN = Fuerza cortante nominal absorbe el concreto (kg)

$f'c$ = Resistencia del concreto (kg/cm²)

$B2$ = Dimensión de la zapata en su base (cm)

d = Altura efectiva (cm)

Debe cumplirse:

$$VCN > VN2 \text{ “correcto” } \dots\dots\dots[Ecuación 113]$$

Donde:

VCN = Fuerza cortante nominal absorbe concreto (kg)

VN2 = Fuerza cortante nominal (kg)

c. Sentido largo de la zapata.

– Fuerza cortante del terreno a la zapata.

$$Vu2' = \left(\frac{B1 - c2'}{2} - d \right) \times A2 \times \sigma u2 \dots\dots\dots [Ecuación 114]$$

$$VN2' = \frac{Vu2}{0,85} \dots\dots\dots [Ecuación 115]$$

Donde:

Vu2' = Fuerza cortante (kg)

A2 = Dimensión de la zapata en su base (cm)

C2 = Dimensión de la columna (cm)

D = Altura efectiva (cm)

A2 = Dimensión de la zapata en su base (cm)

$\sigma u2$ = Esfuerzo último (kg/cm²)

VN2' = fuerza cortante nominal (kg)

Vu2 = fuerza cortante (kg)

– Fuerza cortante que absorbe el concreto.

$$VCN = 0,53 \sqrt{f'c} \times A2 \times d \dots\dots\dots [Ecuación 116]$$

Debe cumplirse:

$$VCN > VN2' \text{ “correcto”} \dots\dots\dots [Ecuación 117]$$

Donde:

VCN = Fuerza cortante nominal absorbe el concreto (kg)

$f'c$ = Resistencia del concreto (kg/cm²)

A2 = Dimensión de la zapata en su base (cm)

d=Altura efectiva (cm)

VN2' = Fuerza cortante nominal (kg)

2.6.7.6. Verificación de la zapata al corte por punzonamiento.

a. Para la zapata 01 (interior).

– Fuerza de corte por punzonamiento de servicio.

$$Fu1 = [A1xB1 - (c1 + d)(c1' + d)]\sigma u1 \dots\dots\dots[Ecuación 118]$$

$$FN1 = \frac{Fu1}{0,85} \dots\dots\dots[Ecuación 119]$$

Donde:

FN1=Fuerza nominal (kg)

Fu1=Fuerza de corte por punzonamiento (kg)

A1 = Dimensión de la zapata en su base (cm)

B1 = Dimensión de la zapata en su base (cm)

c1 = Dimensión de la columna (cm)

d = Altura efectiva (cm)

$\sigma u1$ = Esfuerzo último (kg/cm²)

– Fuerza por punzonamiento que absorbe el concreto.

$$V_{pc} = 0,27 \left[2 + \frac{4}{\beta} \right] \sqrt{f'c} x P_o x d \dots\dots\dots [\text{Ecuación 120}]$$

Debe cumplirse:

$$V_{pc} > FN1 \text{ “correcto”} \dots\dots\dots [\text{Ecuación 121}]$$

Donde:

V_{pc} = Cortante que absorbe el concreto (kg)

β = Lado mayor entre lado menor de las caras de columna (cm)

$f'c$ = Resistencia del concreto (kg/cm²)

P_o = Perímetro de la sección crítica (cm)

d = Altura efectiva (cm)

$FN1$ = Fuerza nominal (kg)

b. Para la zapata 02 (exterior).

– Fuerza de corte por punzonamiento de servicio.

$$F_{u2} = [A_2 x B_2 - (c_2 + d)(c_2 + d)] \sigma_{u2} \dots\dots\dots [\text{Ecuación 122}]$$

$$FN2 = \frac{F_{u2}}{0,85} \dots\dots\dots [\text{Ecuación 123}]$$

Donde:

$FN2$ = Fuerza nominal (kg)

F_{u2} = Fuerza de corte por punzonamiento (kg)

A_2 = Dimensión de la zapata en su base (cm)

B2 = Dimensión de la zapata en su base (cm)

c2 = Dimensión de la columna (cm)

d = Altura efectiva (cm)

σ_u = Esfuerzo último (kg/cm²)

– Fuerza por punzonamiento que absorbe el concreto.

$$V_{pc} = 0,27 \left[2 + \frac{4}{\beta} \right] \sqrt{f'_c} c_x P_o x d \dots\dots\dots [\text{Ecuación 124}]$$

Debe cumplirse:

$$V_{pc} > FN2 \text{ “correcto”} \dots\dots\dots [\text{Ecuación 125}]$$

Donde:

V_{pc} = Cortante que absorbe el concreto (kg)

β = Lado mayor entre lado menor de las caras de columna (cm)

f'_c = Resistencia del concreto (kg/cm²)

P_o = Perímetro de la sección crítica (cm)

d = Altura efectiva (cm)

FN2 = Fuerza nominal (kg)

2.6.7.7. Diseño del refuerzo de las zapatas a flexión.

a. Para la zapata 01 (interior).

Se hallará el momento último

$$Mu1 = \left[\left(\frac{A1 - c1}{2} \right) x B1 x \sigma u1 \right] x \left[\frac{A1 - c1}{4} \right] \dots\dots\dots [Ecuación 126]$$

Donde:

Mu1 = Momento último (kg.cm)

A1 = Dimensión de la zapata en su base (cm)

c1 = Dimensión de la columna (cm)

B1 = Dimensión de la zapata en su base (cm)

Hallar la estimación de 'a'

$$a = \frac{As x fy}{0,85 x f'c * B1} \dots\dots\dots [Ecuación 127]$$

Área de acero

$$As = \frac{Mu1}{\phi x fy x \left(d - \frac{a}{2} \right)} \dots\dots\dots [Ecuación 128]$$

Donde:

a = Profundidad del bloque equivalente en compresión del concreto(cm)

As = Área de acero (cm²)

fy = Fluencia del acero (kg/cm²)

f'c = Resistencia del concreto (kg/cm²)

B1 = Dimensión de la zapata en su base(cm)

Mu1 = Momento último (kg.cm)

ϕ = 0,9

d = Altura efectiva (cm)

Verificar el acero mínimo:

Si el área de acero hallado es inferior se colocará el acero mínimo.

$$A_{smin} = 0,0018 \times B1 \times h \dots\dots\dots [Ecuación 129]$$

Donde:

A_{smin} = Área de acero mínimo (cm²)

$B1$ = Dimensión de la zapata en su base (cm)

h = Altura (cm)

Las longitudes de distribución.

$$l = B2 - 2xr \dots\dots\dots [Ecuación 130]$$

$$S = l \times A_b \dots\dots\dots [Ecuación 131]$$

Donde:

l = Longitud de distribución (cm)

$B2$ = Dimensión de la zapata en su base (cm)

r = Recubrimiento 10 (cm)

A_b = Diámetro de la barra de refuerzo (cm)

A_s = Área de acero (cm²)

S = Separación de las barras de acero (cm)

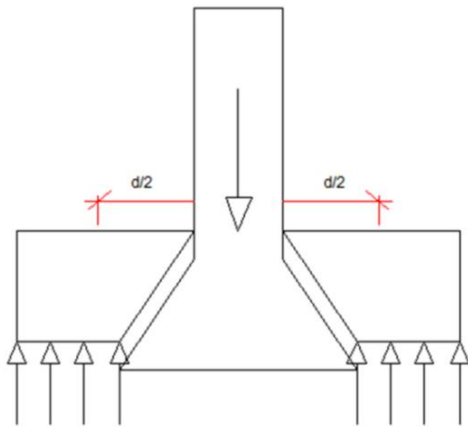


Figura 21. Falla por corte por punzonamiento (elevación)
Fuente: Ortega, 2015

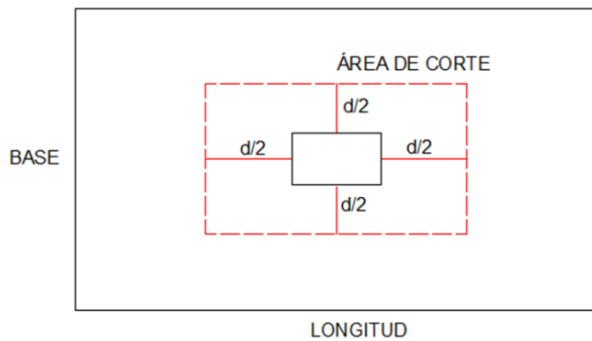


Figura 22. Falla por corte por punzonamiento (planta)
Fuente: Ortega, 2015

b. Para la zapata 02 (exterior).

Se hallará el momento último

$$Mu2 = \left[\left(\frac{A2 - c2}{2} \right) \times B2 \times \sigma u2 \right] \times \left[\frac{A2 - c2}{4} \right] \dots\dots\dots [Ecuación 132]$$

Donde:

Mu2 = Momento último (kg.cm)

A2 = Dimensión de la zapata en su base (cm)

C2 = Dimensión de la columna (cm)

B2 = Dimensión de la zapata en su base (cm)

Hallar la estimación de 'a'

$$a = \frac{Asx f_y}{0,85x f'_c * B2} \dots\dots\dots [Ecuación 133]$$

Área de acero

$$As = \frac{Mu2}{\phi x f_y x (d - \frac{a}{2})} \dots\dots\dots [Ecuación 134]$$

Donde:

a = Profundidad del bloque equivalente en compresión del concreto

As = Área de acero (kg/cm²)

f_y = Fluencia del acero (kg/cm²)

f'c = Resistencia del concreto (kg/cm²)

B2 = Dimensión de la zapata en su base (cm)

Mu2 = Momento último (kg.cm)

φ = 0,9

d = Altura efectiva (cm)

– *Verificar el acero mínimo.*

Si el área de acero hallado es inferior se colocará el acero mínimo.

$$As_{min} = 0,0018x B2 x h \dots\dots\dots [Ecuación 135]$$

Donde:

As_{min} = Área de acero mínimo (cm²)

B2 = Dimensión de la zapata en su base (cm²)

H = Altura (cm²)

Las longitudes de distribución:

$$l = B1 - 2xr \dots\dots\dots [Ecuación 136]$$

$$S = l \times Ab \dots\dots\dots [Ecuación 137]$$

Donde:

l = Longitud de distribución

B1 = Dimensión de la zapata en su base (cm)

r = Recubrimiento 10 (cm)

Ab = Diámetro de la barra de refuerzo (cm)

S = Separación de las barras de acero (cm)

2.6.7.8. *Diseño de la viga de cimentación.*

a. Análisis estructural.

Cálculo de los pesos últimos.

$$Pu1 = 1,4PD1 + 1,7PL1 \dots\dots\dots [Ecuación 138]$$

$$Pu2 = 1,4PD2 + 1,7PL2 \dots\dots\dots [Ecuación 139]$$

Donde:

Pu1,2 = Peso último (kg)

PD1,2 = Peso carga muerta (kg)

PL1,2 = Peso carga viva (kg)

Cálculo de las reacciones últimas.

$$RU1 = PU1 - (PU2xe)/m \dots\dots\dots[Ecuación 140]$$

$$RU2 = PU2 + (PU2xe)/m \dots\dots\dots[Ecuación 141]$$

Donde:

Ru1,2 = Reacción última (kg)

Pu1,2 = Peso último (kg)

E = Excentricidad (cm)

m = Longitud entre el centro de la gravedad de ambas zapatas

b. Diseño a la fuerza de corte.

– *Fuerza de corte crítico a la distancia 'd' de la columna.*

$$VU = PU2xe/m \dots\dots\dots[Ecuación 142]$$

Donde:

VU = Cortante último (kg)

PU = Peso último (kg)

e = Excentricidad (cm)

m = Longitud entre el centro de la gravedad de ambas zapatas (cm)

– *Fuerza de corte que absorbe el concreto.*

$$VCN = 0,53x\sqrt{f'c}bx d \dots\dots\dots[Ecuación 143]$$

Debe cumplirse:

$$VCN > VN \text{ "correcto"} \dots\dots\dots[Ecuación 144]$$

Donde:

VCN = Cortante absorbe el concreto (kg)

VN = Cortante nominal (kg)

c. *Diseño de los refuerzos a la flexión.*

– *Momento crítico.*

$$MU = PU2xe \dots\dots\dots[Ecuación 145]$$

Donde:

MU = Momento último (kg.cm)

PU = Peso último (kg)

e = Excentricidad (cm)

– *Cálculo del As.*

Hallar la estimación de 'a'

$$a = \frac{Asxfy}{0,85xf'c * b} \dots\dots\dots[Ecuación 146]$$

$$As = \frac{Mu}{\phi xfyx(d - \frac{a}{2})} \dots\dots\dots[Ecuación 147]$$

Donde:

a = Profundidad del bloque equivalente en compresión del concreto (cm)

As = Área de acero (cm²)

fy = Fluencia del acero (kg/cm²)

f'c = Resistencia del concreto (kg/cm²)

b = Dimensión de la viga en su base (cm)

Mu = Momento último (kg.cm)

ϕ = Factor de reducción de resistencia (0,9)

d = Altura efectiva (cm)

Calculando el acero.

$$A_{smin} = 0,0033xbxd \dots\dots\dots[Ecuación 148]$$

$$A_{smax} = 0,0016xbxd \dots\dots\dots[Ecuación 149]$$

– *En la parte inferior se debe colocar.*

$$A_{smin} = 0,00264xbxd \dots\dots\dots[Ecuación 150]$$

Pero no menor a

$$A_{sinf} = A_{sup}/3 \dots\dots\dots[Ecuación 151]$$

Donde:

A_{smin} = Área de acero mínimo (cm²)

A_{smax} = Área de acero máximo (cm²)

b = Dimensión de la viga en su base (cm)

d = Altura efectiva (cm)

A_{sinf} = Área de acero inferior (cm²)

A_{sup} = Área de acero superior (cm²)

2.7. Definición de términos

a. Cimentación.

Elemento estructural diseñado para transmitir o distribuir las cargas que llegan a las columnas y muros y que están en contacto con el terreno.

b. Concreto.

Mezcla de cemento Portland o cualquier otro cemento hidráulico, agregado fino, agregado grueso y agua, con o sin aditivos.

c. Columna.

Elemento estructural de posición vertical, que se diseña para soportar acciones de compresión en mayor magnitud, también se diseña para acciones de flexión, corte y torsión.

d. Curado

Es el proceso por el cual se busca mantener saturado el concreto hasta que los espacios de cemento fresco, originalmente llenos de agua sean reemplazados por los productos de la hidratación del cemento.

e. Detallado.

Corresponde a determinar la disposición de los refuerzos en los diferentes elementos estructurales, según los criterios y Normas establecidas y estas se visualizan en una gráfica llamada “planos estructurales”.

f. Estribo.

Refuerzo colocado perpendicularmente o en ángulo con respecto al refuerzo longitudinal, empleado para resistir esfuerzo de cortante y de torsión en un elemento

estructural. Los estribos también cumplen función de control de pandeo de las barras longitudinales y de confinamiento del concreto.

g. Grava.

Agregado grueso, proveniente de la desintegración natural de los materiales pétreos. Se encuentra comúnmente en canteras y lechos de ríos depositado en forma natural.

h. Oxidación.

El acero debe estar libre de óxido durante su colocación pues este perjudica la adherencia con el concreto.

i. Placa.

Elemento estructural de posición vertical, teniendo como principal función absorber las fuerzas de sismo.

j. Viga.

Elemento estructural que trabaja fundamentalmente a flexión y corte.

CAPÍTULO III

MÉTODO

3.1. Tipo de la investigación

El presente trabajo de investigación es del tipo *descriptivo*, porque se aplica los conocimientos a la solución de un problema inmediato.

3.2. Diseño de la investigación

El diseño de la investigación es de diseño descriptivo explicativo, basado en la comparación y relación que explica el comportamiento de la variable dependiente luego de haber recibido la influencia de la variable independiente.

3.3. Población y muestra

3.3.1. Población

La población está constituida por edificios de uso hotel de la ciudad de Tacna.

3.3.2. Muestra

Para la elección del objeto de estudio de la presente investigación, se analizará el edificio de uso hotel Plaza Sur de cinco niveles y azotea, aplicando el muestro no probabilístico o de juicio, interviniendo solo el criterio (Valdivia, 2009, p. 257)



Figura 23. Ubicación del proyecto

Fuente: Google Maps, 2018

Departamento: Tacna

Provincia : Tacna

Ubicación : Asentamiento humano Francisco Bolognesi Av. Crl. Mendoza N°
2014 MZA 28 Lote 01

3.4. Descripción de instrumentos para recolección de datos

3.4.1. Técnicas

Las principales técnicas que se utilizarán serán:

- Documental
- Consultas

3.4.2. Instrumentos

- Libros de diseño sísmico de edificios, concreto armado, CAPECO (costos unitarios).
- Ingenieros civiles especialistas en estructuras.

- Software de análisis diseño estructural.
- Software de costos y presupuestos.

3.4.3. Procesamiento de datos

Los datos fueron procesados por el software ETABS 2015 V.15.2.0, calculado por el método de elementos finitos, hojas de cálculo de Excel 2016 y del S10 Presupuesto 2005, de la estructura muros estructurales de concreto armado del edificio de uso hotel.

3.4.4. Análisis de datos

Los desplazamientos laterales y distorsión analizados con la Norma Técnica de Edificación E.030 del 2016 y del 2006, obtenido del sistema de *muros estructurales* de concreto armado de uso hotel, se presentó utilizando cuadros comparativos de Excel, histogramas de diagramas de barras.

El presupuesto de la edificación, obtenido del sistema de *muros estructurales* se analizará con cuadros comparativos de hojas de cálculo de Excel.

CAPÍTULO IV

ÁNÁLISIS Y DISEÑO

4.1. Introducción

Se desarrolla según los requerimientos del Reglamento Nacional de Edificaciones, la Norma técnica en Diseño sismorresistente E.030 (2016) y E.030 (2006) la modelación tridimensional de la edificación en estudio utilizando el programa ETABS 2015 V.15.2.0 con el fin de lograr el comportamiento sísmico más adecuado de la edificación teniendo en consideración que nuestro país se encuentra en una zona altamente sísmica, donde los desplazamientos laterales y las fuerzas sísmicas son parámetros que condicionan en gran medida los proyectos de edificaciones.

El diseño de los elementos se hace estructuralmente en base a los esfuerzos más críticos calculados en el análisis sísmico.

4.2. Planteamiento arquitectónico

El presente proyecto estructural corresponde a la estructura de servicio de uso hotel para la ciudad de Tacna, de acuerdo al uso y a la importancia cuando ocurre un sismo, está clasificada por el Reglamento Nacional de Edificaciones como un edificio de categoría “C”.

La estructura consta de cinco niveles y azotea, tiene un área de terreno es de 261,51 m², según plano de arquitectura.

El primer piso tiene un área construida de 232,42 m² para la administración y tiendas, el segundo piso tiene un área construida de 250,79 m² para la cafetería y dormitorios, el tercer, cuarto y quinto piso tiene un área construida de 256,35 m² para dormitorios y la azotea tiene un área construida de 119,10 m² para el S.U.M., depósito y lavandería. La altura total de la edificación es de 18,36 m, del primer al quinto nivel y azotea, 3,06 m por piso, con un espesor de 20 cm de losa, como se muestra en la tabla 25.

Tabla 25
Área por niveles

Niveles	Área libre (m ²)	Área techada (m ²)	Área alero (m ²)	Área total construida (m ²)
Primer nivel	29,09	232,42	-	232,42
Segundo nivel	26,60	234,91	15,88	250,79
Tercer nivel	21,04	240,47	15,88	256,35
Cuarto nivel	21,04	240,47	15,88	256,35
Quinto nivel	21,04	240,47	15,88	256,35
Azotea	21,04	119,1	-	119,1

Los planos de arquitectura en planta, elevación y corte, se mostrarán en el apéndice A.

4.3. Estructuración

La configuración estructural queda en buena parte definida en la arquitectura, quedando en definir la ubicación y secciones de los elementos estructurales, losa aligerada, vigas, columnas y muros de corte (placas) que conformaran los pórticos del sistema estructural, sin modificar la funcionalidad del edificio, con los requisitos del RNE.

Por lo que se adoptó el siguiente planteamiento estructural para cargas de gravedad y cargas de sismo.

4.3.1. Para cargas de gravedad

Según la distribución arquitectónica del edificio, la estructuración está en base a elementos estructurales que transmiten todas las fuerzas de gravedad hacia la cimentación como son, de las columnas y vigas.

La losa aligerada es en una dirección en todos los pisos, considerando que se comporta flexiblemente y para cargas de sismo se lo hace como diafragma rígido.

4.3.2. Para cargas de sismo

El elemento de estudio se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico Zona 4, según la Norma E.030 2016 y una Zona 3 con la Norma E.030 2006.

Se ha considerado un sistema de *muros estructurales*, la estructura se desarrolla por los métodos estáticos y dinámicos modal espectral. La distribución de esfuerzos en los elementos de cada pórtico (vigas, columnas y placas).

Usando el ETABS 2015 V.15.2.0 para simplificar el procedimiento de análisis.

4.4. Predimensionamiento de elementos estructurales

4.4.1. Predimensionamiento de losa aligerada

La altura de la losa aligerada se hará tomando la longitud más crítica entre ejes principales (pórticos), se obtendrá los mayores momentos flectores.

Tabla 26
Luces de pórticos

Ejes	Longitud (luz libre)
eje 1-2	2,49
eje 2-3	3,41
eje 3-4	2,59
eje 4-5	1,7

Se considera la luz más crítica 3,41 m.

Tabla 27
Predimensionamiento de losa aligerado

Altura	Descripción
h= 12 @ 13 cm	Luces menores o iguales a 4,0 m
h= 15 cm	Luces menores o iguales a 5,5 m
h= 20 cm	Luces menores o iguales a 6,5 m
h= 25 cm	Luces menores o iguales a 7,5 m

Fuente: Blanco, 1994

Según tabla 31 se debe de considerar una altura de $h = 13$ cm.

Asumiré una altura de losa de $h = 20$ cm.

4.4.2. Predimensionamiento de columnas

Tabla 28
Metrado de cargas

Elemento	Carga
Aligerado	= 300 kg/cm ²
Acabado	= 100 kg/cm ²
P.P. Vigas	= 100 kg/cm ²
P.P. Columnas	= 50 kg/cm ²
Total CM	= 550 kg/cm ²
Total CM	= 0,55 t/m ²
Hotel s/c	= 500 kg/cm ²
Total s/c	= 0,50 t/m ²

Tabla 29
Sección de columnas (parte 01)

Columna	Tipo	Área tributaria			s/c (t/m ²)	CM (t/m ²)
		Long y (m)	Long x (m)	Total m ²		
Eje F-F/2-2	C-1	4,41	3,20	14	0,50	0,55
Eje F-F/3-3	C-1	4,41	3,25	14	0,50	0,55
Eje E-E/2-2	C-1	4,40	3,20	14	0,50	0,55
Eje E-E/3-3	C-1	4,40	3,25	14	0,50	0,55
Eje D-D/3-3	C-1	3,95	3,25	13	0,50	0,55
Eje B-B/2-2	C-1	3,32	3,20	11	0,50	0,55
Eje B-B/3-3	C-1	3,32	3,25	11	0,50	0,55
Eje F-F/5-5	C-2	4,41	1,01	4	0,50	0,55
Eje E-E/5-5	C-2	4,40	1,01	4	0,50	0,55
Eje C-C/4-4	C-2	3,35	2,43	8	0,50	0,55
Eje C-C/5-5	C-2	3,35	1,01	3	0,50	0,55
Eje G-G/5-5	C-3	2,21	1,01	2	0,50	0,55
Eje D-D/5-5	C-3	3,95	1,01	4	0,50	0,55

Tabla 30
Sección de columnas (parte 02)

Columna	Tipo	Área columna "bT" (cm ²)	Dimen. columna		Dimen. columna	
			b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)
Eje F-F/2-2	C-1	1552	39,40	39,40	30,00	60,00
Eje F-F/3-3	C-1	1577	39,71	39,71	30,00	60,00
Eje E-E/2-2	C-1	1549	39,35	39,35	30,00	60,00
Eje E-E/3-3	C-1	1573	39,66	39,66	30,00	60,00
Eje D-D/3-3	C-1	1410	37,55	37,55	30,00	60,00
Eje B-B/2-2	C-1	1167	34,16	34,16	30,00	60,00
Eje B-B/3-3	C-1	1185	34,43	34,43	30,00	60,00
Eje F-F/5-5	C-2	665	25,78	25,78	30,00	50,00
Eje E-E/5-5	C-2	663	25,75	25,75	30,00	50,00
Eje C-C/4-4	C-2	1219	34,91	34,91	30,00	50,00
Eje C-C/5-5	C-2	505	22,47	22,47	30,00	50,00
Eje G-G/5-5	C-3	500	22,35	22,35	30,00	40,00
Eje D-D/5-5	C-3	892	29,87	29,87	30,00	40,00

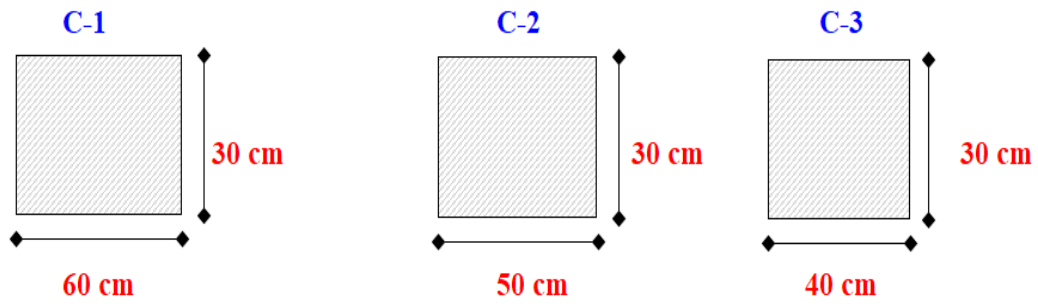


Figura 24. Detalle de C-1, C-2 y C-3

4.4.3. Predimensionamiento de vigas

4.4.3.1. Sección de la viga 1°, 2°, 3°, 4, 5° nivel y azotea.

a. Vigas principales.

Tabla 31

Sección de vigas principales (parte 01)

Ejes	Luces	$h=L/11$	$b1=(0,3*h)$	$b2=(0,5*h)$	Dimensiones	
					b (cm)	h (cm)
2-2/F-G	4,42	0,40	0,12	0,20	0,20	0,40
1-1/D-C	3,49	0,32	0,10	0,16	0,16	0,32
2-2/F-G	4,42	0,40	0,12	0,20	0,20	0,40

Tabla 32

Sección de vigas principales (parte 02)

Ejes	Dimen. final		Nombre de la viga
	b (cm)	h (cm)	
2-2/F-G	25,00	40,00	VP-1
1-1/D-C	25,00	60,00	VP-2
2-2/F-G	25,00	30,00	VP-3

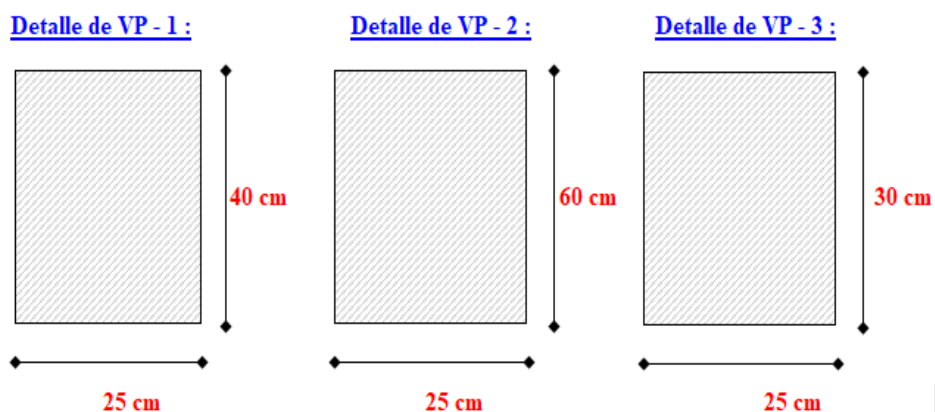


Figura 25. Detalle de la VP-1

b. *Viga secundaria.*

Tabla 33

Sección de vigas secundarias (parte 01)

Ejes	Luces (m)	$h=L/11$	$b1=(0,3*h)$	$b2=(0,5*h)$	Dimensiones	
					b (cm)	h (cm)
A-A/3-4	2,84	0,26	0,08	0,13	0,13	0,26
G-G/2-3	3,66	0,33	0,10	0,17	0,17	0,33
D-E/3-4	2,58	0,23	0,07	0,12	0,12	0,23
2-2/F-G	4,42	0,40	0,12	0,20	0,20	0,40
D-E/3-4	2,58	0,23	0,07	0,12	0,12	0,23

Tabla 34

Sección de vigas secundarias (parte 02)

Ejes	Dimen. final		Nombre de la viga
	b (cm)	h (cm)	
A-A/3-4	25,00	50,00	VS-2
G-G/2-3	25,00	30,00	VS-1
D-E/3-4	25,00	20,00	VCH-1
2-2/F-G	15,00	20,00	VB
D-E/3-4	15,00	30,00	V-T

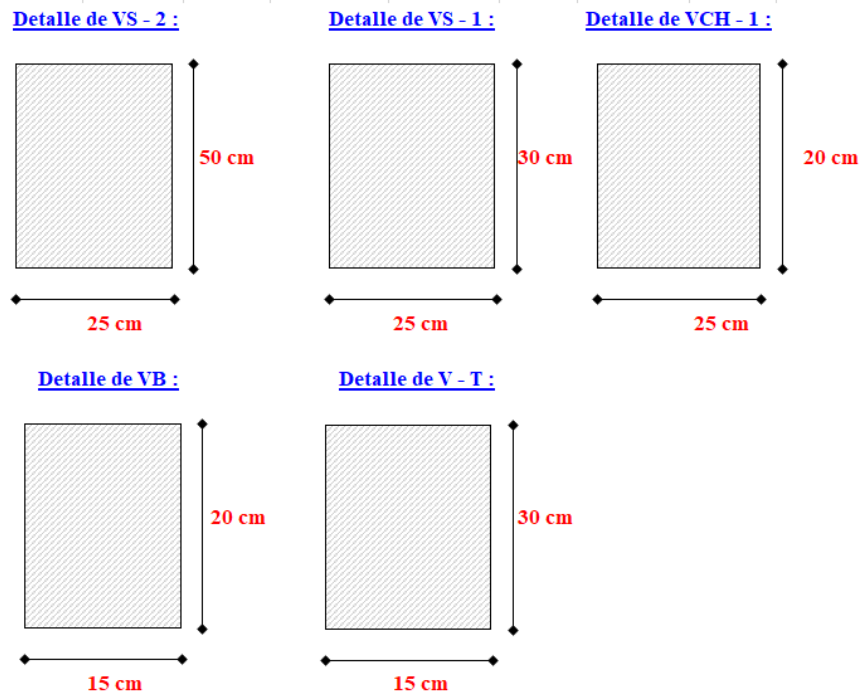


Figura 26. Detalle VS-1

4.4.4. Resumen del predimensionamiento de elementos estructurales

Tabla 35

Resumen de secciones

Ítem	Elementos estructurales	h(cm)	b(cm)	D(cm)
1	Losa Aligerada (1°, 2°, 3°, 4°, 5° y azotea)	20		
2	Columna C-1		60	30
3	Columna C-2		50	30
4	Columna C-3		40	30
5	VP-1 (1°, 2°, 3°, 4°, 5° y azotea)	40	25	
6	VP-2 (1°, 2°, 3°, 4°, 5° y azotea)	60	25	
7	VP-3 (1°, 2°, 3°, 4°, 5° y azotea)	30	25	
8	VS-2 (1°, 2°, 3°, 4°, 5° y azotea)	50	25	
9	VS-1 (1°, 2°, 3°, 4°, 5° y azotea)	30	25	
10	VCH-1 (1°, 2°, 3°, 4°, 5° y azotea)	20	25	
11	VB (1°, 2°, 3°, 4°, 5° y azotea)	20	15	
12	VT (1°, 2°, 3°, 4°, 5° y azotea)	30	15	

4.5. Metrados de cargas por sismo

4.5.1. Carga muerta (cm)

Tabla 36

Peso de carga muerta 1^{er} piso

Elemento	Peso (t)
Peso de la columna	13,83
Peso de la viga	32,73
Peso de la tabiqueria+tarrajeo	60,21
Peso de la escalera y piso terminado	5,46
Peso de la losa aligerada-piso terminado	90,92
Peso de muro de corte (placa)	64,56
Peso del 1^{er} piso-carga muerta	267,70

Tabla 37

Peso de carga muerta 2^o piso

Elemento	Peso (t)
Peso de la columna	13,42
Peso de la viga	33,65
Peso de la tabiqueria+tarrajeo	66,70
Peso de la escalera y piso terminado	5,46
Peso de la losa aligerada-piso terminado	94,51
Peso de muro de corte (placa)	64,56
Peso del 2^o piso-carga muerta	278,28

Tabla 38

Peso de carga muerta 3^o y 4^o piso

Elemento	Peso (t)
Peso de la columna	12,18
Peso de la viga	30,83
Peso de la tabiqueria+tarrajeo	68,88
Peso de la escalera y piso terminado	5,46
Peso de la losa aligerada-piso terminado	94,51
Peso de muro de corte (placa)	64,56
Peso del 3^o y 4^o piso-carga muerta	276,42

Tabla 39*Peso de carga muerta 5° piso*

Elemento	Peso (t)
Peso de la columna	11,16
Peso de la viga	30,83
Peso de la tabiquería+tarrajeo	68,36
Peso de la escalera y piso terminado	5,46
Peso de la losa aligerada-piso terminado	102,48
Peso de muro de corte (placa)	52,24
Peso del 5° piso-carga muerta	270,53

Tabla 40*Peso de carga muerta 6° piso*

Elemento	Peso (t)
Peso de la columna	5,06
Peso de la viga	17,78
Peso de la tabiquería+tarrajeo	14,51
Peso de la escalera y piso terminado	3,77
Peso de la losa aligerada-piso terminado	48,48
Peso de muro de corte (placa)	19,96
Ascensor+PT+LM	2,61
Peso del 6° piso-carga muerta	112,18

4.5.2. Carga viva o sobrecarga (cv)**Tabla 41***Peso de carga viva 1^{er} piso*

Elemento	Peso (t)
Losa aligerada	52,47
Losa aligerada 1Y	0,85
Losa del volado 2Y	0,85
Losa del volado 3Y	0,86
E-1A	1,40
E-1B	1,40
Descanso	0,96
Escalera C°A° (descanso)	-3,22
Escalera metálica (descuento)	-3,99
Tragaluz (descuento)	-4,74
Ascensor (descuento)	-0,51
Peso del 1^{er} piso-carga viva	46,33

Tabla 42*Peso de carga viva 2° piso*

Elemento	Peso (t)
Losa aligerada	52,47
Losa aligerada 1Y	0,85
Losa del volado 2Y	0,85
Losa del volado 3Y	0,86
Losa del volado 1X	0,67
Losa del volado 2X	0,52
E-1A	1,40
E-1B	1,40
Descanso	0,96
Escalera C°A° (descanso)	-3,22
Escalera metálica (descuento)	-3,99
Tragaluz (descuento)	-4,74
Ascensor (descuento)	- 0,51
Peso del 2° piso-carga viva	47,52

Tabla 43*Peso de carga viva 3° y 4° piso*

Elemento	Peso (t)
Losa aligerada	52,47
Losa aligerada 1Y	0,85
Losa del volado 2Y	0,85
Losa del volado 3Y	0,86
Losa del volado 1X	0,67
Losa del volado 2X	0,52
E-1A	1,40
E-1B	1,40
Descanso	0,96
Escalera C°A° (descanso)	-3,22
Escalera metálica (descuento)	-3,99
Tragaluz (descuento)	-4,74
Ascensor (descuento)	-0,51
Peso del 3° y 4° piso-carga viva	47,52

Tabla 44*Peso de carga viva 5° piso*

Elemento	Peso (t)
Losa aligerada	52,47
Losa aligerada 1Y	0,43
Losa del volado 2Y	0,43
Losa del volado 3Y	0,43
Losa del volado 1X	0,34
Losa del volado 2X	0,26
E-1A	1,40
E-1B	1,40
Descanso	0,96
Escalera C°A° (descanso)	-3,22
Tragaluz (descuento)	-4,74
Ascensor (descuento)	-0,51
Peso del 5° piso-carga viva	49,63

Tabla 45*Peso de carga viva 6° piso*

Elemento	Peso (t)
Losa aligerada	12,93
Escalera C°A° (descanso)	-2,42
E-1A	1,40
E-1B	1,40
Descanso	0,96
Ascensor	1,02
Peso del 6° piso-carga viva	15,30

4.5.3. Cuadro de resumen de pesos y masas**Tabla 46***Resumen peso total*

Piso	CM	CV	CV 25 %	PT(t)
1	267,70	46,33	0,25	279,28
2	278,28	47,52	0,25	290,16
3	276,42	47,52	0,25	288,30
4	276,42	47,52	0,25	288,30
5	270,53	49,63	0,25	282,94
6	112,18	15,30	0,25	116,00
Peso total de la estructura				1 544,99

4.6. Propuesta N° 1: Análisis sísmico según la E.030 del 2016 (sistema de muros estructurales)

4.6.1. Modelo estructural

Para el modelo tridimensional se utilizó programa ETABS 2015 V.15.2.0 como se muestra en la figura 27, donde se colocaron y establecieron los elementos estructurales, así como sus propiedades, las losas aligeradas se definieron como diafragmas rígidos para cada piso teniendo así 3 grados de libertad por nivel y dos de traslación (eje “x” y “y”) y uno de rotación (eje “z”). La masa del edificio determinado en cada nivel se definió las propiedades inerciales de la estructura.

Para el peso total del edificio se tomó el 100 por ciento de la carga muerta y el 25 % de la carga viva, sumando ambos pesos.

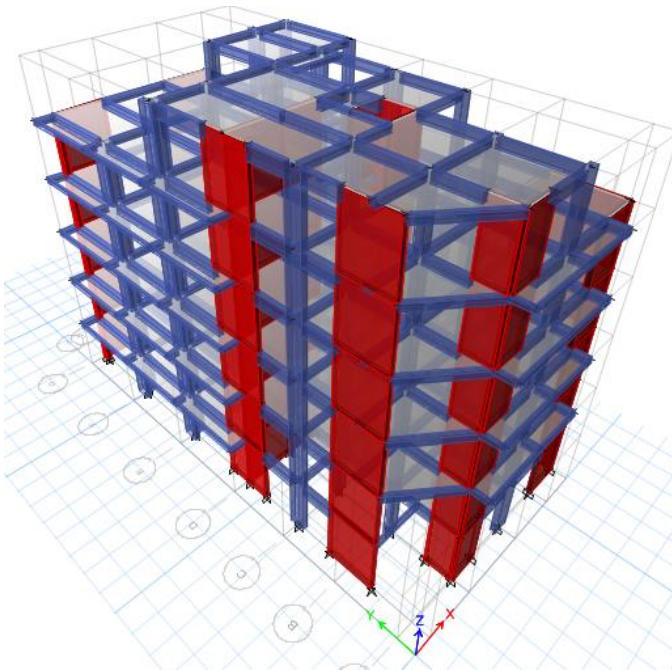


Figura 27. Modelo tridimensional ETABS

4.6.2. Parámetros sismorresistentes

4.6.2.1. Factor de zona (Z).

La estructura edificio hotel se encuentra ubicada en el departamento de Tacna ciudad de Tacna por lo que se considerara una ZONA 4 ($Z = 0,45$).

4.6.2.2. Parámetros de sitio (S, T_P Y T_L).

La cimentación del edificio de encuentra con una capacidad portante de $2,5 \text{ kg/cm}^2$, por lo que se considera un *suelo intermedio* S_2 , está ubicado en la zona 4 ($S = 1,05$; $T_P = 0,6 \text{ s}$ y $T_L = 2 \text{ s}$).

4.6.2.3. Factor de uso (U).

El edificio que tendrá un uso de hotel esta categorizada como *edificaciones comunes* ($U = 1,0$).

4.6.2.4. Determinación del coeficiente de amplificación sísmica (C).

Se tendrá las siguientes consideraciones:

- La altura total del edificio hotel es de $h_n = 18,36 \text{ m}$.
- El coeficiente de estimación de periodo es $C_t = 60$, por lo que sus elementos sismorresistentes son muros estructurales.

Por lo tanto, $T = h_n/C_t$

- Se calcula con la formula obteniendo $T = 0,31 \text{ s}$.
- Calculando y haciendo cumplir la Norma E.030 del 2016 se tiene:

$$T < T_P \quad C = 2,5 \quad \dots\dots\dots[\text{Ecuación 152}]$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right) \quad \dots\dots\dots[\text{Ecuación 153}]$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \right) \dots\dots\dots [\text{Ecuación 154}]$$

- Donde se cumple la ecuación 152 que $T < T_P$ ($0,31 < 0,60$) por lo que C vendría a ser ($C = 2,5$).
- Calculando la ecuación 153 $C = 4,83$ no cumple la ecuación $C \leq 2,5$.
- Donde se adoptará $C = 2,5$.
- Calculando la ecuación 154 $C = 31,21$, no cumple la ecuación $C \leq 2,5$.
- Donde se adoptará $C = 2,5$, en conclusión, se tomará $C = 2,5$.

4.6.2.5. Factor de reducción de fuerza sísmica (R).

El edificio con el tipo de estructura de *muros estructurales* no presenta irregularidades en planta y si presenta irregularidades en altura por lo tanto se considera como *irregular*; Donde el valor del coeficiente de reducción es $R = R_o$
 $(I_a) (I_p) = 6 (0,90) (1) = 5,40$

4.6.3. Análisis sísmico estático E.030 del 2016 (ETABS 2015)

4.6.3.1. Cálculo de la fuerza sísmica y su distribución en altura.

Tabla 47
Parámetros de diseño en eje "x" y "y"

Parámetros de diseño	Factor
Z=	0,45
U=	1
C _x =	2,50
C _y =	2,5
S=	1,05
R _x =	5,40
R _y =	5,40
P=	1544,99 t

La cortante en la base se calculará con la siguiente ecuación.

$$V_{\text{base}} = (Z_x U_x C_x S / R) \times P$$

$$V_x = 337,97 \text{ t}$$

$$V_y = 337,97 \text{ t}$$

Como $T < 0,5 \text{ s}$ ($0,31 \text{ s} < 0,5 \text{ s}$) entonces $K = 1$

Tabla 48

Fuerzas inerciales entrepiso

Nivel	Peso (t)	Altura (m)	Alt. acum. (m)	P * h	α_i	Fi "x", "y"
6	116,00	3,06	18,36	2 129,76	0,14	47,15
5	282,94	3,06	15,30	4 329,00	0,28	95,85
4	288,30	3,06	12,24	3 528,80	0,23	78,13
3	288,30	3,06	9,18	2 646,60	0,17	58,60
2	290,16	3,06	6,12	1 775,80	0,12	39,32
1	279,28	3,06	3,06	854,60	0,06	18,92
Σ	1544,99			1 5264,57		337,97

4.6.3.2. Centro de masa con 5 % de excentricidad accidental.

a. Según el R.N.E se considera el 5 % de excentricidad accidental.

$$e_x = 0,05 * 23,34 \text{ m} = 1,167 \text{ m}$$

$$e_y = 0,05 * 11,24 \text{ m} = 0,562 \text{ m}$$

b. Centro de masa del Excel en "x" y "y" (CMx; CMy).

Tabla 49

Centros de masa calculado en Excel

Nivel	CM X (m)	CM Y (m)
6	5,18	10,83
5	5,51	11,74
4	5,51	11,74
3	5,51	11,74
2	5,65	11,96
1	5,70	11,90

c. Centro de rigidez CR “x”; CR “y” (ETABS).

Tabla 50

Centros de rigidez calculado en ETABS

Nivel	CR “x” (m)	CR “y” (m)
6	5,66	10,11
5	5,92	12,09
4	6,13	12,62
3	6,17	12,58
2	6,42	12,72
1	6,73	12,55

d. Excentricidad reglamentaria.

– Excentricidad accidental = $0,05 \cdot L$

– Excentricidad teórica = $C_{rigidez} - C_{masa}$

– Excentricidad reglamentaria = Excentricidad accidental + Excentricidad teórica.

Tabla 51

Excentricidad

Nivel	Exc. accidental		Exc. teórica		Exc. reglamentaria	
	eacc x	eacc y	ext	eyt	ex cal. (m)	ey cal. (m)
6	1,17	0,56	0,49	0,72	1,65	1,28
5	1,17	0,56	0,41	0,34	1,58	0,91
4	1,17	0,56	0,62	0,88	1,79	1,44
3	1,17	0,56	0,66	0,84	1,83	1,41
2	1,17	0,56	0,78	0,76	1,94	1,32
1	1,17	0,56	1,04	0,65	2,20	1,21

4.6.3.3. Control de derivas y desplazamientos obtenidos en el ETABS.

Como se muestra en la tabla 52 y 53, figuran los límites de desplazamientos del entrepiso. Según la Norma E.030 del 2016 para evitar daño excesivo en la estructura de concreto armado considerando como el límite máximo es de 0,007.

