



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

“Trabajo de grado previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil”

TRABAJO DE GRADUACIÓN

Título del proyecto:

“ESTUDIO COMPARATIVO DE UN ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SEIS PISOS UBICADA EN LA CIUDAD DE RIOBAMBA USANDO LOS PARÁMETROS DEL ACI 318-08 CONSIDERADOS EN LA NORMA NEC (2015), Y LOS PARÁMETROS DEL ACI 318-14.”

Autor: DANNY RODRIGO BEJARANO CEVALLOS.

Director: OSCAR CEVALLOS V.;Ph.D.

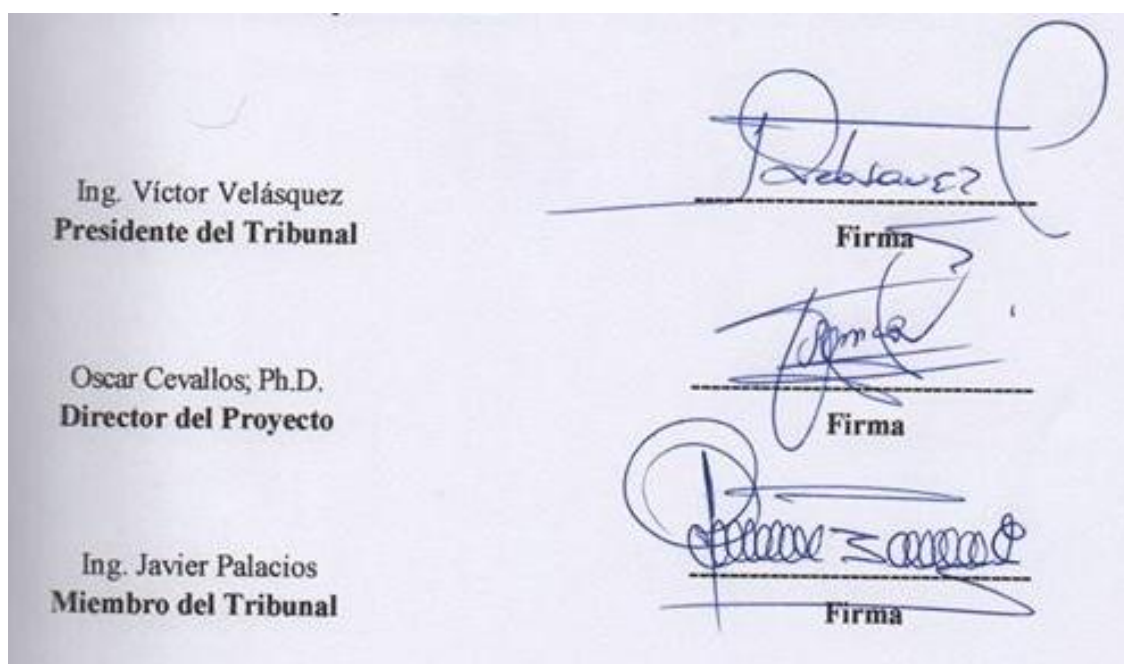
Riobamba - Ecuador

2017

Los miembros del Tribunal de Graduación del proyecto de investigación de título: **“ESTUDIO COMPARATIVO DE UN ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SEIS PISOS UBICADA EN LA CIUDAD DE RIOBAMBA USANDO LOS PARÁMETROS DEL ACI 318-08 CONSIDERADOS EN LA NORMA NEC (2015), Y LOS PARÁMETROS DEL ACI 318-14”** presentado por Danny Rodrigo Bejarano Cevallos y dirigida por Oscar Cevallos Velásquez.; Ph. D.

Una vez escuchada la defensa oral y revisado el informe final del proyecto de investigación con fines de graduación escrito en la cual se ha constatado el cumplimiento de las observaciones realizadas, remite la presente para uso y custodia en la biblioteca de la Facultad de Ingeniería de la UNACH.

Para constancia de lo expuesto firman:



Ing. Víctor Velásquez
Presidente del Tribunal

Oscar Cevallos; Ph.D.
Director del Proyecto

Ing. Javier Palacios
Miembro del Tribunal

Firma

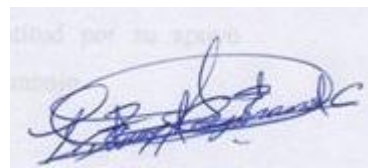
Firma

Firma

AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN

“La responsabilidad del contenido de este Proyecto de Graduación, corresponde exclusivamente a: Danny Rodrigo Bejarano Cevallos y el patrimonio intelectual de la misma a la Universidad Nacional de Chimborazo.”

Danny R. Bejarano C.
Autor del Proyecto



Firma
C.I. 060432618-1

AGRADECIMIENTO

Mi agradecimiento muy sincero a la Universidad Nacional de Chimborazo, de manera muy especial al Ing. Oscar Cevallos por la paciencia y el tiempo dedicado en el transcurso de esta investigación.

Al Ing. Javier Palacios mi gratitud por su apoyo brindado en el desarrollo de este trabajo.

A Kathy por todo su apoyo.

A Amandeep Singh, gracias hermano por la colaboración.

A todos aquellos amig@s que conocí en toda esta etapa universitaria con los cuales se pudo compartir muchas vivencias.

DEDICATORIA

A mis padres, por haberme inculcado que “En la vida todo se logra a base de mucho sacrificio”, por haberme enseñado que si nos proponemos algo lo podemos lograr siempre y cuando exista la entrega y el compromiso de nuestra parte.

Gracias por todo el sacrificio y apoyo durante todo este tiempo, porque gracias a ello he podido culminar esta etapa muy importante de mi vida.

A mi hermano y hermana, gracias por sus palabras de aliento en todo este proceso.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE TABLAS	xii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xvii
RESUMEN	xviii
ABSTRACT.....	xix
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I	2
FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA	2
1.1. ANTECEDENTES	2
1.2. FILOSOFÍA DE DISEÑO SISMO RESISTENTE	4
1.3. MÉTODOS DE ANÁLISIS PARA EL DISEÑO BASADO EN FUERZAS (DBF).....	5
1.4. REQUISITOS DE ANÁLISIS DE LA NEC (2015) Y EL ACI 318-14	5
1.4.1. Zonificación sísmica y factor de zona Z (NEC, 2015)	6
1.4.2. Tipos de perfiles de suelos (NEC, 2015).....	7
1.4.3. Coeficientes de perfil de suelo (NEC, 2015).....	8
1.4.4. Coeficiente de importancia (NEC, 2015)	9
1.4.5. Coeficientes de configuración en elevación y planta (NEC, 2015).....	10
1.4.6. Factor de reducción de resistencia sísmica R (NEC, 2015)	11
1.4.7. Período de vibración T (NEC, 2015).....	12
1.4.8. Espectro de diseño (NEC, 2015)	14
1.4.9. Cortante basal de diseño V (NEC, 2015)	15
1.4.10. Carga sísmica reactiva W (NEC, 2015).....	16
1.4.11. Control de deriva de piso (NEC, 2015)	16
1.4.12. Efectos de segundo orden P- Δ	17
1.4.13. Factores de reducción de resistencia	19
1.4.14. Inercias de las secciones agrietadas.....	19
1.5. REQUISITOS DE DISEÑO DE LA NEC (2015) Y EL ACI 318-14.....	20
1.5.1. Combinaciones de carga para el diseño por última resistencia	20
1.5.2. Cargas Vivas.....	21
1.5.3. Factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro	22
1.5.4. Prediseño de elementos estructurales	22
1.5.4.1. Prediseño de losa maciza.....	22
1.5.4.2. Prediseño de vigas	23
1.5.4.3. Prediseño de columnas	23

1.5.5.	Detalles del refuerzo para el diseño de elementos de concreto reforzado	24
1.5.5.1.	Recubrimientos mínimos	24
1.5.5.2.	Paquetes de varillas	26
1.5.5.3.	Longitudes de desarrollo y traslapes de acero a tracción	26
1.5.5.4.	Ganchos estándar	26
1.5.5.5.	Separaciones entre barras longitudinales	28
1.5.5.6.	Espaciamiento mínimo del refuerzo	29
1.5.6.	Diseño de elementos estructurales.....	30
1.5.6.1.	Diseño de vigas.....	30
1.5.6.2.	Diseño de columnas.....	35
1.5.6.3.	Muros de corte	45
1.5.6.3.1.	Clasificación de los muros de corte	45
1.5.6.3.2.	Diseño de muros de corte	46
1.5.6.4.	Diseño de losas	54
1.5.6.5.	Diseño de la cimentación.....	58
CAPÍTULO II.....		60
METODOLOGÍA.....		60
2.1.	TIPO DE ESTUDIO	60
2.2.	POBLACIÓN Y MUESTRA.....	60
2.2.1.	POBLACIÓN:	60
2.2.2.	MUESTRA:	60
2.3.	OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.....	61
2.4.	PROCEDIMIENTOS.....	62
2.5.	PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS	63
2.5.1.	Estudio de suelo.....	63
2.5.2.	Descripción del proyecto	63
2.5.3.	Configuración de la estructura.....	64
2.5.4.	Resistencia de materiales y módulo de elasticidad del concreto	64
2.5.5.	Espesor de la losa alivianada	64
2.5.6.	Cuantificación de cargas.....	65
2.5.7.	Métodos de diseño	65
2.5.8.	Modelación en ETABS.....	66
2.5.9.	Modelación en SAFE.....	71
CAPITULO III.....		73
RESULTADOS.....		73
3.1.	ESTUDIO DE SUELOS	73
3.1.1.	Ensayo de Penetración Estándar	73

3.2.	Prediseño de losa alivianada	74
3.3.	Cuantificación de cargas	75
3.4.	Predimensionamiento de columnas y vigas	78
3.4.1.	Centro de masas de la estructura	79
3.4.2.	Centro de rigideces	80
3.5.	Espectro de diseño	85
3.6.	Fuerza sísmica.....	87
3.7.	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE ACUERDO A LA NEC (2015)....	88
3.7.1.	Diseño de vigas.....	88
3.7.2.	Diseño de columnas.....	102
3.7.2.1.	Chequeo de aplastamiento en columnas.....	114
3.7.3.	Diseño de muros de corte	116
3.7.4.	Diseño de losas	127
3.7.5.	Diseño de escaleras.....	130
3.7.6.	Diseño de cadenas	132
3.7.7.	Derivas y desplazamientos de la estructura.....	133
3.7.8.	Excentricidades en planta	133
3.7.9.	Costo de la edificación	133
3.8.	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE ACUERDO AL ACI 318 -14.....	134
3.8.1.	Diseño de vigas.....	134
3.8.2.	Diseño de columnas.....	148
3.8.2.1.	Chequeo de aplastamiento en columnas.....	160
3.8.3.	Diseño de muros de corte	162
3.8.4.	Diseño de losas	173
3.8.5.	Diseño de escaleras.....	176
3.8.6.	Diseño de cadenas	178
3.8.7.	Derivas y desplazamientos de la estructura.....	179
3.8.8.	Excentricidades en planta	179
3.8.9.	Costo de la edificación	179
	CAPÍTULO IV.....	180
	DISCUSIÓN	180
4.1.	DERIVAS DE PISO	181
4.2.	DESPLAZAMIENTO DE LA ESTRUCTURA.....	182
4.3.	EXCENRICIDAD EN PLANTA	183
4.4.	PESO DE LA ESTRUCTURA.....	184
4.5.	CARGA DE APLASTAMIENTO.....	185
4.6.	ANÁLISIS SÍSMICO	185

4.6.1.	DISEÑO DE LA ESTRUCTURA.....	186
4.6.2.	Acero de refuerzo estructural	186
4.6.3.	Método de diseño.....	186
4.6.4.	Vigas.....	187
4.6.4.1.	Diseño a flexión.....	187
4.6.4.2.	Diseño a corte	187
4.6.5.	Columnas.....	188
4.6.5.1.	Cuantía de refuerzo.....	188
4.6.5.2.	Diseño a corte	189
4.6.6.	Losas.....	190
4.6.6.1.	Diseño a flexión.....	190
4.6.6.2.	Diseño a corte	190
4.6.7.	Muros de corte	190
4.6.7.1.	Elementos de borde	190
4.6.7.2.	Cuantía de refuerzo.....	191
4.6.8.	Escaleras	191
4.6.9.	Cadenas de amarre.....	192
4.6.10.	Cimentación.....	192
4.7.	ANÁLISIS ECONÓMICO	192
	CAPÍTULO V	194
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	194
5.1.	CONCLUSIONES	194
5.2.	RECOMENDACIONES.....	198
	CAPÍTULO VI.....	199
	PROPUESTA.....	199
6.1.	TÍTULO DE LA PROPUESTA.....	199
6.2.	INTRODUCCIÓN	199
6.3.	OBJETIVOS	200
6.3.1.	GENERAL.....	200
6.3.2.	ESPECÍFICOS.....	200
6.4.	FUNDAMENTACIÓN CIENTÍFICO – TÉCNICA	200
6.4.1.	Análisis Estructural.....	201
6.4.2.	Análisis Sísmico	201
6.4.3.	Métodos de diseño	202
6.4.3.1.	Método por Esfuerzos Admisibles o Método Elástico	202
6.4.3.2.	Método por Última Resistencia	202
6.4.4.	Evolución de los métodos de diseño.....	203

6.4.5.	Generalidades del ACI 318-14	203
6.4.6.	Método de diseño propuesto por el ACI 318-14	203
6.5.	DESCRIPCIÓN DE LA PROPUESTA.....	204
6.5.1.	Zonificación sísmica y factor de zona Z (NEC, 2015)	204
6.5.2.	Tipos de perfiles de suelos (NEC, 2015).....	205
6.5.3.	Coeficientes de perfil de suelo (NEC, 2015).....	206
6.5.4.	Coeficiente de importancia (NEC, 2015)	207
6.5.5.	Coeficientes de configuración en elevación y planta (NEC, 2015).....	208
6.5.6.	Factor de reducción de resistencia sísmica R (NEC, 2015)	209
6.5.7.	Período de vibración T (NEC, 2015).....	210
6.5.8.	Espectro de diseño (NEC, 2015)	212
6.5.9.	Cortante basal de diseño V (NEC, 2015)	213
6.5.10.	Carga sísmica reactiva W (NEC, 2015).....	214
6.5.11.	Control de deriva de piso (NEC, 2015)	214
6.5.12.	Efectos de segundo orden P- Δ	215
6.5.13.	Factores de reducción de resistencia	216
6.5.14.	Inercias de las secciones agrietadas.....	216
6.5.15.	REQUISITOS DE DISEÑO DEL ACI 318-14.....	217
6.5.15.1.	Combinaciones de carga para el diseño por última resistencia	217
6.5.15.2.	Cargas Vivas.....	217
6.5.15.3.	Factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro	218
6.5.15.4.	Prediseño de elementos estructurales	218
6.5.15.4.1.	Prediseño de losa maciza.....	218
6.5.15.4.2.	Prediseño de vigas	219
6.5.15.4.3.	Prediseño de columnas	219
6.5.15.5.	Detalles del refuerzo para el diseño de elementos de concreto reforzado... ..	220
6.5.15.5.1.	Recubrimientos mínimos.....	220
6.5.15.5.2.	Paquetes de varillas	221
6.5.15.5.3.	Longitudes de desarrollo y traslapes de acero a tracción	221
6.5.15.5.4.	Ganchos estándar.....	222
6.5.15.5.5.	Separaciones entre barras longitudinales.....	224
6.5.15.5.6.	Espaciamiento mínimo del refuerzo	224
6.5.15.6.	Diseño de elementos estructurales.....	225
6.5.15.6.1.	Diseño de vigas.....	225
6.5.15.6.2.	Diseño de columnas.....	228
6.5.15.6.3.	Diseño de muros de corte	234