Los datos DRIFT son obtenidos del software ETABS 2015 V.15.2.0.

Tabla 52*Deriva máxima en la dirección "x"*

Piso	Eje	Drift=D	D*R	Max. perm.	Verificación
Story6	SEX	0,000867	0,0047	0,007	Sí cumple
Story6	SEX+++	0,000820	0,0044	0,007	Sí cumple
Story6	SEX---	0,001031	0,0056	0,007	Sí cumple
Story5	SEX	0,000959	0,0052	0,007	Sí cumple
Story5	SEX+++	0,000892	0,0048	0,007	Sí cumple
Story5	SEX---	0,001221	0,0066	0,007	Sí cumple
Story4	SEX	0,000947	0,0051	0,007	Sí cumple
Story4	SEX+++	0,000929	0,0050	0,007	Sí cumple
Story4	SEX---	0,001211	0,0065	0,007	Sí cumple
Story3	SEX	0,000859	0,0046	0,007	Sí cumple
Story3	SEX+++	0,000891	0,0048	0,007	Sí cumple
Story3	SEX---	0,001104	0,0060	0,007	Sí cumple
Story2	SEX	0,000660	0,0036	0,007	Sí cumple
Story2	SEX+++	0,000724	0,0039	0,007	Sí cumple
Story2	SEX---	0,000849	0,0046	0,007	Sí cumple
Story1	SEX	0,000302	0,0016	0,007	Sí cumple
Story1	SEX+++	0,000353	0,0019	0,007	Sí cumple
Story1	SEX---	0,000386	0,0021	0,007	Sí cumple
Máximo			0,0066		

Tabla 53*Deriva máxima en la dirección "y"*

Piso	Eje	Drift=D	D*R	Max. perm.	Verificación
Story6	SEY	0,0007	0,0039	0,007	Sí cumple
Story6	SEY+++	0,0008	0,0043	0,007	Sí cumple
Story6	SEY---	0,0008	0,0041	0,007	Sí cumple
Story5	SEY	0,0009	0,0047	0,007	Sí cumple
Story5	SEY+++	0,0008	0,0046	0,007	Sí cumple
Story5	SEY---	0,0010	0,0052	0,007	Sí cumple
Story4	SEY	0,0010	0,0053	0,007	Sí cumple
Story4	SEY+++	0,0009	0,0048	0,007	Sí cumple
Story4	SEY---	0,0011	0,0058	0,007	Sí cumple
Story3	SEY	0,0010	0,0053	0,007	Sí cumple
Story3	SEY+++	0,0009	0,0048	0,007	Sí cumple
Story3	SEY---	0,0011	0,0058	0,007	Sí cumple

Tabla 53*Deriva máxima en la dirección “y” (continuación)*

Piso	Eje	Drift=D	D*R	Max. perm.	Verificación
Story2	SEY	0,0008	0,0045	0,007	Sí cumple
Story2	SEY+++	0,0008	0,0041	0,007	Sí cumple
Story2	SEY---	0,0009	0,0049	0,007	Sí cumple
Story1	SEY	0,0004	0,0022	0,007	Sí cumple
Story1	SEY+++	0,0004	0,0020	0,007	Sí cumple
Story1	SEY---	0,0004	0,0023	0,007	Sí cumple
Máximo			0,0058		

Como se observa los máximos valores encontrados son menores a lo recomendado por la Norma E.030 del 2016.

- En la dirección “x” la deriva máxima es de 0,0066 < 0,007.....ok.
- En la dirección “y” la deriva máxima es de 0,0058 < 0,007.....ok.

Los resultados mostrados ya han sido multiplicados por R con el fin de obtener el desplazamiento plástico (real) de la estructura cap. 5 art. 5.1 (MVCS, 2016, p. 307). Por tanto, el tipo de estructura *muros estructurales* de concreto armado si responderá satisfactoriamente ante un evento sísmico.

4.6.4. Análisis sísmico dinámico E.030 del 2016 (ETABS 2015)

4.6.4.1. Análisis dinámico modal espectral E.030 del 2016 (ETABS).

Utilizando el espectro de pseudo aceleraciones para cada dirección se define con la ecuación 155.

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g \dots\dots\dots [Ecuación 155]$$

a. *Distribución de masas por alturas.*

La masa traslacional (Mt) y rotacional (Mr) en estructuras irregulares, se calculará mediante las ecuaciones 156 y 157, como se muestran los resultados en la tabla 54.

$$Mt = \frac{Pi}{g} * Tn. \frac{S^2}{m} \dots\dots\dots[Ecuación 156]$$

$$Mr = \frac{Mt * (Lx^2 + Ly^2)}{12} * (Tn * \frac{S^2}{m}) \dots\dots\dots[Ecuación 157]$$

Tabla 54
Cálculo de las masas traslacionales (eje “x”, “y”) y rotacional (eje “z”) para cada nivel

Piso	Pi(t)	g	Lx	Ly	Mt	Mr
6	116,00	9,81	11,24	23,34	11,82	661,29
5	282,94	9,81	11,24	23,34	28,84	1 612,98
4	288,30	9,81	11,24	23,34	29,39	1 643,53
3	288,30	9,81	11,24	23,34	29,39	1 643,53
2	290,16	9,81	11,24	23,34	29,58	1 654,15
1	279,28	9,81	11,24	23,34	28,47	1 592,12

b. *Aceleración espectral.*

En este tipo de análisis para cada dirección se usa un espectro de pseudo aceleraciones que se define por la ecuación 158 y 159, como se muestra en la tabla 55.

$$Sa = \frac{Z * U * C * S}{R} * g \dots\dots\dots[Ecuación 158]$$

Donde el factor de escala (F.E) viene a ser:

$$F.e = \frac{Vestático}{Vdinámico} \dots\dots\dots[Ecuación 159]$$

Tabla 55
Factor de escalamiento

Datos	Símbolo	Valor
Factor de zona (4)	Z	0,45
Factor de uso (hotel)	U	1,00
Factor de suelo (suelo intermedio)	S	1,05
Gravedad	g	9,81
Factor de reducción (irregular)	R	5,40
Factor de escalamiento eje "x"	F.E.	1,37
Factor de escalamiento eje "y"	F.E.	1,30

Factor de amplificación sísmica E.030 del 2016 ($\xi = 5\%$ de amortiguamiento).

$$T < T_P \dots\dots\dots C = 2,5$$

$$T_P < T < T_L \dots\dots\dots C = 2,5 (T_P / T)$$

$$T > T_L \dots\dots\dots C = 2,5 (T_P \cdot T_L / T^2)$$

El espectro (C) para la dirección “x” y “y” describe el comportamiento típico de un movimiento sísmico para un suelo del tipo S₂ (T_P = 0,6 s y T_L = 2,0 s) en Tacna.

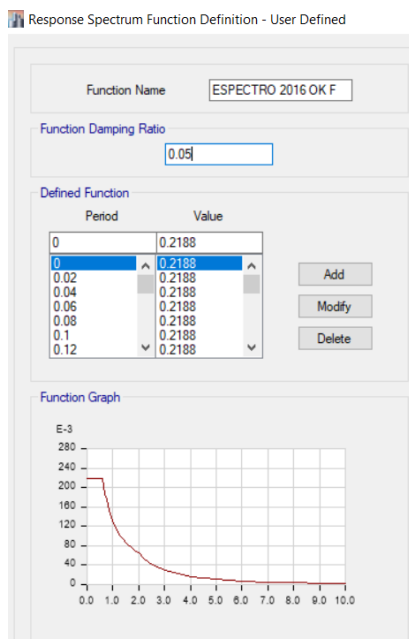


Figura 28. Espectro de sismo

Tabla 56
Espectro de sismo

T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g
0,00	0,2188	0,55	0,2188	1,80	0,0729
0,02	0,2188	0,60	0,2188	1,90	0,0691
0,04	0,2188	0,65	0,2019	2,00	0,0656
0,06	0,2188	0,70	0,1875	2,20	0,0542
0,08	0,2188	0,75	0,1750	2,40	0,0456
0,10	0,2188	0,80	0,1641	2,60	0,0388
0,12	0,2188	0,85	0,1544	2,80	0,0335
0,14	0,2188	0,90	0,1458	3,00	0,0292
0,16	0,2188	0,95	0,1382	4,00	0,0164
0,18	0,2188	1,00	0,1313	5,00	0,0105
0,20	0,2188	1,10	0,1193	6,00	0,0073
0,25	0,2188	1,20	0,1094	7,00	0,0054
0,30	0,2188	1,30	0,1010	8,00	0,0041
0,35	0,2188	1,40	0,0937	9,00	0,0032
0,40	0,2188	1,50	0,0875	10,00	0,0026
0,45	0,2188	1,60	0,0820		
0,50	0,2188	1,70	0,0772		

c. Modos de vibración de la estructura.

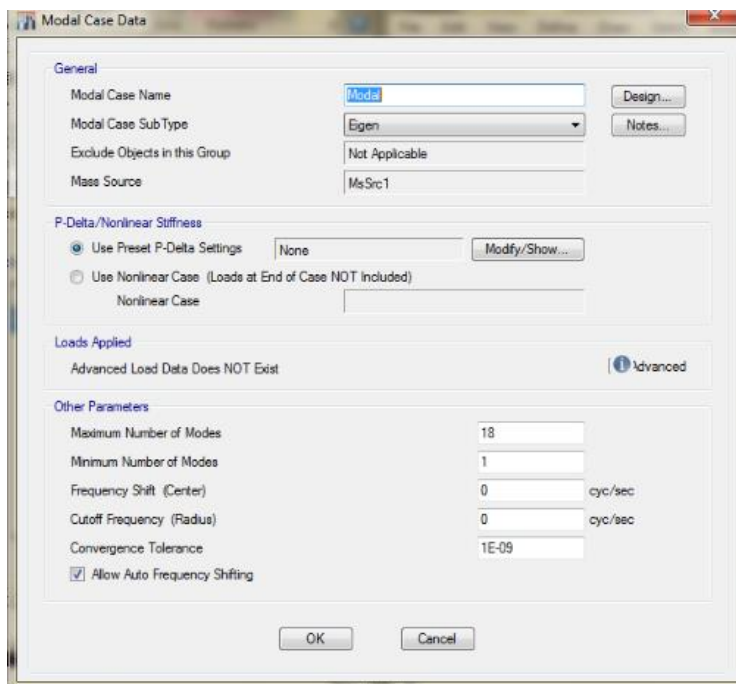


Figura 29. Modal case

Se considerarán los 18 modos de vibración.

Tabla 57
Periodos y masas participativas

Case	Mode	Period (s)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,362	0,081	0,592	0,081	0,592
Modal	2	0,339	0,559	0,120	0,640	0,712
Modal	3	0,290	0,070	0,022	0,710	0,734
Modal	4	0,096	0,001	0,159	0,712	0,893
Modal	5	0,079	0,178	0,002	0,889	0,895
Modal	6	0,074	0,013	0,003	0,902	0,898
Modal	7	0,051	0,001	0,039	0,902	0,936
Modal	8	0,044	0,004	0,017	0,906	0,953
Modal	9	0,036	0,049	0,001	0,956	0,954
Modal	10	0,031	0,000	0,000	0,956	0,954
Modal	11	0,030	0,000	0,025	0,956	0,978
Modal	12	0,030	0,000	0,000	0,956	0,979
Modal	13	0,027	0,008	0,001	0,964	0,979
Modal	14	0,025	0,000	0,000	0,964	0,979
Modal	15	0,025	0,000	0,000	0,964	0,979
Modal	16	0,025	0,000	0,000	0,964	0,980
Modal	17	0,025	0,000	0,000	0,964	0,980
Modal	18	0,024	0,000	0,000	0,964	0,980

Tabla 58
Modos de vibración

Modo de vibración	Efecto
1	Traslación en el eje "x"
2	Traslación en el eje "y"
3	Rotación
4	Traslación en el eje "x"
5	Traslación en el eje "y"
6	Rotación
7	Traslación en el eje "x"
8	Traslación en el eje "y"
9	Rotación
10	Traslación en el eje "x"
11	Traslación en el eje "y"
12	Rotación
13	Traslación en el eje "x"
14	Traslación en el eje "y"
15	Rotación
16	Traslación en el eje "x"
17	Traslación en el eje "y"
18	Rotación

Al ejecutar la simulación en el ETABS 2015 V.15.2.0, fue posible observar la simulación de estos efectos en la estructura:

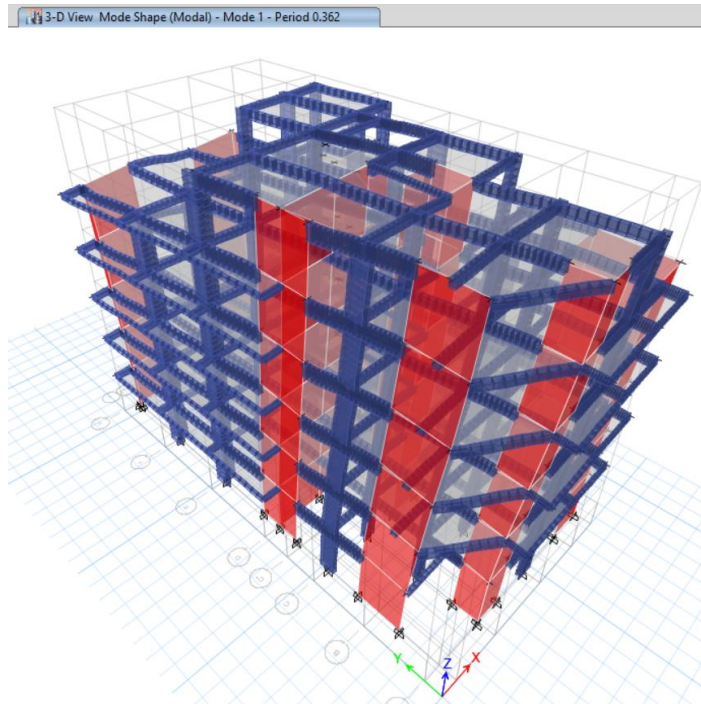


Figura 30. Modo 1 (traslación en el eje “x”) periodo 0,362

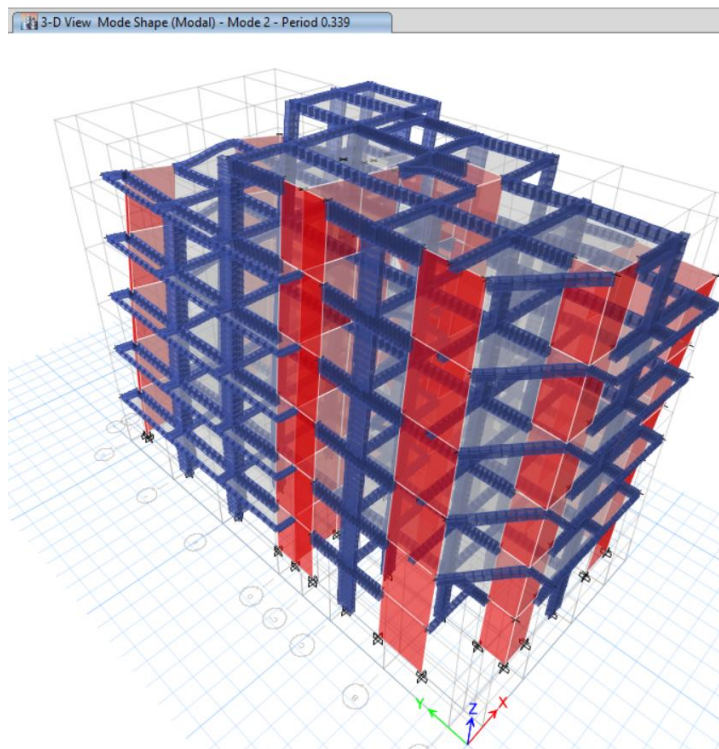


Figura 31. Modo 2 (traslación en el eje “y”) periodo 0,339

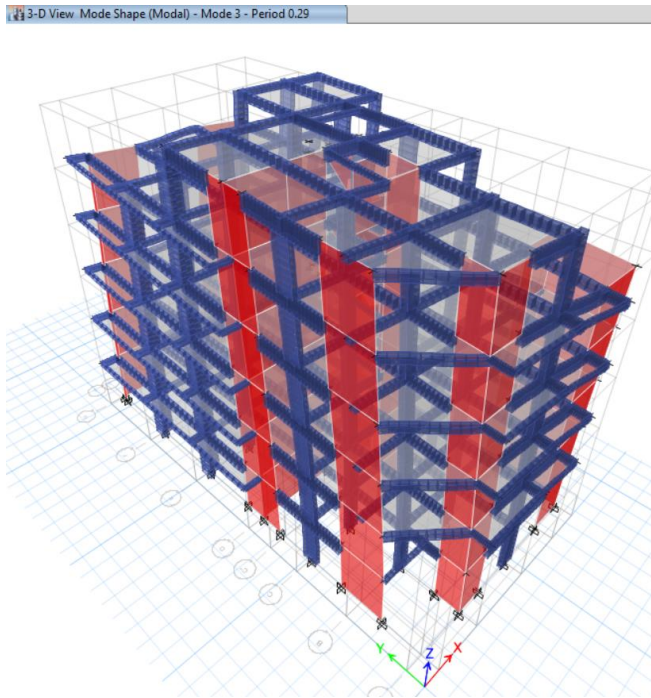


Figura 32. Modo 3 (rotación) periodo 0,29

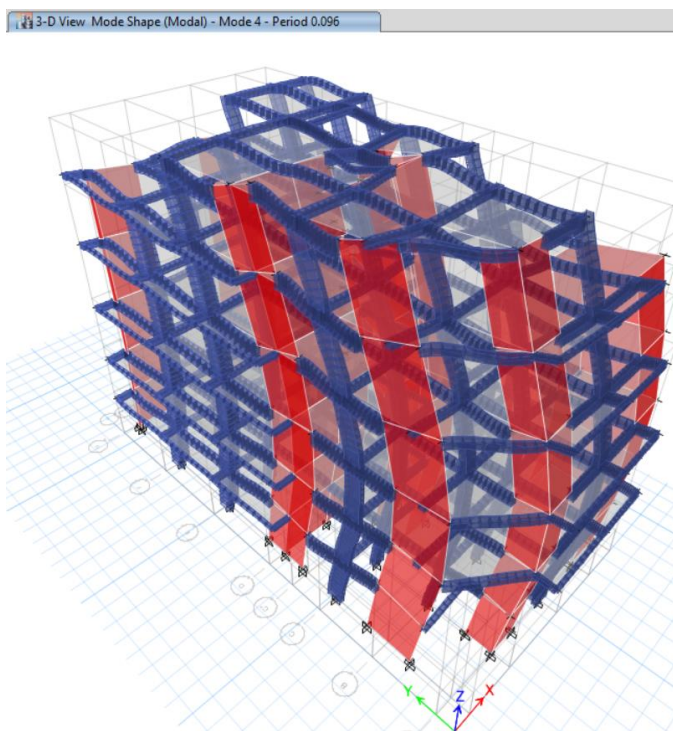


Figura 33. Modo 4 (traslación en el eje "x") periodo 0,096

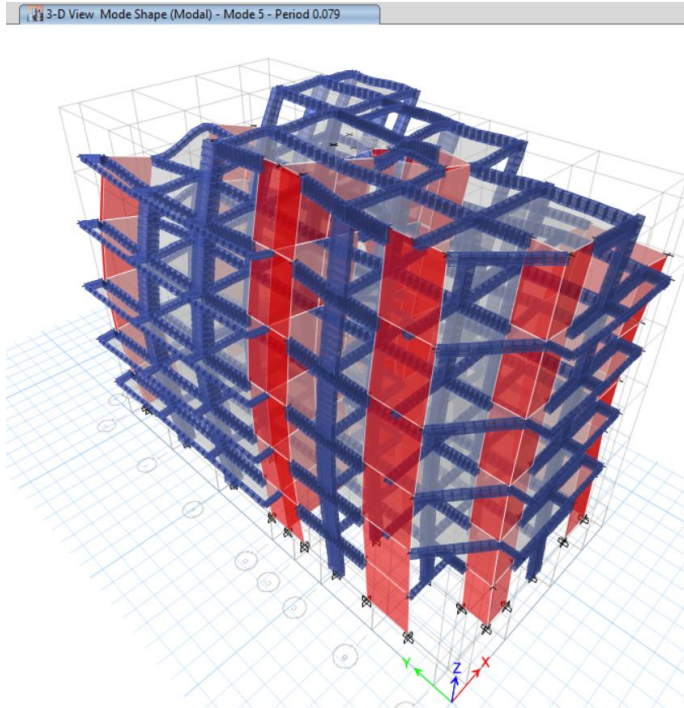


Figura 34. Modo 5 (traslación en el eje “y”) periodo 0,079

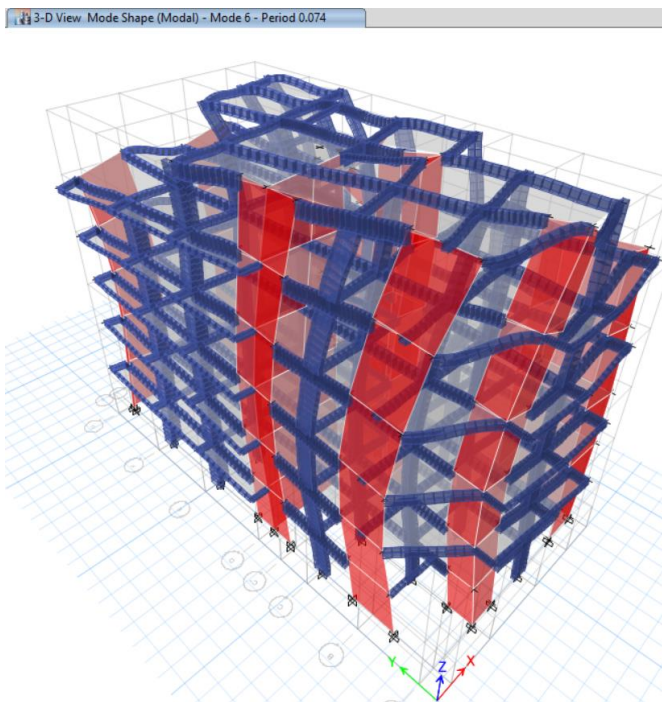


Figura 35. Modo 6 (rotación) periodo 0,074

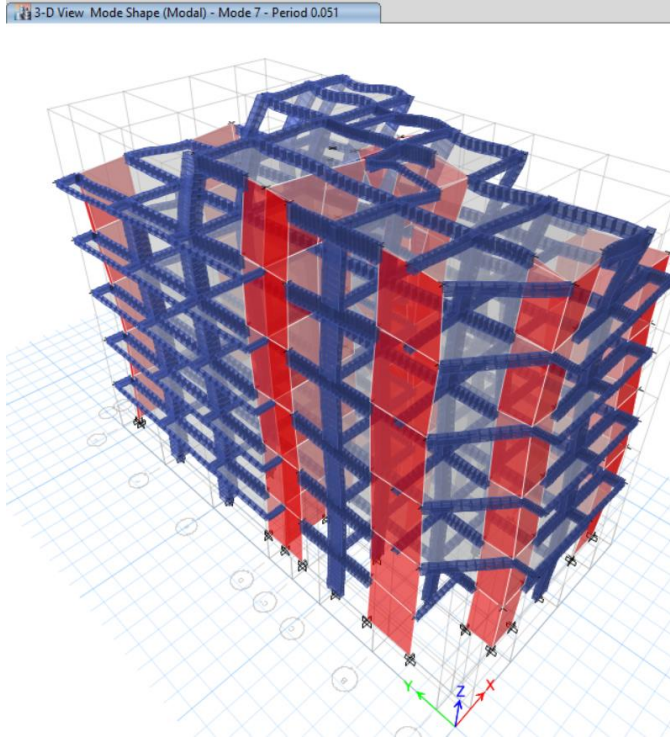


Figura 36. Modo 7 (traslación en el eje “x”) periodo 0,051

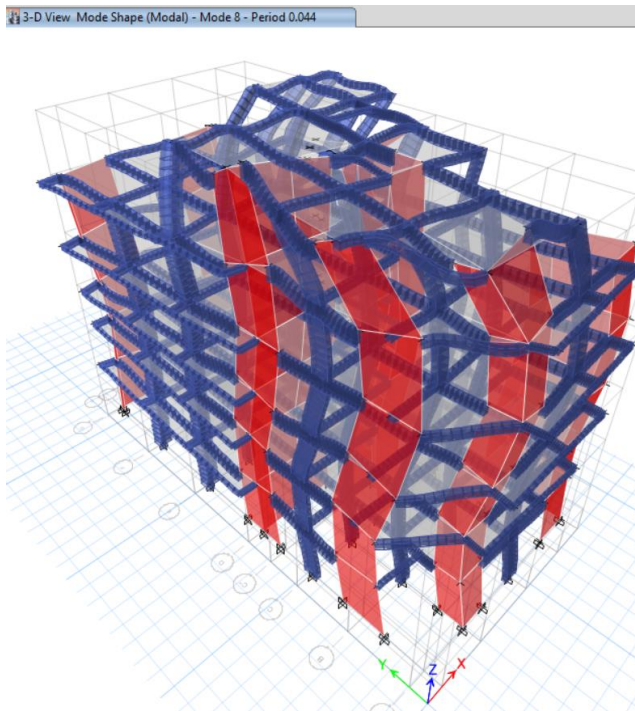


Figura 37. Modo 8 (traslación en el eje “y”) periodo 0,044

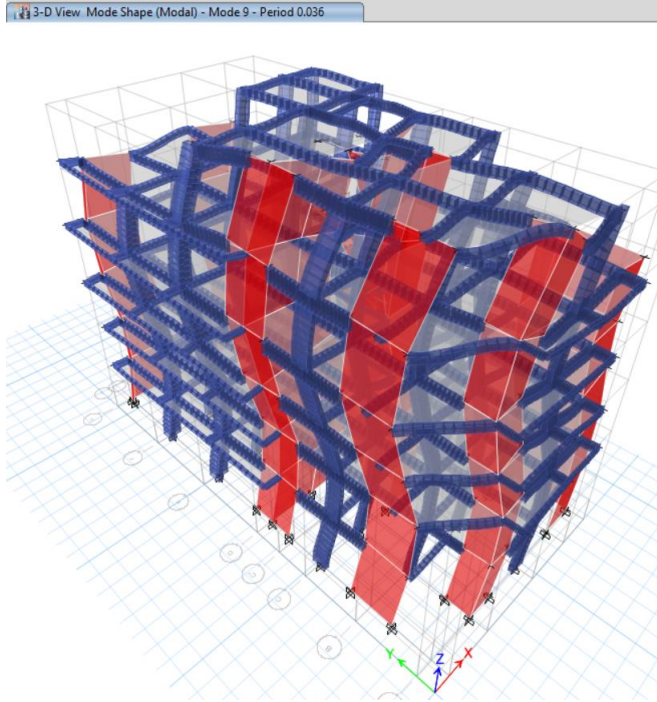


Figura 38. Modo 9 (rotación) periodo 0,036

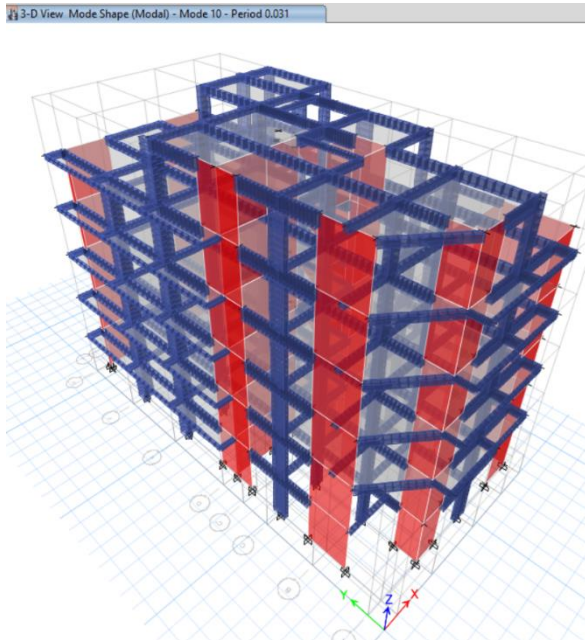


Figura 39. Modo 10 (traslación en el eje "x") periodo 0,031

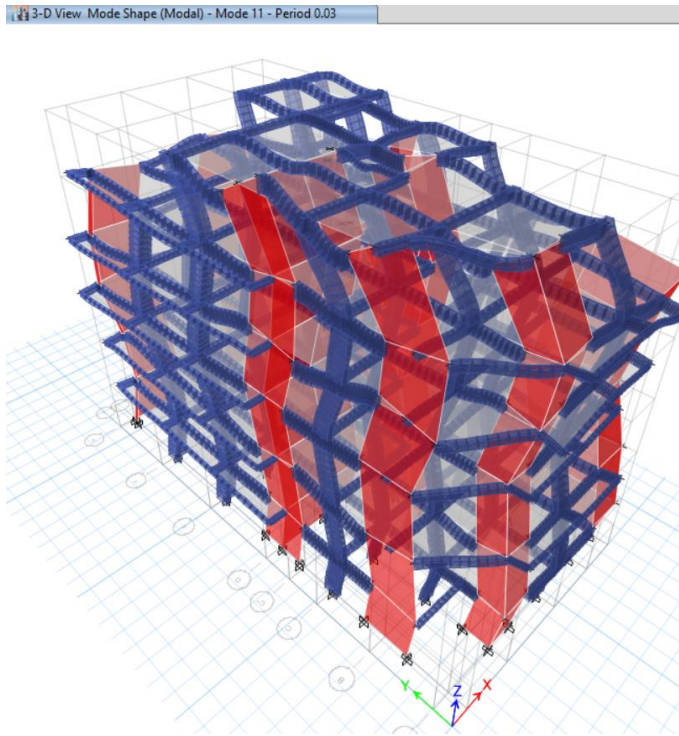


Figura 40. Modo 11 (traslación en el eje “y”) periodo 0,03

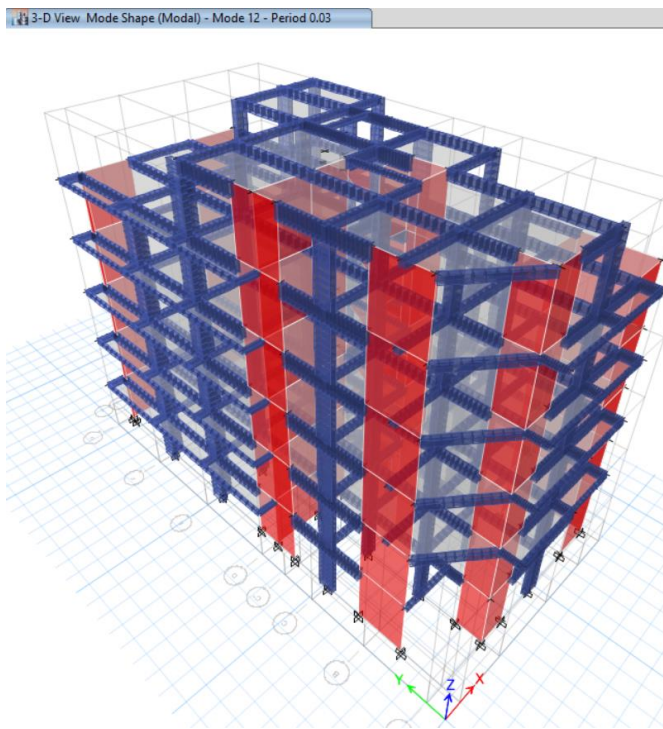


Figura 41. Modo 12 (rotación) periodo 0,03

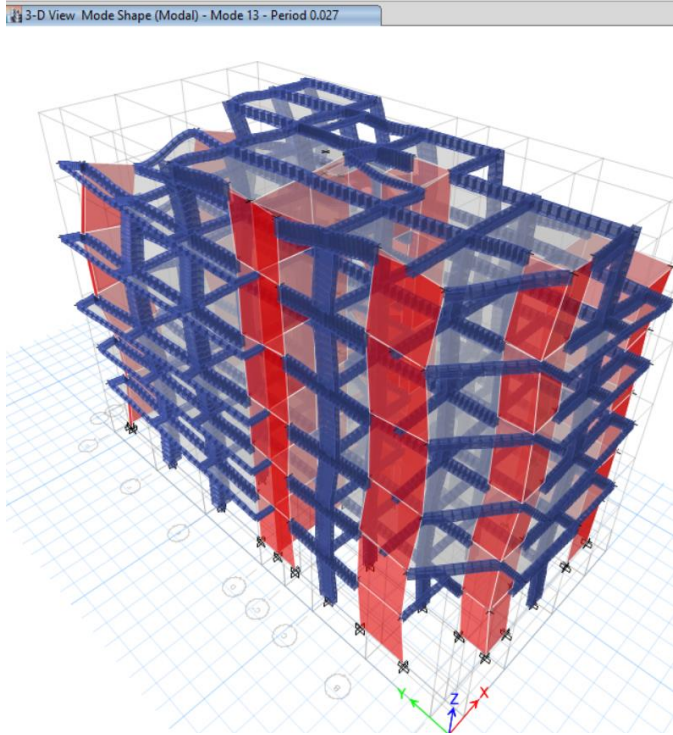


Figura 42. Modo 13 (traslación en el eje “x”) periodo 0,027

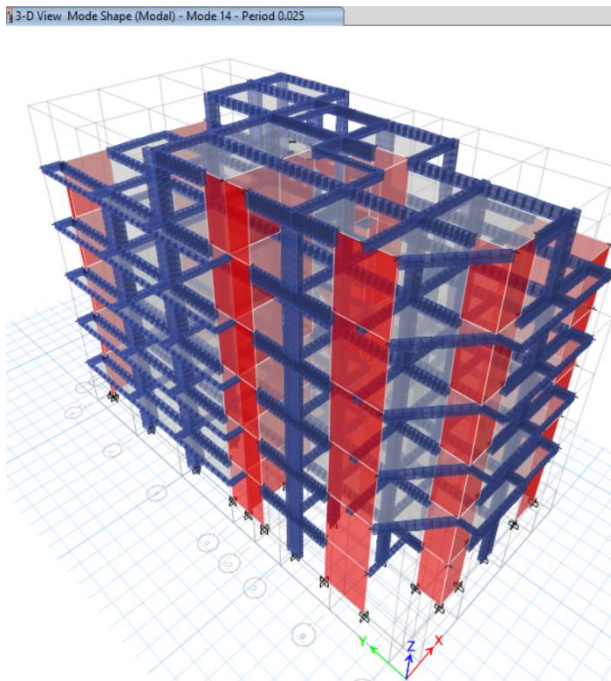


Figura 43. Modo 14 (traslación en el eje “y”) periodo 0,025

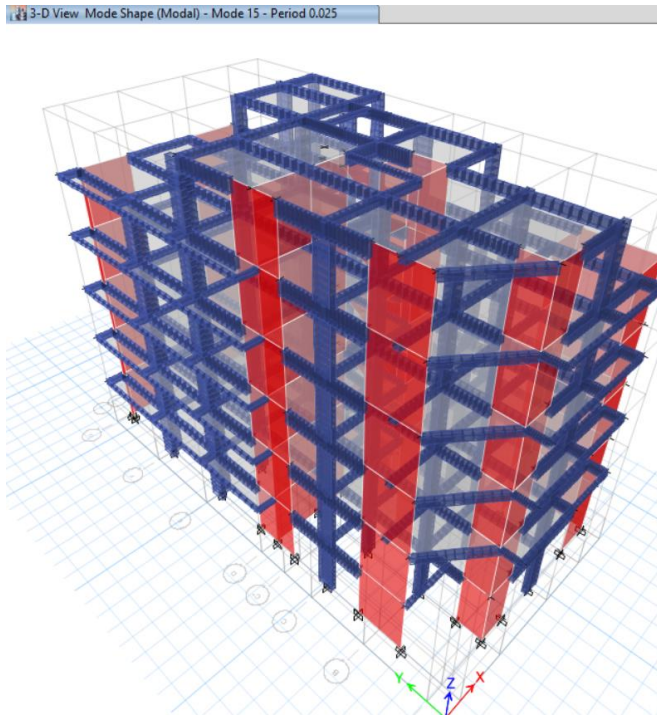


Figura 44. Modo 15 (rotación) periodo 0,025

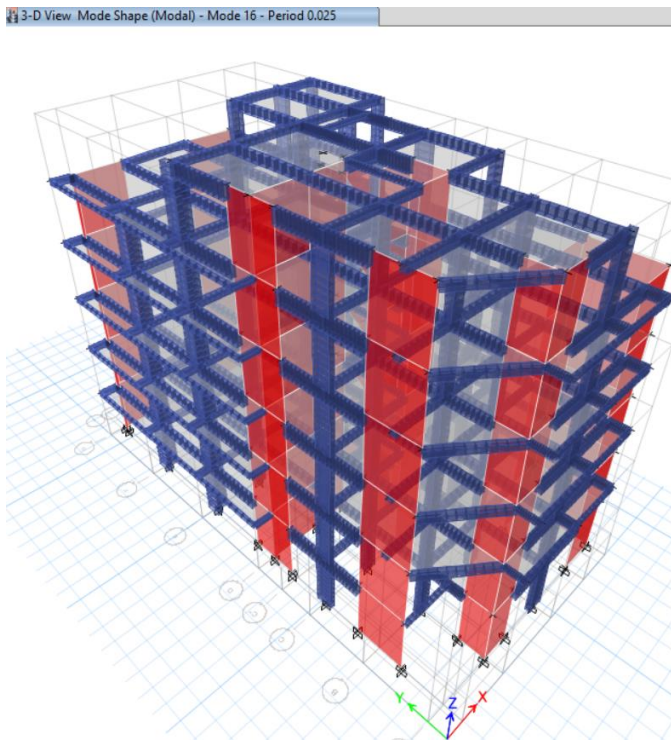


Figura 45. Modo 16 (traslación en el eje "x") periodo 0,025

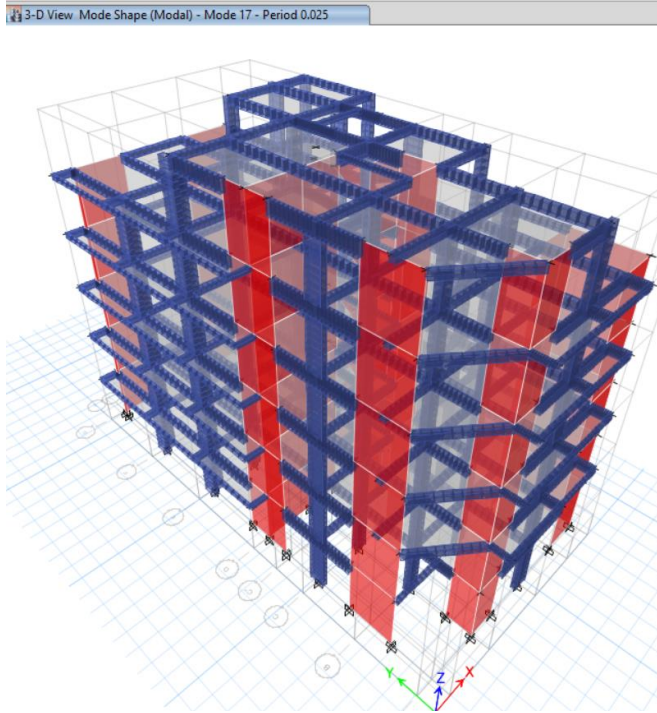


Figura 46. Modo 17 (traslación en el eje “y”) periodo 0,025

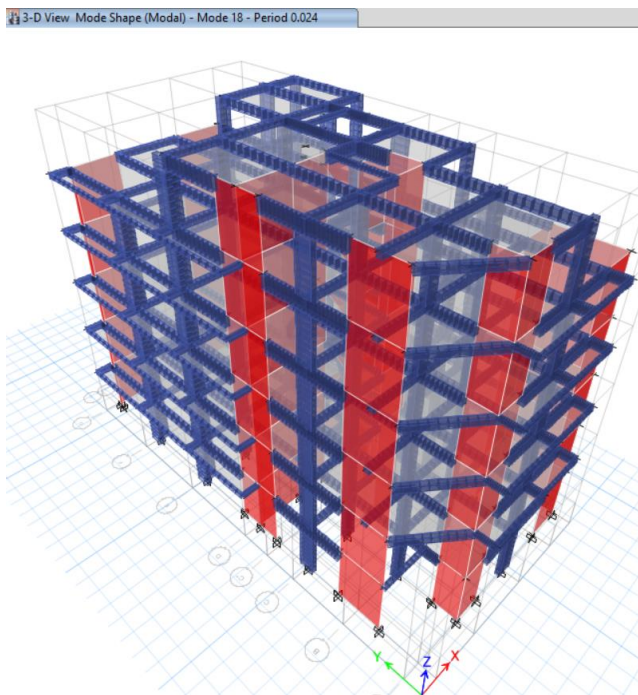


Figura 47. Modo 18 (rotación) periodo 0,024

d. Verificación de la fuerza mínima en la base.

El edificio tiene una forma *irregular*, la fuerza cortante en la base del análisis dinámico no deberá ser menor que el 90 % de la fuerza cortante del análisis estático, como se muestra en la ecuación 160. En caso contrario, se escalará proporcionalmente todos los resultados obtenidos a excepción de los desplazamientos.

$$0,9 (V_{estático}) < (V_{dinámico}) \dots\dots\dots [Ecuación 160]$$

Se mostrará la determinación de la fuerza cortante en la base calculada mediante el análisis estático.

Tabla 59
Parámetros estáticos cortante estática

Parámetros de diseño		En el eje “x”	En el eje “y”
Factor de zona	Z	0,45	0,45
Factor de uso	U	1,00	1,00
Factor de suelo	S	1,05	1,05
Coefficiente de reducción	R	5,40	5,40
Peso de la edificación	P	1544,99	1544,99
Factor de amplificación sísmica	C	2,50	2,50
Cortante en la base (t)	V	337,97	337,97

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf
Story1	SISMO D-X Max	Bottom	0	232.4936	63.8466
Story1	SISMO D-Y Max	Bottom	0	63.8466	244.9774

Figura 48. Fuerza cortante en la base calculada por el análisis dinámico

Tabla 60*Verificación de la fuerza cortante en la base*

Dirección	90 % (Vestático)	Vdinámico	0,9(Vestático)<(Vdinámico)
X	304,17	232,49	No cumple
Y	304,17	244,97	No cumple

En la verificación de la fuerza cortante en la base en ambas direcciones no cumple con la condición indicada en la Norma ($0,9 \cdot V_{\text{vestático}} < V_{\text{dinámico}}$) por lo que si será necesario incrementar la cortante para cumplir los mínimos señalados en la Norma E.030 del 2016.

e. Control de derivas y desplazamientos obtenidos con el ETABS 2015.

Mostramos los resultados obtenidos del análisis sísmico dinámico modal espectral en el programa ETABS 2015 V.15.2.0

Tabla 61*Derivas máximas en la dirección "x"*

Piso	Drift=D	D*R	Max. Perm.	Verificación
6	0,0008	0,0042	0,0070	Sí cumple
5	0,0010	0,0054	0,0070	Sí cumple
4	0,0010	0,0054	0,0070	Sí cumple
3	0,0009	0,0050	0,0070	Sí cumple
2	0,0007	0,0038	0,0070	Sí cumple
1	0,0003	0,0017	0,0070	Sí cumple
Máximo		0,0054		

Tabla 62*Derivas máximas en la dirección "y"*

Piso	Drift=D	D*R	Max. Perm.	Verificación
6	0,0006	0,0030	0,0070	Sí cumple
5	0,0007	0,0038	0,0070	Sí cumple
4	0,0008	0,0042	0,0070	Sí cumple
3	0,0008	0,0042	0,0070	Sí cumple
2	0,0007	0,0036	0,0070	Sí cumple
1	0,0003	0,0017	0,0070	Sí cumple
Máximo		0,0042		

Como se observa los máximos valores encontrados son menores a lo recomendado por la Norma E.030 (2016).

- En la dirección “x” se obtuvo una deriva máxima de $0,0054 < 0,007$ok.
- En la dirección “y” se obtuvo una deriva máxima de $0,0042 < 0,007$ok.

La estructura de *muros estructurales* responderá satisfactoriamente ante un evento sísmico por lo que se puede indicar que la rigidez de los elementos verticales es óptima.

4.7. Propuesta N° 2: Análisis sísmico según la E.030 del 2006 (sistema de muros estructurales)

4.7.1. Modelo estructural

Para el modelo tridimensional se utilizó programa ETABS 2015 V.15.2.0 como se muestra en la figura 49, donde se colocaron y establecieron los elementos estructurales, así como sus propiedades, las losas aligeradas se definieron como diafragmas rígidos para cada piso teniendo así tres grados de libertad por nivel y dos de traslación (eje “x” y “y”) y uno de rotación (eje “z”). La masa del edificio determinado en cada nivel se definió las propiedades inerciales de la estructura.