6.5.15.6.4. Diseño de losa alivianada	238
6.6. DISEÑO ORGANIZACIONAL.....	240
6.7. MONITOREO Y EVALUACIÓN DE LA PROPUESTA.....	240
7. BIBLIOGRAFÍA.....	242
8. ANEXOS.....	245
8.1. Análisis de Precios Unitarios – Edificación NEC (2015).....	245
8.2. Presupuesto referencial – Edificación NEC (2015).....	258
8.3. Análisis de Precios Unitarios – Edificación ACI 318-14.	259
8.4. Presupuesto referencial – Edificación ACI 318-14	272
8.5. Planos.....	273

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.	6
Tabla 2. Clasificación de los perfiles del suelo.	7
Tabla 3. Tipo de suelo y factores de tipo Fa.	8
Tabla 4. Tipo de suelo y factores de tipo Fa.	8
Tabla 5. Tipos de suelo y factores de tipo Fs.	9
Tabla 6. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.	9
Tabla 7. Configuraciones estructurales recomendadas.	10
Tabla 8. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.	11
Tabla 9. Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada.	12
Tabla 10. Coeficientes según el tipo de edificio.	13
Tabla 11. Relación entre la aceleración espectral.	15
Tabla 12. Casos para el uso de la carga sísmica reactiva.	16
Tabla 13. Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso.	17
Tabla 14. Índice de estabilidad.	18
Tabla 15. Factores de reducción de resistencia.	19
Tabla 16. Momentos de inercia para estructuras de concreto armado.	19
Tabla 17. Momentos de inercia permitidos para el análisis elástico al nivel de carga mayorada.	20
Tabla 18. Momentos de inercia alternativos para análisis elástico al nivel de carga mayorada.	20
Tabla 19. Combinaciones de carga.	21
Tabla 20. Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas.	21
Tabla 21. Factor β_1 en función de la resistencia a la compresión del concreto.	22
Tabla 22. Espesor mínimo de losa.	22
Tabla 23. Alturas mínimas recomendadas para vigas.	23
Tabla 24. Características de los elementos a flexión.	23
Tabla 25. Carga última a compresión.	24
Tabla 26. Recubrimientos mínimos para concreto construido en sitio.	24
Tabla 27. Recubrimientos mínimos para concreto construido en sitio.	25
Tabla 28. Longitud de desarrollo en varillas corrugadas y traslapes.	26
Tabla 29. Geometría del gancho estándar para el desarrollo de barras corrugadas en tracción.	27
Tabla 30. Diámetro mínimo interior de doblado y geometría del gancho estándar para estribos, amarras y estribos cerrados de confinamiento.	28
Tabla 31. Medidas entre barras de columna apoyadas lateralmente y el anclaje de estribos rectilíneos.	28
Tabla 32. Refuerzo longitudinal mínimo y máximo en elementos sometidos a flexión.	31
Tabla 33. Capacidad resistente a corte del concreto.	33
Tabla 34. Capacidad resistente a corte del acero.	34
Tabla 35. Área de refuerzo a corte.	34
Tabla 36. Condiciones para considerar o no efectos de esbeltez en columnas.	39
Tabla 37. Resistencia mínima flexión.	40
Tabla 38. Cuantía de refuerzo longitudinal en columnas.	40
Tabla 39. Capacidad resistente a corte del concreto.	41
Tabla 40. Cortante por capacidad.	42
Tabla 41. Área de acero transversal por confinamiento.	43
Tabla 42. Espesor del muro de corte.	48
Tabla 43. Casos para el diseño de muros de corte.	48

Tabla 44. Cuantía mínima de refuerzo horizontal y vertical.	49
Tabla 45. Necesidad del uso de elementos de borde.	50
Tabla 46. Resistencia axial de diseño.	51
Tabla 47. Factores de longitud efectiva para muros.	52
Tabla 48. Corte nominal máximo permitido y sección crítica.	52
Tabla 49. Capacidad resistente a corte del concreto.	53
Tabla 50. Áreas de acero horizontal y vertical.	53
Tabla 51. Capacidad resistente a corte del concreto bajo el modelo de punzonamiento.	56
Tabla 52. Área de acero mínima en puentes.	57
Tabla 53. Área de acero mínima en nervios.	57
Tabla 54. Cuantía de refuerzo de retracción y temperatura.	59
Tabla 55. Cuantías mínimas de refuerzo corrugado de retracción y temperatura sobre el área bruta de concreto.	59
Tabla 56. Espaciamiento del refuerzo.	59
Tabla 57. Operacionalización de variables.	61
Tabla 58. Procedimientos realizados en el estudio.	62
Tabla 59. Niveles y ocupación de la edificación.	64
Tabla 60. Perforación N° 1.	73
Tabla 61. Perforación N° 2.	73
Tabla 62. Losa alivianada de 20 cm de espesor.	74
Tabla 63. Cuantificación de cargas piso 1-5.	75
Tabla 64. Cuantificación de cargas piso 6.	76
Tabla 65. Cuantificación de cargas tapagrada.	77
Tabla 66. Prediseño de columnas.	78
Tabla 67. Prediseño de vigas.	78
Tabla 68. Centro de masas del piso 1.	79
Tabla 69. Centro de masas de los pisos 2-6.	79
Tabla 70. Centro de masas del Tapagrada.	80
Tabla 71. Secciones de columnas del piso 1.	80
Tabla 72. Control de excentricidades piso 1.	81
Tabla 73. Secciones de columnas del piso 2-6.	82
Tabla 74. Control de excentricidades piso 2-6.	83
Tabla 75. Secciones de columnas del tapagrada.	84
Tabla 76. Control de excentricidades del tapagrada.	84
Tabla 77. Consideraciones para el espectro de diseño.	85
Tabla 78. Consideraciones para el espectro de diseño.	86
Tabla 79. Cortante basal de diseño.	86
Tabla 80. Gráfica del espectro elástico e inelástico.	87
Tabla 81. Fuerza sísmica aplicada en cada piso.	87
Tabla 82. Diseño a flexión - viga (25x40) cm.	88
Tabla 83. Diseño a corte - viga (25x40) cm.	89
Tabla 84. Diseño a flexión - viga (30x40) cm.	90
Tabla 85. Diseño a corte - viga (30x40) cm.	91
Tabla 86. Diseño a flexión - viga (25x35) cm.	92
Tabla 87. Diseño a corte - viga (25x35) cm.	93
Tabla 88. Diseño a flexión - viga (25x30) cm.	94
Tabla 89. Diseño a corte - viga (25x30) cm.	95
Tabla 90. Diseño a flexión - viga (30x45) cm.	96
Tabla 91. Diseño a corte - viga (30x45) cm.	97
Tabla 92. Diseño a flexión - viga (30x20) cm.	98
Tabla 93. Diseño a corte - viga (30x20) cm.	99
Tabla 94. Diseño a flexión - viga (35x40) cm.	100

Tabla 95. Diseño a corte - viga (35x40) cm.	101
Tabla 96. Columna B2 (45x45) cm.	102
Tabla 97. Columna B2 (45x45) cm.	103
Tabla 98. Columna C3 (40x40) cm.	104
Tabla 99. Columna C3 (40x40) cm.	105
Tabla 100. Columna B5 (45x50) cm; análisis en sentido X-X.	106
Tabla 101. Columna B5 (45x50) cm; análisis en sentido X-X.	107
Tabla 102. Columna B5 (50x45) cm; análisis en sentido Y-Y.	108
Tabla 103. Columna B5 (50x45) cm; análisis en sentido Y-Y.	109
Tabla 104. Columna B3 (60x60) cm.	110
Tabla 105. Columna B3 (60x60) cm.	111
Tabla 106. Columna A2-B2 (45x45) cm, con efectos de columna corta.	112
Tabla 107. Columna A2-B2 (45x45) cm, con efectos de columna corta.	113
Tabla 108. Diagrama de Interacción – Columna C3 (40x40) cm.	114
Tabla 109. Diagrama de Interacción – Columna B2 (45x45) cm.	114
Tabla 110. Diagrama de Interacción – Columna B4 (50x45) cm.	115
Tabla 111. Diagrama de Interacción – Columna B3 (60x60) cm.	115
Tabla 112. Muro de corte – lw=3.30 m.	116
Tabla 113. Diseño a compresión, flexión y corte - Muro de corte – lw=3.30 m.	117
Tabla 114. Muro de corte – lw=2.30 m.	118
Tabla 115. Diseño a compresión, flexión y corte - Muro de corte – lw=2.30 m.	119
Tabla 116. Elemento de borde - Muro de corte – lw=2.30 m.	120
Tabla 117. Muro de corte – lw=2.00 m.	121
Tabla 118. Diseño a compresión, flexión y corte - Muro de corte – lw=2.00 m.	122
Tabla 119. Elemento de borde - Muro de corte – lw=2.00 m.	123
Tabla 120. Muro de corte – lw=1.10 m.	124
Tabla 121. Diseño a compresión, flexión y corte - Muro de corte – lw=1.10 m.	125
Tabla 122. Elemento de borde - Muro de corte – lw=1.10 m.	126
Tabla 123. Análisis en 1m de losa alivianada.	127
Tabla 124. Losa Nivel +3.38.	127
Tabla 125. Losa Nivel +6.18; +8.98; +11.78; 14.58; +17.38.	128
Tabla 126. Losa Nivel +19.98.	129
Tabla 127. Diseño a flexión (M11).	130
Tabla 128. Diseño a flexión (M22) y corte.	131
Tabla 129. Cadena de amarre.	132
Tabla 130. Derivas y desplazamientos con carga sísmica en X-X; Y-Y.	133
Tabla 131. Excentricidades por piso en sentido X-X y Y-Y.	133
Tabla 132. Diseño a flexión - viga (25x40) cm.	134
Tabla 133. Diseño a corte - viga (25x40) cm.	135
Tabla 134. Diseño a flexión - viga (30x40) cm.	136
Tabla 135. Diseño a corte - viga (30x40) cm.	137
Tabla 136. Diseño a flexión - viga (25x35) cm.	138
Tabla 137. Diseño a corte - viga (25x35) cm.	139
Tabla 138. Diseño a flexión - viga (25x30) cm.	140
Tabla 139. Diseño a corte - viga (25x30) cm.	141
Tabla 140. Diseño a flexión - viga (30x45) cm.	142
Tabla 141. Diseño a corte - viga (30x45) cm.	143
Tabla 142. Diseño a flexión - viga (30x20) cm.	144
Tabla 143. Diseño a corte - viga (30x20) cm.	145
Tabla 144. Diseño a flexión - viga (35x40) cm.	146
Tabla 145. Diseño a corte - viga (35x40) cm.	147
Tabla 146. Columna B2 (45x45) cm.	148

Tabla 147. Columna B2 (45x45) cm.	149
Tabla 148. Columna C3 (40x40) cm.	150
Tabla 149. Columna C3 (40x40) cm.	151
Tabla 150. Columna B5 (45x50) cm; análisis en sentido X-X.	152
Tabla 151. Columna B5 (45x50) cm; análisis en sentido X-X.	153
Tabla 152. Columna B5 (50x45) cm; análisis en sentido Y-Y.	154
Tabla 153. Columna B5 (50x45) cm; análisis en sentido Y-Y.	155
Tabla 154. Columna B3 (60x60) cm.	156
Tabla 155. Columna B3 (60x60) cm.	157
Tabla 156. Columna A2-B2 (45x45) cm, con efectos de columna corta.	158
Tabla 157. Columna A2-B2 (45x45) cm, con efectos de columna corta.	159
Tabla 158. Diagrama de Interacción – Columna C3 (40x40) cm.	160
Tabla 159. Diagrama de Interacción – Columna B2 (45x45) cm.	160
Tabla 160. Diagrama de Interacción – Columna B4 (50x45) cm.	161
Tabla 161. Diagrama de Interacción – Columna B3 (60x60) cm.	161
Tabla 162. Muro de corte – lw=3.30 m.	162
Tabla 163. Diseño a compresión, flexión y corte - Muro de corte – lw=3.30 m.	163
Tabla 164. Muro de corte – lw=2.30 m.	164
Tabla 165. Diseño a compresión, flexión y corte - Muro de corte – lw=2.30 m.	165
Tabla 166. Elemento de borde - Muro de corte – lw=2.30 m.	166
Tabla 167. Muro de corte – lw=2.00 m.	167
Tabla 168. Diseño a compresión, flexión y corte - Muro de corte – lw=2.00 m.	168
Tabla 169. Elemento de borde - Muro de corte – lw=2.00 m.	169
Tabla 170. Muro de corte – lw=1.10 m.	170
Tabla 171. Diseño a compresión, flexión y corte - Muro de corte – lw=1.10 m.	171
Tabla 172. Elemento de borde - Muro de corte – lw=1.10 m.	172
Tabla 173. Análisis en 1m de losa alivianada.	173
Tabla 174. Losa Nivel +3.38.	173
Tabla 175. Losa Nivel +6.18; +8.98; +11.78; +14.58; +17.38.	174
Tabla 176. Losa Nivel +19.98.	175
Tabla 177. Diseño a flexión (M11).	176
Tabla 178. Diseño a flexión (M22) y corte.	177
Tabla 179. Cadena de amarre.	178
Tabla 180. Derivas y desplazamientos con carga sísmica en X-X; Y-Y.	179
Tabla 181. Excentricidades por piso en sentido X-X y Y-Y.	179
Tabla 182. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.	205
Tabla 183. Clasificación de los perfiles del suelo.	205
Tabla 184. Tipo de suelo y factores de tipo Fa.	206
Tabla 185. Tipo de suelo y factores de tipo Fa.	206
Tabla 186. Tipos de suelo y factores de tipo Fs.	207
Tabla 187. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.	207
Tabla 188. Configuraciones estructurales recomendadas.	208
Tabla 189. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.	209
Tabla 190. Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada.	210
Tabla 191. Coeficientes según el tipo de edificio.	211
Tabla 192. Relación entre la aceleración espectral.	213
Tabla 193. Casos para el uso de la carga sísmica reactiva.	214
Tabla 194. Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso.	215
Tabla 195. Índice de estabilidad.	215
Tabla 196. Factores de reducción de resistencia.	216

Tabla 197. Momentos de inercia permitidos para el análisis elástico al nivel de carga mayorada.	216
Tabla 198. Momentos de inercia alternativos para análisis elástico al nivel de carga mayorada.	217
Tabla 199. Combinaciones de carga.....	217
Tabla 200. Factor β_1 en función de la resistencia a la compresión del concreto.	218
Tabla 201. Espesor mínimo de losa.	218
Tabla 202. Alturas mínimas recomendadas para vigas.	219
Tabla 203. Características de los elementos a flexión.....	219
Tabla 204. Carga última a compresión.	219
Tabla 205. Equivalencias de N° de barras a mm.	220
Tabla 206. Recubrimientos mínimos para concreto construido en sitio.....	221
Tabla 207. Longitud de desarrollo en varillas corrugadas y traslapes.	222
Tabla 208. Geometría del gancho estándar para el desarrollo de barras corrugadas en tracción.	222
Tabla 209. Diámetro mínimo interior de doblado y geometría del gancho estándar para estribos, amarras y estribos cerrados de confinamiento.	223
Tabla 210. Diámetro mínimo interior de doblado y geometría del gancho estándar para estribos, amarras y estribos cerrados de confinamiento.	223
Tabla 211. Medidas entre barras de columna apoyadas lateralmente y el anclaje de estribos rectilíneos.....	224
Tabla 212. Refuerzo longitudinal mínimo y máximo en elementos sometidos a flexión.	225
Tabla 213. Capacidad resistente a corte del concreto.....	226
Tabla 214. Capacidad resistente a corte del acero.	226
Tabla 215. Área de refuerzo a corte.	227
Tabla 216. Condiciones para considerar o no efectos de esbeltez en columnas.	229
Tabla 217. Resistencia mínima a flexión.....	230
Tabla 218. Cuantía de refuerzo longitudinal en columnas.	231
Tabla 219. Capacidad resistente a corte del concreto.....	231
Tabla 220. Cortante por capacidad.....	232
Tabla 221. Área de acero transversal por confinamiento.	232
Tabla 222. Espesor del muro de corte.	234
Tabla 223. Cuantía mínima de refuerzo horizontal y vertical.	234
Tabla 224. Necesidad del uso de elementos de borde.....	235
Tabla 225. Resistencia axial de diseño.....	236
Tabla 226. Factores de longitud efectiva para muros.....	236
Tabla 227. Corte nominal máximo permitido y sección crítica.	237
Tabla 228. Capacidad resistente a corte del concreto.....	237
Tabla 229. Capacidad resistente a corte del concreto.....	238
Tabla 230. Área de acero mínima en puentes.	239
Tabla 231. Área de acero mínima en nervios.	239

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.	6
Figura 2. Espectro sísmico elástico de aceleración que representa el sismo de diseño.	14
Figura 3. Diagrama de deformaciones unitarias y de esfuerzos bajo cargas últimas.	31
Figura 4. Armadura transversal que cose a las fisuras de cortante.	32
Figura 5. Separación de estribos.	35
Figura 6. Separación de estribos.	35
Figura 7. Detalles del refuerzo en los cambios de sección de columnas.	36
Figura 8. Combinación de momentos flectores y cargas axiales que pueden y no pueden ser resistidos por la sección.	37
Figura 9. Ábacos de Alineamiento de Jackson y Moreland para determinar el factor de longitud efectiva (k).	38
Figura 10. Requerimientos para una adecuada conexión viga – columna.	39
Figura 11. Separación de estribos.	44
Figura 12. Esquema de un pórtico con muro de corte.	46
Figura 13. Elementos de un muro de corte.	47
Figura 14. Hipótesis para la resistencia a flexión de muros rectangulares.	50
Figura 15. Losa unidireccional apoyada sobre cuatro vigas.	55
Figura 16. Sección crítica a falla de corte por funcionamiento.	55
Figura 17. Ensayo de Penetración Estándar.	63
Figura 18. Asignación de la carga muerta del Piso 1; N +3.38.	66
Figura 19. Diafragma del Piso 1; N +3.38.	67
Figura 20. Vista tridimensional del edificio.	68
Figura 21. Ejemplo de vigas afectadas por efector de torsión (Vigas de color rojo).	68
Figura 22. Punto en zona balanceada.	69
Figura 23. Revisión de: 1.2 de la sumatoria de la capacidad de la viga / capacidad de la columna.	70
Figura 24. Losa tipo Shell - Momento 11.	71
Figura 25. Chequeo a corte por punzonamiento.	72
Figura 26. Derivas de piso en sentido X-X.	181
Figura 27. Derivas de piso en sentido Y-Y.	182
Figura 28. Desplazamiento de la estructura en sentido X-X.	182
Figura 29. Desplazamiento de la estructura en sentido Y-Y.	183
Figura 30. Excentricidad en planta en función del número de pisos.	184
Figura 31. Peso de la estructura en función de la normativa analizada.	184
Figura 32. Carga axial de aplastamiento.	185
Figura 33. Costo referencial de la edificación.	193
Figura 34. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.	204
Figura 35. Espectro sísmico elástico de aceleración que representa el sismo de diseño.	212
Figura 36. Separación de estribos.	227
Figura 37. Combinación de momentos flectores y cargas axiales que pueden y no pueden ser resistidos por la sección.	228
Figura 38. Ábacos de Alineamiento de Jackson y Moreland para determinar el factor de longitud efectiva (k).	229
Figura 39. Requerimientos para una adecuada conexión viga – columna.	230
Figura 40. Separación de estribos.	233
Figura 41. Diseño organizacional.	240

RESUMEN

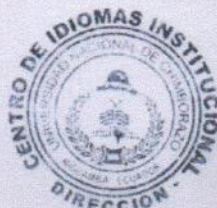
El Ecuador, al encontrarse en una zona de alto riesgo sísmico, soporta constantemente sismos de magnitudes considerables. Esto obliga a los profesionales del sector de la construcción a realizar los diseños estructurales aplicando códigos de diseño que cada vez son más rigurosos. En nuestro caso, se ha venido aplicando la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2015), misma que se fundamenta en los parámetros del código ACI (American Concrete Institute) 318-08. Sin embargo, en los últimos años, el código ACI 318-14 viene siendo más usado internacionalmente, mismo que no es considerado en la norma NEC (2015). En el presente estudio, se realizó una comparación, entre la normativa NEC (2015) y el código ACI 318-14, evaluando los parámetros y de análisis y diseño estructural de una edificación. Para esto, se estudió una edificación de seis pisos de hormigón armado cuya ocupación se ha destinado a departamentos. En su planta baja, se ubica un parqueadero, y en los pisos superiores, se ubican departamentos unifamiliares, en cada piso. La edificación está conformada por: una losa alivianada de 20 cm de espesor (resultado obtenido de un pre-dimensionamiento), un sistema aporticado con vigas peraltadas, columnas y muros de corte ubicados en sentido X y Y. Esta edificación no está construida; es por ello que, para llevar a cabo esta investigación fue necesario incluir el diseño arquitectónico. En esta investigación, se realizó un estudio documental, comparativo, descriptivo y científico, tomando en cuenta que el diseño estructural se basa en el Método por Última Resistencia. Del análisis se pudo determinar que, las inercias agrietadas que se establecen en el código ACI 318-14 dan como resultado un comportamiento de la estructura más flexible en comparación con el análisis realizado utilizando la NEC (2015), existiendo un incremento de las fuerzas internas y por consiguiente, un incremento de acero de refuerzo. El mayor desplazamiento de la estructura se evidenció en el sexto piso (sentido X), el cual es mayor al desplazamiento producido al usar la norma NEC (2015) en un 14%. Finalmente se llevó a cabo el diseño de la edificación considerando los respectivos parámetros y requisitos del diseño sismo resistente que se especifican tanto en la norma NEC (2015) y en el código ACI 318-14.

Abstract

Ecuador, located in a zone of high seismic risk, constantly supports earthquakes of considerable magnitudes. This forces professionals in the construction sector to carry out structural designs by applying design codes that are becoming more rigorous. In our case, the Ecuadorian Construction Standard NEC (2015) has been recently applied, which is based on the parameters of the American Concrete Institute (ACI) code 318-08. However, in the last years, the ACI 318-14 code has been more used internationally, but this code is not considered in the NEC (2015) code. In the present study, a comparison between the NEC (2015) and ACI 318-14 codes was performed, evaluating parameters and requirements for analysis and structural design of buildings. For this, a six-story reinforced concrete building for departments was studied. On the first floor, a parking lot is located, and on the upper floors, single-family apartments are located on each floor. The building consists of: a 20 cm thick lightened slab (result of a pre-dimensioning), a framed system with beams, columns and shear walls located in X and Y. This structure is not built. Therefore, to carry out this research was necessary to include the architectural design. In this research, a documentary, comparative, descriptive and scientific study was performed, taking into account that the structural design is based on the Ultimate Resistance Method. From the analysis, it was possible to determine that the cracked moments of inertia established in the ACI 318-14 code result in a more flexible behavior of the structure compared to the analysis performed using the NEC (2015) code, with an increase in internal forces and therefore an increase of reinforcing steel. The largest displacement of the structure was evidenced in the sixth floor (X direction), which is 14% greater than the displacement produced using the NEC (2015) code. Finally the design of the building was carried out considering the respective parameters and requirements for seismic design that are specified both in the NEC (2015) and ACI 318-14 codes.



Reviewed by: Castillo, Mónica
Language Center Teacher



INTRODUCCIÓN

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2015) pretende dar respuesta a la demanda de la sociedad en cuanto a la mejora de la calidad y la seguridad de las edificaciones, persiguiendo a su vez, proteger al ciudadano y fomentar un desarrollo urbano sostenible. Razón por la cual, se exige que los profesionales del sector de la construcción utilicen los requerimientos propuestos en la normativa para garantizar un diseño estructural que funcione de manera apropiada bajo condiciones de servicio y solicitaciones externas que se puedan presentar. La NEC (2015) utiliza los parámetros del ACI 318-08, pero tomando en cuenta que en el último código vigente del ACI es el ACI 318-14, se realiza la modelación de la edificación utilizando los parámetros de cada código de diseño para determinar la variación de la una con la otra.

Entre una de las variaciones más significativas que el ACI 318-14 propone son los factores de inercias agrietadas para los distintos elementos estructurales, tomando en cuenta que estos valores ya se vienen utilizando en el versión del ACI 318-08 pero estas no son las que se establecen en la NEC (2015), lo cual cambia el comportamiento estructural de la edificación. Para realizar el análisis estructural se ha creado el espectro de diseño tomando en cuenta las distintas características de la Ciudad de Riobamba en la cual se realiza dicho estudio, para de esta manera obtener el periodo de vibración de la edificación.

Inicialmente se analiza la estructura con el respectivo predimensionamiento para tener una idea clara de las posibles secciones que van a formar parte de la estructura y analizando la posibilidad de colocar o no muros de corte, los cuales han evitado considerablemente los desplazamientos excesivos como también la disminución de las secciones tanto de vigas como en columnas. La ubicación de los muros de corte se los dispone en puntos estratégicos los cuales ayudan a evitar efectos de torsión en planta en caso de que la estructura se someta a acciones sísmicas que puedan traer complicaciones en los distintos elementos estructurales de la edificación e incluso producir el colapso de la estructura.

En la presente investigación se realiza el análisis estructural aplicando los requisitos propuestos en la NEC (2015) como en el ACI 318-14, para lo cual en función de cada normativa se ha diseñado cada uno de los elementos estructurales de la edificación.

CAPÍTULO I

FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

1.1. ANTECEDENTES

En el Ecuador, luego del terremoto de Pujilí en 1996, se conformó el Comité Ejecutivo del Código Ecuatoriano de la Construcción, para colaborar en todas las tareas conducentes a la actualización del Código de la Construcción (CEC) de 1977. Este esfuerzo condujo a la publicación del capítulo de Peligro Sísmico y Diseño Sismo-resistente del CEC-2000 en el año 2000.

Ocho años después, el Comité Ejecutivo del Código Ecuatoriano de la Construcción, en sesión celebrada el 14 de octubre del 2008, dispuso que el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda celebre un convenio de cooperación interinstitucional con la Cámara de la Construcción de Quito, para impulsar de manera efectiva y rápida la actualización y elaboración final del CEC. El mencionado convenio fue suscrito 11 de Diciembre de 2008.

El 24 de Marzo 2011, mediante Decreto Ejecutivo 705 se crea el Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, con el propósito de expedir la Norma Ecuatoriana de la Construcción, cuyo objetivo se llevó a cabo el 10 de Enero de 2015. En los últimos tiempos han surgido nuevas ideas respecto a la protección ante el peligro sísmico. En base a consideraciones derivadas del avance tecnológico, se ha propuesto resolver el problema de hacer las construcciones más seguras, y conseguir que el sismo afecte menos a las estructuras. (Mullo, C. 2014)

El Reglamento ACI 318, “Reglamento para hormigón estructural y comentarios”, es sin lugar a dudas uno de los reglamentos de hormigón de mayor influencia en el

mundo y una de las razones primarias de la reputación del American Concrete Institute (ACI) como la fuente principal de información técnica relacionada con el uso del hormigón.

La estructura básica del actual reglamento ACI 318 data del año 1963, cuando su contenido fue modificado para introducir y proporcionar lineamientos para la utilización del diseño por estados límites. Hasta ese momento, el diseño por el método de las tensiones admisibles era la norma, el hormigón pretensado estaba en su infancia y el reglamento, por ejemplo, no contenía especificaciones para el diseño sísmico o las conexiones al hormigón.

Ediciones posteriores del reglamento reflejaron los cambios en las prácticas de diseño, el aumento de la comprensión del comportamiento de materiales y estructuras y el desarrollo de nuevos materiales y técnicas de construcción.

Sin embargo, la organización básica del reglamento permaneció sin cambios a pesar de que entre la edición del año 1971 y la del año 2005, el número de páginas creció de 78 a 430, las cláusulas del reglamento pasaron de 750 a 2500 y las referencias internas (ítems que refieren a otros ítems del mismo reglamento) crecieron de 250 a más de 1500 (Poston y Dolan, 2008).

Teniendo en cuenta esta situación, el Comité 318 del ACI decidió a partir del año 2006 realizar un estudio sistemático de la conveniencia de revisar la organización del Reglamento ACI 318. Como resultado de esos estudios, en la convención del ACI de marzo de 2008 en Los Ángeles, se decidió iniciar el proceso de desarrollo de un nuevo Reglamento ACI 318 organizado en función de los componentes estructurales. El código de diseño ACI 318 ha sido completamente reorganizado. Ahora está organizado desde la perspectiva del diseñador, la edición 2014 incluye más tablas y gráficos, una estructura consistente para cada capítulo miembro, menos referencias cruzadas, un capítulo dedicado a los requisitos de construcción y nuevos capítulos sobre los sistemas estructurales y diafragmas. Con el nuevo código se sabe con certeza cuando el diseño elaborado satisface todas las disposiciones del código pertinente.