Para el peso total del edificio se tomó el 100 % de la carga muerta y el 25 % de la carga viva, sumando ambas, según R.N.E. aplicando la Norma Técnica de Edificación E.030 del 2006.

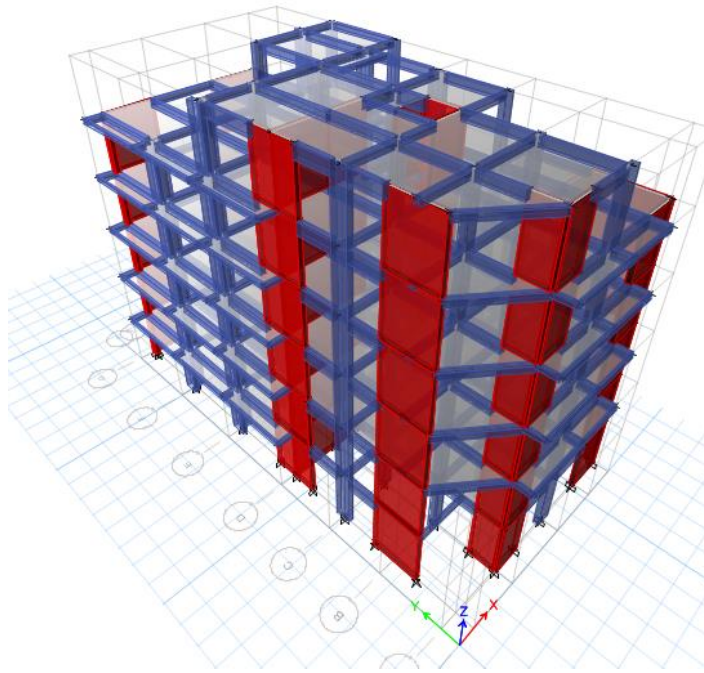


Figura 49. Modelo tridimensional

4.7.2. Parámetros sismorresistentes

4.7.2.1. Factor de zona (Z).

La estructura edificio hotel se encuentra ubicada en el departamento de Tacna ciudad de Tacna por lo que se considerara una zona 3 ($Z = 0,4$).

4.7.2.2. Factores de suelo (S).

La cimentación del edificio de encuentra con una capacidad portante de $2,5 \text{ kg/cm}^2$, por lo que se considera un *suelo intermedio* ($S = 1,2$).

4.7.2.3. Factor de uso (U).

El edificio que tendrá uso hotel esta categorizada como *edificio común* ($U = 1,0$).

4.7.2.4. Determinación del coeficiente de amplificación sísmica (C).

Se tendrá las siguientes consideraciones:

La altura total del edificio hotel es de $h_n = 18,36 \text{ m}$.

El coeficiente de estimación de periodo es $C_t = 60$, para estructuras de mampostería y para todos los edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes son fundamentalmente son muros de corte.

- Por lo tanto, $T = hn/C_t$.
- Se calcula con la formula obteniendo $T = 0,31$ s.
- Por lo tanto, $C = 2,5 (T_p/T)$; $C \leq 2,5$, calculando la ecuación $C = 5,51$, no cumple la ecuación $C \leq 2,5$, en conclusión, se adoptará $C = 2,5$.

4.7.2.5. Factor de reducción de fuerza sísmica (R).

El edificio tiene un sistema estructural tipo *muros estructurales*, no presenta irregularidades en planta, pero si presenta en elevación, por lo que se considerara *irregular*, por lo que su *coeficiente de reducción* $R = 4,5$.

4.7.3. Análisis sísmico estático E.030 del 2006 (ETABS 2015)

4.7.3.1. Cálculo de la fuerza sísmica y su distribución en altura.

Tabla 63

Parámetro de diseño del eje "x" y "y"

Parámetros de diseño	Factor	
Factor de zona	Z	0,4
Factor de uso	U	1,0
Factor de suelo	S	1,2
Coeficiente de reducción	R	4,5
Peso de la edificación	P	1544,99 t
Factor de amplificación sísmica	C	2,50

La cortante en la base se calculará con la siguiente ecuación.

$$V_{base} = (ZxUxCxS / R) \times P$$

$$V_x = 412,00 \text{ t}$$

$$V_y = 412,00 \text{ t}$$

Tabla 64*Fuerzas inerciales*

Nivel	Peso (t)	Altura (m)	P*H	Vx	Vy	Fa	Fix, Fiy (t)
1	279,28	3,06	854,60	412,00	412,00	0	23,07
2	290,16	6,12	1 775,80	412,00	412,00	0	47,93
3	288,30	9,18	2 646,60	412,00	412,00	0	71,43
4	288,30	12,24	3 528,80	412,00	412,00	0	95,24
5	282,94	15,30	4 329,00	412,00	412,00	0	116,84
6	116,00	18,36	2 129,76	412,00	412,00	0	57,48
Sumatoria			15264,54				412,00

4.7.3.2. Centro de masa con 5 % de excentricidad accidental.

a. Según el R.N.E se considera el 5 % de excentricidad accidental.

– $e_x = 0,05 \times 23,34 = 1,167 \text{ m}$

– $e_y = 0,05 \times 11,24 = 0,562 \text{ m}$

b. Centro de masa en “x” y “y”

Tabla 65*Centros de masa calculado en Excel*

Nivel	CM “x” (m)	CM “y” (m)
6	5,18	10,83
5	5,51	11,74
4	5,51	11,74
3	5,51	11,74
2	5,65	11,96
1	5,70	11,90

c. Centro de rigidez CRx; CRy (ETABS 2015).

Tabla 66*Centros de rigidez*

Nivel	CR “x” (m)	CR “y” (m)
6	5,66	10,11
5	5,92	12,09
4	6,13	12,62
3	6,17	12,58
2	6,42	12,72
1	6,73	12,55

d. *Excentricidad reglamentaria.*

- Excentricidad accidental = $0,05 \cdot L$
- Excentricidad teórica = $C_{rigidez} \cdot C_{masa}$
- Excentricidad reglamentaria = Excentricidad accidental + Excentricidad teórica.

Tabla 67
Excentricidad

Nivel	Exc. accidental		Exc. teórica		Exc. reglamentaria	
	eacc x	eacc y	ext	eyt	ex cal. (m)	ey cal. (m)
6	1,17	0,56	0,49	0,72	1,65	1,28
5	1,17	0,56	0,41	0,34	1,58	0,91
4	1,17	0,56	0,62	0,88	1,79	1,44
3	1,17	0,56	0,66	0,84	1,83	1,41
2	1,17	0,56	0,78	0,76	1,94	1,32
1	1,17	0,56	1,04	0,65	2,20	1,21

4.7.3.3. Control de derivas y desplazamientos obtenidos en el ETABS.

Como se muestra en la tabla 68 y 69, figuran los límites de desplazamientos del entrepiso según la Norma técnica E.030 del 2006 para evitar daño excesivo en la estructura de concreto armado considerando como el límite máximo es de 0,007.

Los datos DRIFT (análisis estático) son obtenidos del software ETABS 2015 V.15.2.0.

Tabla 68*Deriva máxima en la dirección "x"*

Piso	Eje	DRIFT=D	D*0.75*R	Max. Perm.	Verificación
Story6	SEX	0,0011	0,0036	0,007	Sí cumple
Story6	SEX+++	0,0010	0,0034	0,007	Sí cumple
Story6	SEX---	0,0013	0,0042	0,007	Sí cumple
Story5	SEX	0,0012	0,0039	0,007	Sí cumple
Story5	SEX+++	0,0011	0,0037	0,007	Sí cumple
Story5	SEX---	0,0015	0,0050	0,007	Sí cumple
Story4	SEX	0,0012	0,0039	0,007	Sí cumple
Story4	SEX+++	0,0011	0,0038	0,007	Sí cumple
Story4	SEX---	0,0015	0,0050	0,007	Sí cumple
Story3	SEX	0,0010	0,0035	0,007	Sí cumple
Story3	SEX+++	0,0011	0,0037	0,007	Sí cumple
Story3	SEX---	0,0013	0,0045	0,007	Sí cumple
Story2	SEX	0,0008	0,0027	0,007	Sí cumple
Story2	SEX+++	0,0009	0,0030	0,007	Sí cumple
Story2	SEX---	0,0010	0,0035	0,007	Sí cumple
Story1	SEX	0,0004	0,0012	0,007	Sí cumple
Story1	SEX+++	0,0004	0,0015	0,007	Sí cumple
Story1	SEX---	0,0005	0,0016	0,007	Sí cumple
Máximo			0,0050		

Tabla 69*Deriva máxima en la dirección "y"*

Piso	Eje	Drift=D	D*0,75*R	Max. Perm.	Verificación
Story6	SEY	0,0009	0,0029	0,007	Sí cumple
Story6	SEY+++	0,0010	0,0033	0,007	Sí cumple
Story6	SEY---	0,0009	0,0031	0,007	Sí cumple
Story5	SEY	0,0011	0,0036	0,007	Sí cumple
Story5	SEY+++	0,0010	0,0035	0,007	Sí cumple
Story5	SEY---	0,0012	0,0039	0,007	Sí cumple
Story4	SEY	0,0012	0,0040	0,007	Sí cumple
Story4	SEY+++	0,0011	0,0037	0,007	Sí cumple
Story4	SEY---	0,0013	0,0044	0,007	Sí cumple
Story3	SEY	0,0012	0,0040	0,007	Sí cumple
Story3	SEY+++	0,0011	0,0037	0,007	Sí cumple
Story3	SEY---	0,0013	0,0044	0,007	Sí cumple

Tabla 69
Deriva máxima en la dirección “y” (continuación)

Piso	Eje	Drift=D	D*0,75*R	Max. Perm.	Verificación
Story2	SEY	0,0010	0,0034	0,007	Sí cumple
Story2	SEY+++	0,0009	0,0031	0,007	Sí cumple
Story2	SEY---	0,0011	0,0037	0,007	Sí cumple
Story1	SEY	0,0005	0,0017	0,007	Sí cumple
Story1	SEY+++	0,0005	0,0015	0,007	Sí cumple
Story1	SEY---	0,0005	0,0018	0,007	Sí cumple
Máximo			0,0044		

Según lo mostrado en la tabla 68 y 69 los datos hallados son menores a los recomendados por la Norma Técnica de Edificación E.030 del 2006.

- En la dirección “x”, se obtuvo una deriva máxima = 0,0050 < 0,007.....ok.
- En la dirección “y”, se obtuvo una deriva máxima = 0,0044 < 0,007.....ok.

Los desplazamientos obtenidos del ETBS V.15.2.0, se han multiplicado por 0,75*R, con la finalidad de obtener un desplazamiento plástico real.

Por consiguiente, el edificio que tiene un tipo de estructura sistema *muros estructurales* de concreto armado, soportara adecuadamente eventos sísmicos, indicando que su rigidez de los elementos verticales es correcta.

4.7.4. Análisis sísmico dinámico E.030 del 2006 (ETABS 2015)

4.7.4.1. Análisis dinámico modal espectral E.030 del 2006 (ETABS).

Utilizando el espectro de pseudo aceleraciones para cada dirección se define con la ecuación 161.

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g \dots\dots\dots [Ecuación 161]$$

a. *Distribución de masas por alturas.*

La masa traslacional (Mt) y la masa rotacional (Mr) en estructuras irregulares, se calculará mediante la ecuación 162 y 163.

$$Mt = \frac{Pi}{g} * Tn * \frac{S^2}{m} \dots\dots\dots[Ecuación 162]$$

$$Mr = \frac{Mt * (Lx^2 + Ly^2)}{12} * (Tn * \frac{S^2}{m}) \dots\dots\dots[Ecuación 163]$$

Tabla 70

Cálculo de las masas traslacionales (eje “x”, “y”) y rotacional (eje “z”) para cada nivel

Piso	Pi(t)	g	Lx	Ly	Mt	Mr
6	116,00	9,81	11,24	23,34	11,82	661,29
5	282,94	9,81	11,24	23,34	28,84	1 612,98
4	288,30	9,81	11,24	23,34	29,39	1 643,53
3	288,30	9,81	11,24	23,34	29,39	1 643,53
2	290,16	9,81	11,24	23,34	29,58	1 654,15
1	279,28	9,81	11,24	23,34	28,47	1 592,12

b. *Aceleración espectral.*

En este tipo de análisis para cada dirección se usa un espectro de pseudo aceleraciones que se define por la ecuación 164.

$$Sa = \frac{Z * U * C * S}{R} * g \dots\dots\dots[Ecuación 164]$$

Donde el factor de escala (F.E) se define con la ecuación 165.

$$F.e = \frac{Vestático}{Vdinámico} \dots\dots\dots[Ecuación 165]$$

Tabla 71

Factor de escalamiento

Datos	Símbolo	Valor
Factor de zona (zona 3)	Z	0,40
Factor de uso (hotel)	U	1,00
Factor de suelo (suelo intermedio)	S	1,20
Gravedad	g	9,81
Factor de reducción (irregular)	R	4,50
Factor de escalamiento eje "x"	F.E.	1,31
Factor de escalamiento eje "y"	F.E.	1,24

Factor de amplificación sísmica E.030 del 2016 ($\xi = 5\%$ de amortiguamiento).

$$C = 2.5 (T_P/T_L); C \leq 2.5 \dots\dots\dots [Ecuación 166]$$

El espectro, para el eje “x” y “y” describe el comportamiento, de un movimiento sísmico para un suelo del tipo S₂ (intermedio T_P = 0,60 s y S = 1,2 s).

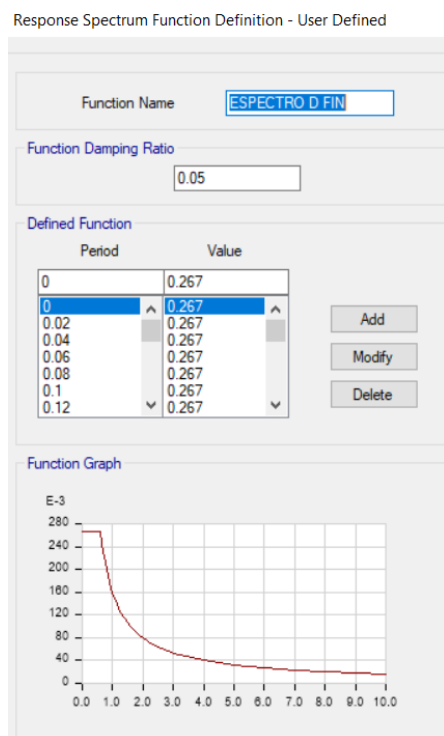


Figura 50. Espectro de diseño

Tabla 72
Espectro de diseño

T	Sa/g	T	Sa/g	T	Sa/g
0,000	0,267	0,550	0,267	1,800	0,089
0,020	0,267	0,600	0,267	1,900	0,084
0,040	0,267	0,650	0,246	2,000	0,080
0,060	0,267	0,700	0,229	2,200	0,073
0,080	0,267	0,750	0,213	2,400	0,067
0,100	0,267	0,800	0,200	2,600	0,062
0,120	0,267	0,850	0,188	2,800	0,057
0,140	0,267	0,900	0,178	3,000	0,053
0,160	0,267	0,950	0,168	4,000	0,040
0,180	0,267	1,000	0,160	5,000	0,032
0,200	0,267	1,100	0,145	6,000	0,027
0,250	0,267	1,200	0,133	7,000	0,023
0,300	0,267	1,300	0,123	8,000	0,020
0,350	0,267	1,400	0,114	9,000	0,018
0,400	0,267	1,500	0,107	10,000	0,016
0,450	0,267	1,600	0,100		
0,500	0,267	1,700	0,094		

c. Modos de vibración de la estructura.

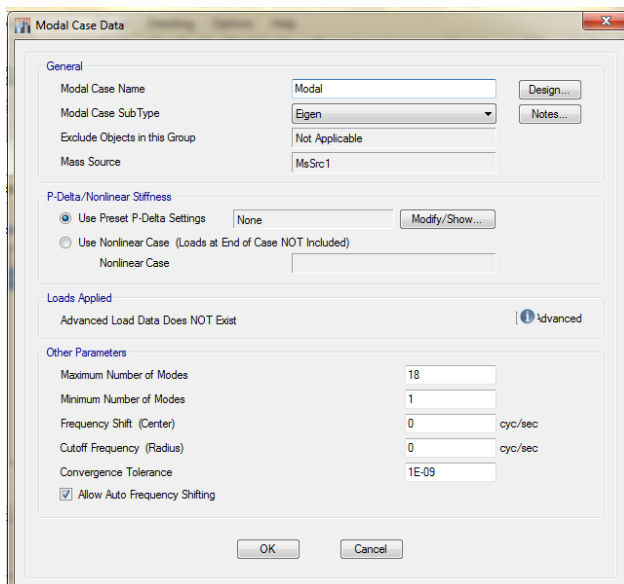


Figura 51. Load case

Se considerarán los 18 modos de vibración.

Tabla 73*Periodo y masas participativas*

Case	Mode	Period (s)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,362	0,081	0,592	0,000	0,081	0,592
Modal	2	0,339	0,559	0,120	0,000	0,640	0,712
Modal	3	0,290	0,070	0,022	0,000	0,710	0,734
Modal	4	0,096	0,001	0,159	0,000	0,712	0,893
Modal	5	0,079	0,178	0,002	0,000	0,889	0,895
Modal	6	0,074	0,013	0,003	0,000	0,902	0,898
Modal	7	0,051	0,001	0,039	0,000	0,902	0,936
Modal	8	0,044	0,004	0,017	0,000	0,906	0,953
Modal	9	0,036	0,049	0,001	0,000	0,956	0,954
Modal	10	0,031	0,000	0,000	0,000	0,956	0,954
Modal	11	0,030	0,000	0,025	0,000	0,956	0,978
Modal	12	0,030	0,000	0,000	0,000	0,956	0,979
Modal	13	0,027	0,008	0,001	0,000	0,964	0,979
Modal	14	0,025	0,000	0,000	0,000	0,964	0,979
Modal	15	0,025	0,000	0,000	0,000	0,964	0,979
Modal	16	0,025	0,000	0,000	0,000	0,964	0,980
Modal	17	0,025	0,000	0,000	0,000	0,964	0,980
Modal	18	0,024	0,000	0,000	0,000	0,964	0,980

Tabla 74*Modos de vibración*

Modo de vibración	Efecto
1	Traslación en el eje "x"
2	Traslación en el eje "y"
3	Rotación
4	Traslación en el eje "x"
5	Traslación en el eje "y"
6	Rotación
7	Traslación en el eje "x"
8	Traslación en el eje "y"
9	Rotación
10	Traslación en el eje "x"
11	Traslación en el eje "y"
12	Rotación
13	Traslación en el eje "x"
14	Traslación en el eje "y"
15	Rotación
16	Traslación en el eje "x"
17	Traslación en el eje "y"
18	Rotación

Al ejecutar la simulación en el ETABS 2015 V.15.2.0, fue posible observar la simulación de estos efectos en la estructura.

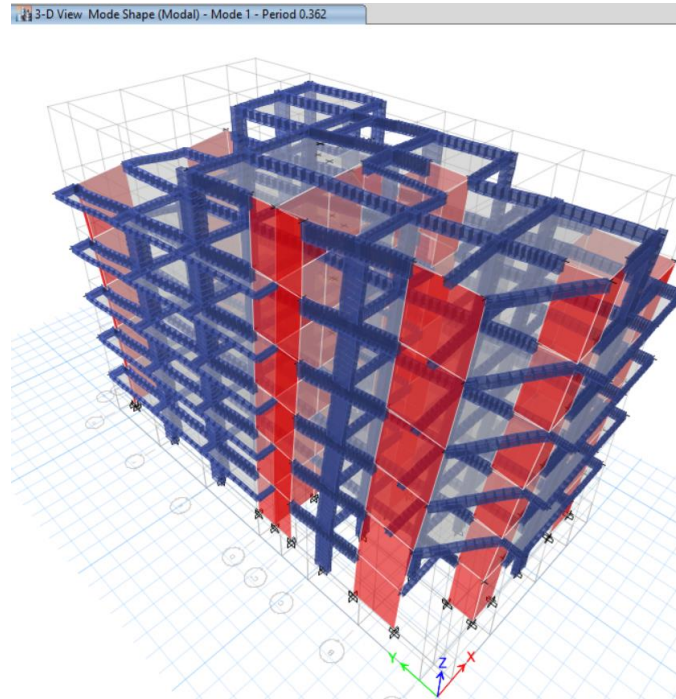


Figura 52. Modo 1 (traslación en el eje “x”) periodo 0,362

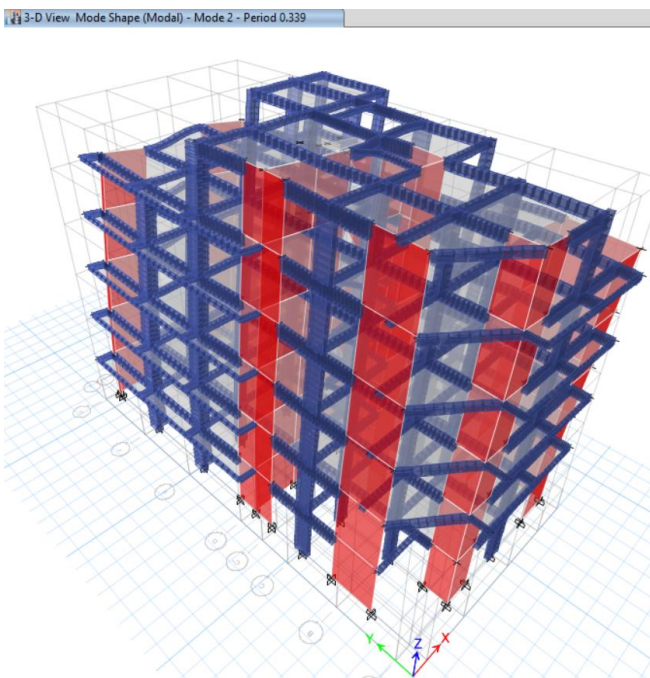


Figura 53. Modo 2 (traslación en el eje “y”) periodo 0,339

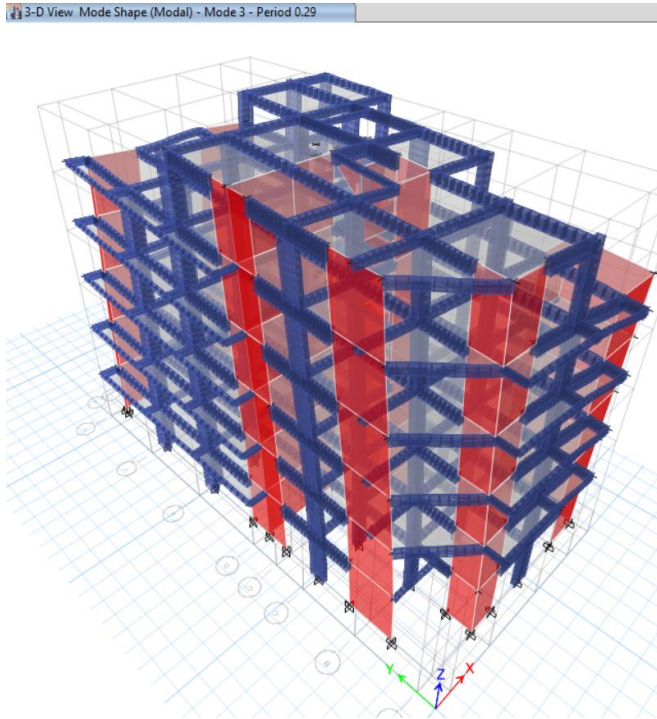


Figura 54. Modo 3 (rotación) periodo 0,29

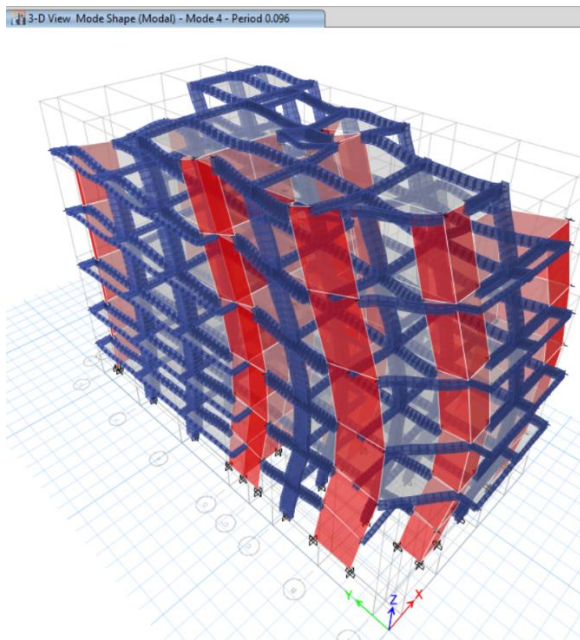


Figura 55. Modo 4 (traslación en el eje "x") periodo 0,096

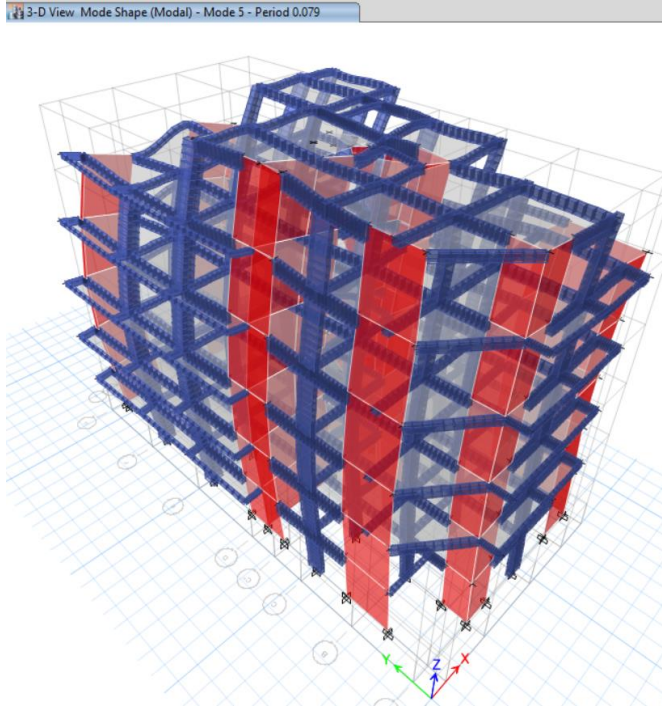


Figura 56. Modo 5 (traslación en el eje “y”) periodo 0,079

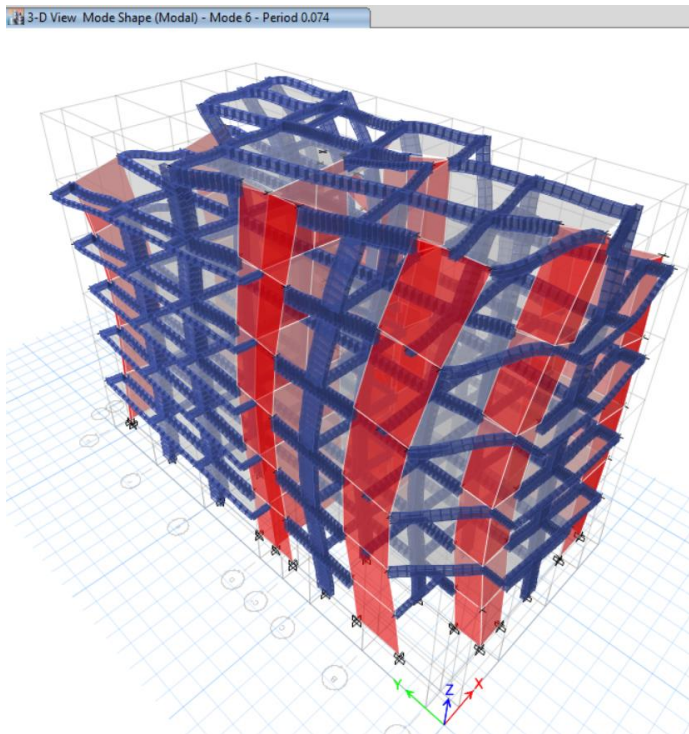


Figura 57. Modo 6 (rotación) periodo 0,074

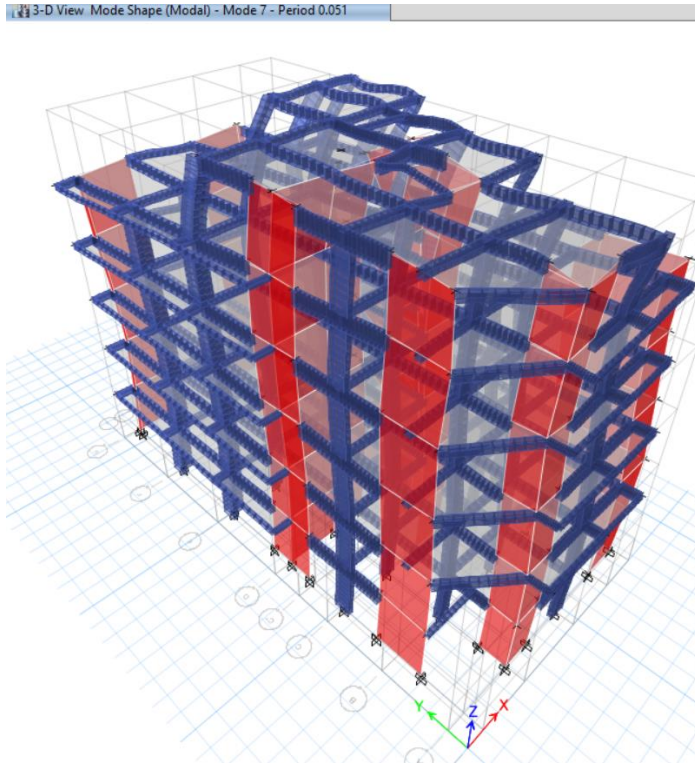


Figura 58. Modo 7 (traslación en el eje “x”) periodo 0,051

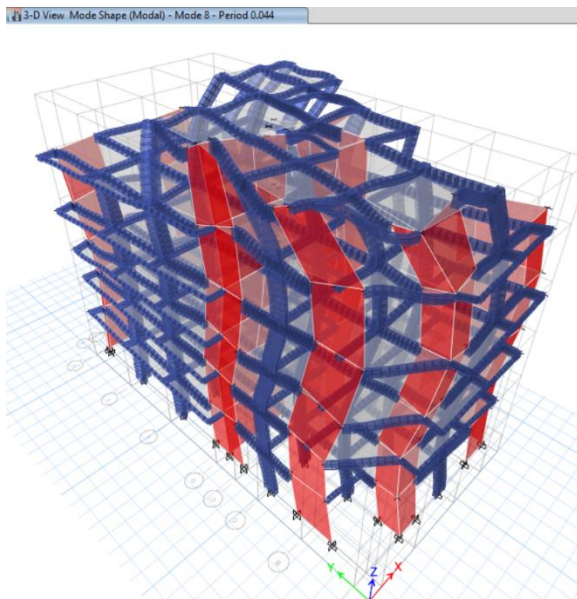


Figura 59. Modo 8 (traslación en el eje “y”) periodo 0,044

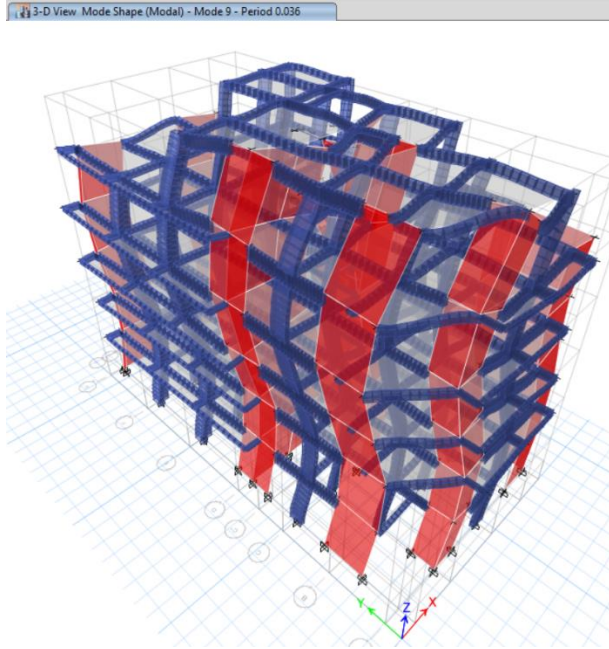


Figura 60. Modo 9 (rotación) periodo 0,036

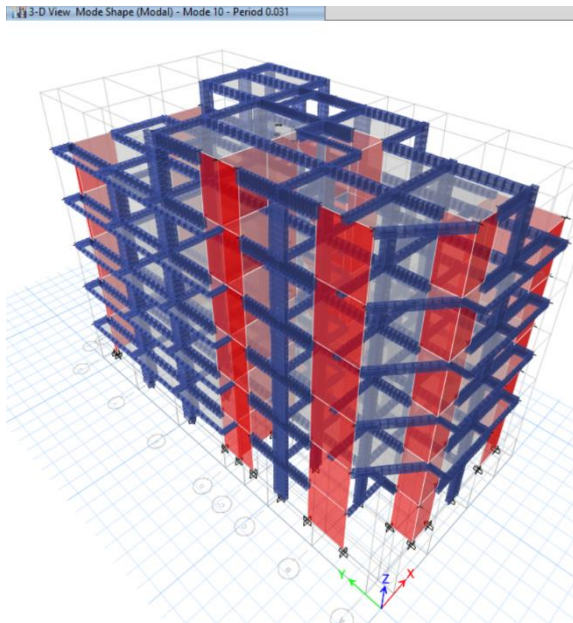


Figura 61. Modo 10 (traslación en el eje "x") periodo 0,031

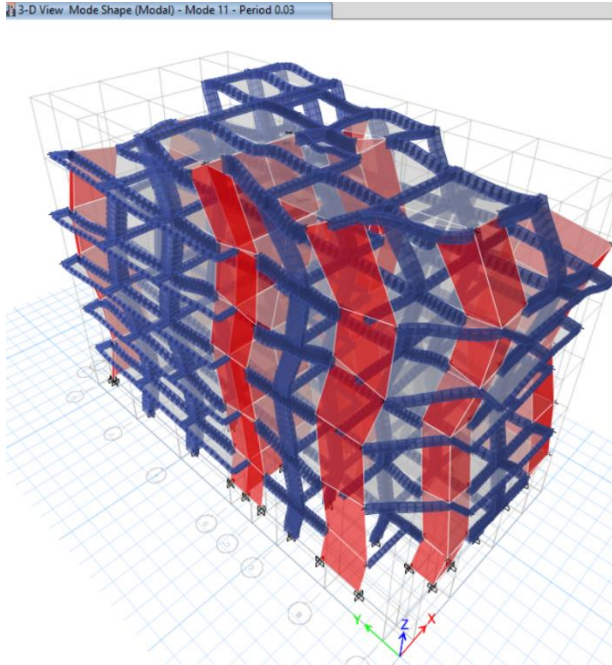


Figura 62. Modo 11 (traslación en el eje “y”) periodo 0,03

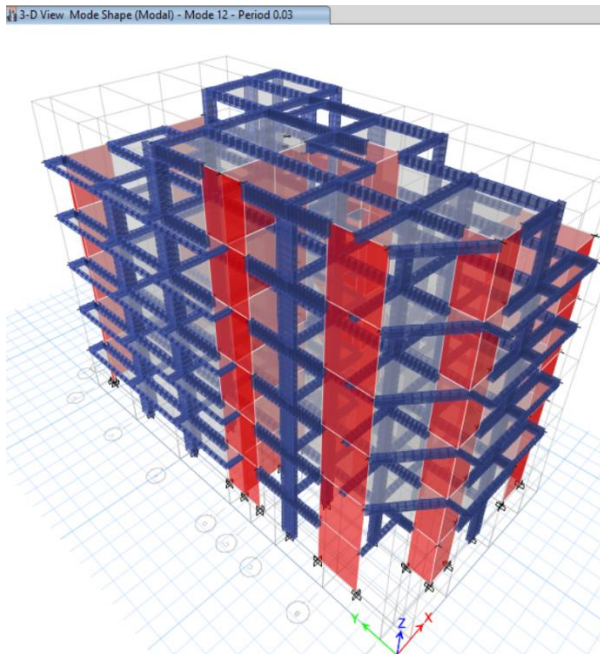


Figura 63. Modo 12 (rotación) periodo 0,03

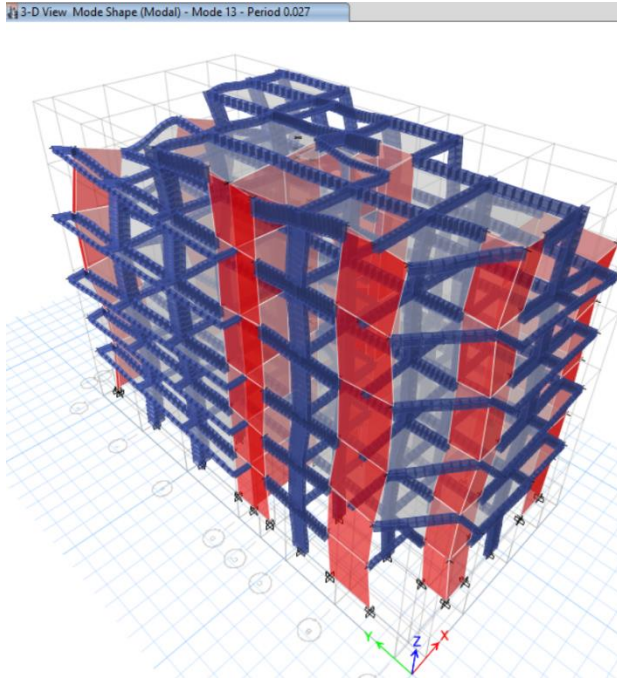


Figura 64. Modo 13 (traslación en el eje “x”) periodo 0,027

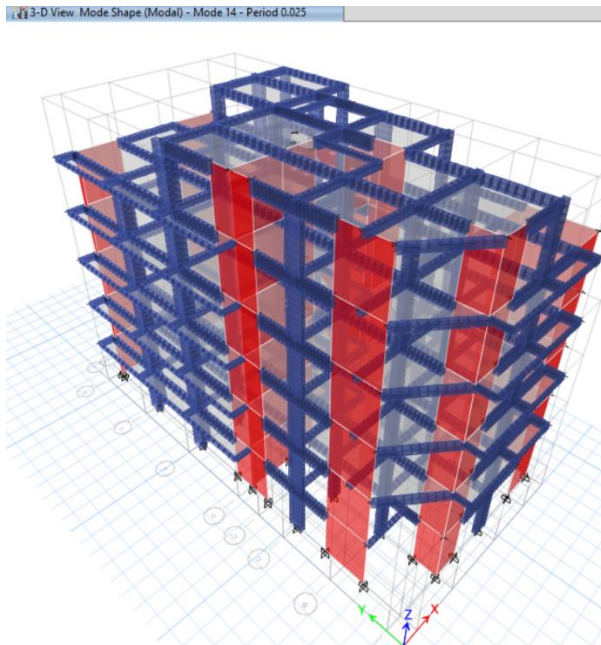


Figura 65. Modo 14 (traslación en el eje “y”) periodo 0,025

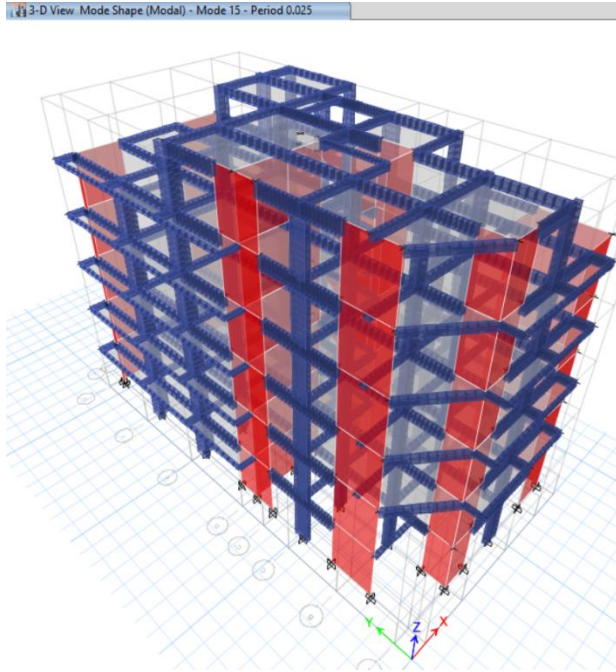


Figura 66. Modo 15 (rotación) periodo 0,025

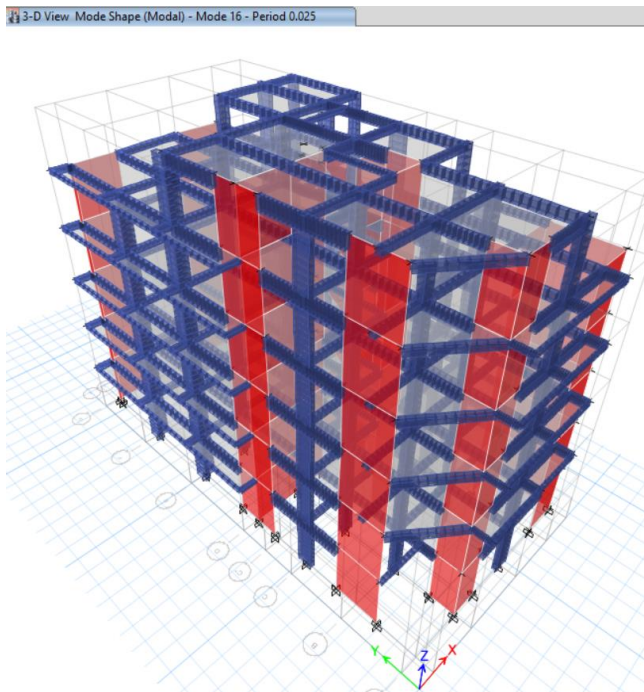


Figura 67. Modo 16 (traslación en el eje "x") periodo 0,025

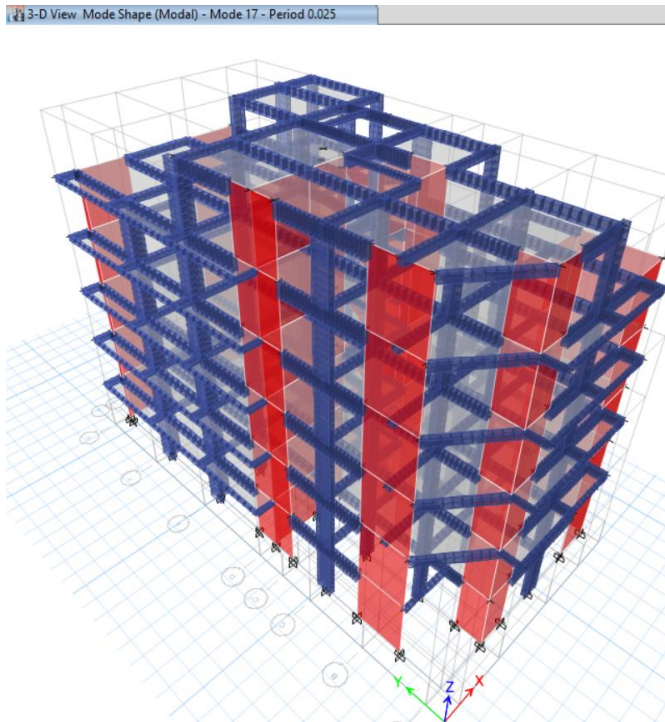


Figura 68. Modo 17 (traslación en el eje “y”) periodo 0,025

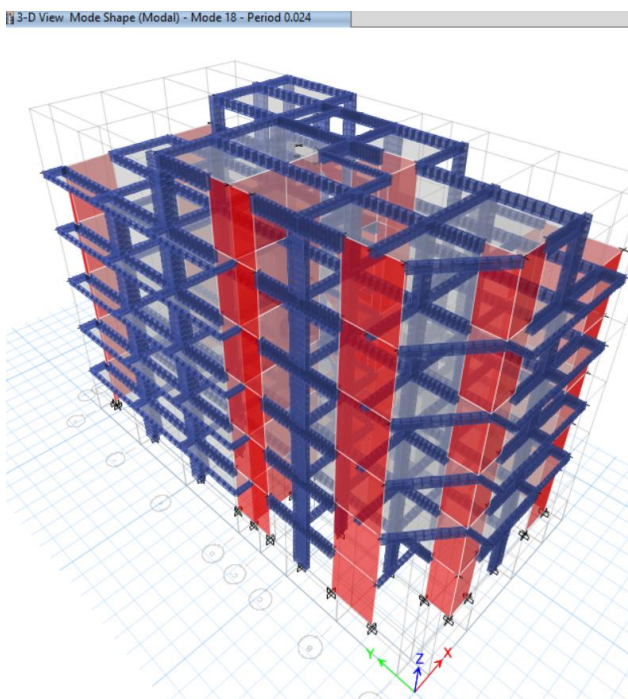


Figura 69. Modo 18 (rotación) periodo 0,024

d. Verificación de la fuerza mínima en la base.