Los principales objetivos de esta reorganización fueron presentar todos los requisitos de diseño y detallado para sistemas estructurales y miembros individuales en

capítulos dedicados a estos temas individuales y para organizar los capítulos en una forma que siga el proceso, y cronología de diseño y construcción.

Las modificaciones de las anteriores versiones fueron discutidas en una presentación especial moderada por Dean A. Browning en la Convención de Otoño del ACI en Washington D.C., el martes 28 de octubre del 2014.

A fines del 2014, el Instituto Americano del Concreto – ACI sacó a venta en Estados Unidos el nuevo Código ACI 318S-14 “Requisitos de Reglamento para el Concreto Estructural”, versión en español del ACI 318-14. Semanas después el Perú recibió la versión corregida y autorizada para ser impresa y distribuida por el Capítulo ACI Perú, la cual puede ser comprada por el público interesado.

Esta nueva versión del Código base de diseño ACI 318S-14 “Requisitos de Reglamento para el Concreto Estructural” es la mayor reorganización y actualización efectuada en dicho Comité en más de 40 años. El ACI 318S-14 ha sido completamente reorganizado para mayor facilidad de uso con más tablas y gráficos, una estructura mejor lograda y más consistente en cada capítulo, un capítulo dedicado a los requisitos de construcción, nuevos capítulos sobre los sistemas estructurales y diafragmas, en general, un formato en el que será más fácil acomodar nuevos temas en el futuro. (ACI UPC)

1.2. FILOSOFÍA DE DISEÑO SISMO RESISTENTE

El propósito de la NEC (2015) y el ACI 318-14 es brindarle a una estructura de uso normal un adecuado comportamiento sismo resistente que garantice la estabilidad de la estructura cumpliendo con la siguiente filosofía de diseño:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.

- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

Esta filosofía de diseño se consigue diseñando la estructura para que:

- Tenga la capacidad para resistir las fuerzas especificadas por los códigos.
- Presente las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles.
- Pueda disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico.

1.3. MÉTODOS DE ANÁLISIS PARA EL DISEÑO BASADO EN FUERZAS (DBF)

- **Análisis estático**

Se aplicará como mínimo el método estático para todo tipo de estructura.

- **Análisis dinámico**

Análisis espectral: se usará el espectro sísmico de respuesta elástico en aceleraciones, o se construirá el espectro mediante las curvas de peligro. Se aplicará obligatoriamente este método para todo tipo de estructuras irregulares. (NEC, 2015)

El ajuste al valor del cortante dinámico total en la base obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser:

- < 80% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras regulares).
- < 85% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras irregulares).

1.4. REQUISITOS DE ANÁLISIS DE LA NEC (2015) Y EL ACI 318-14

Cabe recalcar que la zonificación sísmica, perfil del suelo, coeficiente de importancia, coeficientes de configuración en planta y elevación, factores de reducción de resistencia sísmica, período de vibración, espectro de diseño, carga sísmica reactiva, cortante basal de diseño y derivas de piso, para el análisis estructural de la edificación se ha tomado de la NEC (2015), ya que es en esta

normativa donde se hace referencia a los respectivos requisitos que van en función de las características propias de la zona en la cual se encuentre ubicada la estructura.

1.4.1. Zonificación sísmica y factor de zona Z (NEC, 2015)

Para los edificios de uso normal, se usa el valor de Z, que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona Z.

Es muy importante tomar en cuenta que el valor de Z (coeficiente de aceleración de la gravedad) para la Ciudad de Riobamba es de 0.40.

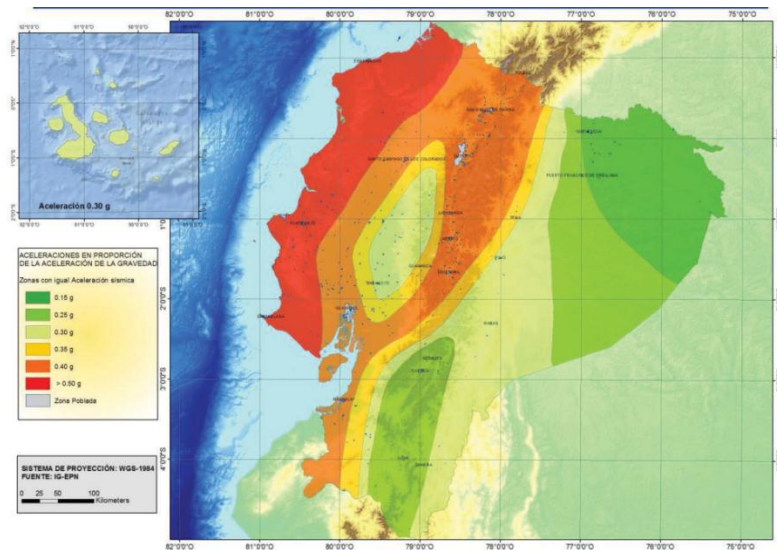


Figura 1. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico - Diseño sismo resistente (NEC, 2015).

Tabla 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico - Diseño sismo resistente (NEC, 2015).

1.4.2. Tipos de perfiles de suelos (NEC, 2015)

Se definen seis tipos de perfil de suelo los cuales se presenta a continuación:

Tabla 2. Clasificación de los perfiles del suelo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente.	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media.	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios.	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ kPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones.	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas.	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1 —Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2 —Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3 —Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75).	
	F4 —Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5 —Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
F6 —Rellenos colocados sin control ingenieril.		

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico - Diseño sismo resistente (NEC, 2015).

1.4.3. Coeficientes de perfil de suelo (NEC, 2015)

- Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

Tabla 3. Tipo de suelo y factores de tipo Fa.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0,50
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.40	1.30	1.25	1.23	1.20	1.18
D	1.60	1.40	1.30	1.25	1.20	1.12
E	1.18	1.40	1.25	1.10	1.00	0.85
F	Para este tipo de suelos no se proporciona el valor de Fa ya que requieren un estudio especial.					

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico - Diseño sismo resistente (NEC, 2015).

- Fd: Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

Tabla 4. Tipo de suelo y factores de tipo Fa.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0,50
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.10	1.75	1.70	1.65	1.60	1.50
F	Para este tipo de suelos no se proporciona el valor de Fd ya que requieren un estudio especial.					

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico - Diseño sismo resistente (NEC, 2015).

➤ Fs: Comportamiento no lineal de los suelos

Tabla 5. Tipos de suelo y factores de tipo Fs.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0,50
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00
F	Para este tipo de suelos no se proporciona el valor de Fs ya que requieren un estudio especial.					

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico - Diseño sismo resistente (NEC, 2015).

1.4.4. Coeficiente de importancia (NEC, 2015)

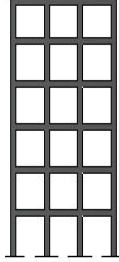
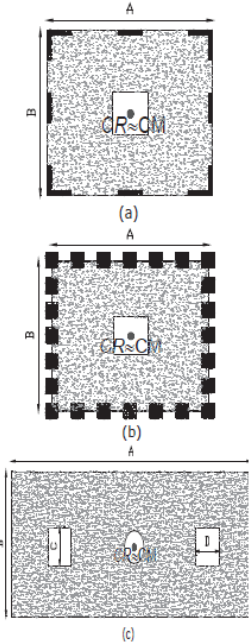
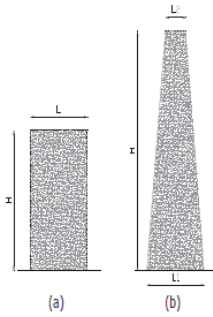
Tabla 6. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.

Categoría de edificio y coeficiente de importancia		
Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.50
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.30
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.00

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico - Diseño sismo resistente (NEC, 2015).

1.4.5. Coeficientes de configuración en elevación y planta (NEC, 2015)

Tabla 7. Configuraciones estructurales recomendadas.

Configuración en elevación $\phi_{Ei} = 1$		Configuración en elevación $\phi_{Pi} = 1$	
<p>La altura de entepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. $\phi_{Ei} = 1$</p>		<p>La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\phi_{Pi} = 1$</p>	
<p>La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_{Ei} = 1$</p>			

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico - Diseño sismo resistente (NEC, 2015).

1.4.6. Factor de reducción de resistencia sísmica R (NEC, 2015)

Tabla 8. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico - Diseño sismo resistente (NEC, 2015).

Tabla 9. Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada.

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia.	2.50
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.50
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico - Diseño sismo resistente (NEC, 2015).

1.4.7. Período de vibración T (NEC, 2015)

El período de vibración aproximativo de la estructura T, para cada dirección principal, será estimado a partir de uno de los 2 métodos descritos a continuación.

El valor de T obtenido al utilizar estos métodos es una estimación inicial razonable del período estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura y realizar su dimensionamiento.

- **Método 1:** Para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la siguiente expresión.

$$T = C_t h_n^\alpha \quad \text{NEC 6.3.3 (a)}$$

Dónde:

C_t: Coeficiente que depende del tipo de edificio.

h_n: Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

T: Período de vibración.

Tabla 10. Coeficientes según el tipo de edificio.

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos.	0.072	0.80
Con arriostramientos.	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras.	0.055	0.90
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural.	0.055	0.75

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico - Diseño sismo resistente (NEC, 2015).

- **Método 2:** El período fundamental T puede ser calculado, utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, en un análisis apropiado y adecuadamente sustentado.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}} \quad \text{NEC 6.3.3 (b)}$$

Dónde:

f_i: Representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales en el piso i.

δ_i: Deflexión elástica del piso i, calculada utilizando las fuerzas laterales f_i.

w_i: Peso aginado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente) peso: w / cargas: W.

1.4.8. Espectro de diseño (NEC, 2015)

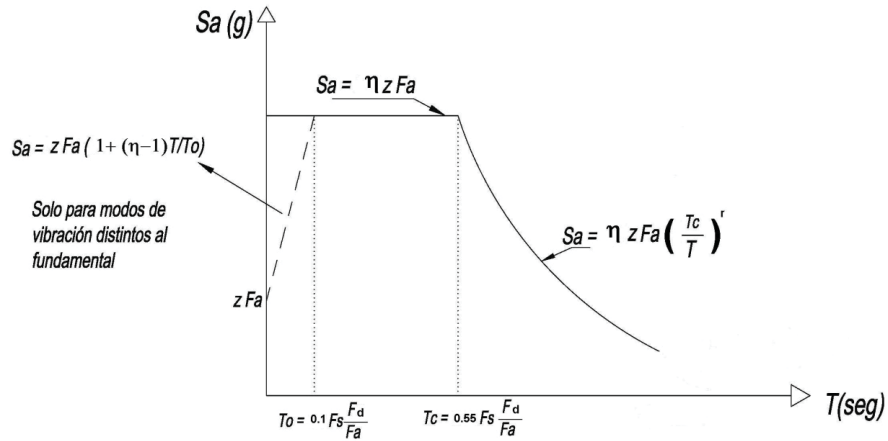


Figura 2. Espectro sísmico elástico de aceleración que representa el sismo de diseño.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico - Diseño sismo resistente (NEC, 2015).

Dónde:

η : Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

F_d : Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

F_s : Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

S_a : Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura.

T : Período fundamental de vibración de la estructura.

T_o: Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

T_c: Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Z: Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g.

Tabla 11. Relación entre la aceleración espectral.

η	Región del Ecuador
1.80	Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas).
2.48	Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.
2.60	Provincias del Oriente.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico - Diseño sismo resistente (NEC, 2015).

1.4.9. Cortante basal de diseño V (NEC, 2015)

Es la fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción.

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E}W \quad \text{NEC (6.3.2)}$$

Dónde:

I: Coeficiente de importancia.

W: Carga sísmica reactiva.

S_a(T_a): Aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico para diseño.

R: Factor de reducción de resistencia sísmica.

φ_Pφ_E: Coeficiente de configuración estructural en planta y en elevación.

1.4.10. Carga sísmica reactiva W (NEC, 2015)

Tabla 12. Casos para el uso de la carga sísmica reactiva.

Caso General
$W = D$
Dónde: D: Carga muerta total de la estructura.
Casos especiales: bodegas y almacenaje
$W = D + 0.25Li$
Dónde: D: Carga muerta total de la estructura. Li: Carga viva del piso i.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico - Diseño sismo resistente (NEC, 2015).

1.4.11. Control de deriva de piso (NEC, 2015)

Siendo unos de los parámetros más importantes ya que el diseñador debe comprobar que la estructura no presente deformaciones que puedan ocasionar perdidas por daños a elementos estructurales y no estructurales, es por ello la necesidad de realizar un control de deformaciones, a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso.

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E \quad \text{NEC (6.3.9)}$$

Dónde:

Δ_M : Deriva máxima inelástica.

Δ_E : Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.

R: Factor de reducción de resistencia.

La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la Tabla 13, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso:

Tabla 13. Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso.

Estructura	Δ_M máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera.	0.020
De mampostería.	0.010

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico - Diseño sismo resistente (NEC, 2015).

1.4.12. Efectos de segundo orden P- Δ

Son efectos a los cuales están expuestas las estructuras los mismos que se producen cuando se tienen desplazamientos laterales significativos, el peso propio tiende a voltearla, de tal manera que en la estructura deformada, por la acción sísmica, actúan cargas adicionales los mismos que son tomados en cuenta cuando se analiza con teoría de segundo orden. El efecto Δ -P es muy importante en estructuras esbeltas, de varios pisos. En estructuras de pocos pisos y con dimensiones adecuadas el índice de estabilidad de piso será bajo y se puede ignorar el efecto Δ -P. (Aguiar, 2008)

Si el peso de una estructura es alto en relación a su rigidez lateral, pueden presentarse efectos P- Δ excesivos con momentos secundarios mayores que el 25 por ciento de los momentos primarios. (ACI-318, 2014)

Los efectos P- Δ no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad $Q_i < 0.1$.

Tabla 14. Índice de estabilidad.

NEC (2015)	ACI 318-14
$Q_i = \frac{P_i * \Delta_i}{V_i * h_i}$ <p style="text-align: right;">Numeral (6.3.8)</p> <p style="text-align: center;">$Q_i \leq 0.30$</p> <p>Dónde:</p> <p>Q_i: Índice de estabilidad del piso i, es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.</p> <p>P_i: Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i.</p> <p>Δ_i: Deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso.</p> <p>V_i: Cortante sísmico del piso i.</p> <p>h_i: Altura del piso i considerado.</p>	$Q = \frac{\sum P_u * \Delta_o}{V_{us} * l_c}$ <p style="text-align: right;">Ecuación (6.6.4.4.1)</p> <p style="text-align: center;">$Q \leq 0.20$</p> <p>Dónde:</p> <p>Q: Índice de estabilidad de un piso.</p> <p>∑ P_u: Carga vertical total mayorada del piso.</p> <p>V_{us}: Cortante horizontal mayorado de piso.</p> <p>Δ_o: Desplazamiento lateral relativo (deriva) de primer orden entre la parte superior e inferior del piso.</p> <p>l_c: Longitud del miembro en compresión en un pórtico, medida centro a centro de los nudos del pórtico.</p>

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico - Diseño sismo resistente (NEC, 2015) y ACI 318-14.

Para el caso de la NEC (2015) y ACI 318-14 cuando el índice de estabilidad es mayor a 0.30 y 0.20 respectivamente la estructura es inestable y debe rigidizarse.

1.4.13. Factores de reducción de resistencia

Tabla 15. Factores de reducción de resistencia.

NEC (2015)		ACI 318-14	
Solicitaciones	Factores de reducción de resistencia ϕ		No existen cambios respecto a la NEC (2015). (Tabla 21.2.1.)
Secciones controladas por tracción.	0.90	Numeral (3.3.4)	
Tracción axial.	0.90		
Secciones controladas por compresión:	0.75		
➤ Elementos con refuerzo transversal en espiral.			
➤ Otros elementos reforzados.	0.65		
Cortante y torsión.	0.75		
Aplastamiento.	0.65		

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Estructuras de hormigón armado (NEC, 2015) y ACI 318-14.

1.4.14. Inercias de las secciones agrietadas

Las inercias de las secciones agrietadas tanto de la NEC (2015) como del ACI 318-14, tienen cierta variación tomando en cuenta que el código ACI 318-14 nos proporciona dos formas de obtener dichos valores: determinado mediante fórmulas u obteniendo el valor de manera directa que es con el cual se ha realizado el análisis estructural.

Tabla 16. Momentos de inercia para estructuras de concreto armado.

Miembro	Momento de inercia	
Vigas	0.50 I_g	Numeral 6.1.6 (b)
Columnas	0.80 I_g	
Muros estructurales	0.60 I_g	

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico - Diseño sismo resistente (NEC, 2015).

Tabla 17. Momentos de inercia permitidos para el análisis elástico al nivel de carga mayorada.

Miembro y condición		Momento de inercia	
Columnas		0.70 I _g	Tabla 6.6.3.1.1(a)
Muros	No fisurados	0.70 I _g	
	Fisurados	0.35 I _g	
Vigas		0.35 I _g	
Placas planas y losas planas.		0.25 I _g	

Fuente: ACI 318-14.

Tabla 18. Momentos de inercia alternativos para análisis elástico al nivel de carga mayorada.

Miembro	Valor alternativo de I para análisis elástico			
	Mínimo	I	Máximo	Tabla 6.6.3.1.1(b)
Columnas y muros.	0.35 I _g	$\left(0.80 + 25 \frac{A_{st}}{A_g}\right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.50 \frac{P_u}{P_o}\right) I_g$	0.875 I _g	
Vigas, placas planas y losas planas.	0.25 I _g	$(0.10 + 25\rho) \left(1.2 - 0.20 \frac{b_w}{d}\right) I_g$	0.50 I _g	

Fuente: ACI 318-14.

1.5. REQUISITOS DE DISEÑO DE LA NEC (2015) Y EL ACI 318-14

1.5.1. Combinaciones de carga para el diseño por última resistencia

La resistencia requerida U se expresa en términos de cargas mayoradas o de las fuerzas y momentos internos correspondientes. Las cargas mayoradas son las cargas especificadas en el reglamento general de construcción multiplicadas por los factores de carga apropiados.

El factor asignado a cada carga está influenciado por el grado de precisión con el cual normalmente se puede calcular la carga y por las variaciones esperadas para dicha carga durante la vida de la estructura. Por esta razón, a las cargas muertas que se determinan con mayor precisión y son menos variables se les asigna un factor de carga más bajo que a las cargas vivas.

Tabla 19. Combinaciones de carga.

NEC (2015)		ACI 318-14	
Combinación de carga	Carga primaria	Numeral 3.4.3(a)	No existen cambios respecto a la NEC (2015). Tabla 5.3.1
U=1.40D	D		
U=1.20D+1.60L+0.50(Lr; S; R)	L		
U=1.20D+1.60(Lr; S;R)+(1.0L; 0.50W)	Lr; S; R		
U=1.20D+1.0W+1.0L+0.50(Lr; S; R)	W		
U=1.20D+1.0E+1.0L+0.20S	E		
U=0.90D+1.0W	W		
U=0.90D+1.0E	E		

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Cargas no sísmicas (NEC, 2015) y ACI 318-14.

1.5.2. Cargas Vivas

Los valores de sobrecargas mínimas de acuerdo a su ocupación se han tomado de la NEC (2015), ya que dichos valores son estimados de acuerdo a las condiciones de nuestro país que es donde estará ubicada la estructura en análisis.

Tabla 20. Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas.

Ocupación o Uso	Carga uniforme (T/m ²)
Cubiertas	
Cubiertas planas, inclinadas y curvas.	0.07
Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión.	0.48
Escaleras y rutas de escape	0.48
Únicamente residencias unifamiliares y bifamiliares.	0.20
Residencias	
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares).	0.20
Hoteles y residencias unifamiliares.	
Habitaciones	0.20
Salones de uso público y sus corredores.	0.48

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Cargas no sísmicas (NEC, 2015).

1.5.3. Factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro

Tabla 21. Factor β_1 en función de la resistencia a la compresión del concreto.

NEC (2015)			ACI 318-14
f'_c (kg/cm ²)	β_1		
210	0.85	Numeral (4.1)	No existen cambios respecto a la NEC (2015). Tabla 22.2.2.4.3
280	0.85		
350	0.80		
420	0.75		
490	0.70		
≥ 560	0.65		

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Estructuras de hormigón armado (NEC, 2015) y ACI 318-14.

1.5.4. Prediseño de elementos estructurales

1.5.4.1. Prediseño de losa maciza

Para losas no preesforzadas con vigas entre apoyos en todos los lados, el espesor total de la losa h debe cumplir con los límites dados en la Tabla 22.

Tabla 22. Espesor mínimo de losa.

ACI 318-08			ACI 318-14	
α_{fm}	Espesor mínimo (mm)		No existen cambios respecto al ACI 318-08. Tabla 8.3.1.2	
$\alpha_{fm} \leq 0.20$	Se aplica 9.5.3.2			
$0.20 < \alpha_{fm} \leq 0.20$	Mayor de:	$h = \frac{l_n \left(0.80 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.20)}$		Ecuación (9-12) (9-13)
		125		
$\alpha_{fm} > 0.20$	Mayor de:	$h = \frac{l_n \left(0.80 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$		
		90		

α_{fm} : Es el valor promedio de α_f para todas las vigas en el borde de un panel.

l_n : Luz libre en la dirección larga, medida cara a cara de las vigas.

β : Es la relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de la losa.

Fuente: ACI 318-08 y ACI 318-14.

1.5.4.2. Prediseño de vigas

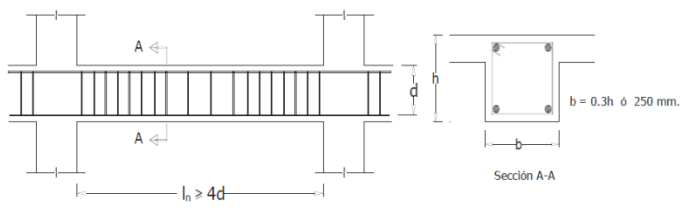
Los elementos de hormigón armado en una dirección sometidos a momentos flectores, como es el caso de las vigas deben tener una rigidez suficiente como para evitar deformarse excesivamente y evitar efectos adversos a la funcionalidad y resistencia debido a cargas de verticales de servicio, es por ello que a continuación presentaremos una tabla con peraltes en función de la luz de una determinada viga.

Tabla 23. Alturas mínimas recomendadas para vigas.

Hasta (m)	Peralte (cm)
4.00	35.00
5.00	45.00
6.00	55.00
7.00	65.00

Fuente: R.C.C.S.R; CR.9.5.

Tabla 24. Características de los elementos a flexión.

NEC (2015)		ACI 318-14
		<p>No existen cambios respecto a la NEC (2015).</p> <p>Numeral (18.6.2)</p>
$b_{\min} = 0.30h \text{ ó } 25 \text{ cm}$	<p>Numeral (4.2.1)</p>	
$l_n \geq 4d$	<p>Numeral (18.6.2)</p>	
$b_{\text{viga}} \leq 0.75b_{\text{columna}}$		

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Estructuras de hormigón armado (NEC, 2015) y ACI 318-14.

1.5.4.3. Prediseño de columnas

Para realizar el predimensionamiento de columnas se realiza para efectos de cargas gravitacionales, tomando en cuenta la carga última a compresión de la columna:

Tabla 25. Carga última a compresión.

ACI 318-08	ACI 318-14	
$P_u = 0.80 * \phi [0.85 * f'c(A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}]$ $\phi = 0.65, \text{ para columnas con estribos.}$ <p>Dónde: P_u: Carga última a compresión. Ø: Factor de reducción de capacidad de carga de secciones controladas por compresión. f'c: Resistencia a compresión del concreto. A_g: Área bruta de la sección de concreto. A_{st}: Área total de refuerzo longitudinal. f_y: Resistencia a la fluencia del refuerzo.</p>	Ecuación (10-2)	No existen cambios respecto al ACI 318-08. Tabla 22.4.2.1

Fuente: ACI 318-08 y ACI 318-14.

Para realizar el prediseño se lo realiza sin la contribución del acero de refuerzo, ya que a compresión se obtiene mayor resistencia sin acero de refuerzo.

$$P_u = 0.80 * \phi (0.85 * f'c * A_g)$$

$$A_g = \frac{P_u}{0.80 * \phi * 0.85 * f'c}$$

1.5.5. Detalles del refuerzo para el diseño de elementos de concreto reforzado

1.5.5.1. Recubrimientos mínimos

Tabla 26. Recubrimientos mínimos para concreto construido en sitio.

ACI 318-08		
Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él.	7.50 cm	Numeral (7.7.1)
Concreto expuesto a suelo o a la intemperie:		
➤ Barras N° 19 a N° 57.	5 cm	
➤ Barras N° 16, alambre MW200 o MD200 y menores.	4 cm	
Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo:		
➤ Losas, muros, viguetas:		
Barras N° 43 y N° 57	4 cm	
Barras N° 36 y menores	2 cm	

<ul style="list-style-type: none"> ➤ Vigas, columnas: Armadura principal, estribos, espirales. 	4 cm	
<ul style="list-style-type: none"> ➤ Cascaras y placas plegadas: Barra N° 19 y mayores. Barra N° 16, alambres MW200 o MD200 y menores. 	2 cm 1.30 cm	

Fuente: ACI 318-08.

Tabla 27. Recubrimientos mínimos para concreto construido en sitio.

ACI 318-14			
Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento especificado (cm)
Construido contra el suelo y permanentemente en contacto con él.	Todos	Todos	7.50
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo.	Todos	Barras N° 19 a N° 57.	5.00
		Barra No 16, alambre MW200 o MD200, y menores.	4.00
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo.	Losas, viguetas y muros.	Barras N° 43 y N° 57.	4.00
		Barra N° 36 y menores.	2.00
	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tracción.	Armadura principal, estribos, espirales y estribos cerrados para confinamiento.	4.00

Tabla
20.6.1.3.1

Fuente: ACI 318-14.

1.5.5.2. Paquetes de varillas

Cuando se vaya a realizar paquetes de varillas se debe limitar a 4 varillas por paquete, como precaución práctica, los paquetes de más de una varilla colocadas en el plano de flexión no deben doblarse ni utilizarse con gancho, en conjunto. Cuando se requieren ganchos en los extremos es preferible escalonar los ganchos individuales dentro de un paquete. (ACI 318, 2008 y ACI 318, 2014)

1.5.5.3. Longitudes de desarrollo y traslapes de acero a tracción

De acuerdo a los respectivos códigos de diseño la longitud de desarrollo mínima para cualquier diámetro de varilla es de 30 cm.

Tabla 28. Longitud de desarrollo en varillas corrugadas y traslapes.

ACI 318-08		ACI 318-14
Longitudes de desarrollo (l_d)		
Para varillas de 10 mm a 20 mm. $l_d = \left(\frac{f_y}{6.60\sqrt{f'_c}} \right) d_b$	Tabla 12.2.2	No existen cambios respecto al ACI 318-08. Tabla 25.4.2.2
Para varillas de 22 mm a 32 mm. $l_d = \left(\frac{f_y}{5.30\sqrt{f'_c}} \right) d_b$		
d_b : Diametro nominal de la varila.		
Traslapes		No existen cambios respecto al ACI 318-08.
$1.30 * l_d$	Numeral 12.15.1	Tabla 25.5.2.1

Fuente: ACI 318-08 y ACI 318-14.

1.5.5.4. Ganchos estándar

De acuerdo al código ACI 318-08 en la sección 7.1, establece requisitos de doblado para varillas de acero.

- Doblez de 180° más una extensión de $4d_b$, pero no menor de 6.50 cm en el extremo libre de la barra.
- Doblez de 90° más una extensión de $12d_b$ en el extremo libre de la barra.

Para estribos y ganchos de estribos establece los siguientes requisitos.

- Para varillas de diámetro 16 mm y menores, doblez de 90° más $6d_b$ de extensión en el extremo libre de la varilla.
- Para varillas de diámetros 18 mm a 25 mm, doblez de 90° más extensión de $12d_b$ en el extremo libre de la varilla.
- Para varillas de diámetros 25 mm y menores, doblez de 135° más extensión de $6d_b$ en el extremo libre de la varilla.
- Para varillas de diámetros 25 mm y menores, doblez de 135° más extensión de $6d_b$ en el extremo libre de la varilla.

Tabla 29. Geometría del gancho estándar para el desarrollo de barras corrugadas en tracción.

ACI 318-14					
Tipo de gancho estándar	Diámetro de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado (mm)	Extensión recta l_{ext} (mm)	Tipo de gancho estándar	
Gancho de 90°	N° 10 a N° 25	$6d_b$	$12d_b$		Tabla 25.3.1
Gancho de 180°	N° 10 a N° 25	$6d_b$	Mayor de $4d_b$ y 6.50 cm		

Fuente: ACI 318-14.

Tabla 30. Diámetro mínimo interior de doblado y geometría del gancho estándar para estribos, amarras y estribos cerrados de confinamiento.

ACI 318-14				
Tipo de gancho estándar	Diámetro de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado (mm)	Extensión recta l_{ext} (mm)	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90°	N° 10 a N° 16	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 7.50 cm.	
Gancho de 135°	N° 10 a N° 16	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 7.50 cm.	
Gancho de 180°	N° 10 a N° 16	$4d_b$	Mayor de $4d_b$ y 65 mm.	