El edificio tiene una forma *irregular*, la fuerza cortante en la base calculada mediante el análisis dinámico no deberá ser menor que el 90 % de la fuerza cortante en la base calculada mediante el análisis estático, como se muestra en la ecuación 167. En caso contrario, se escalará proporcionalmente todos los resultados obtenidos a excepción de los desplazamientos.

$$0,9 (V_{estático}) < (V_{dinámico}) \dots\dots\dots [Ecuación 167]$$

A continuación, se muestra la fuerza cortante en la base, del análisis estático.

Tabla 75
Parámetros estáticos cortante estática

Parámetros de diseño		En el eje “x”	En el eje “y”
Factor de zona	Z	0,40	0,40
Factor de uso	U	1,00	1,00
Factor de suelo	S	1,20	1,20
Coefficiente de reducción	R	4,50	4,50
Peso de la edificación	P	1 544,99 t	1 544,99 t
Factor de amplificación sísmica	C	2,50	2,50
Cortante en la base (t)	V	412,00 t	412,00 t

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf
Story1	SISMO D-X Max	Bottom	0	283.7102	77.9115
Story1	SISMO D-Y Max	Bottom	0	77.9115	298.9441

Figura 70. Fuerza cortante en la base calculada por el análisis dinámico modal espectral

Tabla 76*Verificación de la fuerza cortante en la base*

Dirección	90 % (Vestático)	Vdinámico	0,9(Vestático)<(Vdinámico)
X	370,80	283,71	No cumple
Y	370,80	298,94	No cumple

En la verificación de la fuerza cortante en la base en ambas direcciones no cumple con la condición indicada en la Norma ($0,9 \cdot V_{\text{vestático}} < V_{\text{dinámico}}$) por lo que si será necesario incrementar la cortante para cumplir los mínimos señalados en la norma E.030 del 2006.

e. Control de derivas y desplazamientos obtenidos con el ETABS 2015.

Mostramos los resultados obtenidos del análisis sísmico dinámico modal espectral en el programa ETABS 2015 V.15.2.0.

Tabla 77*Derivas máximas en la dirección "x"*

Piso	Drift=D	D*0.75*R	Max. perm.	Verificación
6	0,0010	0,0032	0,007	Sí cumple
5	0,0012	0,0042	0,007	Sí cumple
4	0,0012	0,0042	0,007	Sí cumple
3	0,0011	0,0038	0,007	Sí cumple
2	0,0009	0,0029	0,007	Sí cumple
1	0,0004	0,0013	0,007	Sí cumple
Máximo		0,0042		

Tabla 78*Derivas máximas en la dirección "y"*

Piso	Drift=D	D*0.75*R	Max. perm.	Verificación
6	0,0007	0,0023	0,007	Sí cumple
5	0,0009	0,0029	0,007	Sí cumple
4	0,0010	0,0032	0,007	Sí cumple
3	0,0010	0,0032	0,007	Sí cumple

Tabla 78*Derivas máximas en la dirección “y” (continuación)*

Piso	Drift=D	D*0.75*R	Max. perm.	Verificación
2	0,0008	0,0027	0,007	Sí cumple
1	0,0004	0,0013	0,007	Sí cumple
Máximo		0,0032		

Como se observa los máximos valores encontrados son menores a lo recomendado por la Norma E.030 (2006).

- En la dirección (X) se obtuvo una deriva máxima de $0,0042 < 0,007$ok.
- En la dirección (Y) se obtuvo una deriva máxima de $0,0032 < 0,007$ok.

Los resultados mostrados ya han sido multiplicados por 0,75R con el fin de obtener el desplazamiento plástico (real) de la estructura. Por tanto, la estructura *muros estructurales* de concreto armado responderá satisfactoriamente ante un evento sísmico por lo que se puede indicar que la rigidez de los elementos verticales es óptima.

4.8. Diseño de elementos estructurales con la E.030 2016

Los planos de estructuras con la Norma E.030 del 2016 se mostrarán en el apéndice B.

4.8.1. Diseño de losa aligerada

Según los datos obtenidos del análisis estructural y haber cumplido con las derivas máximas permitidas, se procedió al diseño de concreto armado de la losa aligerada, detallando en los planos la cantidad de acero hallado.

1) METRADOS DE CARGA EJE E-F/1-5

Considerando un ancho tributario de b=40 cm correspondiente a cada vigueta y se calculara por 1 m de vigueta.

a. carga muerta sobre vigueta

peso propio de la vigueta = 1,00 0,10 0,15 2400 = 36,00 kg/m
 peso propio de la losa = 1,00 0,40 0,05 2400 = 48,00 kg/m
 peso de los ladrillos huecos = 100 x 8,00 = 26,67 kg/m
 30

ladrillos 0.30x0.30x0.15 (8kg c/u)
 1,00 0,40 300 = 120,00 kg/m
Peso total carga muerta CM= 230,67 kg/m

b. carga viva sobre vigueta

peso sobre de la vigueta = 0,40 1,00 400 = 160,00 kg/m
Peso total carga viva CV= 160,00 kg/m

c. carga de diseño amplificada

WU= 1,4CM+1,7CV
 WU= 594,93

2) ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Condiciones de uso:

- a) Que exista dos ó más claros contiguos = cumple
- b) Diferencia entre claros adyacentes ≤20% = cumple
- c) Cargas uniformes repartidas = cumple
- d) CV<3*CM = cumple
- e) Los elementos son prismáticos = cumple

Al cumplir las condiciones, usaremos el método de los coeficientes del ACI por simplificación. J. Ortega Pág 111

WU = 594,9 kg

	WuL ² /24 437	WuL ² /10 919	WuL ² /11 835	WuL ² /11 571	WuL ² /11 571	WuL ² /11 318	WuL ² /10 350	WuL ² /24 100
□	4,2	2	3,66	3	2,84	4	2,01	□
1	WuL ² /14 750		WuL ² /16 498		WuL ² /16 300		WuL ² /14 172	5

2.1) DISEÑO DEL REFUERZO LONGITUDINAL

a. Apoyo 1 (M-) MU= 437 kg-m b= 10 cm d= 17,52 cm h = 20 cm
 Se va a utilizar Ø 1/2" Asb = 1,27 cm²

$$a = \frac{As * fy}{0,85 * f'c * b} \quad As = \frac{Mu}{\phi * fy * (d - \frac{a}{2})}$$

a= 1,63 As= 0,69 cm²

Verificación de acero mínimo Se debe colocar el acero calculado

Asmín = 0,0033bd

Asmín = 0,58 cm²

As = 0,69 cm²

Verificación de acero máximo

Asmax= 0,016bd

Asmax = 2,80 cm²

Asmín<As<Asmax

0,58 < 0,69 < 2,80 **VERDADERO**

Figura 71. Diseño de losa aligerada

Apoyo 1 (M-)	As = 0,69 cm ²	Usar:	1 φ1/2"	+	0 φ3/8"	=	1,27 cm ²	OK
Tramo 1 2 (M+)	As = 2,31 cm ²	Usar:	2 φ1/2"	+	0 φ3/8"	=	2,54 cm ²	OK
Apoyo 2 (M-)	As = 1,55 cm ²	Usar:	2 φ1/2"	+	0 φ3/8"	=	2,54 cm ²	OK
Tramo 2 3 (M+)	As = 2,31 cm ²	Usar:	2 φ1/2"	+	0 φ3/8"	=	2,54 cm ²	OK
Apoyo 3 (M-)	As = 0,92 cm ²	Usar:	1 φ1/2"	+	0 φ3/8"	=	1,27 cm ²	OK
Tramo 3 4 (M+)	As = 2,31 cm ²	Usar:	2 φ1/2"	+	0 φ3/8"	=	2,54 cm ²	OK
Apoyo 4 (M-)	As = 0,58 cm ²	Usar:	1 φ1/2"	+	0 φ3/8"	=	1,27 cm ²	OK
Tramo 4 5 (M+)	As = 2,31 cm ²	Usar:	2 φ1/2"	+	0 φ3/8"	=	2,54 cm ²	OK
Apoyo 5 (M-)	As = 0,58 cm ²	Usar:	1 φ1/2"	+	0 φ3/8"	=	1,27 cm ²	OK

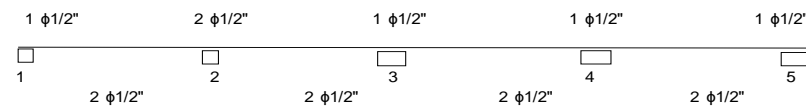


Figura 72. Resumen del diseño de losa aligerada

2.2) Verificación al Corte

WU = 595 kg $\phi = 0,85$ b = 10 cm d = 17,52 cm h = 20 cm

	WuL/2 1249		WuL/2 1089		WuL/2 845		1,15 WuL/2 688	
1	4,2	2	3,66	3	2,84	4	2,01	5
		-1,15 WuL/2 1437		WuL/2 1089		WuL/2 845		WuL/2 598

Fuerza de Corte máximo Nominal :

V_{máx} = V_{umáx} = 1437 kg

Calculo de la Fuerza de Corte Nominal que puede absorber el Concreto, el reglamento permite aumentar 10% el valor hallado.

$$VC = \phi x 1,1 x 0,53 x \sqrt{f'c} x b x d$$

VCN = 1258 kg

chequeo:

$$V_{umax} \geq V_{cn}$$

1436,76 \geq 1258,42

Como el VCN calculado en el apoyo 2, es menor que la cortante Nominal max. en la viga, se dice que el Concreto no absorbe todos los esfuerzos de corte, por lo tanto fallaría.

El resto de los apoyos como el Vcn es mayor que la cortante Nominal max en la viga (V_{umax}) por lo tanto absorbe todos los esfuerzo de corte.

2.3) Acero de temperatura (losa)

b = 100 cm t = 5 cm

Se coloca As_{mín} = 0,0018bh = 0,90 cm² por 1 metro

Se toma varillas de ϕ 1/4" As_b = 0,32 cm²

Espaciamiento de las barras:

Nro de barras : As/As_b = 2,81 varillas

Espaciamiento: S = b/Nrovarillas = 35,56 cm

Verificación del espaciamiento máx :

S \leq 45cm = 45 se elige el menor

S \leq 5*h = 25 S max = 25 cm

Se asumira el espaciamiento máximo, por razones constructivas se asume:

S = 25 cm

Se colocara, perpendicular a la vigueta.

$\phi = 1/4"$ @ 25 cm

2.4) Detallado del refuerzo.

	0,108Ln+d 63	0,224Ln+d 112	0,24Ln+d 105	0,24Ln+d 105	0,24Ln+d 86	0,24Ln+d 86	0,224Ln+d 63	0,108Ln+d 39
1	24	420	36	366	284	24	201	2
	0,098Ln-d	0,146Ln-d	0,146Ln-d	0,146Ln-d	0,146Ln-d	0,146Ln-d	0,146Ln-d	0,098Ln-d

Criterios de Corte :

* Se debe dar una longitud de desarrollo antes del corte, definido por la selección de: $\phi = 1/2"$ db = 1,27

12db = 15 entonces se elige el mayor = 18 cm

d = 17,52

- Por razones constructivas se colocara acero corrido en cada tramo positivo
- El acero por temperatura se colocara sobre el acero positivo
- El acero negativo se cortará según lo calculado en los puntos de corte

Figura 73. Verificación al corte, acero de temperatura, detalle de refuerzo de losa aligerada

4.8.2. Diseño de viga principal

1.- Apoyo A M(-) SUPERIOR



MU=	7,2153 t-m	Fy=	4200 kg/cm ²
MU=	721530,00 kg-cm	F'c=	210 kg/cm ²
b=	25 cm	φ=	0,9
h=	40 cm	β=	0,85 F'c ≤ 280 kg/cm ²
d=	34 cm		

$$a = \frac{As * fy}{0,85 * f'c * b}$$

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

a (asumido) = d/5

a=	6,80	As=	6,24 cm ²
a=	5,87	As=	6,14 cm ²
a=	5,78	As=	6,14 cm ²
a=	5,78	As=	6,14 cm ² OK

Verificación de cuantía

$$Pb = \frac{0,85 * B * f'c * \left(\frac{6000}{6000 + fy}\right)}{fy} = 0,0213$$

pbmax = 0,5 * pb zona sísmica P máx = 0,0106

$$Pmin = \frac{0,7 * \sqrt{f'c}}{fy} = 0,0024$$

$$P = \frac{As}{bd} = 0,007$$

Chequeo de cuantía

P mín < P < P máx
0,0024 < 0,007 < 0,01063 **VERDADERO**

Se debe colocar el acero calculado

$$As = p * b * d$$

As =	6,14 cm ²
------	----------------------

Usar:	4	φ5/8"	+	0	φ1/2"	=	7,92 cm ²	OK
-------	---	-------	---	---	-------	---	----------------------	-----------

Chequeo de acero

$$Asmin = \frac{0,7 * \sqrt{f'c}}{fy} * b * d = 2,0529 \text{ cm}^2$$

$$Asmax = 0,5 * pb * b * d = 9,03 \text{ cm}^2$$

Asmin < As < Asmax
2,05 < 7,92 < 9,03 **VERDADERO**

Recubrimiento	8,00
Espaciamiento	7,62
Σ diámetros	6,35
φ estribo 3/8"	1,91
	23,88 OK

Colocar el acero en una fila

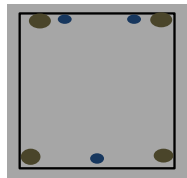
Ø en "	# de fierros	Area cm ²	Diámetros
3/8	0	0,00	0,00
1/2	0	0,00	0,00
5/8	4	7,92	6,35
3/4	0	0,00	0,00
1	0	0,00	0,00
1 1/4	0	0,00	0,00
1/2	0	0,00	0,00
	7,62	7,92	6,35

Figura 74. Diseño por flexión de viga principal VP-1 (eje 2-2/A-B)

RESUMEN

VIGA VP-1 (EJE 2-2/A-B)

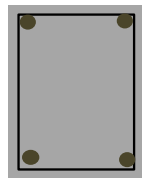
1 Apoyo A M(-) SUPERIOR	4	$\phi 5/8"$	+	0	$\phi 1/2"$	=	7,92	cm ²
2 Apoyo A M(+) INFERIOR	3	$\phi 5/8"$	+	0	$\phi 1/2"$	=	5,94	cm ²
3 Apoyo A-B M(-) CENTRAL SUPERIOR	0	$\phi 5/8"$	+	2	$\phi 1/2"$	=	2,53	cm ²
4 Apoyo A-B M(+) CENTRAL INFERIOR	0	$\phi 5/8"$	+	2	$\phi 1/2"$	=	2,53	cm ²
5 Apoyo B M(-) SUPERIOR	2	$\phi 5/8"$	+	0	$\phi 1/2"$	=	3,96	cm ²
6 Apoyo B M(+) INFERIOR	0	$\phi 5/8"$	+	3	$\phi 1/2"$	=	3,80	cm ²



4 $\phi 5/8"$

3 $\phi 5/8"$

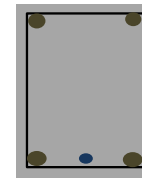
SECCIÓN 3-3 (EXT. IZQUIERDO)



2 $\phi 1/2"$

2 $\phi 1/2"$

SECCIÓN 1-1 (CENTRAL)

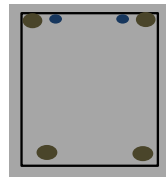


2 $\phi 5/8"$

3 $\phi 1/2"$

SECCIÓN 2-2 (EXT. DERECHO)

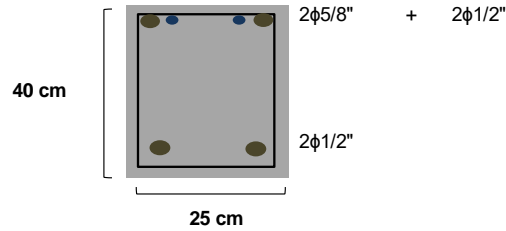
VIGA VP-1 (EJE 2-2/A-B)



2 $\phi 5/8"$ + 2 $\phi 1/2"$

2 $\phi 1/2"$

DISEÑO FINAL DE LA VP-1 DEL PRIMER PISO



2 $\phi 5/8"$ + 2 $\phi 1/2"$

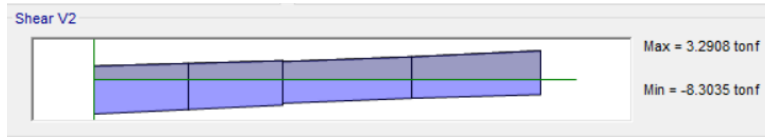
2 $\phi 1/2"$

25 cm

Figura 75. Resumen del diseño por flexión de viga principal VP-1 (eje 2-2/A-B)

DISEÑO POR CORTE (VP-1)

1.- Tramo A-B Vu(MAYOR)



VU= 8,3035 t
 VU max = 8303,50 kg
 b= 25 cm
 h= 40 cm
 d= 34 cm
 Fy= 4200 kg/cm²
 F'c= 210 kg/cm²
 φ= 0,85
 Av= 1,425 cm²

a) CORTANTE RESISTIDO POR EL CONCRETO

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Vc= 6528,37 kg

b) CORTANTE RESISTIDO POR EL ACERO DE REFUERZO

como: $V_{ud} \leq \phi V_n$

$\phi V_n = \phi(V_c + V_s)$

obtenemos:

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

Vs= 3240,46 kg

chequeo:

$V_u \geq V_c$
 8303,50 \geq 6528,37 **Necesita Refuerzo**

Øen "	# de fierros	Area cm ²	Diámetros
3/8	1	0,71	0,95
1/2	1	1,27	1,27
5/8	0	0,00	0,00
3/4	0	0,00	0,00
1	0	0,00	0,00
1 1/4	0	0,00	0,00
1/2	0	0,00	0,00
	2,5	1,98	2,22

c) CÁLCULO DEL ESPACIAMIENTO "S"

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

S= 62,80 cm

c.1) CÁLCULO DE LA LONGITUD DE CONFINAMIENTO "Lo"

$L_o = 2 * h$

Longitud de confinamiento= 80 cm

espaciamiento máximo:

0,25xd= 8,5 cm
 10xdb= 12,70 cm
 24db= 22,86 cm
 30cm= 30 cm

escogemos el menor= 9 cm

c.2) ZONA CENTRAL:

espaciamiento máximo:

S=0,5*d= 17,00 cm
 S= 17 cm

c.3) CARA DEL ELEMENTO DE APOYO :

espaciamiento máximo:

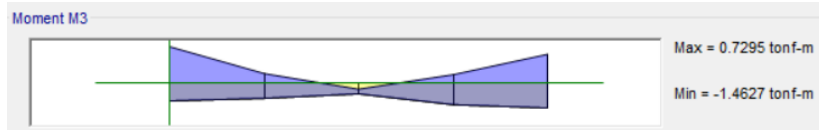
S=10 10,00 cm
 S= 5 cm

Usar: estribo φ3/8": 2@0,05 m + 6@0,10 m + 1@0,15 m + Rto@0,20 m

Figura 76. Diseño por corte de viga principal VP-1 (eje 2-2/A-B)

4.8.3. Diseño de viga secundaria

1.- Apoyo 1 M(-) SUPERIOR



MU= 1,4627 t-m
 MU= 146270,00 kg-cm
 b= 25 cm
 h= 30 cm
 d= 24 cm

Fy= 4200 kg/cm²
 F'c= 210 kg/cm²
 φ= 0,9
 β= 0,85 F'c ≤ 280 kg/cm²

$$a = \frac{As * fy}{0,85 * f'c * b}$$

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

a (asumido) = d/5

a= 4,80
 a= 1,69
 a= 1,57
 a= 1,57

As= 1,79 cm²
 As= 1,67 cm²
 As= 1,67 cm²
 As= 1,67 cm² **OK**

Verificación de cuantía

$$Pb = \frac{0,85 * B * f'c * (\frac{6000}{6000 + fy})}{fy} = 0,0213$$

ρ_{bmax} = 0,5 * p_b zona sísmica P máx = 0,0106

$$P_{min} = \frac{0,7 * \sqrt{f'c}}{fy} = 0,0024$$

$$P = \frac{As}{bd} = 0,003$$

Chequeo de cuantía

P mín < P < P máx
0,0024 < 0,003 < 0,0106 **VERDADERO**

Se debe colocar el acero calculado

$$As = p * b * d$$

As = 1,67 cm²

Usar: 0 φ3/4" + 2 φ1/2" = 2,53 cm² **OK**

Chequeo de acero

$$As_{min} = \frac{0,7 * \sqrt{f'c}}{fy} * b * d = 1,45 \text{ cm}^2 \quad As_{max} = 0,5 * p_b * b * d = 6,38 \text{ cm}^2$$

As_{min} < As < As_{max}
1,45 < 2,53 < 6,38 **VERDADERO**

Recubrimiento	8,00
Espaciamiento	2,50
Σ diámetros	2,54
φ estribo 3/8"	1,91
	14,95 OK

Colocar el acero en una fila

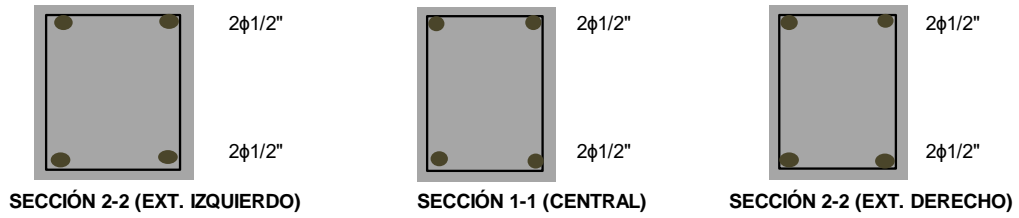
Ø en "	# de fierros	Area cm ²	Diámetros
3/8	0	0,00	0,00
1/2	2	2,53	2,54
5/8	0	0,00	0,00
3/4	0	0,00	0,00
1	0	0,00	0,00
1 1/4	0	0,00	0,00
1/2	0	0,00	0,00
	2,5	2,53	2,54

Figura 77. Diseño por flexión de viga secundaria VS-1 (eje F-F/1-5)

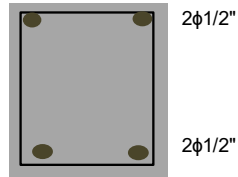
RESUMEN

VIGA VS-1 (EJE F-F/1-5)

1 Apoyo 1 M(-) SUPERIOR	0	$\phi 3/4"$	+	2	$\phi 1/2"$	=	2,53	cm ²
2 Apoyo 1 M(+) INFERIOR	0	$\phi 5/8"$	+	2	$\phi 1/2"$	=	2,53	cm ²
3 Apoyo 1-2 M(-) CENTRAL SUPERIOR	0	$\phi 5/8"$	+	2	$\phi 1/2"$	=	2,53	cm ²
4 Apoyo 1-2 M(+) CENTRAL INFERIOR	0	$\phi 5/8"$	+	2	$\phi 1/2"$	=	2,53	cm ²
5 Apoyo 2 M(-) SUPERIOR	0	$\phi 5/8"$	+	2	$\phi 1/2"$	=	2,53	cm ²
6 Apoyo 2 M(+) INFERIOR	0	$\phi 5/8"$	+	2	$\phi 1/2"$	=	2,53	cm ²



VIGA VS-1 (EJE F-F/1-5)



DISEÑO FINAL DE LA VS-1 DEL PRIMER PISO

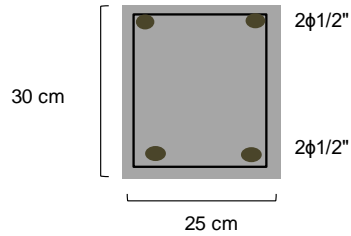
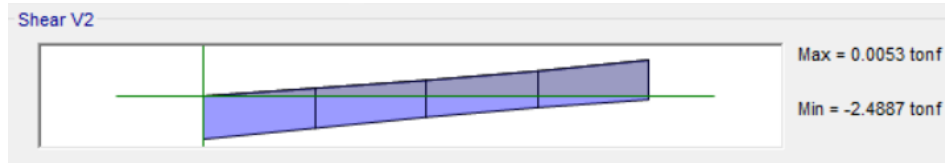


Figura 78. Resumen del diseño por flexión de viga principal VS-1 (eje F-F/1-5)

DISEÑO POR CORTE (VS-1)

1.- Tramo 1-2 Vu(MAYOR)



VU=	2,4887 t	Fy=	4200 kg/cm ²
VU max =	2488,70 kg	F'c=	210 kg/cm ²
b=	25 cm	φ=	0,85
h=	30 cm	Av=	1,425 cm ²
d=	24 cm		

a) CORTANTE RESISTIDO POR EL CONCRETO

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

VC= 4608,26 kg

b) CORTANTE RESISTIDO POR EL ACERO DE REFUERZO

como: $V_{ud} \leq \phi V_n$

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

obtenemos:

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

Vs= -1680,4 kg

chequeo:

Vu	≥	Vc	
2488,70	≥	4608,26	Refuerzo Mínimo

Ø en "	# de fierros	Area cm ²	Diámetros
1/4	1	0,32	0,64
3/8	1	0,71	0,95
1/2	1	1,27	1,27
5/8	0	0,00	0,00
3/4	0	0,00	0,00
1	0	0,00	0,00
1 1/4	0	0,00	0,00
1/2	0	0,00	0,00
	2,5	1,98	2,22

c) CÁLCULO DEL ESPACIAMIENTO "S"

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

S= -85,49 cm

c.1) CÁLCULO DE LA LONGITUD DE CONFINAMIENTO "Lo"

$$L_o = 2 * h$$

Longitud de confinamiento= 60 cm
 espaciamiento máximo:

0,25xd=	6 cm
10xdb=	12,70 cm
24db=	22,86 cm
30cm=	30 cm

escogemos el menor= 6 cm

c.2) ZONA CENTRAL:

espaciamiento máximo:

S=0,5*d=	12,00 cm
S=	12 cm

c.3) CARA DEL ELEMENTO DE APOYO :

espaciamiento máximo:

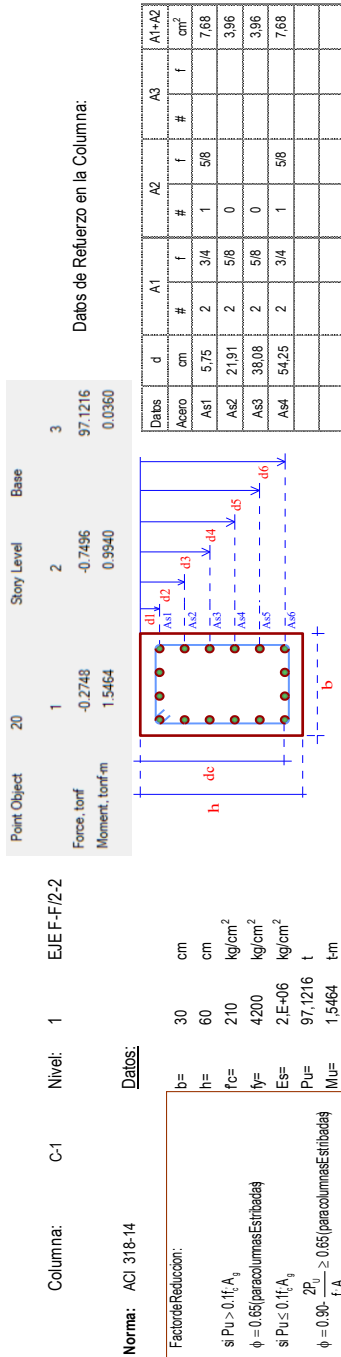
S=10	10,00 cm
S=	5 cm

Usar: estribo φ3/8": 1@0,05 m + 4@0,10 m + 1@0,15 m + Rto@0,20 m

Figura 79. Resumen del diseño por flexión de viga principal VS-1 (eje F-F/1-1)

4.8.4. Diseño de columnas C-1

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA COLUMNAS



a) Condición de Carga Concéntrica

$$P_{no} = 0.85f_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y$$

$$A_g = bh$$

$$A_g = 1800 \text{ cm}^2$$

$$P_{no} = 414,91 \text{ t}$$

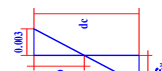
$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

b) Condición Balanceada

$$\epsilon_y = 2,1E-03$$

$$Cb = 3191$$

$$f_{si} = 0,003 \times E_s \times \frac{(c-d)}{c}$$



#	Is	Ps (t)	Brazo (m)	M(t·m)
Is1	4200	32,26	0,24	7,82
Is2	1800,25	7,44	0,08	0,60
Is3	-1159,17	-4,59	-0,08	0,37
Is4	-4200	-32,26	-0,24	7,82
Is5	4200	0	0,30	0
Is6	4200	0	0,30	0
Cc		136,72	0,172	23,56
Ph=		139,57	Mn=	40,18

c) Cálculo de puntos haciendo Varier "C":

Factor de reducción: F = 0,65 Columnas Con Estribos

C	Ph	Mh
cm	t	t·m
3,10	-84,48	3,82
6,20	-35,57	15,95
9,30	-8,06	22,56
12,40	12,34	27,12
15,50	36,69	31,21
18,60	58,41	34,52
21,70	76,10	36,79
24,80	96,29	38,23
27,90	115,95	39,28
31,00	134,34	40,02
34,10	156,82	39,24
37,20	179,69	37,68
40,30	201,09	36,43
43,40	221,33	34,83
46,50	240,64	33,06
49,60	259,19	31,09
52,70	277,13	28,88
55,80	294,55	26,43
58,90	311,53	23,72
62,00	328,14	20,74

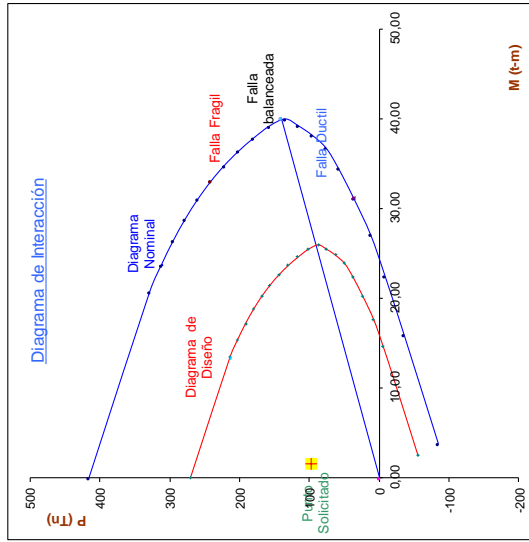


Figura 80. Diseño de columna (eje F-F/2-2)

DISEÑO POR CORTE C-1 (EJE F-F/2-2)

1.- Intersección F-F/2-2

Point Object	20	Story Level	Base
	1	2	3
Force, tonf	-0.2748	-0.7496	97.1216
Moment, tonf-m	1.5464	0.9940	0.0360

VU=	0,7496 t	Ln=	286,00 cm
VU max =	749,60 kg	Fy=	4200 kg/cm ²
b=	30,00 cm	F'c=	210 kg/cm ²
h=	60,00 cm	φ=	0,85
d=	54,25 cm	Av=	1,425 cm ²
Ag=	1800,00 cm ²	Nu=	97,12 t
		Nu=	97121,6 kg

a) CORTANTE RESISTIDO POR EL CONCRETO

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'c} * (1 + \frac{Nu}{140 * Ag}) * b * d$$

Vc= 17318,60 kg

b) CORTANTE RESISTIDO POR EL ACERO DE REFUERZO

como: $V_{ud} \leq \phi V_n$

$\phi V_n = \phi(V_c + V_s)$

obtenemos:

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

Vs= -16436,71 kg

c) CÁLCULO DEL ESPACIAMIENTO "S"

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

S= -19,76 cm

chequeo:

$V_u \geq V_c$
749,60 \geq 17318,60 **Refuerzo Mínimo**

c.1) CÁLCULO DE LA LONGITUD DE CONFINAMIENTO "Lo"

Lo=Ln/6	47,67 cm		
Lo=b	30,00 cm		
Lo=h	60,00 cm		
Lo=	50,00 cm	escogemos el mayor=	60,00 cm

espaciamento S máximo en la zona de confinamiento:

S=8xdb	12,70 cm		
S=b/2	15,00 cm		
S=h/2	30,00 cm		
S=	10,00 cm	escogemos el menor=	10,00 cm

c.2) ZONA CENTRAL:

espaciamento máximo:			
S'=16xdb	25,40 cm		
S'=48xdb	45,72 cm		
S'=b	30,00 cm		
S'=h	60,00 cm		
S'=	30,00 cm	escogemos el menor=	25,40 cm

c.3) CARA DEL ELEMENTO DE APOYO :

espaciamento máximo:			
S=10	10,00 cm		
S=	5,00 cm	escogemos el menor=	5,00 cm

c.4) DENTRO DEL NUDO :

espaciamento máximo:	
S"=	15,00 cm

Usar: estribo $\phi 3/8$: 2@0,05 m + 6@0,10 m + 1@0,15 m + Rto@0,25 m

Figura 81. Diseño por corte de columna C-1 (eje F-F/2-2)

4.8.5. Diseño de columnas C-2

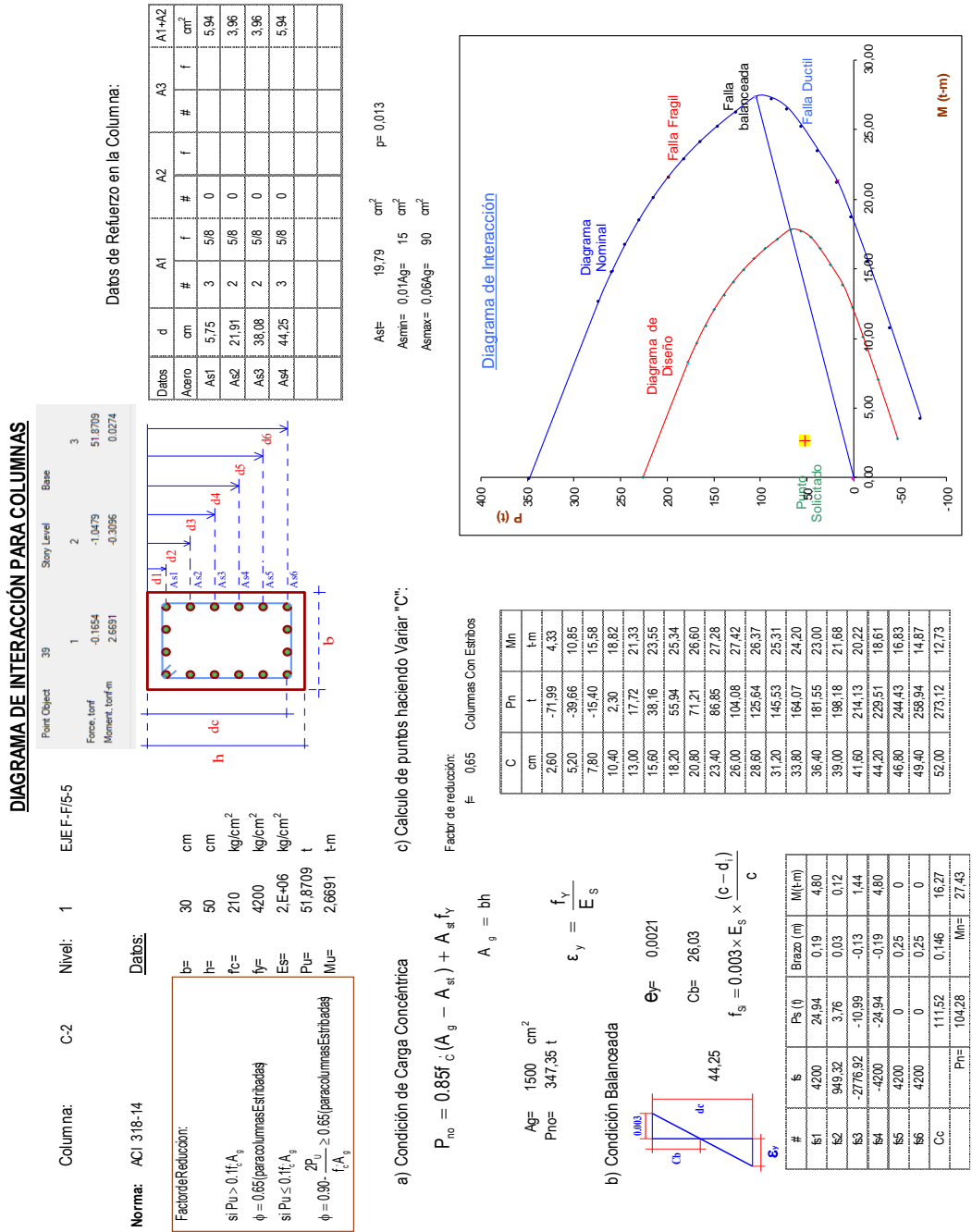


Figura 82. Diseño de columna (eje F-F/5-5)

DISEÑO POR CORTE C-1 (EJE F-F/5-5)

1.- Intersección F-F/5-5

Point Object	39	Story Level	Base
	1	2	3
Force, tonf	-0.1654	-1.0479	51.8709
Moment, tonf-m	2.6691	-0.3096	0.0274

VU= 1,0479 t
 VU max = 1047,90 kg
 b= 30,00 cm
 h= 50,00 cm
 d= 44,25 cm
 Ag= 1500,00 cm²

Ln= 286,00 cm
 Fy= 4200 kg/cm²
 F'c= 210 kg/cm²
 φ= 0,85
 Av= 1,425 cm²
 Nu= 51,87 t
 Nu= 51870,9 kg

a) CORTANTE RESISTIDO POR EL CONCRETO

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'c} * (1 + \frac{Nu}{140 * Ag}) * b * d$$

Vc= 12715,25 kg

b) CORTANTE RESISTIDO POR EL ACERO DE REFUERZO

$$\text{como: } V_{ud} \leq \phi V_n$$

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

obtenemos:

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

Vs= -11482,42 kg

Øen "	# de fierros	Area cm ²	Diámetros
• 3/8	1	0,71	0,95
• 1/2	1	1,27	1,27
• 5/8	1	1,98	1,59
• 3/4	1	2,85	1,91
• 1	0	0,00	0,00
• 1 1/4	0	0,00	0,00
• 1 1/2	0	0,00	0,00
	7,5	6,81	5,72

c) CÁLCULO DEL ESPACIAMIENTO "S"

$$S = \frac{Av * fy * d}{Vs}$$

S= -23,07 cm

chequeo:

$$V_u \geq V_c \quad \text{Refuerzo Mínimo}$$

1047,90 ≥ 12715,25

c.1) CÁLCULO DE LA LONGITUD DE CONFINAMIENTO "Lo"

Lo=Ln/6 47,67 cm
 Lo=b 30,00 cm
 Lo=h 50,00 cm
 Lo= 50,00 cm escogemos el mayor= 50,00 cm

espaciamento S máximo en la zona de confinamiento:

S=8xdb 12,70 cm
 S=b/2 15,00 cm
 S=h/2 25,00 cm
 S= 10,00 cm escogemos el menor= 10,00 cm

c.2) ZONA CENTRAL:

espaciamento máximo:
 S'=16xdb 25,40 cm
 S'=48xdb 45,72 cm
 S'=b 30,00 cm
 S'=h 50,00 cm
 S'= 25,40 cm escogemos el menor= 25,40 cm

c.3) CARA DEL ELEMENTO DE APOYO :

espaciamento máximo:
 S=10 10,00 cm
 S= 5,00 cm escogemos el menor= 5,00 cm

c.4) DENTRO DEL NUDO :

espaciamento máximo:
 S"= 15,00 cm

Usar: estribo φ3/8": 2@0,05 m + 6@0,10 m + 1@0,15 m + Rto@0,25 m

Figura 83. Diseño por corte de columna C-1 (eje F-F/5-5)

4.8.6. Diseño de columnas C-3

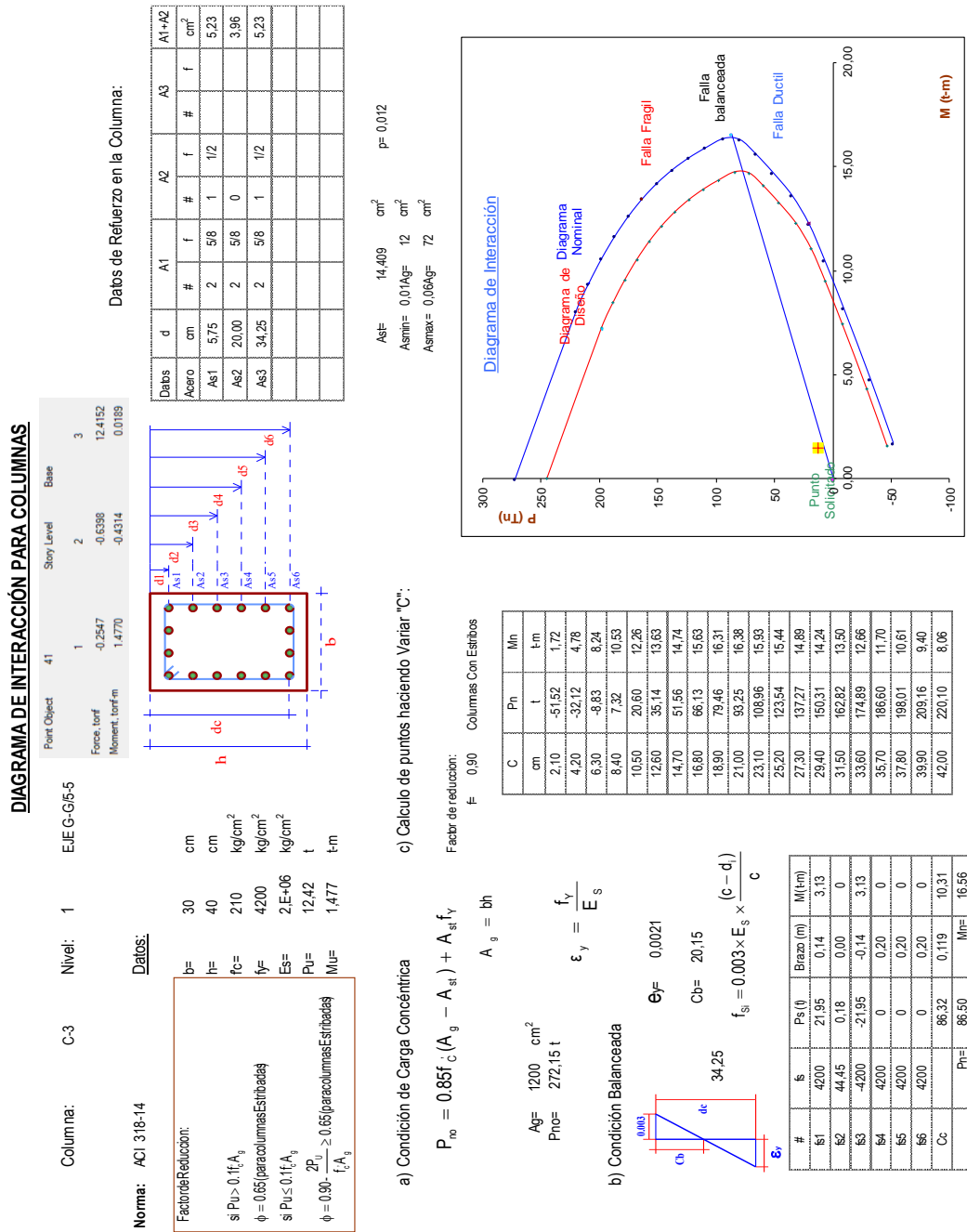


Figura 84. Diseño de columna (eje G-G/5-5)

DISEÑO POR CORTE C-1 (EJE G-G/5-5)

1.- Intersección G-G/5-5

Point Object	41	Story Level	Base
	1	2	3
Force, tonf	-0.2547	-0.6398	12.4152
Moment, tonf-m	1.4770	-0.4314	0.0189

VU=	1,477 t	Ln=	286,00 cm
VU max =	1477,00 kg	Fy=	4200 kg/cm ²
b=	30,00 cm	F'c=	210 kg/cm ²
h=	40,00 cm	φ=	0,85
d=	34,25 cm	Av=	1,425 cm ²
Ag=	1200,00 cm ²	Nu=	12,42 t
		Nu=	12415,2 kg

a) CORTANTE RESISTIDO POR EL CONCRETO

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'c} * (1 + \frac{Nu}{140 * Ag}) * b * d$$

$$V_c = 8475,76 \text{ kg}$$

b) CORTANTE RESISTIDO POR EL ACERO DE REFUERZO

$$\text{como: } V_{ud} \leq \phi V_n$$

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

obtenemos:

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

$$V_s = -6738,11 \text{ kg}$$

c) CÁLCULO DEL ESPACIAMIENTO "S"

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

$$S = -30,43 \text{ cm}$$

chequeo:

$$\begin{matrix} V_u & \geq & V_c \\ 1477,00 & \geq & 8475,76 \end{matrix} \quad \text{Refuerzo Mínimo}$$

c.1) CÁLCULO DE LA LONGITUD DE CONFINAMIENTO "Lo"

Lo=Ln/6	47,67 cm		
Lo=b	30,00 cm		
Lo=h	40,00 cm		
Lo=	50,00 cm	escogemos el mayor=	50,00 cm

espaciamento S máximo en la zona de confinamiento:

S=8xdb	12,70 cm		
S=b/2	15,00 cm		
S=h/2	20,00 cm		
S=	10,00 cm	escogemos el menor=	10,00 cm

c.2) ZONA CENTRAL:

espaciamento máximo:			
S'=16xdb	25,40 cm		
S'=48xdb	45,72 cm		
S'=b	30,00 cm		
S'=h	40,00 cm		
S'=	30,00 cm	escogemos el menor=	25,40 cm

c.3) CARA DEL ELEMENTO DE APOYO :

espaciamento máximo:			
S=10	10,00 cm		
S=	5,00 cm	escogemos el menor=	5,00 cm

c.4) DENTRO DEL NUDO :

espaciamento máximo:	
S''=	15,00 cm

Usar: estribo φ3/8": 2@0,05 m + 6@0,10 m + 1@0,15 m + Rto@0,25 m

Øen ''	# de fierros	Area cm ²	Diámetros
• 3/8	1	0,71	0,95
• 1/2	1	1,27	1,27
• 5/8	1	1,98	1,59
• 3/4	1	2,85	1,91
• 1	0	0,00	0,00
• 1 1/4	0	0,00	0,00
• 1 1/2	0	0,00	0,00
	7,5	6,81	5,72

Figura 85. Diseño por corte de columna C-1 (eje G-G/5-5)

4.8.7. Diseño de muros de corte (placas) M-5

1 DATOS EJE B-B/5-5

MU=	249,3397 t-m	MU=	24933970,00 kg-cm	fy=	4200 kg/cm ²
VU=	54,6418 t	VU=	54641,80 kg	f'c=	210 kg/cm ²
PU=	179,4678 t	PU	179467,80 kg	φc=	0,85
lm	2,5 m	lm	250 cm	φf=	0,70
lc=	2,86 m	lc=	286 cm	k=	1
hm=	18,36 m	ht=	1836 cm		

2 DISEÑO POR COMPRESIÓN

a) Determinación del concreto del muro a la compresión

$$h \geq \frac{\text{menor dimensión entre hm y lm}}{25}$$

$$h \geq 0,10 \text{ m}$$

$$h \geq 10 \text{ cm por lo que asumiremo: } 25 \text{ cm}$$

b) Sección transversal del muro (Ag)

$$Ag = lm \cdot h$$

$$Ag = 0,625 \text{ m}^2$$

$$Ag = 6250 \text{ m}^2$$

c) Determinación del concreto del muro a la compresión

$$\phi Pn = 0,55 \phi f'c Ag \left[1 - \left(\frac{klc}{32h} \right)^2 \right]$$

$$\phi Pn = 440730,40 \text{ kg}$$

$$\phi Pn = 440,73 \text{ t}$$

d) Según la filosofía se febe cumplir

$$Pu \geq \phi Pn$$

$$179,468 \geq 440,73$$

No es necesario acero de refuerzo por compresión debido a que las solicitaciones por cargas axiales son menores a la resistencia del C°

3 DISEÑO POR FLEXIÓN

a) Peralte efectivo de la sección

$$d = 0,8 \cdot lm$$

$$d = 2,00 \text{ m}$$

$$d = 200,00 \text{ cm}$$

b) Verificación del muro para diseñar como muro esbelto

$$d/hm < 0,4$$

$$0,11 < 0,4 \quad \text{OK} \quad \text{El muro se diseñara como un elemento esbelto}$$

c) Diseño del muro por flexión

$$Ru = \frac{Mu}{h \cdot d^2}$$

$$Ru = 24,93 \text{ kg/cm}^2$$

$$0,91$$

$$0,0091$$

Por la tabla N° A.01 (Anexo), se obtiene una cuantía de:

$$Ru = 24,93 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 0,009$$

d) El área de acero vendría a ser:

$$As = \rho \cdot d \cdot h$$

$$As = 45 \text{ cm}^2$$

Ø en "	# de fierros	Area cm ²	Diámetros
• 3/8	0	0,00	0,00
• 1/2	0	0,00	0,00
• 5/8	24	47,50	38,10
• 3/4	0	0,00	0,00
• 1	0	0,00	0,00
• 1 1/4	0	0,00	0,00
• 1 1/2	0	0,00	0,00
		58,42	47,50
			38,10

$$\text{Usar: } 24 \quad \phi 5/8'' \quad = \quad 47,50 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

Figura 86. Diseño por compresión y flexión muro de corte (eje B-B/5-5)

4 DISEÑO POR CORTE

a) Determinación de la cortante nominal

$$V_n = \frac{V_u}{\phi}$$

$$V_n = 64,28 \quad \text{t}$$

b) Verificación de la fuerza cortante en el elemento.

$$V_n = 2,7 * \sqrt{f'_c} * h * d$$

$$V_n = 195,63 \quad \text{t}$$

$$64,28 \leq 195,63 \quad \text{OK}$$

b) Determinación de la altura de la sección crítica (hsc)

$$h_{sc} = l_m / 2$$

$$h_{sc} = 1,25 \quad \text{m}$$

c) Determinación de la resistencia al corte del muro aportada por el concreto en la sección crítica.

$$V_c = 0,88 * \sqrt{f'_c} * h * d + \left(\frac{P_u * d}{4 * l_m} \right)$$

$$V_c = 99655,62 \quad \text{t}$$

$$V_c = 99,66 \quad \text{kg}$$

$$V_c = \left[0,16 * \sqrt{f'_c} + \frac{l_m (0,33 * \sqrt{f'_c} + \frac{0,2 * P_u}{l_m * h})}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_m}{2}} \right] * h * d$$

$$V_c = 34225,18 \quad \text{kg}$$

$$V_c = 34,23 \quad \text{t}$$

Se considerara la resistencia al corte mas desfavorable de $V_c = 34,23 \quad \text{t}$

d) Resistencia al corte que aporta el acero

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

$$V_s = 30,06 \quad \text{t}$$

Figura 87. Diseño por corte del muro de corte (eje B-B/5-5)

5 CÁLCULO DEL REFUERZO HORIZONTAL POR CORTE

a) Espaciamiento

$$S=3 \cdot h = 75 \text{ cm}$$

$$S = 40 \text{ cm} \quad \text{escogemos el menor} = 40 \text{ cm}$$

b) Área de acero horizontal y cuantía mínima $A_v = \phi 1/2'' = 1,27$

$$A_{sh} = 0,002 \cdot b \cdot h$$

$$A_{sh} = 5,0 \text{ cm}^2/\text{m} \quad p_h = \frac{A_v}{A_g} = 0,00254 > 0,0025 \text{ OK}$$

$$p_{min} \leq 0,0025$$

Para determinar la cuantía horizontal se asumira $2\phi 1/2'' = 2,53 \text{ cm}^2$

$$\rho_h = \frac{A_s}{S \cdot h}$$

$$p_h = 0,0025$$

c) Chequeo de cuantía

$$P_{\text{mín}} < P$$

$$0,0025 < 0,0025 \quad \text{VERDADERO}$$

Usar:	2	$\phi 1/2''$	@	40	cm
-------	---	--------------	---	----	----

Figura 88. Diseño del refuerzo horizontal por corte del muro de corte (eje B-B/5-5)

6 CÁLCULO DEL REFUERZO VERTICAL POR CORTE

a) Espaciamiento

$$S=3 \cdot h = 75 \text{ cm}$$

$$S = 40 \text{ cm} \quad \text{escogemos el menor} = 40 \text{ cm}$$

b) Área de acero horizontal y cuantía mínima $A_v = \phi 1/2'' = 1,27$

$$A_{sv} = 0,0012 \cdot b \cdot h$$

$$A_{sv} = 3,00 \text{ cm}^2/\text{m} \quad p_v = \frac{A_v}{A_g} = 0,00254 > 0,0025 \text{ OK}$$

$$p_{min} \leq 0,0025$$

$$\rho_v = 0,0025 + 0,5 \left[2,5 - \frac{h_m}{l_m} \right] \cdot (\rho_h - 0,0025) \geq 0,0025$$

$$p_v = 0,0024$$

c) Chequeo de cuantía

$$P_{\text{mín}} < P$$

$$0,0025 < 0,0024 \quad \text{FALSO}$$

Usar:	2	$\phi 1/2''$	@	40	cm
-------	---	--------------	---	----	----

Figura 89. Diseño del refuerzo horizontal y vertical por corte del muro de corte (eje B-B/5-5)

4.8.8. Diseño de zapata conectada (ZC-1)

Se tiene:

Columna 1C	EXTERIOR	:	80	25	cm
Columna 2C	INTERIOR	:	60	30	cm
Esfuerzo de trabajo del terreno		:	2,50		kg/cm ²
f'c		:	210		kg/cm ²
fy		:	4200		kg/cm ²
L		:	2,74		m

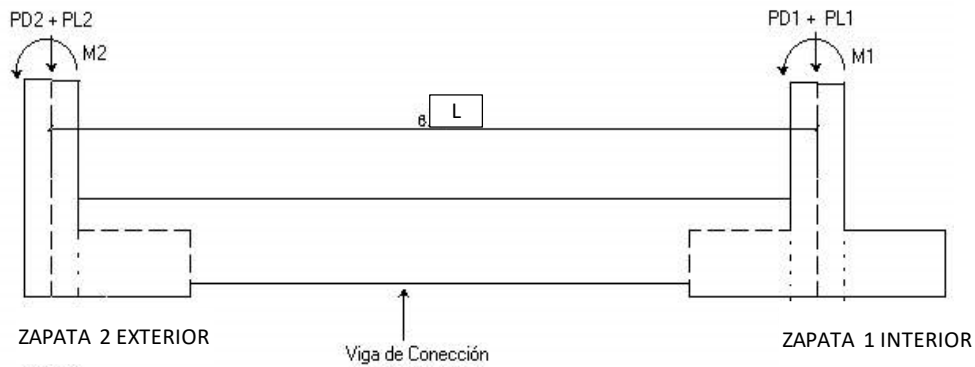
CARGAS QUE LLEGAN A LAS ZAPATAS:

* ZAPATA 1 INTERIOR

Columna 2C	PD1	=	29530,50 kg	29,5305 t
	PL1	=	7326,60 kg	7,3266 t
	MD1	=	79,10 kg-m	0,0791 t-m
	ML1	=	40,70 kg-m	0,0407 t-m

* ZAPATA 2 EXTERIOR

Columna 1C	PD2	=	21443,90 kg	21,4439 t
	PL2	=	2405,90 kg	2,4059 t
	MD2	=	147,90 kg-m	0,1479 t-m
	ML2	=	91,30 kg-m	0,0913 t-m



ESTRUCTURACIÓN:

La dirección de la zapata esta determinada por la dirección del portico secundario, en nuestro caso en la dirección C - C del eje 1-2.

La columna 1C es exterior que tiene una sección de 80x30 cm con una zapata excéntrica.

La columna 2C es interior que tiene una sección de 60x30 cm con una zapata céntrica.

A) PREDIMENSIONAMIENTO DE LAS ZAPATAS

* Se va considerar una altura $h = 60$ cm, para las dos zapatas para permitir que los que lleguen de las columnas a las zapatas tengan la suficiente longitud de desarrollo.

$$d = h - 10$$

$$d = 50 \text{ cm}$$

Figura 90. Diseño de zapata conectada (Z-1)

* ZAPATA 1 INTERIOR (Z-1:EJE 2C)

- * Como simplificación para el predimensionamiento el área de la zapata se va considerar solo las cargas axiales directas de servicio, no tomando en cuenta los momentos, para lo cual se debe asumir un esfuerzo de menor que el esfuerzo del terreno en razón que no se a considerado el momento que actúa.

$$\sigma t^7 = 2,5 \text{ kg/cm}^2$$

trasmite la columna.

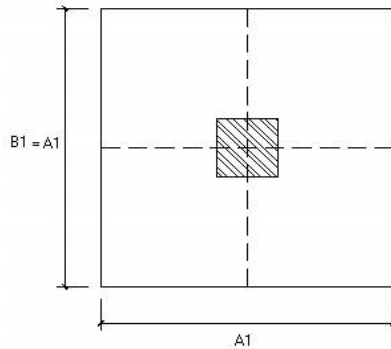
interpolando se considerara= 7% de P.
 PPzapata = 2580,00 kg

**Pesos propio para el
1º nivel tanteo
f'c > 210 kg/cm²**

qa k Pp en % de P	
4	4% de P
3	6% de P
2	8% de P
1	10% de P

J.Ortega pág.18

- * Por ser cuadradas B1 =A1



$$A1^2 = \frac{PL1 + PD1 + PPzap}{\sigma}$$

A1 = 125,60 cm 1,26 m

Tomamos A1	=	1,30	m
Tomamos B1	=	1,30	m

- * Verificación de las presiones en el terreno

$$\sigma_{servicio}^1 = \frac{PL1 + PD1 + P.P.realzap1}{A1xB1} + \frac{6(ML1 + MD1)}{A1^2 \cdot xB1}$$

$\sigma_{servicio}^1 = 2,37 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_{servicio}^1 < \sigma_{trabajo}$ **Correcto**

$$\sigma_{servicio}' = \frac{PL1 + PD1 + P.P.realzap1}{A1xB1} - \frac{6(ML1 + MD1)}{A1^2 \cdot xB1}$$

$\sigma_{servicio}' = 2,30 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_{servicio}' > 0$ **Correcto**

* ZAPATA 2 EXTERIOR (Z-2:EJE 1C)

- * Como simplifiacion para el predimensionamiento el área de la zapata se va considerar solo las cargas axiales directas de servicio, no tomando en cuenta los momentos,para lo cual se debe asumir un esfuerzo de menor que el esfuerzo del terreno en razón que no se a considerado el momento qu actúa.

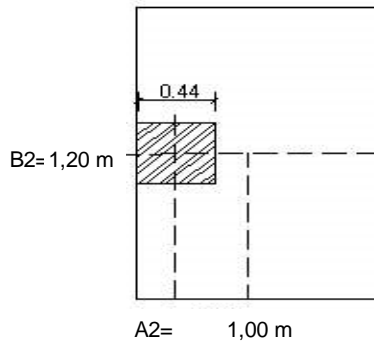
$$\sigma t^7 = 2,5 \text{ kg/cm}^2$$

Figura 91. Diseño de zapata conectada (Z-1)

- * Se va considerar como peso propio de la Zapata el 7% del valor de la carga que trasmite la columna.

$$PP_{zapata} = 1669,49 \text{ kg}$$

- * Por ser cuadradas $B2 = 1.5A2$



Pesos propio para el 1º nivel tanteo	
qa k Pp en % de P	
4	4% de P
3	6% de P
2	8% de P
1	10% de P

J.Ortega pág.18

$$A2^2 = \frac{PL2 + PD2 + PP_{zap2}}{1.5\sigma}$$

$$A2 = 82,49 \text{ cm} \quad 0,82 \text{ m}$$

Tomamos A2	=	1,00	m
Tomamos B2	=	1,20	m

$$e = A2/2 - C2/2$$

$$e = 0,38 \text{ m}$$

- * **Verificación de las presiones en el terreno**

$$\sigma_{2 \text{ servicio}} = \frac{PL2 + PD2 + P.P.\text{realzap}2}{A2 \times B2} + \frac{6(MI2 + MD2)}{A2^2 \times B2}$$

$$\sigma_{1 \text{ servicio}} = 2,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{1 \text{ servicio}} < \sigma_{\text{trabajo}} \quad \text{Correcto}$$

$$\sigma_{1' \text{ servicio}} = \frac{PL1 + PD1 + P.P.\text{realzap}1}{A1 \times B1} - \frac{6(MI1 + MD1)}{A1^2 \times B1}$$

$$\sigma_{1' \text{ servicio}} = 2,01 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{1' \text{ servicio}} > 0 \quad \text{Correcto}$$

CALCULO DE LAS REACCIONES DE LOS ESFUERZOS DEL TERRENO A LA ZAPATA

$$m = L - e$$

$$m = 2,37 \text{ m}$$

$$R1 = PL1 + PD1 - \frac{(PL2 + PD2)e}{m}$$

$$R1 = 33075,42 \text{ kg}$$

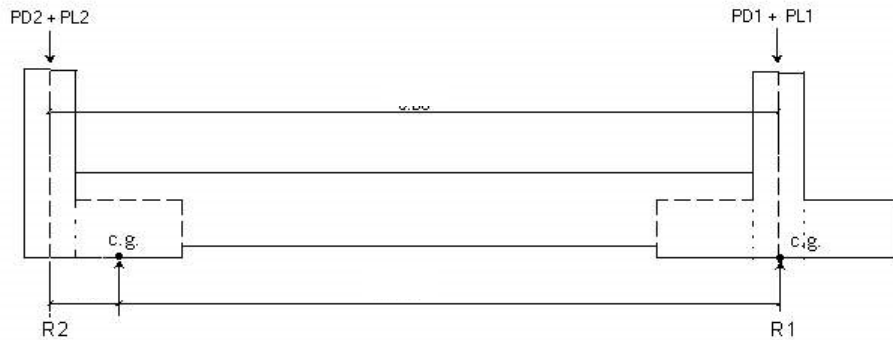
$$R1 = PL2 + PD2 + \frac{(PL2 + PD2)e}{m}$$

$$R2 = 27631,48 \text{ kg}$$

Figura 92. Diseño de zapata conectada (Z-1)

*** VERIFICACIÓN DE LAS PRESIONES DE SERVICIO QUE ACTUAN SOBRE EL TERRENO**

* El Modelado estructural considera a la zapata conectada como un sistema Estructural lineal, con apoyos en los centroides de las zapatas cuyas reacciones son las resultantes de los esfuerzos que actúan para cada zapata, las cuales se equilibran con las cargas que transmiten las columnas.



* Para la primera zapata (interior):

$$\begin{aligned} P_{\text{Preal zap1}} &= A1 \times B1 \times h \times 2400 / 100 \\ P_{\text{Preal zap1}} &= 2433,6 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\sigma_{1 \text{ servicio}} = \frac{R1 + P.P.\text{realzap1}}{A1 \times B1}$$

$$\sigma_{1 \text{ servicio}} = 2,10 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{1 \text{ servicio}} < \sigma_{\text{trabajo}} \quad \text{Correcto}$$

* Para la segunda zapata (exterior):

$$\begin{aligned} P_{\text{Preal zap2}} &= A2 \times B2 \times h \times 2400 / 100 \\ P_{\text{Preal zap2}} &= 1728 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\sigma_{2 \text{ servicio}} = \frac{R2 + P.P.\text{realzap2}}{A2 \times B2}$$

$$\sigma_{1 \text{ servicio}} = 2,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{1 \text{ servicio}} < \sigma_{\text{trabajo}} \quad \text{Correcto}$$

PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA DE CONEXIÓN

* Se va considerar el ancho $b = 25$ cm de las columnas por ser las dos iguales y cuadradas.

* Se va considerar la altura como :

$$\begin{aligned} h &= 1.5b \\ h &= 60 \text{ cm} \end{aligned}$$

AMPLIFICACION DE LAS CARGAS:

* **ESFUERZO ÚLTIMO QUE ACTUA DEL TERRENO A LA ZAPATA 1**

$$\sigma_{u1} = \frac{1.4 PD 1 + 1.7 PL 1}{A1 \times B1}$$

$$\sigma_{u1} = 3,18 \text{ kg/cm}^2$$

Figura 93. Diseño de zapata conectada (Z-1)

* **ESFUERZO ÚLTIMO QUE ACTUA DEL TERRENO A LA ZAPATA 2**

$$\sigma_{u2} = \frac{1.4 PD 2 + 1.7 PL 2}{A2 \cdot B2}$$

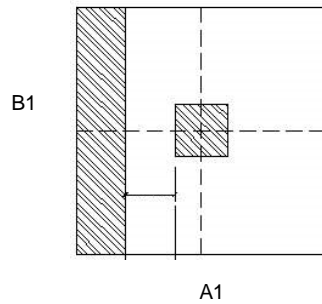
$$\sigma_{u2} = 2,84 \text{ kg/cm}^2$$

VERIFICACIÓN A LA FUERZA CORTANTE POR FLEXIÓN :

* **PARA LA ZAPATA 1(INTERIOR):**

Se verifica un solo sentido por ser cuadrada la zapata y la columna.

* **Fuerza cortante del terreno a la zapata:**



$$Vu1 = \left[\frac{A1 - c1}{2} - d \right] \cdot B1 \cdot \sigma_{u1}$$

$$Vu1 = 0,00 \text{ kg}$$

$$VN1 = \frac{Vu1}{0.85}$$

$$VN1 = 0,00 \text{ kg}$$

* **Fuerza cortante que absorbe el concreto:**

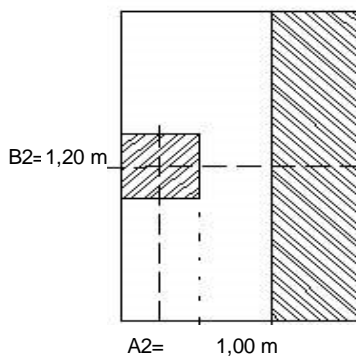
$$VCN = 0.53 \sqrt{f'c} \cdot B1 \cdot d$$

$$VCN = 49922,79 \text{ kg}$$

$$VCN > VN1 \quad \text{Correcto}$$

* **PARA LA ZAPATA 2 (EXTERIOR):**

Sentido corto de la zapata:



* **Fuerza cortante del terreno a la zapata:**

$$Vu2 = [A2 - c1 - d] \cdot B2 \cdot \sigma_{u2}$$

$$Vu2 = 8527,87 \text{ kg}$$

$$VN2 = \frac{Vu2}{0.85}$$

$$VN2 = 10032,79 \text{ kg}$$

Figura 94. Diseño de zapata conectada (Z-1)

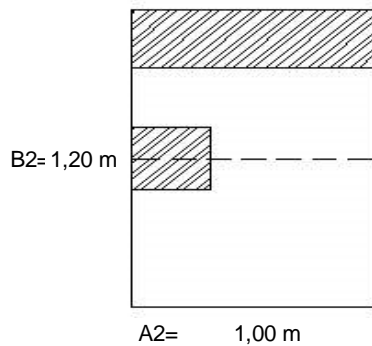
* **Fuerza cortante que absorbe el concreto:**

$$VCN = 0.53 \sqrt{f'c} \cdot B2 \cdot d$$

$$VCN = 46082,58 \text{ kg}$$

$$VCN > VN2 \quad \text{Correcto}$$

Sentido largo de la zapata:



* **Fuerza cortante del terreno a la zapata:**

$$Vu2' = \left[\frac{B2 - c2'}{2} - d \right] \cdot A2 \cdot \sigma u2$$

$$Vu2' = -710,66 \text{ kg}$$

$$VN2' = \frac{Vu2'}{0.85}$$

$$VN2' = -836,07 \text{ kg}$$

* **Fuerza cortante que absorbe el concreto:**

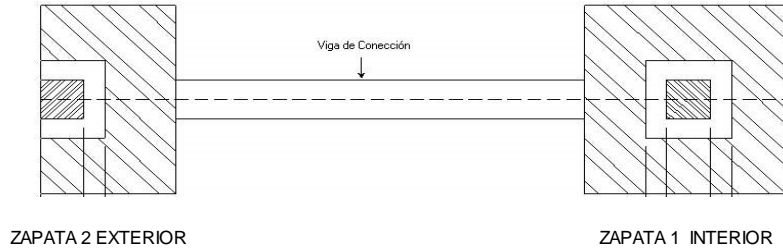
$$VCN = 0.53 \sqrt{f'c} \cdot A2 \cdot d$$

$$VCN = 38402,15 \text{ kg}$$

$$VCN > VN2' \quad \text{Correcto}$$

Figura 95. Diseño de zapata conectada (Z-1)

VERIFICACION A LA FUERZA DE CORTE POR PUNZONAMIENTO



PARA LA ZAPATA 1 (INTERIOR)

* **FUERZA DE CORTE POR PUNZONAMIENTO DE SERVICIO:**

$$Fu1 = [A1xB1 - (c1 + d)(c1'+d)]\sigma u1$$

$$Fu1 = 33424,74 \text{ kg}$$

$$FN1 = \frac{Fu1}{0.85}$$

$$FN1 = 39323,23 \text{ kg}$$

* **FUERZA DE PUNZONAMIENTO QUE ABSORBE EL CONCRETO:**

$$Vpc = 0.27 \left[2 + \frac{4}{\beta} \right] \sqrt{f'c} \cdot Po \cdot d \quad \begin{matrix} \beta = c1/c1' \\ \beta = 1 \end{matrix}$$

$$Vpc = 375616,49 \text{ kg}$$

$$Po = 2(c1'+d) + 2(c1 + d)$$

$$Po = 320 \text{ cm}$$

$$Vpc > FN1 \quad \text{Correcto}$$

ó $Vpc = 1.1 \sqrt{f'c} \cdot Po \cdot d$

$$Vpc = 255048,23 \text{ kg}$$

$$Vpc > FN1 \quad \text{Correcto}$$

PARA LA ZAPATA 2 (EXTERIOR)

* **FUERZA DE CORTE POR PUNZONAMIENTO PARA LA ZAPATA 2 (EXTERIOR)**

$$Fu2 = \left[A2xB2 - (c2 + \frac{d}{2})(c2'+d) \right] \sigma u2$$

$$Fu2 = 23451,65 \text{ kg}$$

$$FN2 = \frac{Fu2}{0.85}$$

$$FN2 = 27590,18 \text{ kg}$$

* **FUERZA DE PUNZONAMIENTO QUE ABSORBE EL CONCRETO:**

$$Vpc = 0.27 \left[2 + \frac{4}{\beta} \right] \sqrt{f'c} \cdot Po \cdot d \quad \begin{matrix} \beta = c2/c2' \\ \beta = 1 \end{matrix}$$

$$Vpc = 205415,27 \text{ kg}$$

$$Po = (c2'+d) + 2(c2 + d/2)$$

$$Po = 175 \text{ cm}$$

Figura 96. Diseño de zapata conectada (Z-1)

$$V_{pc} > FN2 \quad \text{Correcto}$$

$$\text{ó } V_{pc} = 1.1 \sqrt{f'c} P \alpha d$$

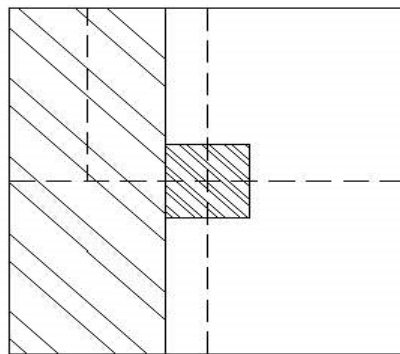
$$V_{pc} = 139479,50 \text{ kg}$$

$$V_{pc} > FN2 \quad \text{Correcto}$$

DISEÑO DEL REFUERZO DE LAS ZAPATAS A FLEXIÓN:

PARA LA ZAPATA 1 (INTERIOR)

* Por ser cuadrada se va analizar en un solo sentido:



$$Mu1 = \left[\left(\frac{A1 - c1}{2} \right) \cdot B1 \cdot \sigma u1 \right] * \left[\frac{A1 - c1}{4} \right]$$

$$Mu1 = 517287,69 \text{ kg-cm}$$

$$a = \frac{As * fy}{0,85 * f'c * b}$$

$$a = 0,50 \text{ cm}$$

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

$$As = 2,75 \text{ cm}^2$$

Verificar: $As_{min} = 0,0018B1h$

$$As_{min} = 14,04 \text{ cm}^2$$

Se debe colocar el acero mínimo: $As = 14,04 \text{ cm}^2$

Consideraremos diámetros de refuerzo de 5/8" $Ab = 1,99 \text{ cm}^2$

Longitud donde se distribuyen : $l = B2 - 2xr$ $r = 10 \text{ cm}$
 $l = 110 \text{ cm}$

$$S = \frac{l * Ab}{As}$$

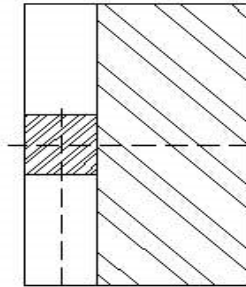
$$S = 15,59 \text{ cm}$$

Se colocará refuerzo de 5/8" a : 16 cm

Figura 97. Diseño de zapata conectada (Z-1)

PARA LA ZAPATA 2 (EXTERIOR)

* Para el sentido corto de la zapata:



$$Mu_2 = \left[\left(\frac{A^2 - c^2}{2} \right) \cdot B^2 \cdot \sigma u_2 \right] \left[\frac{A^2 - c^2}{4} \right]$$

$$Mu_2 = 959385,66 \text{ kg-cm}$$

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot f'c \cdot b}$$

$$a = 1,01 \text{ cm}$$

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

$$As = 5,13 \text{ cm}^2$$

Verificar: $As_{min} = 0,0018B^2h$

$As_{min} = 12,96 \text{ cm}^2$

Se debe colocar el acero mínimo:

$$As = 12,96 \text{ cm}^2$$

Consideraremos diámetros de refuerzo de 5/8" $Ab = 1,99 \text{ cm}^2$

Longitud donde se distribuyen :

$$l = B - 2 \cdot r \quad r = 10 \text{ cm}$$

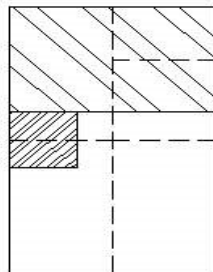
$$l = 100 \text{ cm}$$

$$S = \frac{l \cdot Ab}{As}$$

$$S = 15,35 \text{ cm}$$

Se colocará refuerzo de 5/8" a : 15 cm

* Para el sentido largo de la zapata:



$$Mu_2' = \left[\left(\frac{B^2 - c^2}{2} \right) \cdot A^2 \cdot \sigma u_2 \right] \left[\frac{B^2 - c^2}{4} \right]$$

$$Mu_2' = 320683,54 \text{ kg-cm}$$

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot f'c \cdot b}$$

$$a = 0,40 \text{ cm}$$

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

$$As = 1,70 \text{ cm}^2$$

Verificar: $As_{min} = 0,0018A^2h$

$As_{min} = 10,80 \text{ cm}^2$

Se debe colocar el acero mínimo:

$$As = 10,80 \text{ cm}^2$$

Figura 98. Diseño de zapata conectada (Z-1)

Consideraremos diámetros de refuerzo de 5/8" $A_b = 1,99 \text{ cm}^2$

Longitud donde se distribuyen : $l = A_2 - 2xr$ $r = 10 \text{ cm}$
 $l = 80 \text{ cm}$

$$S = \frac{l * A_b}{A_s}$$

$$S = 14,74 \text{ cm}$$

Se colocará refuerzo de 5/8" a : 15 cm

RESUMEN DE ACERO HALLADO PARA ZAPATAS

PARA LA ZAPATA 1 (INTERIOR) (Z-1)

Ashorizontal	14,04	cm^2	Se colocará refuerzo	de 5/8" a :	16 cm
Astransversal	14,04	cm^2	Se colocará refuerzo	de 5/8" a :	16 cm

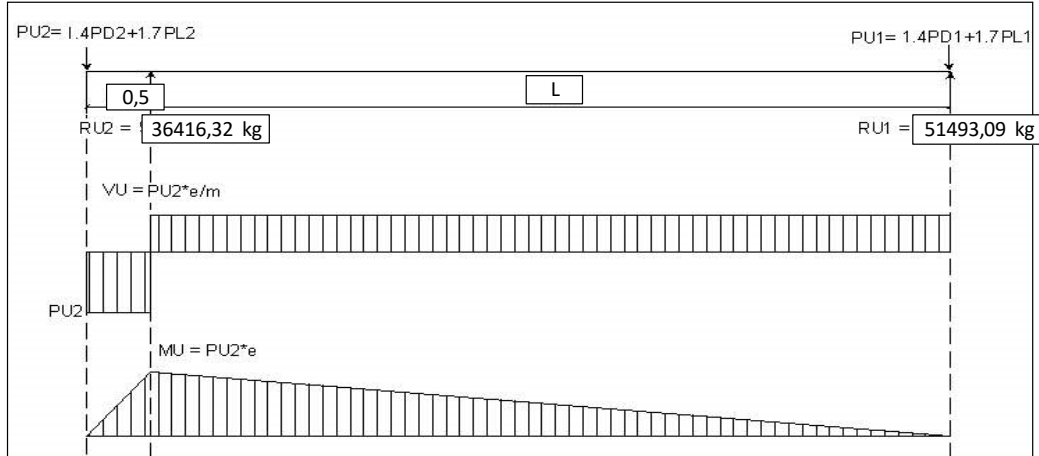
PARA LA ZAPATA 2 (EXTERIOR) (Z-2)

Ashorizontal	12,96	cm^2	Se colocará refuerzo	de 5/8" a :	15 cm
Astransversal	10,80	cm^2	Se colocará refuerzo	de 5/8" a :	15 cm

Figura 99. Diseño de zapata conectada (Z-1)

DISEÑO DE LA VIGA DE CIMENTACIÓN:

*** ANÁLISIS ESTRUCTURAL:**



*** Cálculo de PU1:**

$PU1 = 1,4PD1 + 1,7PL1$	$PD1 =$	29530,50 kg	
$PU1 =$	53797,92 kg	$PL1 =$	7326,60 kg

*** Cálculo de PU2:**

$PU2 = 1,4PD2 + 1,7PL2$	$PD2 =$	21443,90 kg	
$PU2 =$	34 111,49 kg	$PL2 =$	2405,90 kg

*** Cálculo de RU1:**

$RU1 = PU1 - (PU2 * e) / m$	$e =$	0,38 m	
$RU1 =$	51493,09 kg	$m =$	5,55 m

*** Cálculo de RU2:**

$RU2 = PU2 + (PU2 * e) / m$	$e =$	0,38 m	
$RU2 =$	36 416,32 kg	$m =$	5,55 m

*** DISEÑO A LA FUERZA DE CORTE:**

*** Fuerza de corte crítica a la distancia d de la columna**

$VU = PU2 * e / m$	
$VU =$	2304,83 kg
$VN = VU / 0,85$	
$VN =$	2711,57 kg

*** Fuerza de corte que absorbe el concreto**

$VCN = 0,53 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$	$h =$	100	cm	
$VCN =$	18241,02	$b =$	25	cm
		$d =$	$h - r - 1/2 \emptyset$	
		$d =$	95	cm

$VCN > VN$ **Correcto**

Se van a colocar estribos de diámetro 3/8" a $S_{max} = 30cm$

Usar: estribo $\phi 3/8"$: $1 @ 0,05 m + Rto @ 0,20 m$

Figura 100. Diseño de zapata conectada-viga de cimentación

* **DISEÑO DE LOS REFUERZOS A LA FLEXIÓN:**

* **Momento crítico:**

$$MU = PU^2 * e$$

$$MU = 1279180,88 \text{ kg-cm} \quad 12791,81$$

* **Calculo del As:**

$$Mu = 1279180,88 \text{ kg-cm} \quad d = h - r - 1/2 \emptyset$$

$$b = 25,0 \text{ cm} \quad d = 95 \text{ cm}$$

$$d = 95 \text{ cm} \quad h = 100 \text{ cm}$$

$$a = \frac{As * fy}{0,85 * f'c * b}$$

$$As = \frac{Mu}{\emptyset * fy * (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = 3,41 \text{ cm}$$

$$As = 3,63 \text{ cm}^2$$

En la parte superior se debe colocar

Verificar: $As_{min} = 0,0033bd$
 $As_{min} = 7,84 \text{ cm}^2$

$As_{max} = 0,016 bd$
 $As_{max} = 38,00 \text{ cm}^2$

$As_{min} < As < As_{max}$

7,84 < 3,63 < 38,00 **FALSO**

Se debe colocar el acero mínimo:

Assup. = 7,84 cm²

En la parte inferior se debe colocar

$As_{min} = 0,00264bd$
 $As_{min} = 6,27 \text{ cm}^2$

Pero no menor a:

$As_{inf} = ((As)_{sup})/3$
 $As_{inf} = 2,61 \text{ cm}^2$

$As_{min} < As$

6,27 < 2,61 **FALSO**

Se debe colocar el acero mínimo:

Asinf. = 6,27 cm²

RESUMEN DE ACERO HALLADO VC-1

Assup. =	7,84	cm ²
Asinf =	6,27	cm ²

Usar: Assup.=	4	ϕ5/8"	=	7,92	cm ²	OK
Usar: Asinf.=	4	ϕ5/8"	=	7,92	cm ²	OK
Usar:	estribo ϕ3/8": 1@0,05 m + Rto@0,20 m					

Nota : Se colocará refuerzo intermedio en los costados de la viga espaciados a un máximo de 30 cm como refuerzo longitudinal por temperatura utilizando ϕ=1/2" (Asintermedio=6ϕ1/2" en dos capas)

Figura 101. Diseño de zapata conectada-viga de cimentación

4.9. Diseño de elementos estructurales con la E.030 2006

Los planos de estructuras con la Norma E.030 2006 se mostrarán en el apéndice C.

4.9.1. Diseño de losa aligerada

1) METRADOS DE CARGA EJE E-F/1-5

Considerando un ancho tributario de $b=40$ cm correspondiente a cada vigueta y se calculara por 1 m de vigueta.

a. carga muerta sobre vigueta

peso propio de la vigueta	=	1,00	0,10	0,15	2400	=	36,00 kg/m
peso propio de la losa	=	1,00	0,40	0,05	2400	=	48,00 kg/m
peso de los ladrillos huecos	=	100	x	8,00		=	26,67 kg/m
				30			
ladrillos 0,30x0,30x0,15 (8 kg c/u)			1,00	0,40	300	=	120,00 kg/m
			Peso total carga muerta CM=				230,67 kg/m

b. carga viva sobre vigueta

peso sobre de la vigueta	=	0,40	1,00	400	=	160,00 kg/m
			Peso total carga viva CV=			160,00 kg/m

c. carga de diseño amplificada

WU=	1,4CM+1,7CV
WU=	594,93

2) ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Condiciones de uso:

- | | | |
|---|---|--------|
| a) Que exista dos ó más claros contiguos | = | cumple |
| b) Diferencia entre claros adyacentes $\leq 20\%$ | = | cumple |
| c) Cargas uniformes repartidas | = | cumple |
| d) $CV < 3 \cdot CM$ | = | cumple |
| e) Los elementos son prismáticos | = | cumple |

Al cumplir las condiciones, usaremos el método de los coeficientes del ACI por simplificación. J. Ortega Pág 111

WU = 594,9 kg

	WuL ² /24 437	WuL ² /10 919	WuL ² /11 835	WuL ² /11 571	WuL ² /11 571	WuL ² /11 318	WuL ² /10 350	WuL ² /24 100
□	4,2		3,66		2,84		2,01	□
1		WuL ² /14 750		WuL ² /16 498		WuL ² /16 300		WuL ² /14 172
			2		3		4	
								5

2.1) DISEÑO DEL REFUERZO LONGITUDINAL

a. Apoyo 1 (M-) MU= 437 kg-m b= 10 cm d= 17,52 cm h = 20 cm
Se va a utilizar ϕ 1/2" Asb = 1,27 cm²

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \quad As = \frac{Mu}{\phi \cdot fy \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = 1,63 \quad As = 0,69 \text{ cm}^2$$

Verificación de acero mínimo

$$As_{\min} = 0,0033bd$$

$$As_{\min} = 0,58 \text{ cm}^2$$

Se debe colocar el acero calculado

$$As = 0,69 \text{ cm}^2$$

Verificación de acero máximo

$$As_{\max} = 0,016bd$$

$$As_{\max} = 2,80 \text{ cm}^2$$

Asmin < As < Asmax

$$0,58 < 0,69 < 2,80 \quad \text{VERDADERO}$$

Figura 102. Diseño de losa aligerada

Resumen

Apoyo 1 (M-)	As = 0,69 cm ²	Usar: 1 ϕ 1/2" + 0 ϕ 3/8" = 1,27 cm ² OK
Tramo 1 2 (M+)	As = 2,31 cm ²	Usar: 2 ϕ 1/2" + 0 ϕ 3/8" = 2,54 cm ² OK
Apoyo 2 (M-)	As = 1,55 cm ²	Usar: 2 ϕ 1/2" + 0 ϕ 3/8" = 2,54 cm ² OK
Tramo 2 3 (M+)	As = 2,31 cm ²	Usar: 2 ϕ 1/2" + 0 ϕ 3/8" = 2,54 cm ² OK
Apoyo 3 (M-)	As = 0,92 cm ²	Usar: 1 ϕ 1/2" + 0 ϕ 3/8" = 1,27 cm ² OK
Tramo 3 4 (M+)	As = 2,31 cm ²	Usar: 2 ϕ 1/2" + 0 ϕ 3/8" = 2,54 cm ² OK
Apoyo 4 (M-)	As = 0,58 cm ²	Usar: 1 ϕ 1/2" + 0 ϕ 3/8" = 1,27 cm ² OK
Tramo 4 5 (M+)	As = 2,31 cm ²	Usar: 2 ϕ 1/2" + 0 ϕ 3/8" = 2,54 cm ² OK
Apoyo 5 (M-)	As = 0,58 cm ²	Usar: 1 ϕ 1/2" + 0 ϕ 3/8" = 1,27 cm ² OK

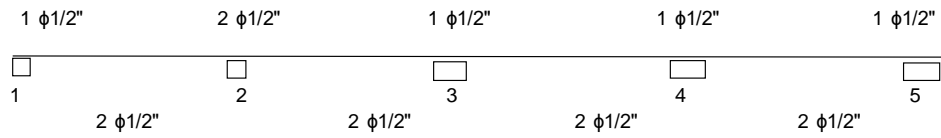


Figura 103. Resumen del diseño de losa aligerada

2.2) Verificación al Corte

$$WU = 595 \text{ kg} \quad \phi = 0,85 \quad b = 10 \text{ cm} \quad d = 17,52 \text{ cm} \quad h = 20 \text{ cm}$$

	WuL/2 1249		WuL/2 1089		WuL/2 845		1,15 WuL/2 688	
1	4,2	2	3,66	3	2,84	4	2,01	5
	-1,15 WuL/2 1437		WuL/2 1089		WuL/2 845		WuL/2 598	

Fuerza de Corte máximo Nominal :

$$V_{n\text{máx}} = V_{u\text{máx}} = 1437 \text{ kg}$$

Calculo de la Fuerza de Corte Nominal que puede absorber el Concreto, el reglamento permite aumentar 10% el valor hallado.

$$VC = \phi x 1,1 x 0,53 x \sqrt{f'c} b x d$$

$$VCN = 1258 \text{ kg}$$

chequeo:

$$V_{u\text{máx}} \geq V_{cn}$$

$$1436,76 \geq 1258,42$$

Como el VCN calculado en el apoyo 2, es menor que la cortante Nominal max. en la viga, se dice que el Concreto no absorbe todos los esfuerzos de corte, por lo tanto fallaría.

El resto de los apoyos como el Vcn es mayor que la cortante Nominal max en la viga (Vumax) por lo tanto absorbe todos los esfuerzo de corte.

2.3) Acero de temperatura (losa)

$$b = 100 \text{ cm} \quad t = 5 \text{ cm}$$

$$\text{Se coloca Asmín} = 0,0018bh = 0,90 \text{ cm}^2 \text{ por 1 metro}$$

$$\text{Se toma varillas de } \phi 1/4" \quad \text{Asb} = 0,32 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento de las barras:

$$\text{Nro de barras} : \quad \text{As/Asb} = 2,81 \text{ varillas}$$

$$\text{Espaciamiento: } S = b/\text{Nrobarras} = 35,56 \text{ cm}$$

Verificación del espaciamiento máx :

$$S \leq 45\text{cm} = 45 \text{ se elige el menor}$$

$$S \leq 5 \cdot h = 25 \quad S \text{ max} = 25 \text{ cm}$$

Se asumira el espaciamiento máximo, por razones constructivas se asume:

$$S = 25 \text{ cm}$$

Se colocara, perpendicular a la vigueta.

$$\phi = 1/4" \quad @ \quad 25 \text{ cm}$$

2.4) Detallado del refuerzo.