Tabla 25.3.2

Fuente: ACI 318-14.

1.5.5.5. Separaciones entre barras longitudinales

Tabla 31. Medidas entre barras de columna apoyadas lateralmente y el anclaje de estribos rectilíneos.

ACI 318-08	ACI 318-14
<p>Igual o menor de 150 mm</p> <p>Puede ser mayor de 150 mm No se requiere estribo intermedio</p> <p>135° máximo</p>	<p>No se deben exceder 150 mm de espaciamiento libre entre barras sin soporte lateral</p> <p>Puede ser mayor de 150 mm y no se requiere un estribo intermedio</p> <p>El ángulo en los soportes laterales no debe exceder 135 grados</p> <p>Barra espaciada a más de 150 mm soportada lateralmente por un estribo cerrado</p> <p>Ganchos de 135 grados superpuestos</p> <p>Estribo solo que abraza todas las barras longitudinales</p>
Figura R7.10.5	Figura R25.7.2.3 (a)

Fuente: ACI 318-08 y ACI 318-14.

1.5.5.6. Espaciamiento mínimo del refuerzo

El código ACI 318-08 en la sección 7.6 establece los siguientes límites del espaciamiento del refuerzo:

- La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser d_b , pero no menor de 2.50 cm.
- Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas, las varillas de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 2.50 cm.
- En elementos a compresión reforzados con espirales o estribo, la distancia libre entre varillas longitudinales no debe ser menor de $1.50d_b$, ni de 4.00 cm.
- La limitación de distancia libre entre barras también se debe aplicar a la distancia libre entre un empalme por traslape y los empalmes o varillas adyacentes.
- En muros y losas, exceptuando las losas nervadas, la separación del refuerzo principal por flexión no debe ser mayor de 3 veces el espesor del muro o de la losa, ni de 45 cm.

El código ACI 318-14 en la sección 25.2 establece los siguientes límites del espaciamiento del refuerzo:

- Para refuerzo no preesforzado paralelo colocado en una capa horizontal, la distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser al menos el mayor entre 2.50 cm, d_b y $\left(\frac{4}{3}\right) d_{agg}$.
- Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas horizontales, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 2.50 cm.
- Para refuerzo longitudinal en columnas, pedestales, puntales y elementos de borde en muros, la distancia libre entre barras debe ser al menos el mayor de 4.00 cm, $1.50d_b$ y $\left(\frac{4}{3}\right) d_{agg}$.

1.5.6. Diseño de elementos estructurales

1.5.6.1. Diseño de vigas

La viga al ser un elemento constructivo lineal trabaja principalmente a flexión. El esfuerzo de flexión provoca tensiones de tracción y compresión, produciéndose las máximas en el cordón inferior y en el cordón superior respectivamente, cabe recalcar que en las zonas cercanas a los apoyos se producen esfuerzos cortantes o punzonamiento.

Según la cantidad de acero longitudinal con que esté reforzada la viga, ésta puede fluir o no antes de que se alcance la carga máxima. Cuando el acero fluye, el comportamiento del miembro es dúctil; es decir, se producen deflexiones considerables antes del colapso final.

Los códigos de diseño ACI establecen que cuando un elemento trabaja a flexión, el hormigón en la zona de compresión no debe sobrepasar de una deformación máxima unitaria (ϵ) de 0.003, lo que representa una posición conservadora para hormigones de hasta 420 kg/cm² de resistencia característica (estos hormigones tienen deformaciones unitarias de rotura superiores a 0.003 según los ensayos de laboratorio), y una posición ajustada a los resultados experimentales para hormigones entre 420 kg/cm² y 560 kg/cm² de mayor resistencia (en estos hormigones la deformación máxima es del orden de 0.003). Esa deformación máxima podría estar en exceso para hormigones de mayor resistencia, por lo que la especificación debe ser reformulada, mediante una base experimental y matemática, para estos hormigones.

Simultáneamente los códigos fijan en sus especificaciones que debe cumplirse que todo el acero de tracción debe superar el esfuerzo de fluencia (ϵ_y), en proporciones que dependen de que la estructura se ubique en zonas sísmicas o zonas no sísmicas. (Romo, 2008)

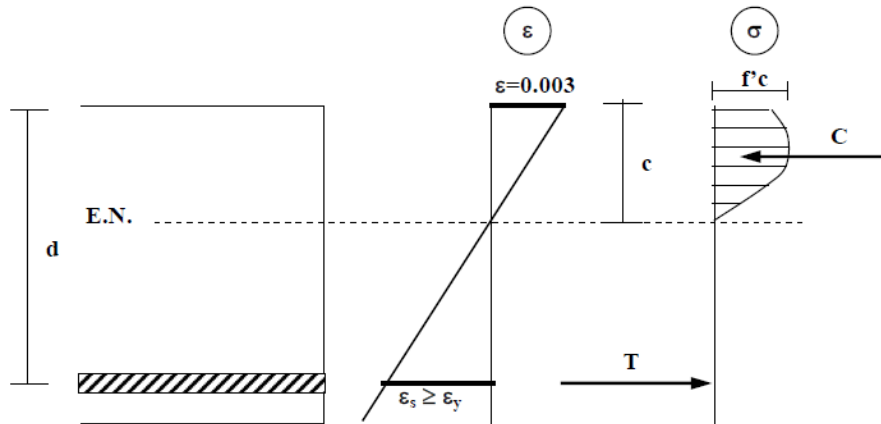


Figura 3. Diagrama de deformaciones unitarias y de esfuerzos bajo cargas últimas.

Fuente: Temas de Hormigón Armado – Marcelo Romo.

a) Diseño a flexión

Tabla 32. Refuerzo longitudinal mínimo y máximo en elementos sometidos a flexión.

NEC (2015) / ACI 318-08		ACI 318-14
$A_{s \min} = \frac{14}{f_y} b * d$	Numeral (4.2.5)	No existen cambios respecto a la NEC (2015). Numeral 9.6.1.2 (b)
$A_{s \max} = 0.50 \left(0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{6120}{f_y + 6120} \right) b * d$	Ecuación(B - 1)	$A_{s \max} = 0.025 * b * d$ Numeral (18.6.3.1)

Dónde:

A_{s min}: Área mínima de refuerzo a flexión.

A_{s máx}: Área máxima de refuerzo a flexión.

b: Ancho del alma.

d: Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

β₁: Factor que relaciona la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Estructuras de hormigón armado (NEC, 2015), ACI 318-08 y ACI 318-14.

b) Diseño a corte

El comportamiento de las piezas estructurales de hormigón armado sometidas a fuerzas cortantes, es más complejo que su comportamiento bajo solicitaciones

flexionantes. La resistencia a la compresión y a la tracción del hormigón simple, la orientación del refuerzo de acero con relación a las fisuras de corte, y la proximidad de cargas concentradas, el nivel dentro de la viga en el que actúan las cargas, son algunos de los factores que definen los mecanismos que se desarrollan dentro de los elementos estructurales para resistir las fuerzas cortantes. La presencia simultánea de todos estos factores determina que las fallas por cortante sean frágiles, lo que es una característica indeseable que debe ser controlada durante el proceso de diseño.

Los elementos de hormigón armado afectados por fuerzas cortantes usualmente también están sometidos a la acción de momentos flectores. Es posible que también estén presentes solicitaciones axiales y torsionales que pueden volver aún más compleja la predicción del comportamiento de las estructuras. La fisuración en el hormigón, una vez alcanzado un determinado nivel de esfuerzos, cambia el comportamiento de los elementos estructurales.

Por otra parte, las fisuras de tracción por corte inician en las fibras centrales (que tienen los mayores esfuerzos) y rápidamente se propagan hacia los dos extremos (fibras superiores e inferiores). La fisuración alcanza a afectar inclusive a la porción ubicada encima del eje neutro de flexión por lo que se requiere de acero adicional que atraviese esas fisuras en todos los niveles y controle el crecimiento de las mismas para evitar la falla de la estructura.

El acero resistente al corte tiene generalmente la forma de estribos transversales, y ocasionalmente de varillas longitudinales dobladas a 45°, la sección crítica de diseño ante fuerzas cortantes se ubica a una distancia “d” desde la cara interna del apoyo. (Romo, 2008)

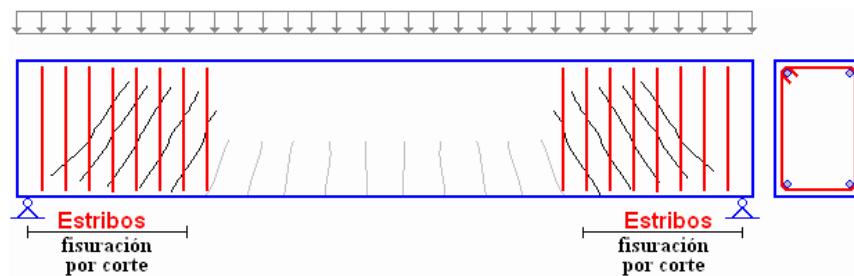


Figura 4. Armadura transversal que cose a las fisuras de cortante.

Fuente: Temas de Hormigón Armado – Marcelo Romo.

Los códigos de diseño NEC (2015) y ACI 318-14, determinan la resistencia al cortante en la sección 5.1 y 22.5.1.1 respectivamente mediante la siguiente expresión.

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

A continuación se muestra en la Tabla 33 expresiones para poder determinar la capacidad resistente a corte del concreto, de las cuales se elegirá el menor valor obtenido.

Tabla 33. Capacidad resistente a corte del concreto.

ACI 318-08	ACI 318-14
$V_{c1} = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$ Ec. (11 – 3)	No existen cambios respecto al ACI 318-08. Ecuación (22.5.5.1)
$V_{c2} = \left(0.50\sqrt{f'c} + \frac{176 * \rho * V_u * d}{M_u} \right) b * d$ Ec. (11 – 5)	No existen cambios respecto al ACI 318-08. Tabla 22.5.5.1 (a)
$V_{c3} = 0.93 * \sqrt{f'c} * b * d$ Ec. (11 – 5)	No existen cambios respecto al ACI 318-08. Tabla 22.5.5.1 (c)
	$V_{c4} = (0.50 * \sqrt{f'c} + 176\rho)b * d$ Tabla 22.5.5.1 (b)
<p>Dónde:</p> <p>V_c: Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.</p> <p>ρ: Cuantía del área de refuerzo.</p> <p>b: Ancho del alma.</p> <p>d: Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.</p> <p>V_u: Fuerza cortante mayorada.</p> <p>M_u: Momento mayorado.</p>	

Fuente: ACI 318-08 y ACI 318-14.

A continuación se muestra en la Tabla 34 expresiones para poder determinar la capacidad resistente a corte del acero, de las cuales se elegirá el menor valor obtenido.

Tabla 34. Capacidad resistente a corte del acero.

ACI 318-08		ACI 318-14
$V_{s1} = V_n - V_c$	Ecuación (11 – 2)	No existen cambios respecto al ACI 318-08. Ecuación (22.5.1.1)
$V_{s2} = 1.10 * \sqrt{f'c} * b * d$	Numeral (11.4.5.3)	
$V_{s\text{ máx}} = 2.20 * \sqrt{f'c} * b * d$	Numeral (11.4.7.9)	No existen cambios respecto al ACI 318-08. Ecuación (22.5.1.2)
<p>Dónde:</p> <p>V_c: Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.</p> <p>V_n: Resistencia nominal a cortante.</p> <p>V_s: Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.</p> <p>b: Ancho del alma.</p> <p>d: Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.</p>		

Fuente: ACI 318-08 y ACI 318-14.

El área de refuerzo a corte viene dado por el mayor valor obtenido por medio de las siguientes expresiones:

Tabla 35. Área de refuerzo a corte.

ACI 318-08		ACI 318-14
$A_{v1} = \frac{3.50 * b * s}{f_y}$	Ecuación (11 – 13)	No existen cambios respecto al ACI 318-08. Tabla 9.6.3.3 (b)
$A_{v2} = \frac{V_s * s}{f_y * d}$	Ecuación (11 – 15)	No existen cambios respecto al ACI 318-08. Ecuación (22.5.10.5.3)
$A_{v3} = 0.20 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{f_y}$	Ecuación (11 – 13)	No existen cambios respecto al ACI 318-08. Tabla 9.6.3.3 (a)
<p>Dónde:</p> <p>A_v: Área de refuerzo de corte con un espaciamiento s.</p> <p>V_s: Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.</p> <p>s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo.</p> <p>b: Ancho del alma.</p>		

Fuente: ACI 318-08 y ACI 318-14.

c) Ubicación de los estribos para confinamiento

Para estructuras de cualquier tipo se debe colocar estribos para confinamiento en las siguientes regiones:

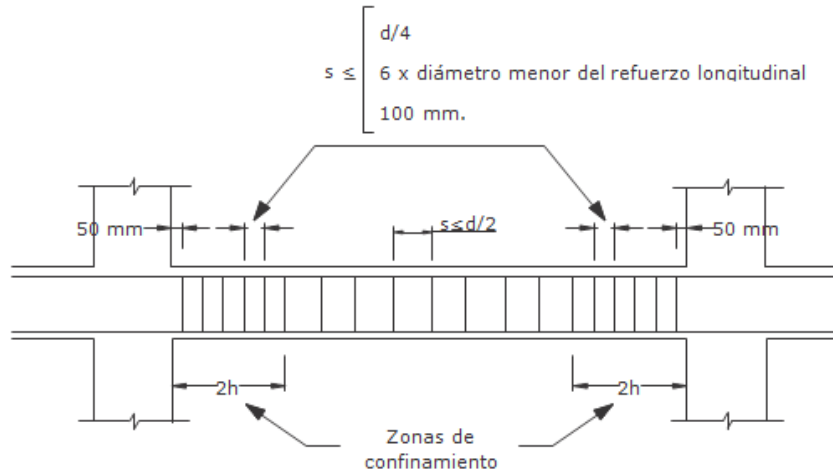


Figura 5. Separación de estribos.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Estructuras de hormigón armado (NEC, 2015); 4.2.8 (b).

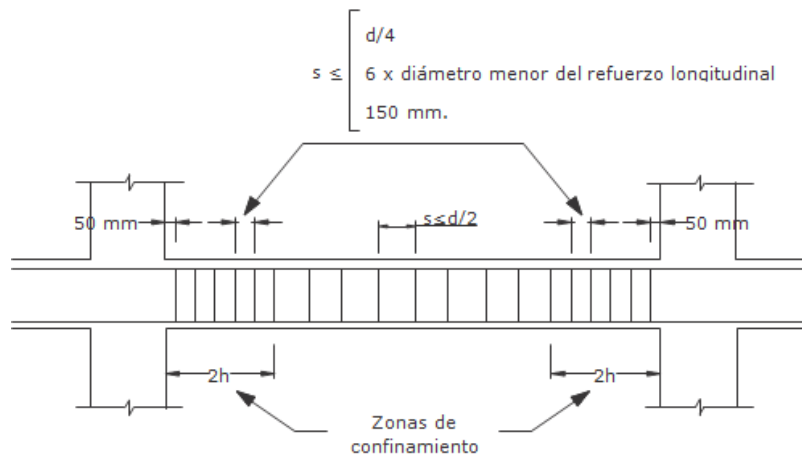


Figura 6. Separación de estribos.