	0,108Ln+d 63	0,224Ln+d 112		0,24Ln+d 105	0,24Ln+d 105		0,24Ln+d 86	0,24Ln+d 86		0,224Ln+d 63	0,108Ln+d 39
1	24	44	2	36	36	3	24	24	4	201	2
	0,098Ln-d	0,146Ln-d		0,146Ln-d	0,146Ln-d		0,146Ln-d	0,146Ln-d		0,146Ln-d	0,098Ln-d

Criterios de Corte :

* Se debe dar una longitud de desarrollo antes del corte, definido por la selección de: $\phi = 1/2"$ $db = 1,27$

$$12db = 15 \quad \text{entonces se elige el mayor} = 18 \text{ cm}$$

$$d = 17,52$$

i) Por razones constructivas se colocara acero corrido en cada tramo positivo

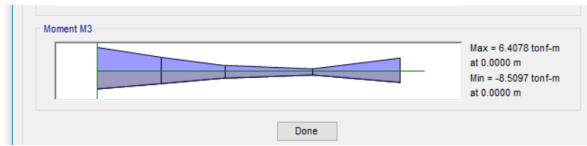
ii) El acero por temperatura se colocara sobre el acero positivo

iii) El acero negativo se cortará según lo calculado en los puntos de corte

Figura 104. Verificación al corte, acero de temperatura y detalle de refuerzo de losa aligerada

4.9.2. Diseño de viga principal

1.- Apoyo A M(-) SUPERIOR



MU=	8,5097 t-m	Fy=	4200 kg/cm ²	
MU=	850970,00 kg-cm	F'c=	210 kg/cm ²	
b=	25 cm	φ=	0,9	
h=	40 cm	β=	0,85 F'c	≤ 280 kg/cm ²
d=	34 cm			

$$a = \frac{As * fy}{0,85 * f'c * b}$$

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

a (asumido) = d/5

a=	6,80	As=	7,36 cm ²	
a=	6,92	As=	7,37 cm ²	
a=	6,94	As=	7,37 cm ²	
a=	6,94	As=	7,37 cm ²	OK

Verificación de cuantía

$$Pb = \frac{0,85 * B * f'c * (\frac{6000}{6000 + fy})}{fy} = 0,02125$$

pbmax = 0,5 * pb zona sísmica P máx = 0,0106

$$Pmin = \frac{0,7 * \sqrt{f'c}}{fy} = 0,0024$$

$$P = \frac{As}{bd} = 0,009$$

Chequeo de cuantía

P mín < P < P máx
0,0024 < 0,009 < 0,01063 **VERDADERO**

Se debe colocar el acero calculado

$$As = p * b * d$$

As = 7,37 cm²

Usar: 4 φ5/8" + 0 φ1/2" = 7,92 cm² **OK**

Chequeo de acero

$$Asmin = \frac{0,7 * \sqrt{f'c}}{fy} * b * d = 2,053 \text{ cm}^2 \quad Asmax = 0,5 * pb * b * d = 9,03 \text{ cm}^2$$

Asmin < As < Asmax
2,05 < 7,92 < 9,03 **VERDADERO**

Recubrimiento	8,00
Espaciamento	7,62
Σ diámetros	6,35
φ estribo 3/8"	1,91
	23,88 OK

Colocar el acero en una fila

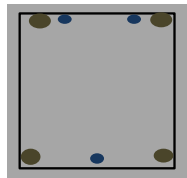
Øen "	# de fierros	Area cm ²	Diámetros
• 3/8	0	0,00	0,00
• 1/2	0	0,00	0,00
• 5/8	4	7,92	6,35
• 3/4	0	0,00	0,00
• 1	0	0,00	0,00
• 1 1/4	0	0,00	0,00
• 1/2	0	0,00	0,00
	7,62	7,92	6,35

Figura 105. Diseño por flexión de viga principal VP-1 (eje 2-2/A-B)

RESUMEN

VIGA VP-1 (EJE 2-2/A-B)

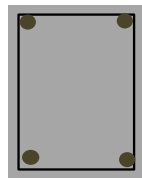
1 Apoyo A M(-) SUPERIOR	4	$\phi 5/8"$	+	0	$\phi 1/2"$	=	7,92	cm ²
2 Apoyo A M(+) INFERIOR	3	$\phi 5/8"$	+	0	$\phi 1/2"$	=	5,94	cm ²
3 Apoyo A-B M(-) CENTRAL SUPERIOR	0	$\phi 5/8"$	+	2	$\phi 1/2"$	=	2,53	cm ²
4 Apoyo A-B M(+) CENTRAL INFERIOR	0	$\phi 5/8"$	+	2	$\phi 1/2"$	=	2,53	cm ²
5 Apoyo B M(-) SUPERIOR	2	$\phi 5/8"$	+	0	$\phi 1/2"$	=	3,96	cm ²
6 Apoyo B M(+) INFERIOR	0	$\phi 5/8"$	+	3	$\phi 1/2"$	=	3,80	cm ²



4 $\phi 5/8"$

3 $\phi 5/8"$

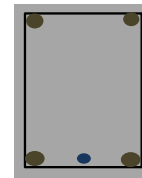
SECCIÓN 3-3 (EXT. IZQUIERDO)



2 $\phi 1/2"$

2 $\phi 1/2"$

SECCIÓN 1-1 (CENTRAL)

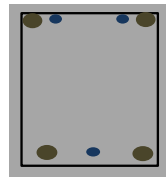


2 $\phi 5/8"$

3 $\phi 1/2"$

SECCIÓN 2-2 (EXT. DERECHO)

VIGA VP-1 (EJE 2-2/A-B)



2 $\phi 5/8"$ + 2 $\phi 1/2"$

3 $\phi 1/2"$

DISEÑO FINAL DE LA VP-1 DEL PRIMER PISO

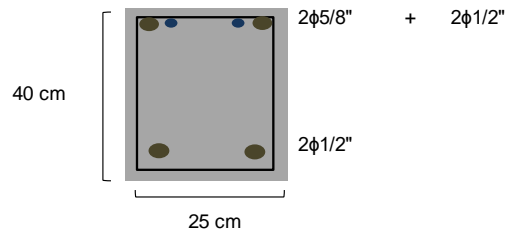
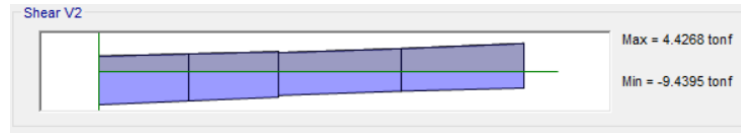


Figura 106. Resumen del diseño por flexión de viga principal VP-1 (eje 2-2/A-B)

DISEÑO POR CORTE (VP-1)

1.- Tramo A-B Vu(MAYOR)



$VU = 9,4395 \text{ t}$
 $VU \text{ max} = 9439,50 \text{ kg}$
 $b = 25 \text{ cm}$
 $h = 40 \text{ cm}$
 $d = 34 \text{ cm}$
 $Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 0,85$
 $Av = 1,425 \text{ cm}^2$

a) CORTANTE RESISTIDO POR EL CONCRETO

$$Vc = 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$Vc = 6528,37 \text{ kg}$$

b) CORTANTE RESISTIDO POR EL ACERO DE REFUERZO

$$\text{como: } Vu \leq \phi Vn$$

$$\phi Vn = \phi (Vc + Vs)$$

obtenemos:

$$Vs = \frac{Vu - Vc}{\phi}$$

$$Vs = 4576,93 \text{ kg}$$

chequeo:

$$Vu \geq Vc$$

$$9439,50 \geq 6528,37 \quad \text{Necesita Refuerzo}$$

Ø en "	# de fierros	Area cm ²	Diámetros
3/8	1	0,71	0,95
1/2	1	1,27	1,27
5/8	0	0,00	0,00
3/4	0	0,00	0,00
1	0	0,00	0,00
1 1/4	0	0,00	0,00
1/2	0	0,00	0,00
	2,5	1,98	2,22

c) CÁLCULO DEL ESPACIAMIENTO "S"

$$S = \frac{Av * fy * d}{Vs}$$

$$S = 44,46 \text{ cm}$$

c.1) CÁLCULO DE LA LONGITUD DE CONFINAMIENTO "Lo"

$$Lo = 2 * h$$

Longitud de confinamiento= 80 cm

espaciamiento máximo:

$$0,25xd = 8,5 \text{ cm}$$

$$10xdb = 12,70 \text{ cm}$$

$$24db = 22,86 \text{ cm}$$

$$30cm = 30 \text{ cm}$$

escogemos el menor= 9 cm

c.2) ZONA CENTRAL:

espaciamiento máximo:

$$S = 0,5 * d = 17,00 \text{ cm}$$

$$S = 17 \text{ cm}$$

c.3) CARA DEL ELEMENTO DE APOYO :

espaciamiento máximo:

$$S = 10 \quad 10,00 \text{ cm}$$

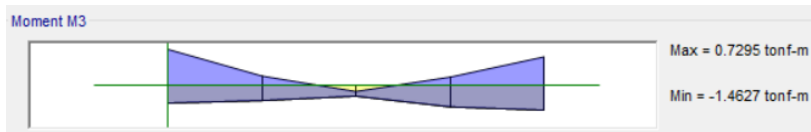
$$S = 5 \text{ cm}$$

Usar: estribo $\phi 3/8$: 2@0,05 m + 6@0,10 m + 1@0,15 m + Rto@0,20 m

Figura 107. Diseño por corte de viga principal VP-1 (eje 2-2/A-B)

4.9.3. Diseño de viga secundaria

1.- Apoyo 1 M(-) SUPERIOR



MU=	1,4627 t-m	Fy=	4200 kg/cm ²
MU=	146270,00 kg-cm	F'c=	210 kg/cm ²
b=	25 cm	φ=	0,9
h=	30 cm	β=	0,85 F'c ≤ 280 kg/cm ²
d=	24 cm		

$$a = \frac{As * fy}{0,85 * f'c * b}$$

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

a (asumido) = d/5

a=	4,80	As=	1,79 cm ²
a=	1,69	As=	1,67 cm ²
a=	1,57	As=	1,67 cm ²
a=	1,57	As=	1,67 cm ² OK

Verificación de cuantía

$$Pb = \frac{0,85 * B * f'c * (\frac{6000}{6000 + fy})}{fy} = 0,0213$$

$$pb_{max} = 0,5 * pb \quad \text{zona sísmica} \quad P \text{ máx} = 0,0106$$

$$P_{min} = \frac{0,7 * \sqrt{f'c}}{fy} = 0,0024$$

$$P = \frac{As}{bd} = 0,003$$

Chequeo de cuantía

$$P \text{ mín} < P < P \text{ máx}$$

$$0,0024 < 0,003 < 0,0106 \quad \text{VERDADERO}$$

Se debe colocar el acero calculado

$$As = p * b * d$$

$$As = 1,67 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } 0 \text{ } \phi 3/4" + 2 \text{ } \phi 1/2" = 2,53 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

Chequeo de acero

$$As_{min} = \frac{0,7 * \sqrt{f'c}}{fy} * b * d = 1,45 \text{ cm}^2 \quad As_{max} = 0,5 * pb * b * d = 6,38 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} < As < As_{max}$$

$$1,45 < 2,53 < 6,38 \quad \text{VERDADERO}$$

Recubrimiento	8,00
Espaciamiento	2,50
Σ diámetros	2,54
φ estribo 3/8"	1,91
	14,95 OK

Colocar el acero en una fila

Ø en "	# de fierros	Area cm ²	Diámetros
• 3/8	0	0,00	0,00
• 1/2	2	2,53	2,54
• 5/8	0	0,00	0,00
• 3/4	0	0,00	0,00
• 1	0	0,00	0,00
• 1 1/4	0	0,00	0,00
• 1/2	0	0,00	0,00
	2,5	2,53	2,54

Figura 108. Diseño por flexión de viga secundaria VS-1 (eje F-F/1-5)

RESUMEN

VIGA VS-1 (EJE F-F/1-5)

1 Apoyo 1 M(-) SUPERIOR	0	$\phi 3/4"$	+	2	$\phi 1/2"$	=	2,53	cm ²
2 Apoyo 1 M(+) INFERIOR	0	$\phi 5/8"$	+	2	$\phi 1/2"$	=	2,53	cm ²
3 Apoyo 1-2 M(-) CENTRAL SUPERIOR	0	$\phi 5/8"$	+	2	$\phi 1/2"$	=	2,53	cm ²
4 Apoyo 1-2 M(+) CENTRAL INFERIOR	0	$\phi 5/8"$	+	2	$\phi 1/2"$	=	2,53	cm ²
5 Apoyo 2 M(-) SUPERIOR	0	$\phi 5/8"$	+	2	$\phi 1/2"$	=	2,53	cm ²
6 Apoyo 2 M(+) INFERIOR	0	$\phi 5/8"$	+	2	$\phi 1/2"$	=	2,53	cm ²

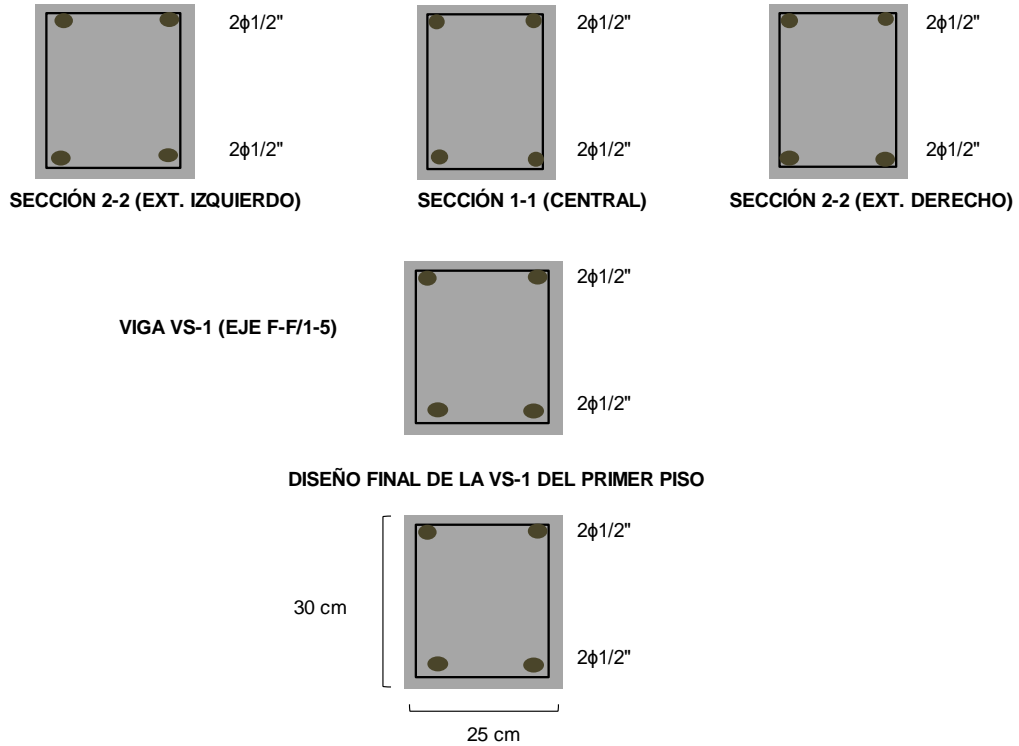
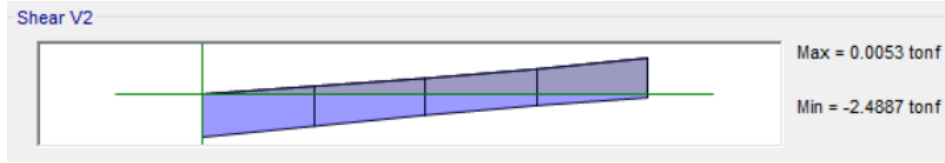


Figura 109. Resumen del diseño por flexión de viga secundaria VS-1 (eje F-F/1-5)

DISEÑO POR CORTE (VS-1)

1.- Tramo 1-2 Vu(MAYOR)



VU= 2,4887 t
 VU max = 2488,70 kg
 b= 25 cm
 h= 30 cm
 d= 24 cm
 Fy= 4200 kg/cm²
 F'c= 210 kg/cm²
 φ= 0,85
 Av= 1,425 cm²

a) CORTANTE RESISTIDO POR EL CONCRETO

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

VC= 4608,26 kg

b) CORTANTE RESISTIDO POR EL ACERO DE REFUERZO

como: $V_{ud} \leq \phi V_n$
 $\phi V_n = \phi(V_c + V_s)$

obtenemos:

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

Vs= -1680,4 kg

chequeo:

$V_u \geq V_c$
 2488,70 ≥ 4608,26 **Refuerzo Mínimo**

Ø en "	# de fierros	Area cm ²	Diámetros
1/4	1	0,32	0,64
3/8	1	0,71	0,95
1/2	1	1,27	1,27
5/8	0	0,00	0,00
3/4	0	0,00	0,00
1	0	0,00	0,00
1 1/4	0	0,00	0,00
1/2	0	0,00	0,00
	2,5	1,98	2,22

c) CÁLCULO DEL ESPACIAMIENTO "S"

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

S= -85,49 cm

c.1) CÁLCULO DE LA LONGITUD DE CONFINAMIENTO "Lo"

$L_o = 2 * h$

Longitud de confinamiento= 60 cm

espaciamiento máximo:

0,25xd= 6 cm
 10xdb= 12,70 cm
 24db= 22,86 cm
 30cm= 30 cm

escogemos el menor= 6 cm

c.2) ZONA CENTRAL:

espaciamiento máximo:

S=0,5*d= 12,00 cm
 S= 12 cm

c.3) CARA DEL ELEMENTO DE APOYO :

espaciamiento máximo:

S=10 10,00 cm
 S= 5 cm

Usar: estribo φ3/8": 1@0,05 m + 4@0,10 m + 1@0,15 m + Rto@0,20 m

Figura 110. Diseño por corte de viga secundaria VS-1 (eje F-F/1-5)

4.9.4. Diseño de columnas C-1

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA COLUMNAS

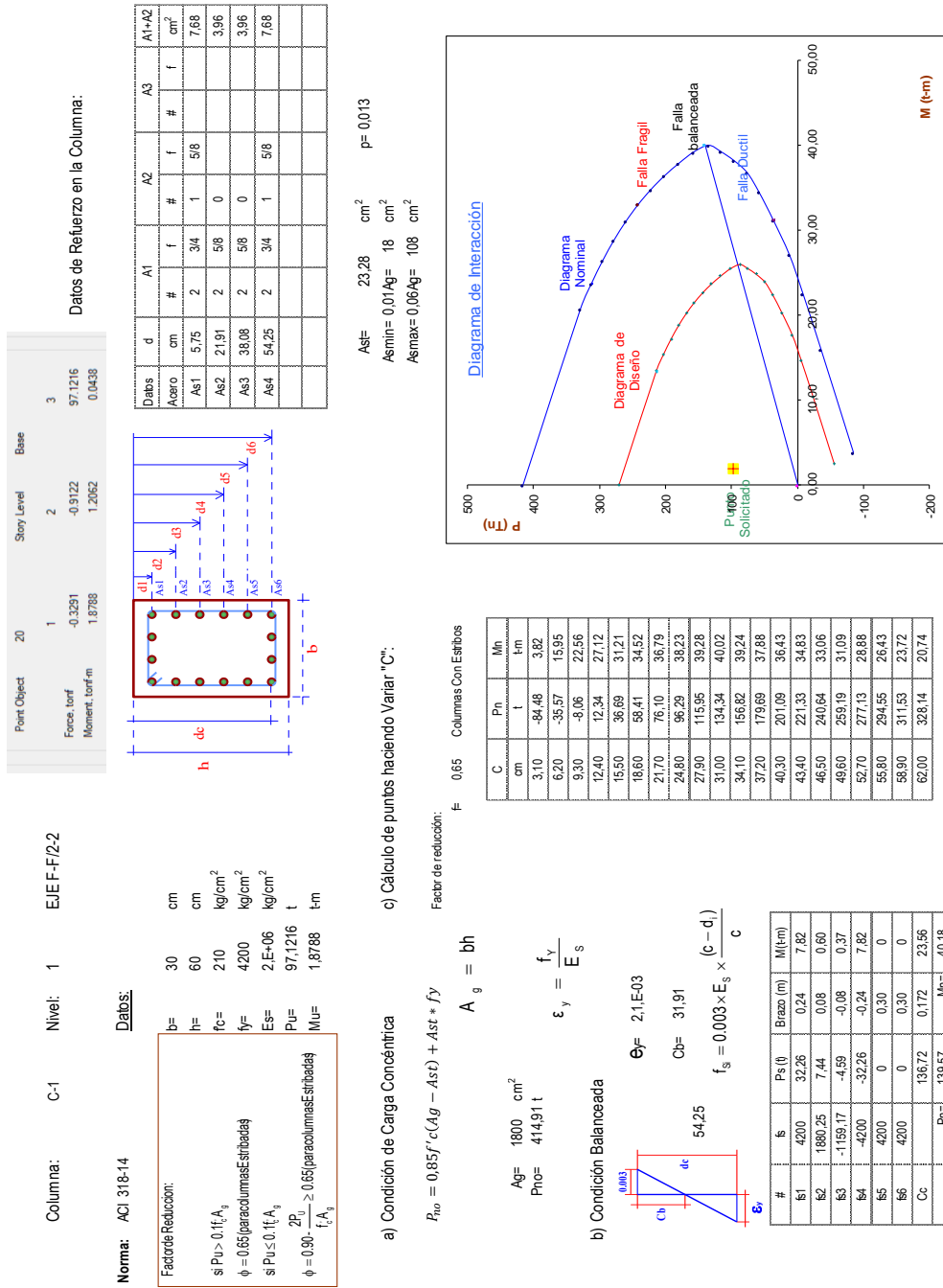


Figura 111. Diseño de columna (eje F-F/2-2)

DISEÑO POR CORTE C-1 (EJE F-F/2-2)

1.- Intersección F-F/2-2

Point Object	20	Story Level	Base
	1	2	3
Force, tonf	-0.3291	-0.9122	97.1216
Moment, tonf-m	1.8788	1.2062	0.0438

VU=	0,9122 t	Ln=	286,00 cm
VU max =	912,20 kg	Fy=	4200 kg/cm ²
b=	30,00 cm	F'c=	210 kg/cm ²
h=	60,00 cm	φ=	0,85
d=	54,25 cm	Av=	1,425 cm ²
Ag=	1800,00 cm ²	Nu=	97,12 t
		Nu=	97121,6 kg

a) CORTANTE RESISTIDO POR EL CONCRETO

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'c} * (1 + \frac{Nu}{140 * Ag}) * b * d$$

Vc= 17318,60 kg

b) CORTANTE RESISTIDO POR EL ACERO DE REFUERZO

como: $V_{ud} \leq \phi V_n$

$\phi V_n = \phi(V_c + V_s)$

obtenemos:

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

Vs= -16245,42 kg

c) CÁLCULO DEL ESPACIAMIENTO "S"

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

S= -19,99 cm

chequeo:

Vu	≥	Vc	
912,20	≥	17318,60	Refuerzo Mínimo

c.1) CÁLCULO DE LA LONGITUD DE CONFINAMIENTO "Lo"

Lo=Ln/6	47,67 cm		
Lo=b	30,00 cm		
Lo=h	60,00 cm		
Lo=	50,00 cm	escogemos el mayor=	60,00 cm

espaciamento S máximo en la zona de confinamiento:

S=8xdb	12,70 cm		
S=b/2	15,00 cm		
S=h/2	30,00 cm		
S=	10,00 cm	escogemos el menor=	10,00 cm

c.2) ZONA CENTRAL:

espaciamento máximo:			
S'=16xdb	25,40 cm		
S'=48xdb	45,72 cm		
S'=b	30,00 cm		
S'=h	60,00 cm		
S'=	30,00 cm	escogemos el menor=	25,40 cm

c.3) CARA DEL ELEMENTO DE APOYO :

espaciamento máximo:			
S=10	10,00 cm		
S=	5,00 cm	escogemos el menor=	5,00 cm

c.4) DENTRO DEL NUDO :

espaciamento máximo:	
S"=	15,00 cm

Usar: estribo φ3/8": 2@0,05 m + 6@0,10 m + 1@0,15 m + Rto@0,25 m

Øen "	# de fierros	Area cm ²	Diámetros
3/8	1	0,71	0,95
1/2	1	1,27	1,27
5/8	1	1,98	1,59
3/4	1	2,85	1,91
1	0	0,00	0,00
1 1/4	0	0,00	0,00
1 1/2	0	0,00	0,00
	7,5	6,81	5,72

Figura 112. Diseño por corte para columna (eje F-F/2-2)

4.9.5. Diseño de columnas C-2

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA COLUMNAS

Port Object	39	Story Level	Base
Force, tonf	-0.1950	2	51.8709
Moment, tonf.m	3.1894	-1.2223	0.0323

Norma: ACI 318-14

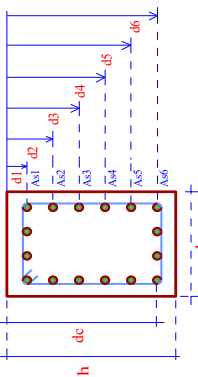
Columna: C-2 Nivel: 1 EJE F-F/5-5

Datos:

b=	30	cm
h=	50	cm
f _c =	210	kg/cm ²
γ=	4200	kg/cm ²
E _s =	2.E+06	kg/cm ²
P _u =	51.8709	t
M _u =	3.1894	t.m

Factor de Reducción:

si $P_u > 0.1f_c A_g$
 $\phi = 0.65$ (para columnas esbeltas)
 si $P_u \leq 0.1f_c A_g$
 $\phi = 0.90 - \frac{2P_u}{f_c A_g} \geq 0.65$ (para columnas esbeltas)



Datos de Refuerzo en la Columna:

Datos	d	A1	A2	A3	A1+A2			
Acero	cm	#	f	#	f	#	f	cm ²
As1	5.75	3	5/8	0				5.94
As2	21.91	2	5/8	0				3.96
As3	38.08	2	5/8	0				3.96
As4	44.25	3	5/8	0				5.94

As_l= 19.79 cm² p= 0.013
 As_{min}= 0.01Ag= 15 cm²
 As_{max}= 0.06Ag= 90 cm²

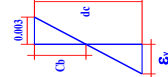
a) Condición de Carga Concéntrica

$$P_{rio} = 0.85f_c(A_g - Ast) + Ast * f_y$$

$$A_g = bh$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

b) Condición Balanceada



$$\Theta_y = 0.0021$$

$$Cb = 26.03$$

$$f_{si} = 0.003 * E_s * \frac{(c-d)}{C}$$

#	f _s	P _s (t)	Brazo (m)	M (t.m)
1	4200	24.94	0.19	4.80
2	949.32	3.76	0.03	0.12
3	-2776.92	-10.99	-0.13	1.44
4	-4200	-24.94	-0.19	4.80
5	4200	0	0.25	0
6	4200	0	0.25	0
Cc		111.52	0.146	16.27
		104.28		27.43

c) Cálculo de puntos haciendo variar "C":

Factor de reducción: f = 0.65

Columnas Con Esbeltas

C	P _n	M _n
cm	t	t.m
2.60	-71.99	4.33
5.20	-39.66	10.85
7.80	-15.40	15.58
10.40	2.30	18.82
13.00	17.72	21.33
15.60	38.16	23.55
18.20	55.94	25.34
20.80	71.21	26.60
23.40	86.85	27.28
26.00	104.08	27.42
28.60	125.64	26.37
31.20	145.53	25.31
33.80	164.07	24.20
36.40	181.55	23.00
39.00	198.18	21.68
41.60	214.13	20.22
44.20	229.51	18.61
46.80	244.43	16.83
49.40	258.94	14.87
52.00	273.12	12.73

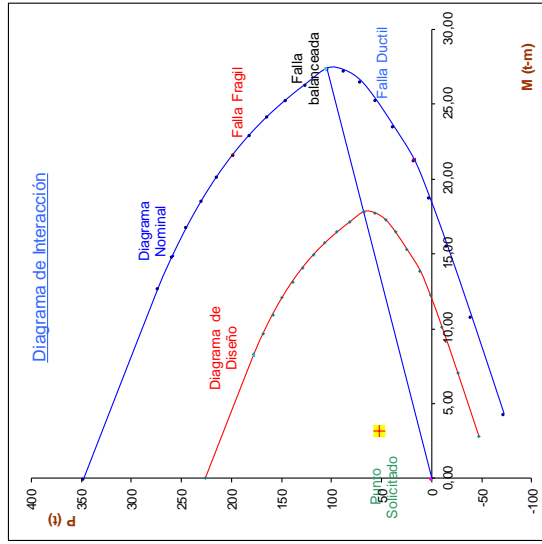


Figura 113. Diseño de columna (eje F-F/5-5)

DISEÑO POR CORTE C-1 (EJE F-F/5-5)

1.- Intersección F-F/5-5

Point Object	39	Story Level	Base
	1	2	3
Force, tonf	-0.1850	-1.2223	51.8709
Moment, tonf-m	3.1894	-0.3627	0.0333

VU= 1,2223 t
 VU max = 1222,30 kg
 b= 30,00 cm
 h= 50,00 cm
 d= 44,25 cm
 Ag= 1500,00 cm²

Ln= 286,00 cm
 Fy= 4200 kg/cm²
 F'c= 210 kg/cm²
 φ= 0,85
 Av= 1,425 cm²
 Nu= 51,87 t
 Nu= 51870,9 kg

a) CORTANTE RESISTIDO POR EL CONCRETO

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'c} * (1 + \frac{Nu}{140 * Ag}) * b * d$$

Vc= 12715,25 kg

b) CORTANTE RESISTIDO POR EL ACERO DE REFUERZO

$$\text{como: } V_{ud} \leq \phi V_n$$

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

obtenemos:

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

Vs= -11277,25 kg

c) CÁLCULO DEL ESPACIAMIENTO "S"

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

S= -23,49 cm

chequeo:

$$\begin{matrix} V_u & \geq & V_c \\ 1222,30 & \geq & 12715,25 \end{matrix} \quad \text{Refuerzo Mínimo}$$

c.1) CÁLCULO DE LA LONGITUD DE CONFINAMIENTO "Lo"

Lo=Ln/6 47,67 cm
 Lo=b 30,00 cm
 Lo=h 50,00 cm
 Lo= 50,00 cm escogemos el mayor= 50,00 cm

espaciamento S máximo en la zona de confinamiento:

S=8xdb 12,70 cm
 S=b/2 15,00 cm
 S=h/2 25,00 cm
 S= 10,00 cm escogemos el menor= 10,00 cm

c.2) ZONA CENTRAL:

espaciamento máximo:
 S'=16xdb 25,40 cm
 S'=48xdb 45,72 cm
 S'=b 30,00 cm
 S'=h 50,00 cm
 S'= 25,40 cm escogemos el menor= 25,40 cm

c.3) CARA DEL ELEMENTO DE APOYO :

espaciamento máximo:
 S=10 10,00 cm
 S= 5,00 cm escogemos el menor= 5,00 cm

c.4) DENTRO DEL NUDO :

espaciamento máximo:
 S''= 15,00 cm

Usar: estribo φ3/8": 2@0,05 m + 6@0,10 m + 1@0,15 m + Rto@0,25 m

Øen ''	# de fierros	Area cm ²	Diámetros
3/8	1	0,71	0,95
1/2	1	1,27	1,27
5/8	1	1,98	1,59
3/4	1	2,85	1,91
1	0	0,00	0,00
1 1/4	0	0,00	0,00
1 1/2	0	0,00	0,00
	7,5	6,81	5,72

Figura 114. Diseño por corte para columna (eje F-F/2-2)

4.9.6. Diseño de columnas C-3

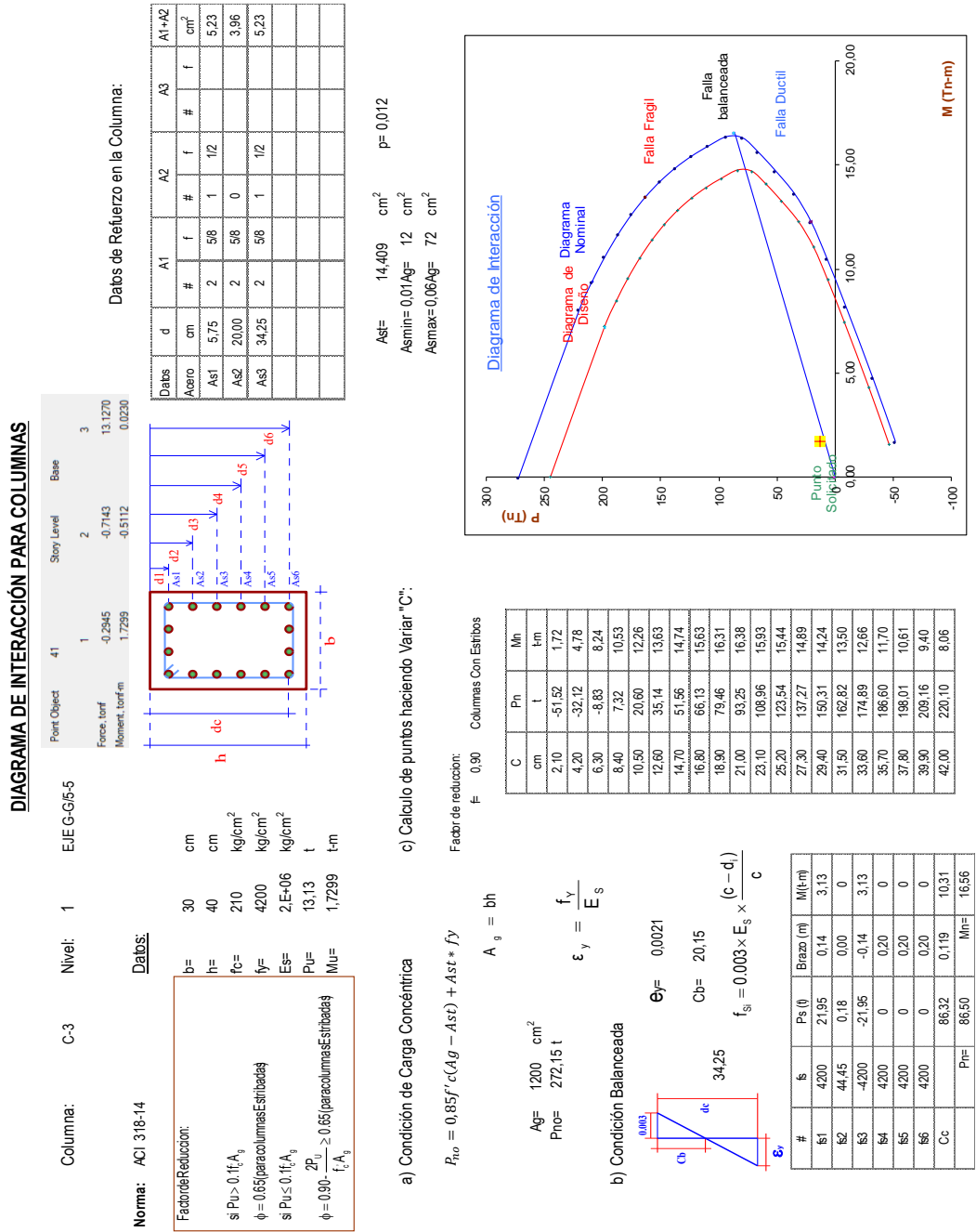


Figura 115. Diseño de columna (eje G-G/5-5)

DISEÑO POR CORTE C-1 (EJE G-G/5-5)

1.- Intersección G-G/5-5

Point Object	41	Story Level	Base
	1	2	3
Force, tonf	-0.2945	-0.7143	13.1270
Moment, tonf-m	1.7299	-0.5112	0.0230

VU=	0,7143 t	Ln=	286,00 cm
VU max =	714,30 kg	Fy=	4200 kg/cm ²
b=	30,00 cm	F'c=	210 kg/cm ²
h=	40,00 cm	φ=	0,85
d=	34,25 cm	Av=	1,425 cm ²
Ag=	1200,00 cm ²	Nu=	13,13 t
		Nu=	13127 kg

a) CORTANTE RESISTIDO POR EL CONCRETO

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'c} * (1 + \frac{N_u}{140 * A_g}) * b * d$$

$$V_c = 8509,20 \text{ kg}$$

b) CORTANTE RESISTIDO POR EL ACERO DE REFUERZO

$$\text{como: } V_{ud} \leq \phi V_n$$

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

obtenemos:

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

$$V_s = -7668,85 \text{ kg}$$

c) CÁLCULO DEL ESPACIAMIENTO "S"

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

$$S = -26,73 \text{ cm}$$

chequeo:

$$\begin{matrix} V_u & \geq & V_c \\ 714,30 & \geq & 8509,20 \end{matrix} \quad \text{Refuerzo Mínimo}$$

c.1) CÁLCULO DE LA LONGITUD DE CONFINAMIENTO "Lo"

Lo=Ln/6	47,67 cm		
Lo=b	30,00 cm		
Lo=h	40,00 cm		
Lo=	50,00 cm	escogemos el mayor=	50,00 cm

espaciamento S máximo en la zona de confinamiento:

S=8xdb	12,70 cm		
S=b/2	15,00 cm		
S=h/2	20,00 cm		
S=	10,00 cm	escogemos el menor=	10,00 cm

c.2) ZONA CENTRAL:

espaciamento máximo:			
S'=16xdb	25,40 cm		
S'=48xdb	45,72 cm		
S'=b	30,00 cm		
S'=h	40,00 cm		
S'=	30,00 cm	escogemos el menor=	25,40 cm

c.3) CARA DEL ELEMENTO DE APOYO :

espaciamento máximo:			
S=10	10,00 cm		
S=	5,00 cm	escogemos el menor=	5,00 cm

c.4) DENTRO DEL NUDO :

espaciamento máximo:			
S"=	15,00 cm		
Usar:	estribo φ3/8": 2@0,05 m + 6@0,10 m + 1@0,15 m + Rto@0,25 m		

Øen "	# de fierros	Area cm ²	Diámetros
3/8	1	0,71	0,95
1/2	1	1,27	1,27
5/8	1	1,98	1,59
3/4	1	2,85	1,91
1	0	0,00	0,00
1 1/4	0	0,00	0,00
1 1/2	0	0,00	0,00
	7,5	6,81	5,72

Figura 116. Diseño por corte para columna (eje G-G/5-5)

4.9.7. Diseño de muros de corte (placas) M-5

1 DATOS EJE B-B/5-5

MU=	249,3397 t-m	MU=	24933970,00 kg-cm	fy=	4200 kg/cm ²
VU=	54,6418 t	VU=	54641,80 kg	f'c=	210 kg/cm ²
PU=	179,4678 t	PU	179467,80 kg	φc=	0,85
lm	2,5 m	lm	250 cm	φf=	0,70
lc=	2,86 m	lc=	286 cm	k=	1
hm=	18,36 m	ht=	1836 cm		

2 DISEÑO POR COMPRESIÓN

a) Determinación del concreto del muro a la compresión

$$h \geq \frac{\text{menor dimensión entre hm y lm}}{25}$$

$$h \geq 0,10 \text{ m}$$

$$h \geq 10 \text{ cm por lo que asumiremos: } 25 \text{ cm}$$

b) Sección transversal del muro (Ag)

$$Ag = lm \cdot h$$

$$Ag = 0,625 \text{ m}^2$$

$$Ag = 6250 \text{ cm}^2$$

c) Determinación del concreto del muro a la compresión

$$\phi Pn = 0,55 \phi f'c Ag \left[1 - \left(\frac{klc}{32h} \right)^2 \right]$$

$$\phi Pn = 440730,40 \text{ kg}$$

$$\phi Pn = 440,73 \text{ t}$$

d) Según la filosofía se debe cumplir

$$Pu \geq \phi Pn$$

$$179,468 \geq 440,73$$

No es necesario acero de refuerzo por compresión debido a que las solicitaciones por cargas axiales son menores a la resistencia del Cº

3 DISEÑO POR FLEXIÓN

a) Peralte efectivo de la sección

$$d = 0,8 \cdot lm$$

$$d = 2,00 \text{ m}$$

$$d = 200,00 \text{ cm}$$

b) Verificación del muro para diseñar como muro esbelto

$$d/hm < 0,4$$

$$0,11 < 0,4 \quad \text{OK} \quad \text{El muro se diseñara como un elemento esbelto}$$

c) Diseño del muro por flexión

$$Ru = \frac{Mu}{h \cdot d^2}$$

$$0,91$$

$$0,0091$$

$$Ru = 24,93 \text{ kg/cm}^2$$

Por la tabla N° A.01 (Anexo), se obtiene una cuantía de:

$$Ru = 24,93 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$p = 0,009$$

d) El área de acero vendría a ser:

$$As = \rho \cdot d \cdot h$$

$$As = 45 \text{ cm}^2$$

Ø en "	# de fierros	Area cm ²	Diámetros
• 3/8	0	0,00	0,00
• 1/2	0	0,00	0,00
• 5/8	24	47,50	38,10
• 3/4	0	0,00	0,00
• 1	0	0,00	0,00
• 1/4	0	0,00	0,00
• 1/2	0	0,00	0,00
		58,42	47,50
		47,50	38,10

$$\text{Usar: } 24 \quad \phi 5/8" \quad = \quad 47,50 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

Figura 117. Diseño por compresión y flexión muro de corte (eje B-B/5-5)

4 DISEÑO POR CORTE

a) Determinación de la cortante nominal

$$V_n = \frac{V_u}{\phi}$$

$$V_n = 64,28 \quad \text{t}$$

b) Verificación de la fuerza cortante en el elemento.

$$V_n = 2,7 * \sqrt{f'c} * h * d$$

$$V_n = 195,63 \quad \text{t}$$

$$64,28 \leq 195,63 \quad \text{OK}$$

b) Determinación de la altura de la sección crítica (hsc)

$$h_{sc} = l_m / 2$$

$$h_{sc} = 1,25 \quad \text{m}$$

c) Determinación de la resistencia al corte del muro aportada por el concreto en la sección crítica.

$$V_c = 0,88 * \sqrt{f'c} * h * d + \left(\frac{P_u * d}{4 * l_m} \right)$$

$$V_c = 99655,62 \quad \text{t}$$

$$V_c = 99,66 \quad \text{kg}$$

$$V_c = \left[0,16 * \sqrt{f'c} + \frac{l_m (0,33 * \sqrt{f'c} + \frac{0,2 * P_u}{l_m * h})}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_m}{2}} \right] * h * d$$

$$V_c = 34225,18 \quad \text{kg}$$

$$V_c = 34,23 \quad \text{t}$$

Se considerara la resistencia al corte mas desfavorable de $V_c = 34,23 \quad \text{t}$

d) Resistencia al corte que aporta el acero

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

$$V_s = 30,06 \quad \text{t}$$

Figura 118. Diseño por corte del muro de corte (eje B-B/5-5)

5 CÁLCULO DEL REFUERZO HORIZONTAL POR CORTE

a) Espaciamiento

$$S=3*h= 75 \text{ cm}$$

$$S= 40 \text{ cm} \quad \text{escogemos el menor}= 40 \text{ cm}$$

b) Área de acero horizontal y cuantía mínima $A_v=\emptyset 1/2"$ 1,27

$$A_{sh}=0,002*b*h$$

$$A_{sh}= 5,0 \text{ cm}^2/\text{m} \quad p_h = \frac{A_v}{A_g} = 0,00254 > 0,0025 \text{ OK}$$

$$p_{min} \leq 0,0025$$

Para determinar la cuantía horizontal se asumira $2\emptyset 1/2"= 2,53 \text{ cm}^2$

$$\rho_h = \frac{A_s}{S * h}$$

$$p_h = 0,0025$$

c) Chequeo de cuantía

P mín < P

$$0,0025 < 0,0025 \quad \text{VERDADERO}$$

Usar:	2	$\emptyset 1/2"$	@	40	cm
-------	---	------------------	---	----	----

6 CÁLCULO DEL REFUERZO VERTICAL POR CORTE

a) Espaciamiento

$$S=3*h= 75 \text{ cm}$$

$$S= 40 \text{ cm} \quad \text{escogemos el menor}= 40 \text{ cm}$$

b) Área de acero horizontal y cuantía mínima $A_v=\emptyset 1/2"$ 1,27

$$A_{sv}=0,0012*b*h$$

$$A_{sv}= 3,00 \text{ cm}^2/\text{m} \quad p_v = \frac{A_v}{A_g} = 0,00254 > 0,0025 \text{ OK}$$

$$p_{min} \leq 0,0025$$

$$\rho_v = 0,0025 + 0,5 \left[2,5 - \frac{h_m}{l_m} \right] * (\rho_h - 0,0025) \geq 0,0025$$

$$p_v = 0,0024$$

c) Chequeo de cuantía

P mín < P

$$0,0025 < 0,0024 \quad \text{FALSO}$$

Usar:	2	$\emptyset 1/2"$	@	40	cm
-------	---	------------------	---	----	----

Figura 119. Diseño del refuerzo horizontal y vertical por corte del muro de corte (eje B-B/5-5)

4.9.8. Diseño de zapata conectada (ZC-1)

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO:

Se tiene:

Columna 1C	EXTERIOR	:	80	25	cm
Columna 2C	INTERIOR	:	60	30	cm
Esfuerzo de trabajo del terreno		:	2,50	kg/cm ²	
f'c		:	210	kg/cm ²	
fy		:	4200	kg/cm ²	
L		:	2,74	m	

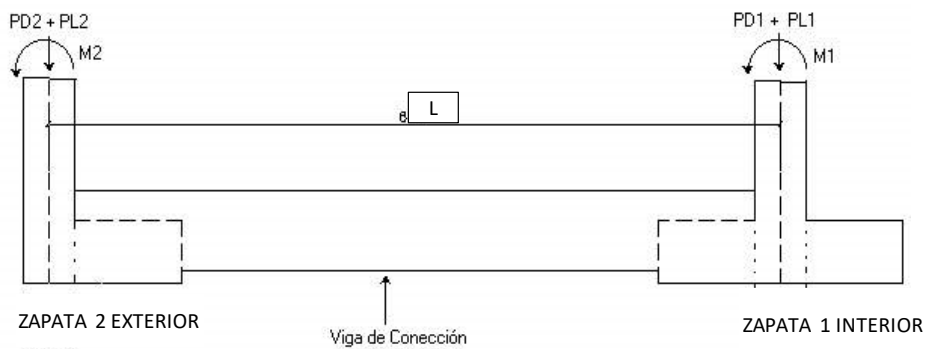
CARGAS QUE LLEGAN A LAS ZAPATAS:

* ZAPATA 1 INTERIOR

Columna 2C	PD1	=	29530,50 kg	29,5305 t
	PL1	=	7326,60 kg	7,3266 t
	MD1	=	79,10 kg-m	0,0791 t-m
	ML1	=	40,70 kg-m	0,0407 t-m

* ZAPATA 2 EXTERIOR

Columna 1C	PD2	=	21443,90 kg	21,4439 t
	PL2	=	2405,90 kg	2,4059 t
	MD2	=	147,90 kg-m	0,1479 t-m
	ML2	=	91,30 kg-m	0,0913 t-m



ESTRUCTURACIÓN:

La dirección de la zapata está determinada por la dirección del portico secundario, en nuestro caso en la dirección C - C del eje 1-2.