Fuente: ACI 318-14; (18.6.4.1; 18.6.4.4 y 18.6.4.6).

1.5.6.2. Diseño de columnas

La columna es un elemento sometido principalmente a compresión, por lo tanto el diseño está basado en la fuerza interna, conjuntamente debido a las condiciones

propias de las columnas, también se diseñan para flexión de tal forma que la combinación así generada se denomina flexocompresión.

No es común que los elementos de concreto reforzado de estructuras reales se encuentren sujetos únicamente a carga axial. Debido a que casi siempre las estructuras son continuas, la carga axial se encuentra actuando simultáneamente con momento flexionante; aun en elementos isostáticos, las excentricidades accidentales en la colocación de la carga o los pequeños defectos constructivos introducen momentos flexionantes. Por esta razón, los reglamentos de construcción recomiendan considerar siempre la existencia de momentos flexionantes, aun cuando el análisis indique que no hay dichos momentos. Sin embargo, el estudio del comportamiento bajo carga axial pura es importante para comprender muchos aspectos del funcionamiento de diversos tipos de elementos de concreto reforzado, y porque el valor de la resistencia a carga axial se utiliza para calcular la resistencia de elementos sujetos a carga axial combinada con otras acciones. (Cuevas, 2005)

Es frecuente que se cambien las dimensiones de las columnas al pasar de un piso a otro de una estructura. En estos casos, las barras deben doblarse en forma gradual, para evitar componentes desfavorables de esfuerzos.

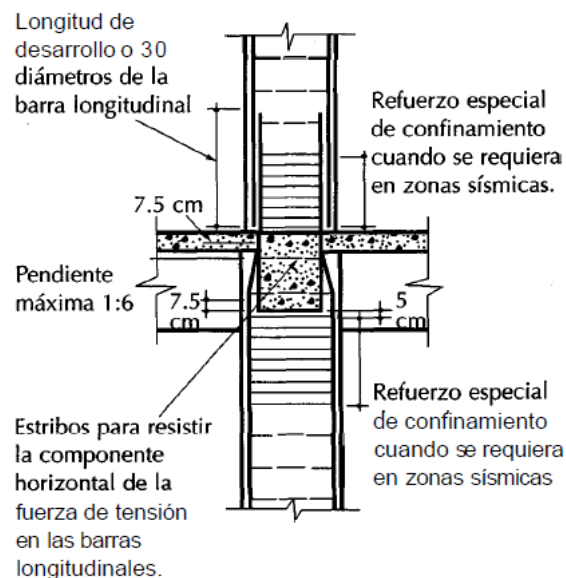


Figura 7. Detalles del refuerzo en los cambios de sección de columnas.

Fuente: Aspectos fundamentales del concreto reforzado – Óscar González Cuevas.

a) Diagramas de interacción de columnas con flexión unidireccional

El comportamiento de secciones específicas de columnas de hormigón armado es descrito más claramente mediante gráficos denominados curvas o diagramas de interacción, tomando en cuenta que sobre el eje vertical se dibujan las cargas axiales resistentes y sobre el eje horizontal se representan los correspondientes momentos flectores resistentes, medidos con relación a un eje principal centroidal de la sección transversal de la columna.

A continuación se presenta una curva de interacción unidireccional de una columna, cualquier combinación de carga axial y de momento flector, que defina un punto que caiga dentro de la curva de interacción (o sobre la curva de interacción), indicará que la sección escogida es capaz de resistir las solicitaciones propuestas. Cualquier punto que quede por fuera de la curva determinará que la sección transversal es incapaz de resistir las solicitaciones especificadas.

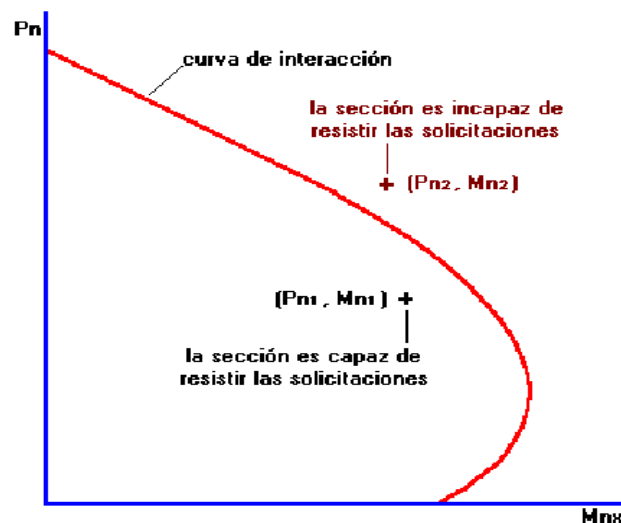


Figura 8. Combinación de momentos flectores y cargas axiales que pueden y no pueden ser resistidos por la sección.

Fuente: Temas de Hormigón Armado – Marcelo Romo.

b) Efectos de esbeltez en columnas

Un aspecto muy importante que debe ser tomado en cuenta en elementos sometidos a flexocompresión es la esbeltez. Se dice que una columna es esbelta cuando su sección es pequeña en comparación con su longitud, la esbeltez está expresada en términos de la longitud del elemento l y el radio de giro r . Una columna esbelta experimentará una reducción considerable de su capacidad de carga axial, comparada con una columna de igual sección pero de menor longitud.

Los códigos de diseño ACI 318-08 y el ACI 318-14 establecen Ábacos de Alineamiento de Jackson y Moreland en la sección 10.10 y 6.2.5 respectivamente, los cuales nos permiten la determinación gráfica del factor de longitud efectiva (k) para una columna de sección transversal constante en un pórtico de varios vanos.

Con los cuales para su utilización se debe escoger entre los ábacos para: estructuras arriostradas contra desplazamiento lateral y estructuras no arriostradas contra desplazamiento lateral, se calculan las constantes Ψ_A y Ψ_B para los dos extremos de la columna analizada; se señalan los valores Ψ_A y Ψ_B en la escalas izquierda y derecha del nomograma apropiado; se traza una línea recta desde la escala izquierda (escala de Ψ_A), hacia la escala derecha (escala de Ψ_B), y en el punto de intersección de la recta con la escala intermedia (escala de k), se determina el valor de la constante

k .

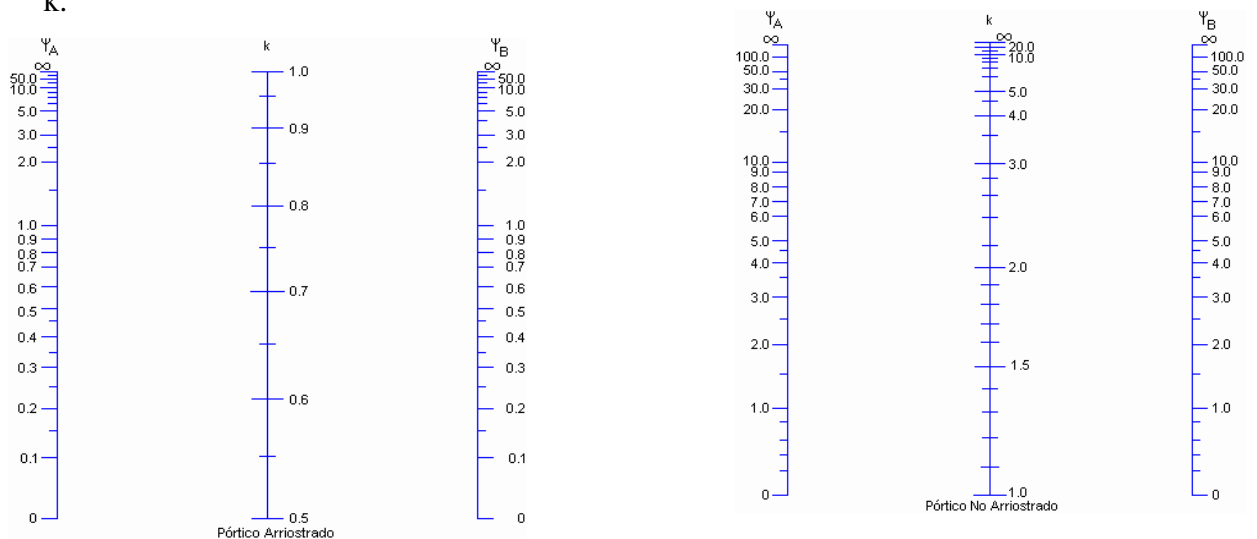


Figura 9. Ábacos de Alineamiento de Jackson y Moreland para determinar el factor de longitud efectiva (k).

Fuente: Temas de Hormigón Armado – Marcelo Romo.

Se permite ignorar los efectos de esbeltez siempre que se cumpla:

Tabla 36. Condiciones para considerar o no efectos de esbeltez en columnas.

ACI 318-08		ACI 318-14
Para columnas no arriostradas contra desplazamientos laterales.	$\frac{k * l_u}{r} \leq 22$ Ecuación (10 – 6)	No existen cambios respecto al ACI 318-08. Ecuación 6.2.5(a)
Para columnas arriostradas contra desplazamientos Laterales.	$\frac{k * l_u}{r} \leq 34 + 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$ Ec. (10 – 7)	No existen cambios respecto al ACI 318-08. Ecuación 6.2.5(b)
	$\frac{k * l_u}{r} \leq 40$ Ecuación (10 – 7)	No existen cambios respecto al ACI 318-08. Ecuación 6.2.5(c)
$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}}$; $r = 0.30h_{col}$ cuad.ó rect. ; $r = 0.25D_{col}$ circular Numeral (10.10.1.2)		No existen cambios respecto al ACI 318-08. Ecuación (6.2.5.1)
Dónde: k: Factor de longitud efectiva. l_u: Longitud libre de pandeo. r: Radio de giro de la sección trasversal de un elemento en compresión. I_g: Momento de inercia de la sección bruta con respecto al eje que pasa por el centroide. A_g: Área bruta de la sección de concreto.		

Fuente: ACI 318-08 y ACI 318-14.

c) Diseño conexión viga - columna

El código ACI 352 establece ciertos requerimientos de diseño que se deben considerar al momento de evaluar los nudos de concreto armado, con la finalidad de garantizar un buen comportamiento del mismo.

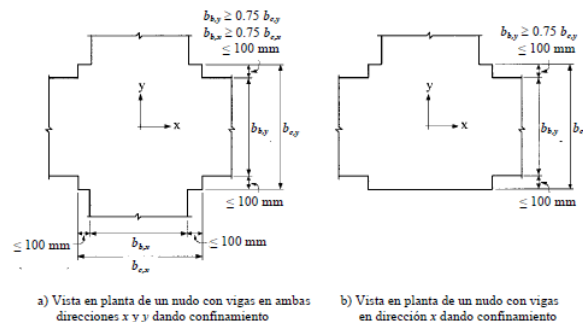


Figura 10. Requerimientos para una adecuada conexión viga – columna.

Fuente: ACI 352.

d) Resistencia mínima a flexión de columnas

El propósito de dicho requerimiento es reducir la posibilidad de fluencia de las columnas que forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. Si las columnas no son más resistentes que las vigas que llegan a un nudo, existe una mayor posibilidad de acción inelástica en ellas. En el peor caso de columnas débiles se puede producir fluencia por flexión en ambos extremos de todas las columnas en un piso dado ocasionando un mecanismo de falla de columnas que puede conducir al colapso.

Tabla 37. Resistencia mínima flexión.

ACI 318-08	ACI 318-14
$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb}$ Ecuación (21.1)	No existen cambios respecto al ACI 318-08. Ecuación (18.7.3.2)
Dónde: M_{nc} : Es la suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja. M_{nb} : Es la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo.	

Fuente: ACI 318-08 y ACI 318-14.

e) Cuantía máxima y mínima de refuerzo longitudinal

Tabla 38. Cuantía de refuerzo longitudinal en columnas.

NEC (2015)	ACI 318-14
$0.01 \leq \frac{\rho_g}{A_g} \leq 0.03$ Numeral (4.3.3)	$0.01 \leq \frac{A_{st}}{A_g} \leq 0.06$ Numeral (18.7.4.1)
Dónde: A_{st} : Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado. ρ_g : Área de refuerzo longitudinal. A_g : Área bruta de la sección.	

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Estructuras de hormigón armado (NEC, 2015) y ACI 318-14.

f) Diseño a corte

A continuación se muestra en la Tabla 39 expresiones para poder determinar la capacidad resistente a corte del concreto, de las cuales se elegirá el menor valor obtenido.

Tabla 39. Capacidad resistente a corte del concreto.

ACI 318-08	ACI 318-14
$V_{c1} = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$ <p style="text-align: right;">Ecuación (11 – 3)</p>	<p>No existen cambios respecto al ACI 318-08. Ecuación (22.5.5.1)</p>
$V_{c2} = 0.53 * \left(1 + \frac{0.0071 * N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} * b * d$ <p style="text-align: right;">Ecuación (11 – 4)</p>	<p>No existen cambios respecto al ACI 318-08. Ecuación (22.5.6.1)</p>
<p>Dónde:</p> <p>V_c: Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.</p> <p>b: Ancho del alma.</p> <p>d: Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.</p> <p>A_g: Área bruta de la sección.</p> <p>N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal.</p>	

Fuente: ACI 318-08 y ACI 318-14.

g) Diseño a corte por capacidad

A continuación se muestra en la Tabla 40 expresiones para poder determinar el diseño a corte por capacidad, de las cuales para la capacidad resistente a corte del acero se elegirá el menor valor obtenido.

Tabla 40. Cortante por capacidad.