La columna 1C es exterior que tiene una sección de 80x30 cm con una zapata excéntrica.

La columna 2C es interior que tiene una sección de 60x30 cm con una zapata céntrica.

A) PREDIMENSIONAMIENTO DE LAS ZAPATAS

* Se va considerar una altura $h = 60$ cm, para las dos zapatas para permitir que los que lleguen de las columnas a las zapatas tengan la suficiente longitud de desarrollo.

$$d = h - 10$$

$$d = 50 \text{ cm}$$

Figura 120. Diseño de zapata conectada (Z-1)

* ZAPATA 1 INTERIOR (Z-1:EJE 2C)

- * Como simplificación para el predimensionamiento el área de la zapata se va considerar solo las cargas axiales directas de servicio, no tomando en cuenta los momentos, para lo cual se debe asumir un esfuerzo de menor que el esfuerzo del terreno en razón que no se a considerado el momento que actúa.

$$\sigma t^7 = 2,5 \text{ kg/cm}^2$$

trasmite la columna.

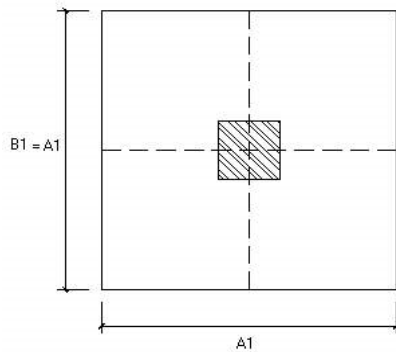
interpolando se considerara= 7% de P.

$$PP_{zapata} = 2580,00 \text{ kg}$$

Pesos propio para el 1º nivel tanteo	
$f'c \geq 210 \text{ kg/cm}^2$	
4	4% de P
3	6% de P
2	8% de P
1	10% de P

J.Ortega pág.18

- * Por ser cuadradas B1 =A1



$$A1^2 = \frac{PL1 + PD1 + PP_{zap}}{\sigma}$$

$$A1 = 125,60 \text{ cm} \quad 1,26 \text{ m}$$

Tomamos A1	=	1,30	m
Tomamos B1	=	1,30	m

- * Verificación de las presiones en el terreno

$$\sigma_{servicio}^1 = \frac{PL1 + PD1 + P.P.realzap1}{A1 \times B1} + \frac{6(ML1 + MD1)}{A1^2 \times B1}$$

$$\sigma_{servicio}^1 = 2,37 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{servicio}^1 < \sigma_{trabajo} \text{ Correcto}$$

$$\sigma_{servicio}' = \frac{PL1 + PD1 + P.P.realzap1}{A1 \times B1} - \frac{6(ML1 + MD1)}{A1^2 \times B1}$$

$$\sigma_{servicio}' = 2,30 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{servicio}' > 0 \text{ Correcto}$$

* ZAPATA 2 EXTERIOR (Z-2:EJE 1C)

- * Como simplifiacion para el predimensionamiento el área de la zapata se va considerar solo las cargas axiales directas de servicio, no tomando en cuenta los momentos,para lo cual se debe asumir un esfuerzo de menor que el esfuerzo del terreno en razón que no se a considerado el momento que actúa.

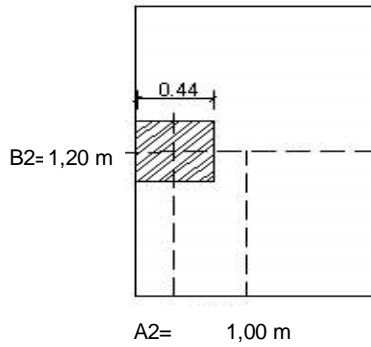
$$\sigma t^7 = 2,5 \text{ kg/cm}^2$$

Figura 121. Diseño de zapata conectada (Z-1)

- * Se va considerar como peso propio de la Zapata el 7% del valor de la carga que trasmite la columna.

$$PP_{zapata} = 1669,49 \text{ kg}$$

- * Por ser cuadradas $B2 = 1.5A2$



Pesos propio para el 1º nivel tanteo	
4	4% de P
3	6% de P
2	8% de P
1	10% de P

J.Ortega pág.18

$$A2^2 = \frac{PL2 + PD2 + PP_{zap 2}}{1.5\sigma}$$

$$A2 = 82,49 \text{ cm}$$

Tomamos A2	=	1,00	m
Tomamos B2	=	1,20	m

$$e = A2/2 - C2/2$$

$$e = 0,38 \text{ m}$$

- * Verificación de las presiones en el terreno

$$\sigma_{servicio 2} = \frac{PL2 + PD2 + P.P.realzap 2}{A2 \times B2} + \frac{6(ML2 + MD2)}{A2^2 \times B2}$$

$$\sigma_{servicio 1} = 2,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{servicio 1} < \sigma_{trabajo} \text{ Correcto}$$

$$\sigma'_{servicio 1} = \frac{PL1 + PD1 + P.P.realzap 1}{A1 \times B1} - \frac{6(ML1 + MD1)}{A1^2 \times B1}$$

$$\sigma'_{servicio 1} = 2,01 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{servicio 1} > 0 \text{ Correcto}$$

- * CALCULO DE LAS REACCIONES DE LOS ESFUERZOS DEL TERRENO A LA ZAPATA

m	=	L-e
m	=	2,37 m

$$R1 = PL1 + PD1 - \frac{(PL2 + PD2)e}{m}$$

R1	=	33075,42 kg
----	---	-------------

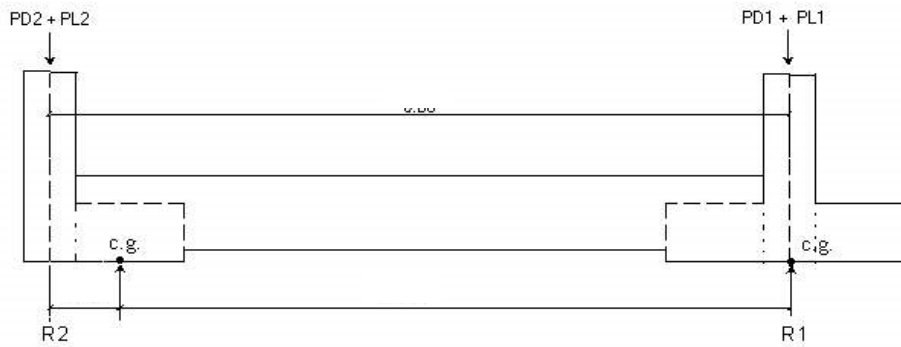
$$R1 = PL2 + PD2 + \frac{(PL2 + PD2)e}{m}$$

R2	=	27631,48 kg
----	---	-------------

Figura 122. Diseño de zapata conectada (Z-1)

*** VERIFICACIÓN DE LAS PRESIONES DE SERVICIO QUE ACTUAN SOBRE EL TERRENO**

* El Modelado estructural considera a la zapata conectada como un sistema Estructural lineal, con apoyos en los centroides de las zapatas cuyas reacciones son las resultantes de los esfuerzos que actúan para cada zapata, las cuales se equilibran con las cargas que transmiten las columnas.



* Para la primera zapata (interior):

$$\begin{aligned} P_{\text{Preal zap1}} &= A1 \times B1 \times h \times 2400 / 100 \\ P_{\text{Preal zap1}} &= 2433,6 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\sigma_{1_{\text{servicio}}} = \frac{R1 + P.P.\text{realzap1}}{A1 \times B1}$$

$$\sigma_{1_{\text{servicio}}} = 2,10 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{1_{\text{servicio}}} < \sigma_{\text{trabajo}} \quad \text{Correcto}$$

* Para la segunda zapata (exterior):

$$\begin{aligned} P_{\text{Preal zap2}} &= A2 \times B2 \times h \times 2400 / 100 \\ P_{\text{Preal zap2}} &= 1728 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\sigma_{2_{\text{servicio}}} = \frac{R2 + P.P.\text{realzap2}}{A2 \times B2}$$

$$\sigma_{1_{\text{servicio}}} = 2,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{1_{\text{servicio}}} < \sigma_{\text{trabajo}} \quad \text{Correcto}$$

PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA DE CONEXIÓN

* Se va considerar el ancho $b = 25$ cm de las columnas por ser las dos iguales y cuadradas.

* Se va considerar la altura como :

$$\begin{aligned} h &= 1,5b \\ h &= 60 \text{ cm} \end{aligned}$$

AMPLIFICACION DE LAS CARGAS:

* **ESFUERZO ÚLTIMO QUE ACTUA DEL TERRENO A LA ZAPATA 1**

$$\sigma_{u1} = \frac{1.4 PD 1 + 1.7 PL 1}{A1 \times B1}$$

$$\sigma_{u1} = 3,18 \text{ kg/cm}^2$$

Figura 123. Diseño de zapata conectada (Z-1)

* **ESFUERZO ÚLTIMO QUE ACTUA DEL TERRENO A LA ZAPATA 2**

$$\sigma_{u2} = \frac{1.4PD2 + 1.7PL2}{A2 \times B2}$$

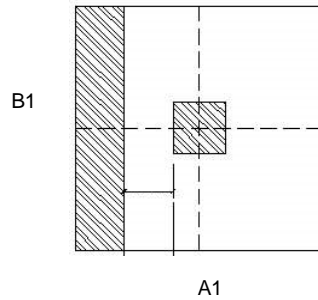
$$\sigma_{u2} = 2,84 \text{ kg/cm}^2$$

VERIFICACIÓN A LA FUERZA CORTANTE POR FLEXION :

* **PARA LA ZAPATA 1 (INTERIOR):**

Se verifica un solo sentido por ser cuadrada la zapata y la columna.

* **Fuerza cortante del terreno a la zapata:**



$$Vu1 = \left[\frac{A1 - c1}{2} - d \right] \cdot B1 \cdot \sigma_{u1}$$

$$Vu1 = 0,00 \text{ kg}$$

$$VN1 = \frac{Vu1}{0.85}$$

$$VN1 = 0,00 \text{ kg}$$

* **Fuerza cortante que absorbe el concreto:**

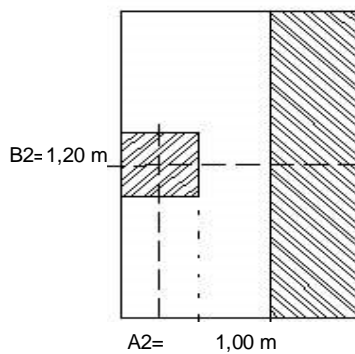
$$VCN = 0.53 \sqrt{f'c} \cdot B1 \cdot d$$

$$VCN = 49922,79 \text{ kg}$$

$$VCN > VN1 \text{ Correcto}$$

* **PARA LA ZAPATA 2 (EXTERIOR):**

Sentido corto de la zapata:



* **Fuerza cortante del terreno a la zapata:**

$$Vu2 = [A2 - c1 - d] \cdot B2 \cdot \sigma_{u2}$$

$$Vu2 = 8527,87 \text{ kg}$$

$$VN2 = \frac{Vu2}{0.85}$$

$$VN2 = 10032,79 \text{ kg}$$

Figura 124. Diseño de zapata conectada (Z-1)

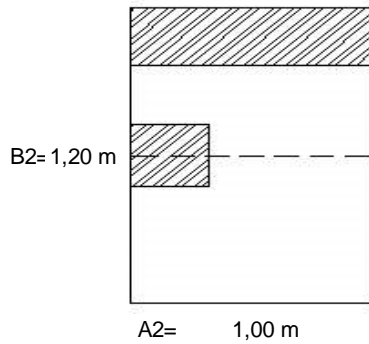
* **Fuerza cortante que absorbe el concreto:**

$$VCN = 0.53\sqrt{f'c} \cdot B2 \cdot d$$

$$VCN = 46082,58 \text{ kg}$$

$$VCN > VN2 \quad \text{Correcto}$$

Sentido largo de la zapata:



* **Fuerza cortante del terreno a la zapata:**

$$Vu2' = \left[\frac{B2 - c2'}{2} - d \right] \cdot A2 \cdot \sigma u2$$

$$Vu2' = -710,66 \text{ kg}$$

$$VN2' = \frac{Vu2'}{0.85}$$

$$VN2' = -836,07 \text{ kg}$$

* **Fuerza cortante que absorbe el concreto:**

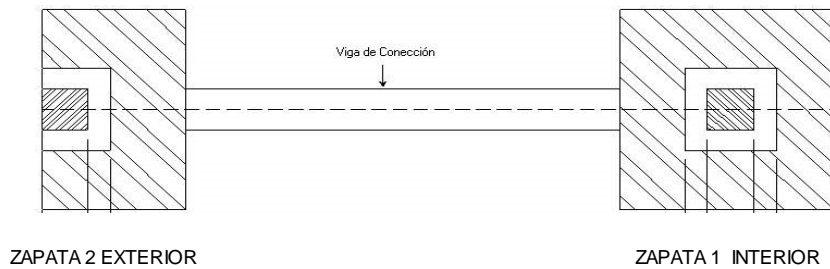
$$VCN = 0.53\sqrt{f'c} \cdot A2 \cdot d$$

$$VCN = 38402,15 \text{ kg}$$

$$VCN > VN2' \quad \text{Correcto}$$

Figura 125. Diseño de zapata conectada (Z-1)

VERIFICACIÓN A LA FUERZA DE CORTE POR PUNZONAMIENTO



PARA LA ZAPATA 1 (INTERIOR)

* FUERZA DE CORTE POR PUNZONAMIENTO DE SERVICIO:

$$Fu\ 1 = [A1xB1 - (c1 + d)(c1'+d)]\sigma u1$$

$$Fu\ 1 = 33424,74\ \text{kg}$$

$$FN\ 1 = \frac{Fu\ 1}{0.85}$$

$$FN1 = 39323,23\ \text{kg}$$

* FUERZA DE PUNZONAMIENTO QUE ABSORBE EL CONCRETO:

$$Vpc = 0.27 \left[2 + \frac{4}{\beta} \right] \sqrt{f'c} \cdot Po \cdot d \quad \begin{array}{l} \beta = c1/c1' \\ \beta = 1 \end{array}$$

$$Vpc = 375616,49\ \text{kg}$$

$$Po = \frac{2(c1'+d) + 2(c1+d)}{320\ \text{cm}}$$

$$Vpc > FN1 \quad \text{Correcto}$$

$$\text{ó } Vpc = 1.1 \sqrt{f'c} \cdot Po \cdot d$$

$$Vpc = 255048,23\ \text{kg}$$

$$Vpc > FN1 \quad \text{Correcto}$$

PARA LA ZAPATA 2 (EXTERIOR)

* FUERZA DE CORTE POR PUNZONAMIENTO PARA LA ZAPATA 2 (EXTERIOR)

$$Fu\ 2 = \left[A2xB2 - \left(c2 + \frac{d}{2} \right) (c2'+d) \right] \sigma u2$$

$$Fu2 = 23451,65\ \text{kg}$$

$$FN\ 2 = \frac{Fu\ 2}{0.85}$$

$$FN2 = 27590,18\ \text{kg}$$

* FUERZA DE PUNZONAMIENTO QUE ABSORBE EL CONCRETO:

$$Vpc = 0.27 \left[2 + \frac{4}{\beta} \right] \sqrt{f'c} \cdot Po \cdot d \quad \begin{array}{l} \beta = c2/c2' \\ \beta = 1 \\ Po = (c2'+d) + 2(c2 + d/2) \end{array}$$

$$Vpc = 205415,27\ \text{kg}$$

$$Po = 175\ \text{cm}$$

Figura 126. Diseño de zapata conectada (Z-1)

$$V_{pc} > FN2 \quad \text{Correcto}$$

$$\text{ó } V_{pc} = 1.1 \sqrt{f'c} P \alpha d$$

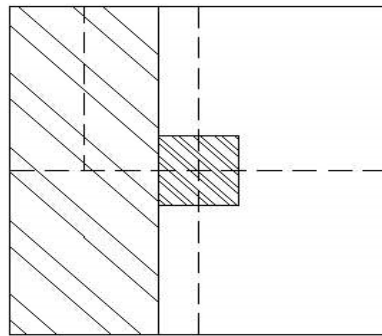
$$V_{pc} = 139479,50 \text{ kg}$$

$$V_{pc} > FN2 \quad \text{Correcto}$$

DISEÑO DEL REFUERZO DE LAS ZAPATAS A FLEXIÓN:

PARA LA ZAPATA 1 (INTERIOR)

* Por ser cuadrada se va analizar en un solo sentido:



$$M_{u1} = \left[\left(\frac{A1 - c1}{2} \right) \cdot B1 \cdot \sigma_{u1} \right] * \left[\frac{A1 - c1}{4} \right]$$

$$M_{u1} = 517287,69 \text{ kg-cm}$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'c * b}$$

$$a = 0,50 \text{ cm}$$

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

$$A_s = 2,75 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Verificar: } A_s \text{ min} &= 0,0018 B1 h \\ A_s \text{ min} &= 14,04 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Se debe colocar el acero mínimo: $A_s = 14,04 \text{ cm}^2$

Consideraremos diámetros de refuerzo de 5/8" $A_b = 1,99 \text{ cm}^2$

Longitud donde se distribuyen : $l = B - 2x_r \quad r = 10 \text{ cm}$
 $l = 110 \text{ cm}$

$$S = \frac{l * A_b}{A_s}$$

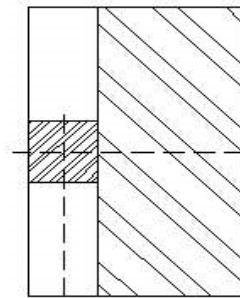
$$S = 15,59 \text{ cm}$$

Se colocará refuerzo de 5/8" a : 16 cm

Figura 127. Diseño de zapata conectada (Z-1)

PARA LA ZAPATA 2 (EXTERIOR)

* Para el sentido corto de la zapata:



$$Mu2 = \left[\left(\frac{A2 - c2}{2} \right) \cdot B2 \cdot \sigma u2 \right] \left[\frac{A2 - c2}{4} \right]$$

$$Mu2 = 959385,66 \text{ kg-cm}$$

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot f'c \cdot b}$$

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

$$a = 1,01 \text{ cm}$$

$$As = 5,13 \text{ cm}^2$$

Verificar: $As_{min} = 0,0018B2h$

$As_{min} = 12,96 \text{ cm}^2$

Se debe colocar el acero mínimo:

$$As = 12,96 \text{ cm}^2$$

Consideraremos diámetros de refuerzo de 5/8" $Ab = 1,99 \text{ cm}^2$

Longitud donde se distribuyen : $l = B2 - 2xr$ $r = 10 \text{ cm}$
 $l = 100 \text{ cm}$

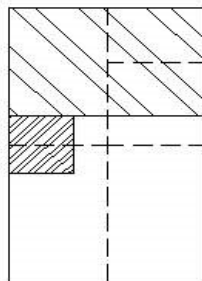
$$S = \frac{l \cdot Ab}{As}$$

$$S = 15,35 \text{ cm}$$

Se colocará refuerzo de 5/8" a : 15 cm

Para el sentido largo de la zapata:

*



$$Mu2' = \left[\left(\frac{B2 - c2}{2} \right) \cdot A2 \cdot \sigma u2 \right] \left[\frac{B2 - c2}{4} \right]$$

$$Mu2' = 320683,54 \text{ kg-cm}$$

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot f'c \cdot b}$$

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

$$a = 0,40 \text{ cm}$$

$$As = 1,70 \text{ cm}^2$$

Verificar: $As_{min} = 0,0018A2h$

$As_{min} = 10,80 \text{ cm}^2$

Se debe colocar el acero mínimo:

$$As = 10,80 \text{ cm}^2$$

Figura 128. Diseño de zapata conectada (Z-1)

Consideraremos diámetros de refuerzo de 5/8" $A_b = 1,99 \text{ cm}^2$

Longitud donde se distribuyen : $l = \frac{A_2 - 2x_r}{80} \text{ cm}$ $r = 10 \text{ cm}$

$$S = \frac{l * A_b}{A_s}$$

$$S = 14,74 \text{ cm}$$

Se colocará refuerzo de 5/8" a : 15 cm

RESUMEN DE ACERO HALLADO PARA ZAPATAS

PARA LA ZAPATA 1 (INTERIOR) (Z-1)

Ashorizontal	14,04	cm^2	Se colocará refuerzo de 5/8" a :	16 cm
Atransversal	14,04	cm^2	Se colocará refuerzo de 5/8" a :	16 cm

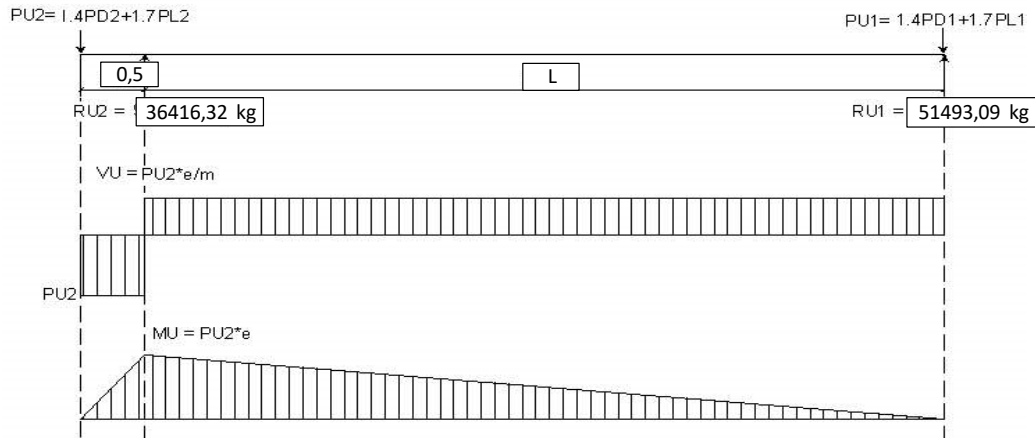
PARA LA ZAPATA 2 (EXTERIOR) (Z-2)

Ashorizontal	12,96	cm^2	Se colocará refuerzo de 5/8" a :	15 cm
Atransversal	10,80	cm^2	Se colocará refuerzo de 5/8" a :	15 cm

Figura 129. Diseño de zapata conectada (Z-1)

DISEÑO DE LA VIGA DE CIMENTACIÓN:

*** ANALISIS ESTRUCTURAL:**



*** Cálculo de PU1:**

$PU1 = 1,4PD1 + 1,7PL1$	$PD1 =$	29530,50 kg	
$PU1 =$	53797,92 kg	$PL1 =$	7326,60 kg

*** Cálculo de PU2:**

$PU2 = 1,4PD2 + 1,7PL2$	$PD2 =$	21443,90 kg	
$PU2 =$	34 111,49 kg	$PL2 =$	2405,90 kg

*** Cálculo de RU1:**

$RU1 = PU1 - (PU2 * e) / m$	$e =$	0,38 m	
$RU1 =$	51493,09 kg	$m =$	5,55 m

*** Cálculo de RU2:**

$RU2 = PU2 + (PU2 * e) / m$	$e =$	0,38 m	
$RU2 =$	36 416,32 kg	$m =$	5,55 m

*** DISEÑO A LA FUERZA DE CORTE:**

*** Fuerza de corte crítica a la distancia d de la columna**

$VU = PU2 * e / m$	
$VU =$	2304,83 kg
$VN = VU / 0,85$	
$VN =$	2711,57 kg

*** Fuerza de corte que absorbe el concreto**

$VCN = 0,53 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$	$h =$	100 cm	
$VCN =$	18241,02 kg	$b =$	25 cm
$VCN > VN$	Correcto	$d =$	$h - r - 1/2 \varnothing$
		$d =$	95 cm

Se van a colocar estribos de diámetro 3/8" a $S_{max} = 30$ cm
 Usar: estribo $\phi 3/8$ " : 1@0,05 m + Rto@0,20 m

Figura 130. Diseño de zapata conectada-viga de cimentación

* **DISEÑO DE LOS REFUERZOS A LA FLEXIÓN:**

* **Momento crítico:**

$$MU = PU2 * e$$

$$MU = 1279180,88 \text{ kg-cm} \qquad 12791,81$$

* **Calculo del As:**

$$Mu = 1279180,88 \text{ kg-cm} \qquad d = h - r - 1/2 \emptyset$$

$$b = 25,0 \text{ cm} \qquad d = 95 \text{ cm}$$

$$d = 95 \text{ cm} \qquad h = 100 \text{ cm}$$

$$a = \frac{As * fy}{0,85 * f'c * b} \qquad As = \frac{Mu}{\emptyset * fy * (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = 3,41 \text{ cm} \qquad As = 3,63 \text{ cm}^2$$

En la parte superior se debe colocar

Verificar: $As_{min} = 0,0033bd$ $As_{max} = 0,016 bd$

$$As_{min} = 7,84 \text{ cm}^2 \qquad As_{max} = 38,00 \text{ cm}^2$$

$As_{min} < As < As_{max}$

$$7,84 < 3,63 < 38,00 \qquad \text{FALSO}$$

Se debe colocar el acero mínimo:

$$Assup. = 7,84 \text{ cm}^2$$

En la parte inferior se debe colocar

$$As_{min} = 0,00264bd$$

$$As_{min} = 6,27 \text{ cm}^2$$

Pero no menor a:

$$As_{inf} = ((As)_{sup})/3$$

$$As_{inf} = 2,61 \text{ cm}^2$$

$As_{min} < As$

$$6,27 < 2,61 \qquad \text{FALSO}$$

Se debe colocar el acero mínimo:

$$As_{inf.} = 6,27 \text{ cm}^2$$

RESUMEN DE ACERO HALLADO VC-1

Assup. =	7,84	cm ²
Asinf =	6,27	cm ²

Usar: Assup.=	4	ϕ5/8"	=	7,92	cm ²	OK
Usar: Asinf.=	4	ϕ5/8"	=	7,92	cm ²	OK
Usar:	estribo ϕ3/8": 1@0,05 m + Rto@0,20 m					

Nota : Se colocará refuerzo intermedio en los costadosde la viga espaciados a un máximo de 30 cm como refuerzo longitudinal por temperatura utilizando ϕ=1/2" (Asintermedio=6ϕ1/2" en dos capas)

Figura 131. Diseño de zapata conectada-viga de cimentación

4.10. Costo del diseño estructural de concreto armado con E.030 2016

4.10.1. Presupuesto de estructuras

El presupuesto de la estructura de concreto armado se ejecutó en el programa S10 2005, considerando los elementos estructurales, basado en los metrados realizados y costos unitarios actualizados a la fecha, como se muestra en la figura 132.

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
0102004	CONSTRUCCIÓN DE HOTEL NORMA E.030 2016				
001	ESTRUCTURAS				
	S10 S.A.C.			Costo al	14/08/2018
	TACNA - TACNA - TACNA				
01	ESTRUCTURAS				524,495.76
01.01	CONCRETO ARMADO				524,495.76
01.01.01	ZAPATAS Y VIGAS DE CIMENTACION				40,739.88
01.01.01.01	CONCRETO PARA ZAPATAS $f_c=210$ kg/cm ²	m3	50.00	245.37	12,268.50
01.01.01.02	ENCOFRADO DE ZAPATAS	m2	104.09	26.86	2,795.86
01.01.01.03	ACERO $f_y=4200$ kg/cm ² GRADO 60 en ZAPATAS	kg	1,923.11	2.27	4,365.46
01.01.01.04	ENCOFRADO DE VIGAS DE CIMENTACION	m2	226.06	32.51	7,349.21
01.01.01.05	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION $f_c=210$ kg/cm ²	m3	28.26	251.06	7,094.96
01.01.01.06	ACERO $f_y=4200$ kg/cm ² GRADO 60 en VIGAS DE CIMENTACION	kg	3,024.62	2.27	6,865.89
01.01.02	COLUMNAS				106,852.75
01.01.02.01	CONCRETO EN COLUMNAS $f_c=210$ kg/cm ²	m3	99.94	300.25	30,006.99
01.01.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	966.24	43.25	41,789.88
01.01.02.03	ACERO $f_y=4200$ kg/cm ² GRADO 60 en COLUMNAS	kg	15,443.12	2.27	35,055.88
01.01.03	PLACAS				153,422.70
01.01.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS $f_c=210$ kg/cm ²	m3	184.97	300.25	55,537.24
01.01.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	1,442.11	43.25	62,371.26
01.01.03.03	ACERO $f_y=4200$ kg/cm ² GRADO 60 en COLUMNAS	kg	15,645.02	2.27	35,514.20
01.01.04	VIGAS				93,813.22
01.01.04.01	CONCRETO EN VIGAS $f_c=210$ kg/cm ²	m3	86.73	241.41	20,937.49
01.01.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	709.97	61.65	43,769.65
01.01.04.03	ACERO $f_y=4200$ kg/cm ² GRADO 60 en VIGAS	kg	12,822.06	2.27	29,106.08
01.01.05	LOSAS ALIGERADAS				129,667.21
01.01.05.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS $f_c=210$ kg/cm ²	m3	123.70	262.68	32,493.52
01.01.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS	m2	1,476.41	39.34	58,081.97
01.01.05.03	LADRILLO HUECO DE ARCILLA h=15 cm PARA TECHO	pza	18,101.21	1.01	18,282.22
01.01.05.04	ACERO $f_y=4200$ kg/cm ² GRADO 60 en LOSAS ALIGERADAS	kg	9,167.18	2.27	20,809.50
	Costo Directo				524,495.76

SON : QUINIENTOS VEINTICUATRO MIL CUATROCIENTOS NOVENTICINCO Y 76/100 NUEVOS SOLES

Figura 132. Presupuesto E.030-2016

4.10.2. Hoja resumen de metrados

Se presenta la hoja de resumen de metrados se realizó en base a las partidas de estructuras de concreto armado como zapatas, vigas de cimentación, columnas, placas, vigas y losa aligerada considerando el concreto, encofrado y desencofrado y la armadura de acero longitudinal y transversal, usando hojas de cálculo de Excel como se muestra en la figura 133.

Las hojas de metrados se muestra en el apéndice D.

Nº	DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO	Unidad Medida	Metrado Final
01.00	ESTRUCTURAS		
01.01	CONCRETO ARMADO		
01.01.01	ZAPATAS Y VIGAS DE CIMENTACIÓN		
01.01.01.01	CONCRETO $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ PARA ZAPATAS	m^3	50,00
01.01.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	m^2	104,09
01.01.01.03	ACERO CORRUGADO $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ -ZAPATAS	kg	1 923,11
01.01.01.04	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS DE CIMENTACIÓN	m^2	226,06
01.01.01.05	CONCRETO $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ PARA VIGAS DE CIMENTACIÓN	m^3	28,26
01.01.01.06	ACERO CORRUGADO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ PARA VIGAS DE CIMENTACIÓN	kg	3 024,62
01.01.02	COLUMNAS		
01.01.02.01	CONCRETO $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ PARA COLUMNAS	m^3	99,94
01.01.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE COLUMNAS	m^2	966,24
01.01.02.03	ACERO CORRUGADO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	15 443,12
01.01.03	PLACAS		
01.01.03.01	CONCRETO $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ PARA PLACAS	m^3	184,97
01.01.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE PLACAS	m^2	1 442,11
01.01.03.03	ACERO CORRUGADO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ PARA PLACAS	kg	15 645,02
01.01.04	VIGAS		
01.01.04.01	CONCRETO $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ PARA VIGAS	m^3	86,73
01.01.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS		709,97
01.01.04.03	ACERO CORRUGADO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	12 822,06
01.01.05	LOSA ALIGERADA		
01.01.05.01	CONCRETO $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ -LOSAS ALIGERADAS	m^3	123,70
01.01.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOF. - LOSA ALIGERADA	m^2	1 476,41
01.01.05.03	LADRILLO HUECO 15x30x30 cm	und	18 101,21
01.01.05.04	ACERO CORRUGADO $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	9 167,18

Figura 133. Resumen de metrados E.030-2016

4.11. Costo del diseño estructural de concreto armado con E.030 2006

4.11.1. Presupuesto de estructuras

El presupuesto de la estructura de concreto armado se ejecutó en el programa S10 2005, considerando los elementos estructurales, basado en los metrados realizados y costos unitarios actualizados a la fecha, como se muestra en la figura 134.

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	ESTRUCTURAS				526,382.38
01.01	CONCRETO ARMADO				526,382.38
01.01.01	ZAPATAS Y VIGAS DE CIMENTACION				40,739.88
01.01.01.01	CONCRETO PARA ZAPATAS $f_c=210$ kg/cm ²	m ³	50.00	245.37	12,268.50
01.01.01.02	ENCOFRADO DE ZAPATAS	m ²	104.09	26.86	2,795.86
01.01.01.03	ACERO $f_y=4200$ kg/cm ² GRADO 60 en ZAPATAS	kg	1,923.11	2.27	4,365.46
01.01.01.04	ENCOFRADO DE VIGAS DE CIMENTACION	m ²	226.06	32.51	7,349.21
01.01.01.05	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION $f_c=210$ kg/cm ²	m ³	28.26	251.06	7,094.96
01.01.01.06	ACERO $f_y=4200$ kg/cm ² GRADO 60 en VIGAS DE CIMENTACION	kg	3,024.62	2.27	6,865.89
01.01.02	COLUMNAS				106,852.75
01.01.02.01	CONCRETO EN COLUMNAS $f_c=210$ kg/cm ²	m ³	99.94	300.25	30,006.99
01.01.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m ²	966.24	43.25	41,789.88
01.01.02.03	ACERO $f_y=4200$ kg/cm ² GRADO 60 en COLUMNAS	kg	15,443.12	2.27	35,055.88
01.01.03	PLACAS				153,422.70
01.01.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS $f_c=210$ kg/cm ²	m ³	184.97	300.25	55,537.24
01.01.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m ²	1,442.11	43.25	62,371.26
01.01.03.03	ACERO $f_y=4200$ kg/cm ² GRADO 60 en COLUMNAS	kg	15,645.02	2.27	35,514.20
01.01.04	VIGAS				95,707.71
01.01.04.01	CONCRETO EN VIGAS $f_c=210$ kg/cm ²	m ³	86.73	241.41	20,937.49
01.01.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m ²	709.97	61.65	43,769.65
01.01.04.03	ACERO $f_y=4200$ kg/cm ² GRADO 60 en VIGAS	kg	13,656.64	2.27	31,000.57
01.01.05	LOSAS ALIGERADAS				129,659.34
01.01.05.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS $f_c=210$ kg/cm ²	m ³	123.70	262.68	32,493.52
01.01.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m ²	1,476.21	39.34	58,074.10
01.01.05.03	LADRILLO HUECO DE ARCILLA $h=15$ cm PARA TECHO ALIGERADO	pza	18,101.21	1.01	18,282.22
01.01.05.04	ACERO $f_y=4200$ kg/cm ² GRADO 60 en LOSAS ALIGERADAS	kg	9,167.18	2.27	20,809.50
	Costo Directo				526,382.38
SON : QUINIENTOS VEINTISEIS MIL TRESCIENTOS OCHENTIDOS Y 38/100 NUEVOS SOLES					

Figura 134. Presupuesto E.030-2006

4.11.2. Hoja resumen de metrados

Se presenta la hoja de resumen de metrados se realizó en base a las partidas de estructuras de concreto armado como zapatas, vigas de cimentación, columnas, placas, vigas y losa aligerada considerando el concreto, encofrado y desencofrado y la armadura de acero longitudinal y transversal, usando hojas de cálculo de Excel como se muestra en la figura 135.

Las hojas de metrados se muestra en el apéndice E.

N°	DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO	Unidad Medida	Metrado Final
01.00	ESTRUCTURAS		
01.01	CONCRETO ARMADO		
01.01.01	ZAPATAS Y VIGAS DE CIMENTACIÓN		
01.01.01.01	CONCRETO $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ PARA ZAPATAS	m^3	50,00
01.01.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	m^2	104,09
01.01.01.03	ACERO CORRUGADO $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ -ZAPATAS	kg	1 923,11
01.01.01.04	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS DE CIMENTACIÓN	m^2	226,06
01.01.01.05	CONCRETO $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ PARA VIGAS DE CIMENTACIÓN	m^3	28,26
01.01.01.06	ACERO CORRUGADO $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ PARA VIGAS DE CIMENTACIÓN	kg	3 024,62
01.01.02	COLUMNAS		
01.01.02.01	CONCRETO $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ PARA COLUMNAS	m^3	99,94
01.01.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE COLUMNAS	m^2	966,24
01.01.02.03	ACERO CORRUGADO $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	15 443,12
01.01.03	PLACAS		
01.01.03.01	CONCRETO $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ PARA PLACAS	m^3	184,97
01.01.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE PLACAS	m^2	1 442,11
01.01.03.03	ACERO CORRUGADO $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ PARA PLACAS	kg	15 645,02
01.01.04	VIGAS		
01.01.04.01	CONCRETO $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ PARA VIGAS	m^3	86,73
01.01.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS		709,97
01.01.04.03	ACERO CORRUGADO $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	13 656,64
01.01.05	LOSA ALIGERADA		
01.01.05.01	CONCRETO $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ -LOSAS ALIGERADAS	m^3	123,70
01.01.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOF. - LOSA ALIGERADA	m^2	1 476,41
01.01.05.03	LADRILLO HUECO 15x30x30 cm	und	18 101,21
01.01.05.04	ACERO CORRUGADO $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	9 167,18

Figura 135. Resumen de metrados E.030-2006

CAPÍTULO V

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

5.1. Presentación de resultados

5.1.1. Análisis sísmico

De análisis sísmico estático y dinámico modal espectral se obtuvo que todas las distorsiones de entre piso en el eje “x” y “y”, están dentro de los parámetros indicados, en las Normas E.030 del 2006 y E.030 del 2016, como se muestra en la tabla 79 y 80.

5.1.1.1. *Distorsiones obtenidas en el eje “x”.*

Tabla 79

Resumen de las máximas distorsiones en el eje “x”

Nivel	Estático E.030 del 2006	Dinámico modal espectral E.030 del 2006	Estático E.030 del 2016	Dinámico modal espectral E.030 del 2016
6	0,0042	0,0032	0,0056	0,0042
5	0,0050	0,0042	0,0066	0,0054
4	0,0050	0,0042	0,0065	0,0054
3	0,0045	0,0038	0,0060	0,0050
2	0,0035	0,0029	0,0046	0,0038
1	0,0016	0,0013	0,0021	0,0017
0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
Máximas	0,0050	0,0042	0,0066	0,0054

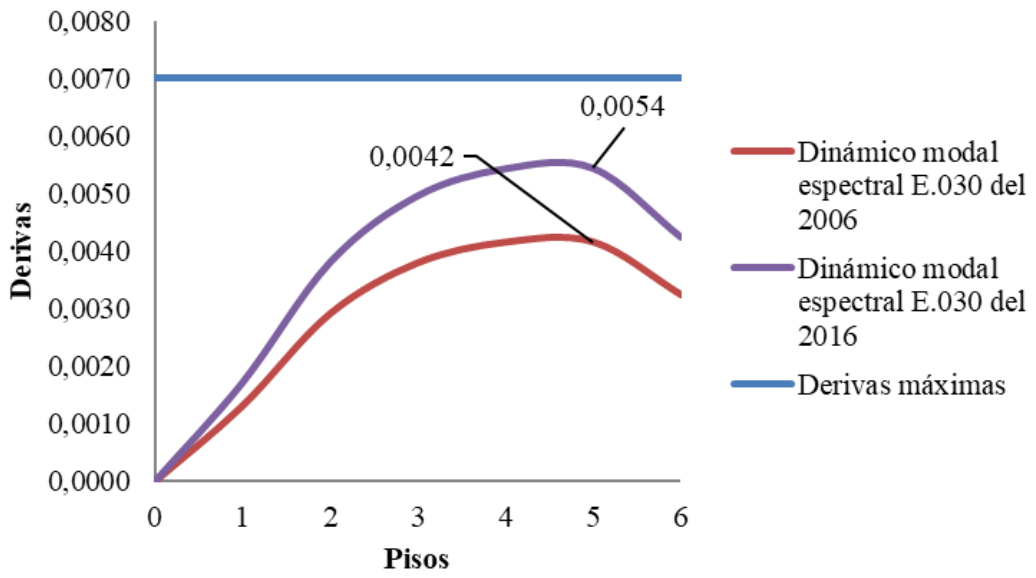


Figura 136. Máximas distorsiones (derivadas) vs número de pisos

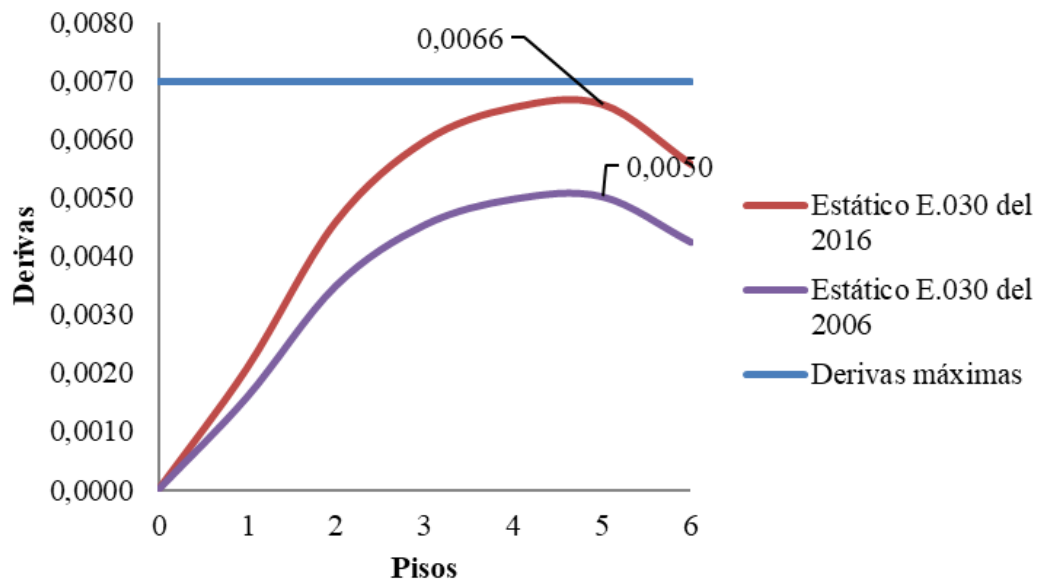


Figura 137. Máximas distorsiones (derivadas) vs número de pisos

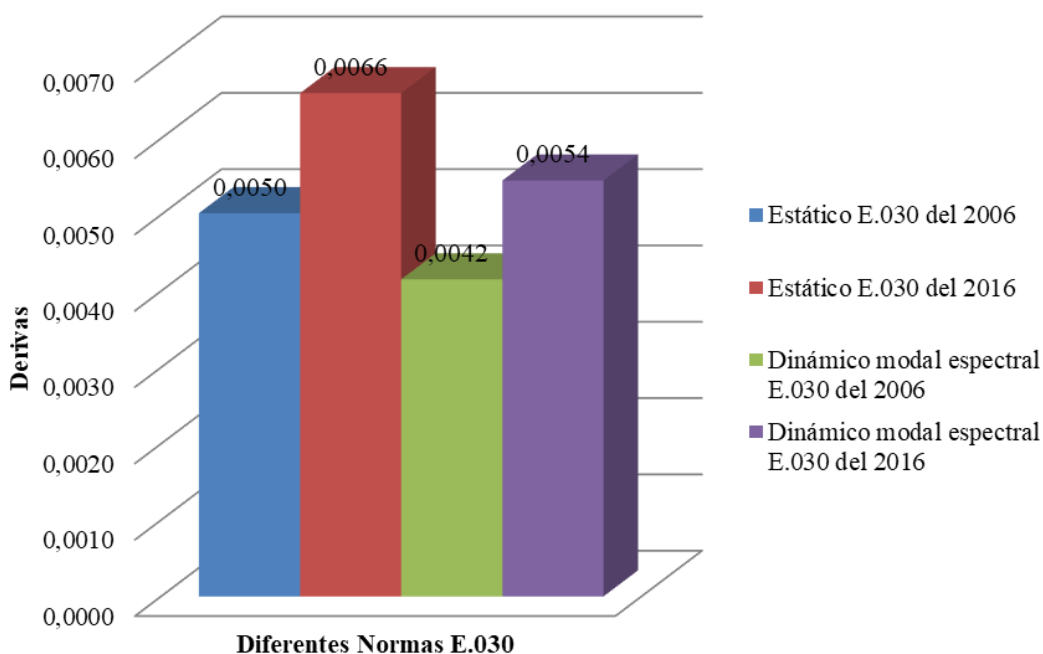


Figura 138. Máximas derivas obtenidas en el eje "x"

5.1.1.2. Distorsiones obtenidas en el eje "y".

Tabla 80

Resumen de máximas derivas obtenidas en el eje "y"

Nivel	Estático E.030 del 2006	Dinámico modal espectral E.030 del 2006	Estático E.030 del 2016	Dinámico modal espectral E.030 del 2016
6	0,0033	0,0023	0,0043	0,0030
5	0,0039	0,0029	0,0052	0,0038
4	0,0044	0,00324	0,0058	0,0042
3	0,0044	0,00323	0,0058	0,0042
2	0,0037	0,0027	0,0049	0,0036
1	0,0018	0,0013	0,0023	0,0017
0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
Máximas	0,0044	0,0032	0,0058	0,0042

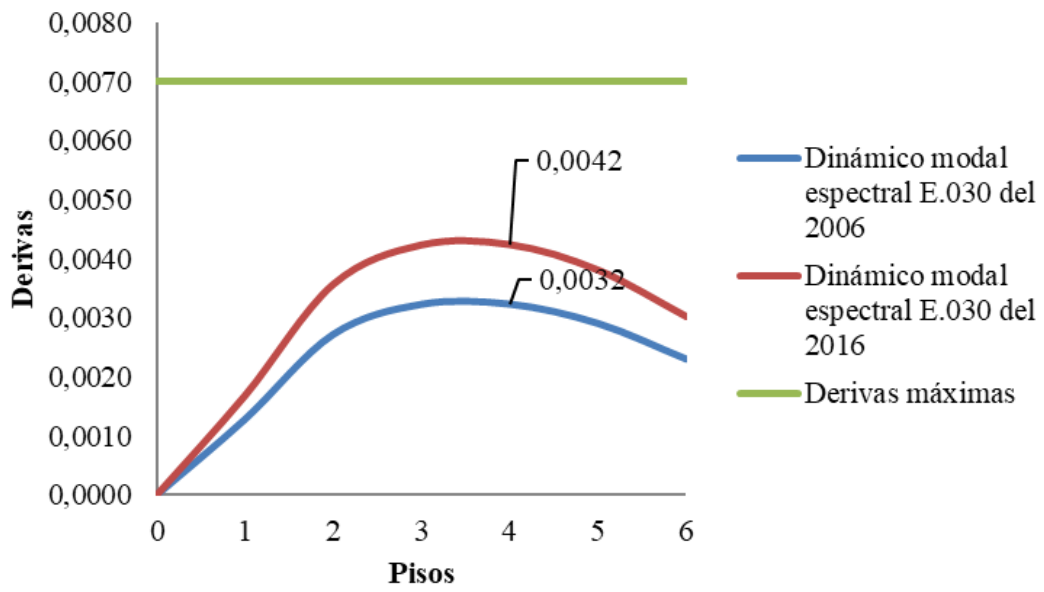


Figura 139. Máximas distorsiones del entre piso (derivas) vs número de pisos

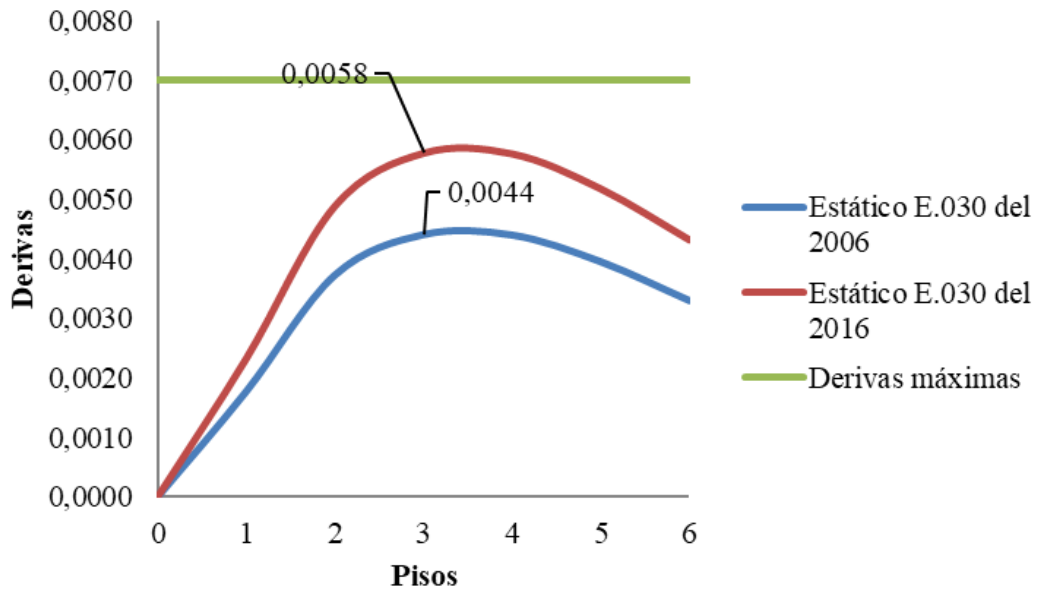


Figura 140. Máximas derivas vs número de pisos

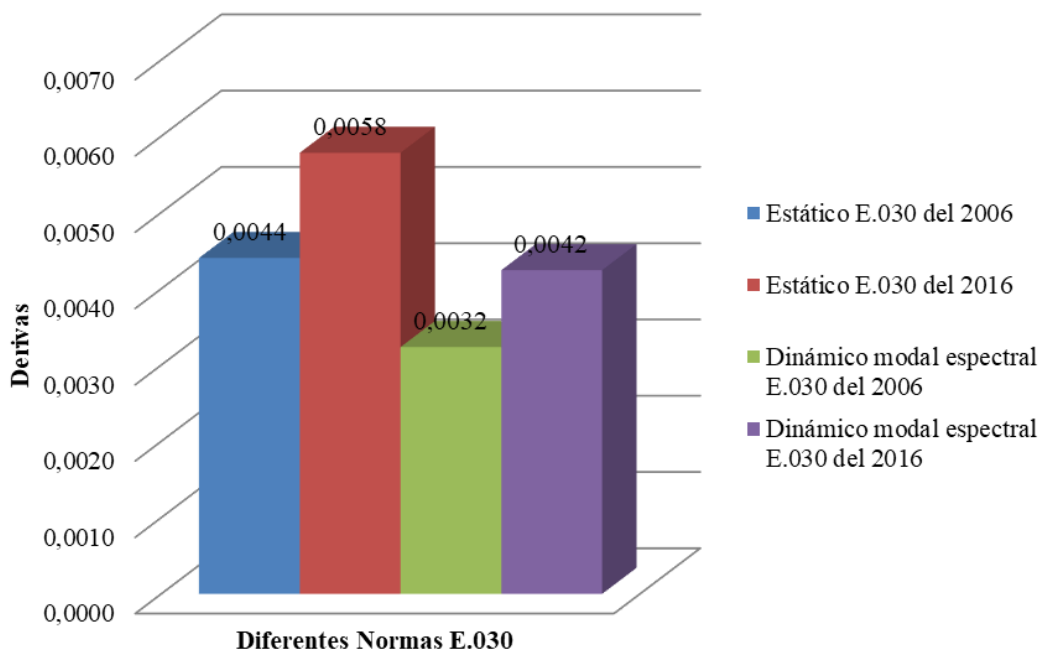


Figura 141. Máximas derivas obtenidas en el eje “y”

5.1.1.3. Cortantes obtenidas en el eje “x”.

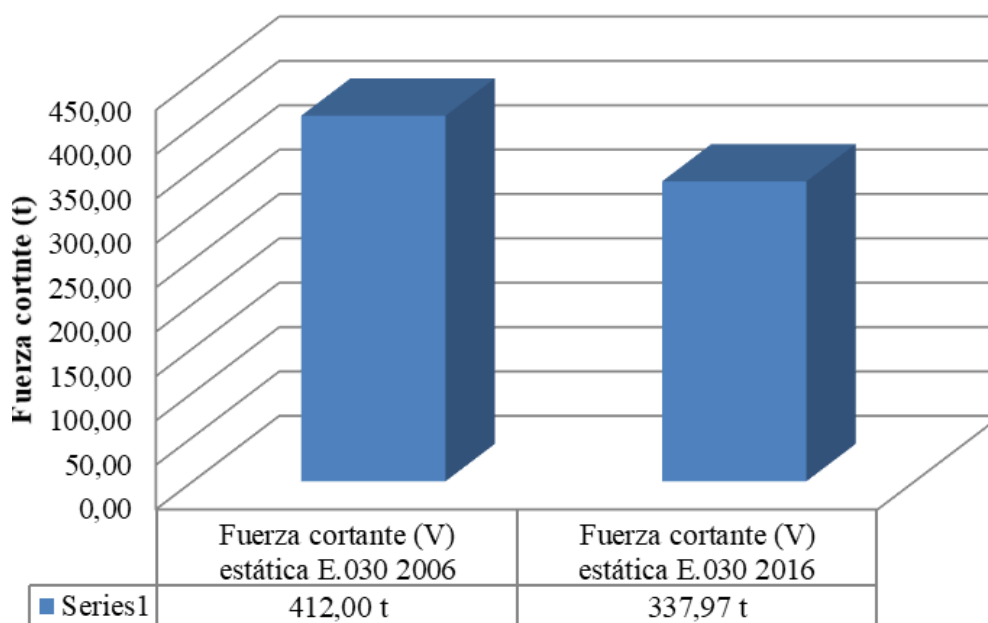


Figura 142. Fuerza cortante estática en el eje “x”

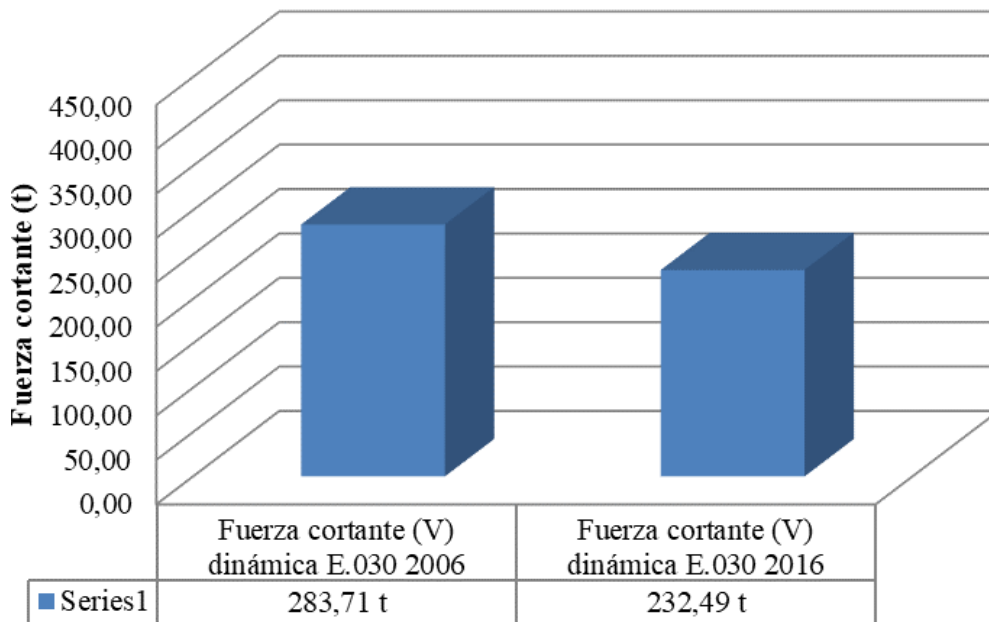


Figura 143. Fuerza cortante dinámica en el eje “x”

5.1.1.4. Cortantes obtenidas en el eje “y”.

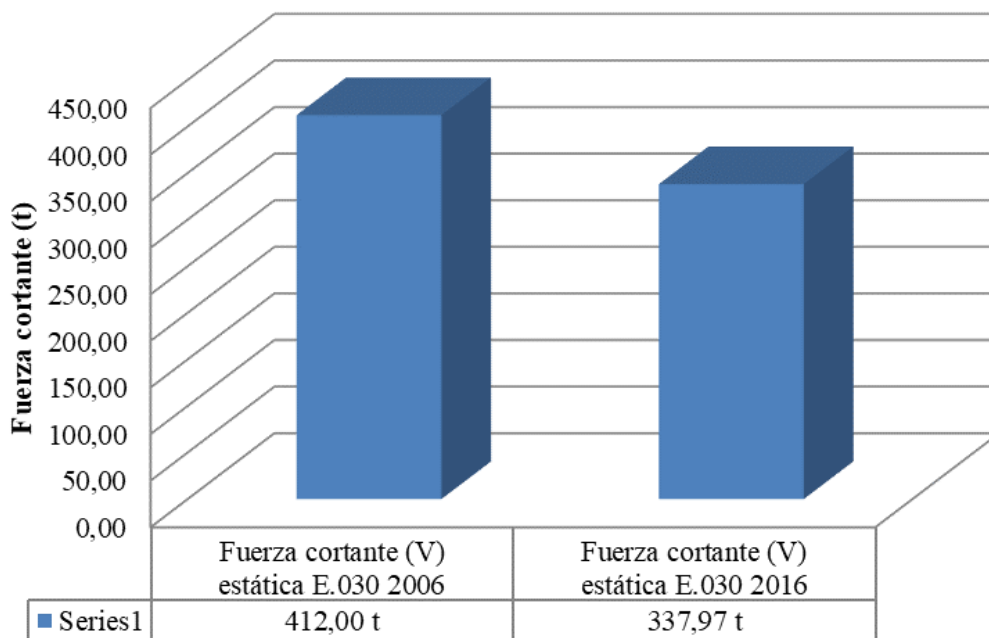


Figura 144. Fuerza cortante estática en el eje “y”

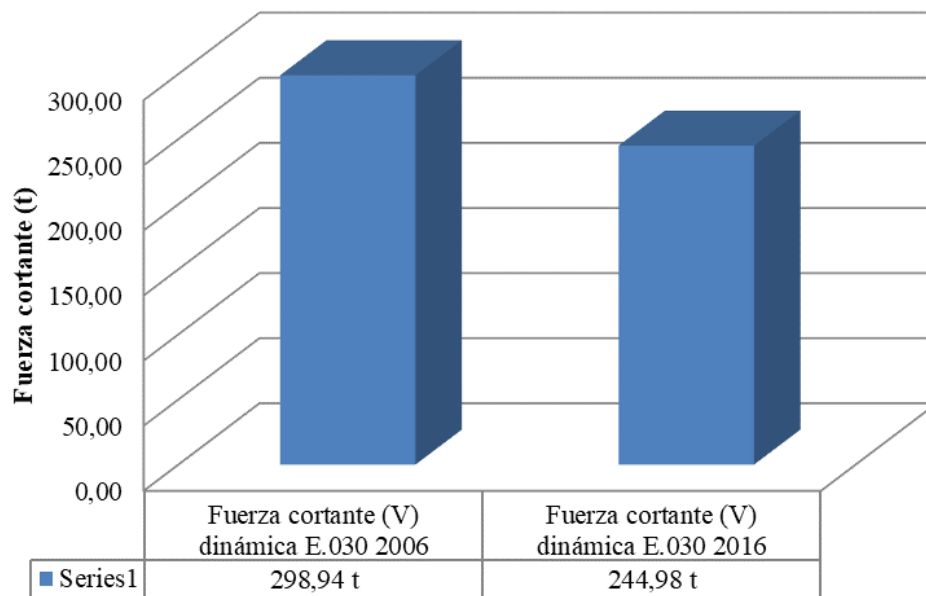


Figura 145. Fuerza cortante dinámica en el eje “y”

5.1.1.5. Diferencias de costo en el análisis con las diferentes Normas.

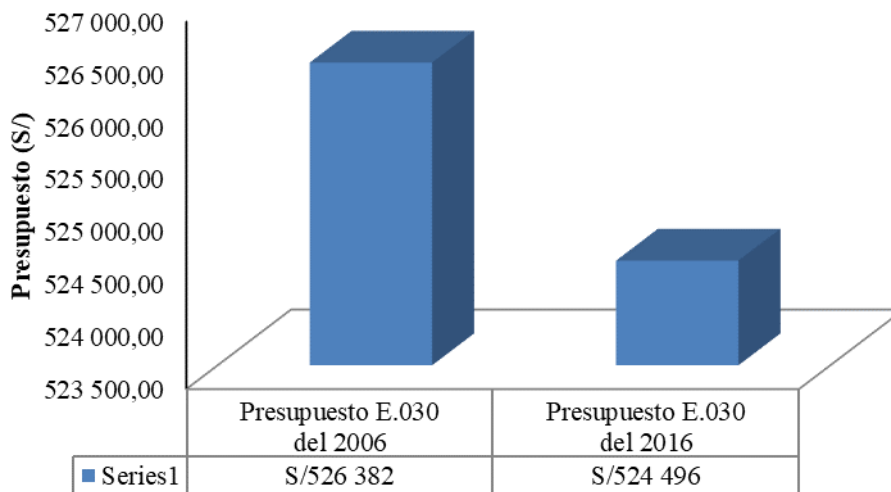


Figura 146. Diferencia de costo

5.2. Contrastación de hipótesis

a. Se ha planteado como primera hipótesis derivada-especifica lo siguiente:

“Las distorsiones de entrepiso en el análisis estructural con la Norma E.030 del 2016 presenta mayores restricciones, en comparación con la Norma E.030 del 2006, frente a los valores admisibles”.

Para ello es necesario plantear sub hipótesis específicas:

– *Para el análisis estático con respecto al eje “x”.*

Años	Se asumen varianzas iguales	Prueba de Levene de calidad de varianzas	F	0,804
			Sig.	0,376
			t	-2,514
			gl	34
			Sig. (bilateral)	0,017
			Diferencia de medias	-
		Prueba t para la igualdad de medias	Diferencia de medias	,0010715625
			Diferencia de error estándar	,0004263225
		95 % de intervalo de confianza de la diferencia	Inferior	-
			Superior	,0002051708
			t	-2,514
			gl	31,754
			Sig. (bilateral)	0,017
		No se asumen varianzas iguales	Prueba t para la igualdad de medias	Diferencia de medias
Diferencia de error estándar	,0004263225			
95 % de intervalo de confianza de la diferencia	Inferior	-		
	Superior	,0002029083		

Figura 147. Nivel de significación del análisis estático para el eje “x”

Formulación de hipótesis estadística al 5 % de error:

- Hipótesis Nula (Ho): Las distorsiones de entrepiso en el análisis estructural con la Norma E.030 del 2016 no presenta mayores restricciones, en comparación con la Norma E.030 del 2006, frente a los valores admisibles para el análisis estático del eje “x”.
- Hipótesis Alternan (Ha): Las distorsiones de entrepiso en el análisis estructural con la Norma E.030 del 2016 presenta mayores restricciones, en comparación con la Norma E.030 del 2006, frente a los valores admisibles para el análisis estático del eje “x”.

Regla de decisión:

- Si Sig. $>0,05$ Entonces no rechazo la hipótesis nula, rechazando la alterna.
- Si Sig. $\leq 0,05$ Entonces rechazo la hipótesis nula, acepto la hipótesis alterna.

Según la figura 147 muestra un valor sig. De 0,017 es menor al 0,05, por tanto, rechazamos la hipótesis nula y aceptamos la *hipótesis alterna*.

- *Para el análisis estático con respecto al eje “y”.*

Grupos	Se asumen	Prueba de Levene	F	0,848	
	varianzas iguales	de calidad de	Sig.	0,364	
		varianzas			
		Prueba t para la	t	-3,082	
		igualdad de medias	gl	34	
			Sig. (bilateral)	0,004	
			Diferencia de medias	-,001039987	
			Diferencia de error estándar	,0003374161	
		95 % de intervalo	Inferior	-,001725699	
		de confianza de la	Superior	-,000354275	
		diferencia			
		No se asumen	Prueba t para la	t	-3,082
		varianzas iguales	igualdad de medias	gl	31,767
				Sig. (bilateral)	0,004
			Diferencia de medias	-,001039987	
			Diferencia de error estándar	,0003374161	
		95 % de intervalo	Inferior	-,001727479	
		de confianza de la	Superior	-,000352496	
		diferencia			

Figura 148. Nivel de significación en la comparación del análisis estático para el eje “y”

Formulación de hipótesis estadística al 5 % de error:

- Hipótesis Nula (Ho): Las distorsiones de entrepiso en el análisis estructural con la Norma E.030 del 2016 no presenta mayores restricciones, en comparación con la Norma E.030 del 2006, frente a los valores admisibles para el análisis estático del eje “y”.

- Hipótesis Alternan (Ha): Las distorsiones de entrepiso en el análisis estructural con la Norma E.030 del 2016 presenta mayores restricciones, en comparación con la Norma E.030 del 2006, frente a los valores admisibles para el análisis estático del eje “y”.

Regla de decisión:

- Si Sig. >0,05, Entonces no rechazo la hipótesis nula, rechazando la alterna.
- Si Sig. ≤ 0,05 Entonces rechazo la hipótesis nula, acepto la hipótesis alterna.

Según la imagen 148 muestra un valor sig. De 0,004, es menor al 5 %, por tanto, rechazamos la hipótesis nula y aceptamos la *hipótesis alterna*.

- *Para el análisis dinámico con respecto al eje “x”.*

	Prueba de Levene	F	0,288	
	de calidad de	Sig.	0,603	
	varianzas			
		t	-1,401	
		gl	10	
Se asumen		Sig. (bilateral)	0,191	
varianzas iguales	Prueba t para la	Diferencia de medias	-,001015087	
	igualdad de medias	Diferencia de error estándar	,0007244737	
Grupos		95 % de intervalo	Inferior	-,002629315
		de confianza de la	Superior	,000599140
		diferencia		
		t	-1,401	
		gl	9,347	
		Sig. (bilateral)	0,193	
No se asumen	Prueba t para la	Diferencia de medias	-,001015087	
varianzas iguales	igualdad de medias	Diferencia de error estándar	,0007244737	
		95 % de intervalo	Inferior	-,002644738
		de confianza de la	Superior	,000614563
		diferencia		

Figura 149. Nivel de significación en la comparación del análisis dinámico para el eje “x”

Formulación de hipótesis estadística al 5 % de error:

- Hipótesis Nula (H_0): Las distorsiones de entrepiso en el análisis estructural con la Norma E.030 del 2016 no presenta mayores restricciones, en comparación con la Norma E.030 del 2006, frente a los valores admisibles para el análisis dinámico del eje “x”.
- Hipótesis Alternan (H_a): Las distorsiones de entrepiso en el análisis estructural con la Norma E.030 del 2016 presenta mayores restricciones, en comparación con la Norma E.030 del 2006, frente a los valores admisibles para el análisis dinámico del eje “x”.

Regla de decisión:

- Si Sig. $>0,05$, Entonces no rechazo la hipótesis nula, rechazando la alterna.
- Si Sig. $\leq 0,05$ Entonces rechazo la hipótesis nula, acepto la hipótesis alterna.

Según la imagen 49 muestra un valor sig. De 0,191, es mayor al 0,05 por tanto, no aceptamos la hipótesis alterna y aceptamos la *hipótesis nula*.

- Para el análisis dinámico con respecto al eje “y”.

Grupos	Se asumen varianzas iguales	Prueba de Levene	F	0,339
		de calidad de	Sig.	0,574
		varianzas	t	-1,635
			gl	10
	Prueba t para la igualdad de medias	Diferencia de medias	Sig. (bilateral)	0,133
			Diferencia de medias	-,000813375
		Diferencia de error estándar	,0004974458	
		95 % de intervalo	Inferior	-,001921753
		de confianza de la	Superior	,0002950033
		diferencia		
		t	-1,635	
		gl	9,346	
		Sig. (bilateral)	0,135	
	No se asumen varianzas iguales	Diferencia de medias	Sig. (bilateral)	0,135
Diferencia de medias			-,000813375	
Diferencia de error estándar		,0004974458		
95 % de intervalo		Inferior	-,001932363	
de confianza de la		Superior	,000305613	
diferencia				

Figura 150. Nivel de significación en la comparación del análisis dinámico para el eje “y”

Formulación de hipótesis estadística al 5 % de error:

- Hipótesis Nula (Ho): Las distorsiones de entrepiso en el análisis estructural con la Norma E.030 del 2016 no presenta mayores restricciones, en comparación con la Norma E.030 del 2006, frente a los valores admisibles para el análisis dinámico del eje “y”.
- Hipótesis Alternan (Ha): Las distorsiones de entrepiso en el análisis estructural con la Norma E.030 del 2016 presenta mayores restricciones, en comparación con la Norma E.030 del 2006, frente a los valores admisibles para el análisis dinámico del eje “y”.

Regla de decisión:

- Si Sig. >0,05, Entonces no rechazo la hipótesis nula, rechazando la alterna
- Si Sig. ≤ 0,05 Entonces rechazo la hipótesis nula, acepto la hipótesis alterna

Según la imagen 150 muestra un valor sig. De 0,133, por tanto, no aceptamos la hipótesis alterna y aceptamos la *hipótesis nula*.

b. Se ha planteado como segunda hipótesis derivada-especifica lo siguiente:

“Las fuerzas cortantes en el análisis y diseño estructural comparativo se observarán que los resultados obtenidos utilizando la Norma E.030 del 2016, son mayores que los hallados por Norma E.030 del 2006”.

– Para el análisis estático respecto al eje “x”

	Prueba de Levene de	F	0,262
	calidad de varianzas	Sig.	0,620
		t	0,681
		gl	10
Se asumen varianzas iguales		Sig. (bilateral)	0,511
	prueba t para la igualdad de medias	Diferencia de medias	49,2133
		Diferencia de error estándar	72,2377
Grupos		95 % de intervalo de confianza de la diferencia	Inferior -111,742
			Superior 210,1689
		t	0,681
		gl	9,632
		Sig. (bilateral)	0,512
No se asumen varianzas iguales	prueba t para la igualdad de medias	Diferencia de medias	49,2133
		Diferencia de error estándar	72,2377
		95 % de intervalo de confianza de la diferencia	Inferior -112,580
			Superior 211,0069

Figura 151. Nivel de significación en la comparación del análisis estático del eje “x” respecto a las fuerzas cortantes

Formulación de hipótesis estadística al 5 % de error:

- Hipótesis Nula (Ho): Las fuerzas cortantes en el análisis y diseño estructural comparativo se observarán que los resultados obtenidos utilizando la Norma

E.030 del 2016, no son mayores que los hallados por Norma E.030 del 2006. para el análisis estático del eje “x”.

- Hipótesis Alternan (Ha): Las fuerzas cortantes en el análisis y diseño estructural comparativo se observarán que los resultados obtenidos utilizando la Norma E.030 del 2016, son mayores que los hallados por Norma E.030 del 2006. para el análisis estático del eje “x”.

Regla de decisión:

- Si Sig. >0,05, Entonces no rechazo la hipótesis nula, rechazando la alterna
- Si Sig. \leq 0,05 Entonces rechazo la hipótesis nula, acepto la hipótesis alterna

Según la imagen 151 muestra un valor sig. De 0,511, por tanto, no aceptamos la hipótesis alterna y aceptamos la *hipótesis nula*.

- *Para el análisis estático respecto al eje “y”*

	Prueba de Levene de	F	0,262
	calidad de varianzas	Sig.	0,620
		t	0,681
		gl	10
Se asumen varianzas iguales		Sig. (bilateral)	0,511
	Prueba t para la igualdad de medias	Diferencia de medias	49,2133
		Diferencia de error estándar	72,2377
Grupos		95 % de intervalo de confianza de la diferencia	Inferior -111,742
			Superior 210,1689
		t	0,681
		gl	9,632
		Sig. (bilateral)	0,512
No se asumen varianzas iguales	Prueba t para la igualdad de medias	Diferencia de medias	49,2133
		Diferencia de error estándar	72,2377
		95 % de intervalo de confianza de la diferencia	Inferior -112,580
			Superior 211,0069

Figura 152. Nivel de significación en la comparación del análisis estático para el eje “y” respecto a las fuerzas cortantes

Formulación de hipótesis estadística al 5 % de error:

- Hipótesis Nula (H_0): Las fuerzas cortantes en el análisis y diseño estructural comparativo se observarán que los resultados obtenidos utilizando la Norma E.030 del 2016, no son mayores que los hallados por Norma E.030 del 2006. para el análisis estático del eje “y”.
- Hipótesis Alternan (H_a): Las fuerzas cortantes en el análisis y diseño estructural comparativo se observarán que los resultados obtenidos utilizando la Norma E.030 del 2016, son mayores que los hallados por Norma E.030 del 2006. para el análisis estático del eje “y”.

Regla de decisión:

- Si $\text{Sig.} > 0,05$ Entonces no rechazo la hipótesis nula, rechazando la alterna
- Si $\text{Sig.} \leq 0,05$ Entonces rechazo la hipótesis nula, acepto la hipótesis alterna

Según la imagen 152 muestra un valor sig. De 0,511, por tanto, no aceptamos la hipótesis alterna y aceptamos la *hipótesis nula*.

– Para el análisis dinámico respecto al eje “x”

		Prueba de Levene de	F	0,256
		calidad de varianzas	Sig.	0,624
			t	0,718
			gl	10
	Se asumen varianzas iguales		Sig. (bilateral)	0,489
		Prueba t para la igualdad de medias	Diferencia de medias	34,8300
			Diferencia de error estándar	48,4905
			95 % de intervalo de confianza de la diferencia	Inferior -73,2135
				Superior 142,8735
Grupos			t	0,718
			gl	9,628
			Sig. (bilateral)	0,490
	No se asumen varianzas iguales		Diferencia de medias	34,8300
		Prueba t para la igualdad de medias	Diferencia de error estándar	48,4905
			95 % de intervalo de confianza de la diferencia	Inferior -73,7820
				Superior 143,4420

Figura 153. Nivel de significación en la comparación del análisis dinámico para el eje “x” respecto a las fuerzas cortantes

Formulación de hipótesis estadística al 5 % de error:

- Hipótesis Nula (Ho): Las fuerzas cortantes en el análisis y diseño estructural comparativo se observarán que los resultados obtenidos utilizando la Norma E.030 del 2016, no son mayores que los hallados por Norma E.030 del 2006. para el análisis dinámico del eje “x”.
- Hipótesis Alternan (Ha): Las fuerzas cortantes en el análisis y diseño estructural comparativo se observarán que los resultados obtenidos utilizando la Norma E.030 del 2016, son mayores que los hallados por Norma E.030 del 2006. para el análisis dinámico del eje “x”.

Regla de decisión:

- Si Sig. >0,05 Entonces no rechazo la hipótesis nula, rechazando la alterna

- Si Sig. $\leq 0,05$ Entonces rechazo la hipótesis nula, acepto la hipótesis alterna

Según la figura 153 muestra un valor sig. De 0,489, por tanto, no aceptamos la hipótesis alterna y aceptamos la *hipótesis nula*.

- *Para el análisis dinámico respecto al eje “y”.*

		Prueba de Levene de	F	0,263
		calidad de varianzas	Sig.	0,619
			t	0,712
			gl	10
	Se asumen varianzas iguales		Sig. (bilateral)	0,493
		Prueba t para la igualdad de medias	Diferencia de medias	36,6293
			Diferencia de error estándar	51,4529
			95 % de intervalo de confianza de la diferencia	Inferior -78,0149
				Superior 151,2735
rupos			t	0,712
			gl	9,628
			Sig. (bilateral)	0,493
	No se asumen varianzas iguales	Prueba t para la igualdad de medias	Diferencia de medias	36,6293
			Diferencia de error estándar	51,4529
			95 % de intervalo de confianza de la diferencia	Inferior -78,6176
				Superior 151,8763

Figura 154. Nivel de significación en la comparación del análisis dinámico para el eje “y” respecto a las fuerzas cortantes

Formulación de hipótesis estadística al 5 % de error:

- Hipótesis Nula (Ho): Las fuerzas cortantes en el análisis y diseño estructural comparativo se observarán que los resultados obtenidos utilizando la Norma E.030 del 2016, no son mayores que los hallados por Norma E.030 del 2006. para el análisis dinámico del eje “y”.
- Hipótesis Alternan (Ha): Las fuerzas cortantes en el análisis y diseño estructural comparativo se observarán que los resultados obtenidos utilizando la Norma

E.030 del 2016, son mayores que los hallados por Norma E.030 del 2006. para el análisis dinámico del eje “y”.

Regla de decisión:

- Si Sig. >0,05 Entonces no rechazo la hipótesis nula, rechazando la alterna
- Si Sig. ≤ 0,05 Entonces rechazo la hipótesis nula, acepto la hipótesis alterna

Según la figura 154 muestra un valor sig. De 0,493, por tanto, no aceptamos la hipótesis alterna y aceptamos la *hipótesis nula*.

c. *Se ha planteado como tercera hipótesis derivada-especifica lo siguiente:*

“El análisis y diseño estructural comparativo, basado en la Norma E.030 del 2016 con respecto a la Norma E.030 del 2006 para un edificio de uso hotel en la ciudad de Tacna, es más costosa”.

	Prueba de Levene	F	0,000
	de calidad de	Sig.	0,995
	varianzas		
		t	0,006
		gl	10
Se asumen		Sig. (bilateral)	0,995
varianzas iguales	Prueba t para la	Diferencia de medias	628,87333
	igualdad de medias	Diferencia de error estándar	101468,48974
Grupos		95 % de intervalo	Inferior -225457,0109
		de confianza de la	Superior 226714,75758
		diferencia	
		T	0,006
		Gl	10,000
		Sig. (bilateral)	0,995
No se asumen	Prueba t para la	Diferencia de medias	628,87333
varianzas iguales	igualdad de medias	Diferencia de error estándar	101468,48974
		95 % de intervalo	Inferior -225457,3437
		de confianza de la	Superior 226715,09038
		diferencia	

Figura 155. Nivel de significación en la comparación de precios del análisis y diseño estructural

Formulación de hipótesis estadística al 5 % de error:

- Hipótesis Nula (H_0): El análisis y diseño estructural comparativo, basado en la Norma E.030 del 2016 con respecto a la Norma E.030 del 2006 para un edificio de uso hotel en la ciudad de Tacna, no es más costosa.
- Hipótesis Alternan (H_a): El análisis y diseño estructural comparativo, basado en la Norma E.030 del 2016 con respecto a la Norma E.030 del 2006 para un edificio de uso hotel en la ciudad de Tacna, es más costosa.

Regla de decisión:

- Si $\text{Sig.} > 0,05$ Entonces no rechazo la hipótesis nula, rechazando la alterna
- Si $\text{Sig.} \leq 0,05$ Entonces rechazo la hipótesis nula, acepto la hipótesis alterna

Según la imagen 155 muestra un valor sig. De 0,995, por tanto, no aceptamos la hipótesis alterna y aceptamos la *hipótesis nula*.

5.3. Discusión de resultados

5.3.1. Análisis sísmico

a. Distorsiones del entre piso.

En el eje “x” y “y” los límites de distorsión del entre piso obtenidas en el análisis estático y dinámico con la Norma Técnica de Edificación E.030 del 2016 presenta mayores restricciones que los hallados con E.030 del 2006, como se muestra en la tabla 79. La actual Norma E.030 del 2016 obtiene mayores resultados por la restricción especificada en el capítulo 5 art. 5.1, que al ser una estructura irregular los desplazamientos laterales solo se multiplican por R.

b. Fuerza cortante en la base.

En el eje “x” la fuerza cortante estática y dinámica en la base analizada con la Norma Técnica de Edificación E.030 2016 es menor, a la cortante estática y dinámica de la Norma E.030 2006, como se muestra en la figura 142, 143, 144 y 145. La variación de los resultados de la fuerza cortante, utilizando el mismo peso de la estructura para ambos casos, se debe a la variación en las solicitaciones sísmicas.

5.3.2. Diseño estructural

Debido a la arquitectura y uso de la edificación (hotel) se planteó losas aligeradas en una dirección de 20 cm de espesor en todos los niveles y se pudo verificar un adecuado comportamiento por corte y flexión.

El diseño de las vigas se realizó según la metodología de diseño por resistencia ($MU \leq \phi Mn$) y bajo exigencias que pide la Norma Técnica de Edificación E.0.60 Concreto Armado, donde se pudo obtener que todos los elementos tengan una falla dúctil como también se pudo ver que en el diseño por corte los espaciamientos hallados fueron mayores a lo establecido en la Norma Técnica de Edificación E.060 de Concreto Armado, debido a que los esfuerzos de corte son absorbidos en su mayoría por la sección de concreto de la viga.

En el diseño de las columnas se optó por utilizar las cuantías mínimas de diseño debido a que la mayor parte de los esfuerzos fueron absorbidos por las placas.

5.3.3. Costo del diseño estructural

Al realizar el análisis sísmico con las Normas Técnicas de Edificación la E.030 2016 y E.030 2006 las cortantes son mayores con la antigua Norma, posterior al

análisis y al realizar el diseño estructural con la Norma Técnica de Edificación E.060 de Concreto Armado con la E.030 2006 es más costosa, con respecto al diseño con la Norma E.030 2016 como se muestra en la figura 146.

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

Primera. El proyecto de desarrollo con las Normas E.030 del 2006 y E.030 del 2016, el análisis sísmico muestra diferentes modificaciones las cuales describen mejor las características geométricas de la estructura, así como el lugar donde se encuentra. La zonificación sísmica del factor Z en la Norma E.030 del 2006 a la Norma E.030 del 2016 varia de tener tres a cuatro zonas, Tacna anteriormente presentaba un valor de 0,40 y ahora de 0,45 incrementándose en 12,5 %. Para caracterizar el suelo se requiere estudiar los primeros 30 m, teniendo como patrón el suelo intermedio, notándose que una caracterización del suelo en zona cuatro, tres, dos o uno tiene diferentes amplificaciones como se aprecia en la Norma E.030 del 2016. Para nuestro proyecto en Tacna el valor de S varia de 1,20 con la antigua Norma E.030 del 2016 a 1,05 con la nueva Norma E.030 del 2016 reduciéndose en 12,5 %. En la antigua Norma E.030 del 2006 solo se consideraba aplicar por cualquier irregularidad presentada en la estructura un factor de $\frac{3}{4} R$, siendo $R = 4,5$ sin embargo la nueva Norma E.030 del 2016 cuantifica el nivel de irregularidad en planta y elevación

a través de la empleando los factores I_a e I_p , los cuales influyen directamente en el valor del coeficiente de reducción R , siendo $R = 5,4$, Aumentando en un 20 %.

Segunda. La máxima deriva hallada en el análisis estático con la Norma E.030 del 2006 es de $D = 0,005$, y con la Norma E.030 del 2016 es de $D = 0,066$ aumentando en 32 %. Estos resultados muestran consistentemente que el análisis realizado fue correcto por estar dentro de los límites máximos permisibles de $D = 0,007$. Como consecuencia de todos estos resultados, el diseño de la estructura se no verá afectada, utilizando las mismas secciones de concreto al desarrollar el diseño estructural con las dos Normas de sismorresistencia.

Tercera. En el proyecto al desarrollar la cortante estática con la Norma E.030 del 2006 se obtuvo $V = 412$ t y para el análisis estático con la Norma E.030 del 2016 de obtuvo $V = 337,97$ t, se dio una reducción de sus fuerzas de 17,96 %.

Cuarta. La cantidad de acero estructural hallada en las vigas con la Norma E.030 del 2006 se halló un metrado de 13656,64 kg, y con la Norma E.030 del 2016 se halló un metrado de 12822,06 kg, siendo menor en un 6,11 % siendo esta más económica. La cantidad de acero estructural hallada en las columnas y muros de corte con la Norma E.030 2006, es la misma con la Norma E.030 del 2016, teniendo el mismo costo. El presupuesto total de la edificación de concreto armado con la Norma E.030 2006 es de S/ 526 382,38 y con la Norma E.030 del 2016 es de S/ 524 495,76, siendo más económica en un 0,36 %.

6.2. Recomendaciones

Primera. Realizar el diseño en concreto armado de los elementos estructurales con la Norma E.030 del 2016 por tener cargas sísmicas menores y cumplir con las derivas máximas permitidas.

Segunda. Se sugiere realizar el diseño estructural con la Norma E.030 del 2016 por ser económica.

Tercera: Se debe de usar una cuantía máxima de 0,5Pb por estar en una alta zona sísmica.

Cuarta: El colocado del acero por cortante deberá de confinar el concreto en toda su longitud.

Quinta: Los nudos entre vigas y columnas se colocarán estribos mínimos como lo indica el Norma E.060 de concreto armado.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ahumada, A., Barrera, M. y De Sales, K. (2013). *Análisis comparativo del diseño para un edificio de 5 niveles, según las normas colombianas de sismorresistencia NSR-98 y la NSR-10, en la zona de amenaza sísmica intermedia* (Tesis de pregrado). Corporación Universitaria de la Costa, Barranquilla, Colombia.
- Blanco, A. (1994). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado* (2ª ed.). Lima, Perú: Colegio de Ingenieros del Perú.
- Brooks, A. (1998). *Tecnología del concreto*. México DF, México: Estudio del concreto.
- Cauchy, L. (2012). *El problema de Cauchy para las ecuaciones de ondas*.
- Chaiña, R. (2016). *Análisis sísmico de una edificación de seis niveles de concreto armado en la ciudad de Juliaca* (Tesis de pregrado). Universidad Andina Nestor Cáceres Velásquez, Juliaca, Perú.
- García, M. y Moscoso, D. (2016). *Análisis comparativo de la respuesta sísmica de distorsiones de entre piso-rediva y fuerza cortante de una edificación de concreto armado con sistema dual, mediante los análisis sísmicos dinámico, aplicado con la norma de diseño sismorresistente* (Tesis de pregrado). Universidad Andina del Cuzco, Cuzco, Perú.
- Harmsen, T. (2017). *Diseño de estructuras de concreto armado* (5ª ed.). Lima, Perú: PUCP.

Hernández, R. (2016). *Metodología de la investigación* (6ª ed.). México DF, México: Mc Grall Hill.

Hooke, R. (s.f.). *Anagrama CEDIINNOPSSSTUU*.

ICG. (2016). *Construcción.org*.

Morales, R. (2016). *Diseño en concreto armado* (4ª ed.). Lima, Perú: ICG.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). *RNE Norma E.030 Diseño sismorresistente* (6ª ed.). (O. Vásquez Bustamante, Ed.) Lima, Perú: Oscar Vásquez SAC.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). *RNE Norma E.020 cargas* (6ª ed.). (O. Vásquez Bustamante, Ed.) Lima, Perú: Oscar Vásquez SAC.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). *RNE Norma E.060 Concreto armado* (6ª ed.). (O. Vásquez Bustamante, Ed.) Lima, Perú: Oscar Vásquez SAC.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2016). *RNE Norma E.030 Diseño sismorresistente* (6ª ed.). (O. Vásquez Bustamante, Ed.) Lima, Perú: Oscar Vásquez SAC.

Oblitas, L. (1987). *Metodología de la investigación* (2ª ed.). Lima, Perú: Eximpres.

Orihuela, P., Orihuela, J., Lazo, C. y Ulloa, K. (2010). *Manual de maestro constructor* (1ª ed.). Lima, Perú: Corporación de Aceros Arequipa S.A.

Ortega, J. (2015). *Diseño de estructuras de concreto armado* (1ª reimpresión ed., Vol. II). Lima, Perú: Empresa Individual Macro EIRL.

Ortega, J. (2015). *Diseño de estructuras de concreto armado* (1^{ra} reimpresión ed., Vol. I). Lima, Perú: Empresa Editorial Macro EIRL.

Rafael, C. (1985). *Diseño de mezclas método de los agregados módulo de finura*. Lima, Perú.

San Bartolome, Á. (1998). *Análisis de edificios* (1^{ra} ed.). Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.

Valdivia, M. (2009). *Elaborando la tesis* (1^{ra} ed., Vol. 1). Tacna, Perú: Universidad Privada de Tacna.

Wikipedia. (s.f.). *WIKIPEDIA, La enciclopedia libre*. Recuperado de https://es.wikipedia.org/wiki/Onda_de_Rayleigh