ACI 318-08	ACI 318-14
Cortante por capacidad	
$V_{cp} = \frac{M_{pie} + M_{cab}}{L_u}$ <p style="text-align: right;">Figura (R21.5.4)</p> $V_{cp} \leq V_n ; \text{ Necesita estribos.}$	<p>No existen cambios respecto al ACI 318-08. Figura (R18.6.5)</p> <p>No existen cambios respecto al ACI 318-08.</p>
Capacidad resistente a corte del acero	
$V_{s1} = V_n - V_{cp}$ $V_{s2} = 1.10 * \sqrt{f'_c} * b * d$ <p style="text-align: right;">Ecuación (11.4.5.3)</p> $V_{s\text{ máx}} = 2.20 * \sqrt{f'_c} * b * d$ <p style="text-align: right;">Numeral (11.4.7.9)</p>	<p>No existen cambios respecto al ACI 318-08.</p> <p>No existen cambios respecto al ACI 318-08. Ecuación (22.5.1.2)</p>
Área de refuerzo a corte	
$A_v = \frac{V_s * s}{f_y * d}$ <p style="text-align: right;">Ecuación (11 – 15)</p>	<p>No existen cambios respecto al ACI 318-08. Ecuación (22.5.10.5.3)</p>
<p>Dónde:</p> <p>V_{cp}: Cortante por capacidad.</p> <p>M_{pie}: Momento en el pie de la columna en análisis.</p> <p>M_{cab}: Momento en la cabeza de la columna en análisis.</p> <p>V_n: Resistencia nominal a cortante.</p> <p>V_s: Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.</p> <p>A_v: Área de refuerzo de corte con un espaciamiento s.</p> <p>s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo.</p> <p>b: Ancho del alma.</p> <p>d: Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.</p>	

Fuente: ACI 318-08 y ACI 318-14.

h) Diseño a corte por confinamiento

Para determinar el área de acero por confinamiento se elegirá el mayor valor obtenido mediante las siguientes expresiones.

Tabla 41. Área de acero transversal por confinamiento.

NEC (2015)		ACI 318-14
$A_{sh1} = 0.30 * \frac{s * b_c * f'c}{f_y} * \left[\left(\frac{A_g}{A_c} \right) - 1 \right]$	Numeral 4.3.3 (c)	No existen cambios respecto a la NEC (2015) Tabla 18.7.5.4
$A_{sh2} = 0.09 * \frac{s * b_c * f'c}{f_y}$		
Dónde: A_{sh} : Área total de las varillas que forman los estribos y amarres suplementarios con separación <i>s</i> y perpendicular a la dimensión <i>b_c</i> . s : Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo. b_c : Distancia máxima medida centro a centro entre esquinas del estribo.		
Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Estructuras de hormigón armado (NEC, 2015) y ACI 318-14.		

i) Ubicación de los estribos para confinamiento

El código NEC (2015) en la sección 4.3.4 (a-b) establece requisitos que debe cumplir el refuerzo transversal de confinamiento en columnas. En los elementos en flexo-compresión se debe proporcionar un confinamiento especial según lo expuesto en el presente párrafo en una longitud *L_o* medida a partir de la cara de cada nudo, así como en ambos lados de cualquier sección donde se pueda producir una rótula plástica debido a acciones sísmicas. La longitud *L_o* no puede ser menor que:

- Una sexta parte de la luz libre del elemento.
- La máxima dimensión de su sección transversal.
- 450 mm.

El espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos, *h_x* dentro de una sección del elemento no debe exceder de 350 mm centro a centro. La separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal del elemento no debe exceder la menor de:

- La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento
- Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor
- $s_o = 100 + \left(\frac{350-h_x}{3} \right)$

Dónde:

s_o : Espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal dentro de una longitud L_o (mm); s_o no debe ser mayor a 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.

h_x : Espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos.

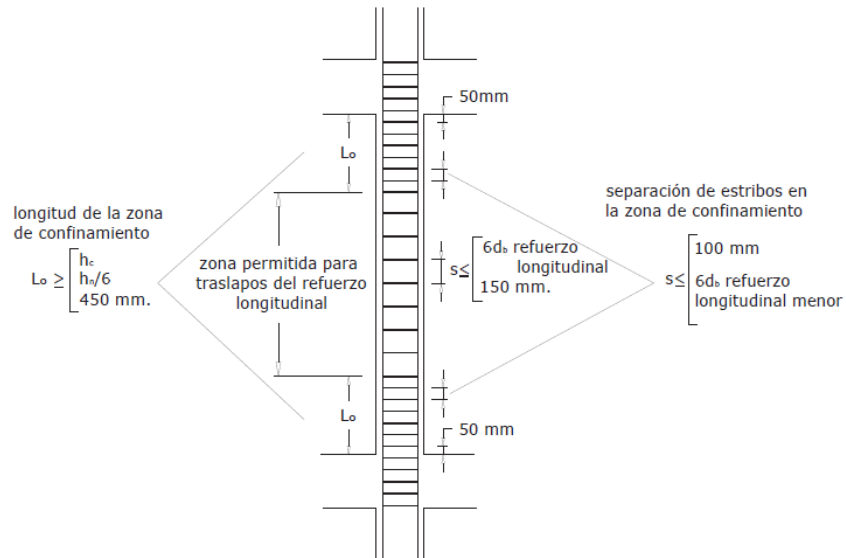


Figura 11. Separación de estribos.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Estructuras de hormigón armado (NEC, 2015).

En el código ACI 318-14 en la sección 18.7.5.1 y 18.7.5.3 no existen cambios en cuanto a los requisitos que debe cumplir el refuerzo transversal de confinamiento en columnas.

j) Diseño de columnas con efectos de columna corta

Los efectos de columna corta son casos no deseados en estructuras, los mismos que se producen cuando existan muros o paredes integrados a las columnas, que producen "columnas cortas" que sean parte del sistema estructural sismo resistente, se considera como altura libre de la "columna corta" el claro producido por las paredes interrumpidas.

El código NEC (2015) establece en la sección 4.3.5 requisitos de diseño que se deben aplicar en caso de no poder evitar dicho efecto:

- Se disminuirá el espaciamiento máximo entre los estribos a 4 veces el diámetro de la varilla longitudinal ($s \leq 4d_b$) sin exceder de 100 mm, en toda la altura de la “columna corta”.
- Se realizará un diseño por capacidad de estos elementos. Además de verificar la estabilidad y la capacidad de distorsión global del edificio sean similares a los de un edificios regular, de lo contrario no se emplearán estos elementos.

En cuanto al código ACI 318-14 no considera en el diseño el efecto de columna, es por ello que se ha optado por realizar el diseño con los requisitos antes mencionados.

1.5.6.3. Muros de corte

Son elementos estructurales construidos a lo alto de toda la estructura, capaces de proporcionar ductilidad a las edificaciones ante cargas sísmicas. Son diseñados principalmente para resistir las fuerzas sísmicas o de viento en su propio plano; además su geometría permite que se los use para resistir cargas gravitacionales que provengan de los pisos y de cubierta.

Los muros utilizados en la estructura en análisis, son muros de corte ya que son capaces de resistir los esfuerzos producidos por sismos o fuerzas horizontales paralelas a la caras del muro, las cuales generan importantes esfuerzos cortantes en la estructura, se los conoce también como placas sismoresistentes, dichos muros son vigas en voladizo vertical de gran peralte que proporciona estabilidad lateral a las estructuras.

1.5.6.3.1. Clasificación de los muros de corte

➤ **Por su geometría**

- a) Muros bajos: Cuando la relación de altura vs longitud $\frac{H}{L} < 2$.
- b) Muros intermedios: Cuando la relación de altura vs longitud $2 \leq \frac{H}{L} \leq 5$.

c) Muros altos: Cuando la relación de altura vs longitud $\frac{H}{L} \geq 5$.

➤ **Por la forma de su sección transversal**

a) Muros planos: Conjunto de muros que proyectados en planta, no presentan cambio de dirección ni bifurcación.

b) Muros con elementos extremos: Con incremento de su sección transversal en los bordes.

c) Muros con alas: Los cuales al ser proyectados en planta lucen como muros perpendiculares entre sí, es decir, en forma de T, I, entre otros.

d) Muros quebrados: Presentan cambios de direcciones y bifurcaciones en su proyección en planta.

1.5.6.3.2. Diseño de muros de corte

Una de las características de los muros de corte es que su mayor resistencia a cargas laterales, se presenta en el mismo plano de su desarrollo. La resistencia en el plano perpendicular al muro, es bastante menor a la anterior. Es por esta razón que los muros de corte, generalmente se disponen en los dos sentidos perpendiculares de las estructuras, pues se busca balancear la distribución de las rigideces en la estructura para evitar el problema de torsión en planta. (Guerra, 2013)

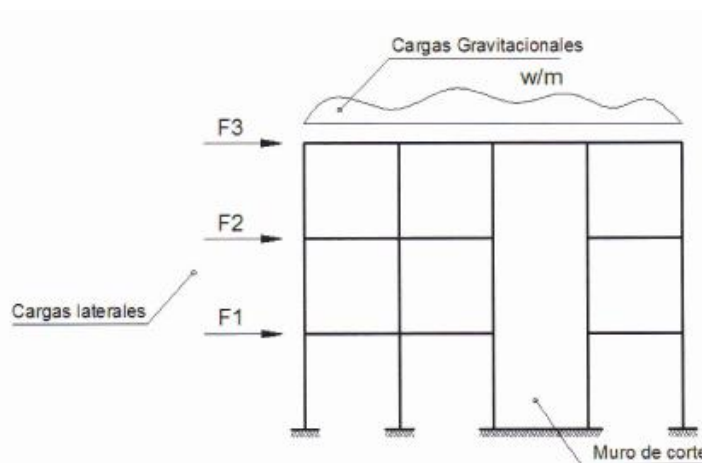


Figura 12. Esquema de un pórtico con muro de corte.

Fuente: Manual para el diseño sísmoresistente de edificios utilizando el programa ETABS – Marcelo Guerra.

En cuanto a sus dimensiones, los muros se caracterizan por su reducido espesor en comparación con el resto de sus dimensiones, con potencial para conseguir grandes alturas sin presentar problemas de inestabilidad. En general el armado se realiza en las dos direcciones, se coloca refuerzo horizontal y vertical con el fin de resistir la fuerza cortante en las dos direcciones ortogonales al plano del muro, así como las sollicitaciones por momento flector y fuerza axial. Para lo cual se pueden utilizar barras corrugadas como mallas electrosoldadas como acero de refuerzo.

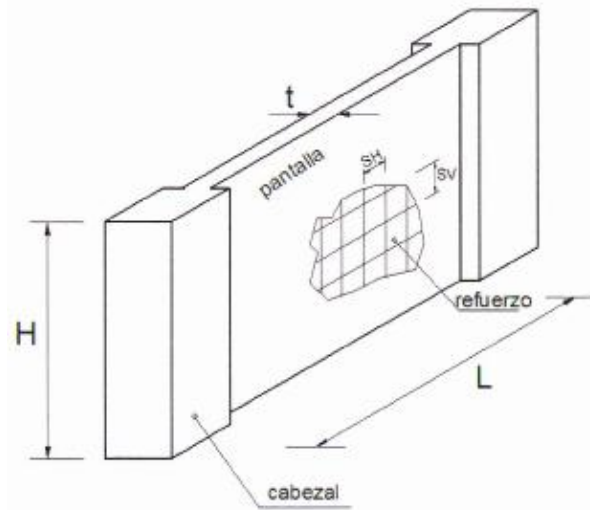


Figura 13. Elementos de un muro de corte.

Fuente: Manual para el diseño sísmoresistente de edificios utilizando el programa ETABS – Marcelo Guerra.

Los muros de corte presentan ventajas a la estructura las mismas que ayudan a tener un buen comportamiento ante un determinado sismo:

- Poseen una mayor rigidez que los sistemas compuestos por pórticos (columnas y vigas) de hormigón armado.
- Por su alta rigidez, presentan un comportamiento adecuado ante sismos moderados.
- Poseen una buena capacidad de deformación (ductilidad) para resistir sismos más fuertes.

a) **Espesor mínimo para muros de corte**

Tabla 42. Espesor del muro de corte.

ACI 318-08		ACI 318-14
$h_1 = \frac{h_w}{25}$ $h_2 = \frac{l_w}{25}$ $h_3 = 10 \text{ cm}$	Numeral (14.5.3.1)	No existen cambios respecto al ACI 318-08. Tabla 11.3.1.1
Dónde: h: Espesor total o altura de un elemento. h_w: Altura total del muro medida desde la base hasta la parte superior. l_w: Longitud del muro completo o longitud del segmento de muro considerado en dirección de la fuerza de cortante.		

Fuente: ACI 318-08 y ACI 318-14.

b) **Casos para el diseño de muros de corte**

El código NEC (2015) en la sección 6.1.2 y 6.1.3 establece dos tipos de caso que inicialmente se debe verificar para poder llevar a cabo el análisis y diseño del muro de corte.

Tabla 43. Casos para el diseño de muros de corte.

NEC (2015)		ACI 318-14
Caso 1: $\frac{M}{V * l_w} \geq 2$ Numeral (6.1.2)	Podrán ser diseñados con los conceptos de diseño de elementos en flexión o flexo-compresión de acuerdo a la sección 4.1 y 4.3.	No considera dichos casos.
Caso 2: $\frac{M}{V * l_w} < 2$ Numeral (6.1.3)	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Se empleara como refuerzo de acero: varilla corrugada o malla electrosoldada. ➤ La cuantía mínima de refuerzo será 0.0025 para el eje longitudinal y transversal. ➤ Espaciamiento máximo entre refuerzos: 45 cm. 	
Dónde: l_w: Longitud del muro completo o longitud del segmento de muro considerado en dirección de la fuerza de cortante. M: Momento. V: Resistencia al corte.		

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Estructuras de hormigón armado (NEC, 2015) y ACI 318-14.

c) Cuantía mínima de refuerzo y espaciamiento del refuerzo

Tabla 44. Cuantía mínima de refuerzo horizontal y vertical.

ACI 318-08		ACI 318-14
$\rho_l = 0.0025$ $\rho_t = 0.0025$	Numeral (21.9.2.1)	No existen cambios respecto al ACI 318-08. Numeral (18.10.2.1)
si: $V_u < 0.27A_{cv}\sqrt{f'_c}$		
$\rho_l = 0.0012$; para varilla corrugada no mayor a 16. mm. $\rho_l = 0.0015$; para otras varillas corrugadas. $\rho_l = 0.0012$; para refuerzo electrosoldado.		
$\rho_t = 0.0020$; para varilla corrugada no mayor a 16. mm. $\rho_t = 0.0025$; para otras varillas corrugadas. $\rho_t = 0.0020$; para refuerzo electrosoldado.		
El espaciamiento del refuerzo en cada dirección no debe exceder de 45 cm.		
Dónde: ρ_l : Cuantía mínima para refuerzo vertical. ρ_t : Cuantía mínima para refuerzo horizontal. V_u : Fuerza cortante mayorada. A_{cv} : Área bruta de la sección de concreto limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza de cortante considerada.		

Fuente: ACI 318-08 y ACI 318-14.

d) Elementos de borde o de confinamiento

Los muros de corte por estar sujetos a estas altas fuerzas de compresión los extremos del muro de corte deben cumplir requisitos similares al de las columnas de pórticos, de hecho, se recomienda que el muro de corte termine en una columna, en la cual el refuerzo longitudinal necesario pueda distribuirse en forma adecuada y confinarse con un refuerzo transversal cerrado.

Los muros continuos desde la cimentación hasta el extremos superior que tienen una sección crítica por flexión y carga axial, la zona de compresión será reforzada con elementos de borde especiales.

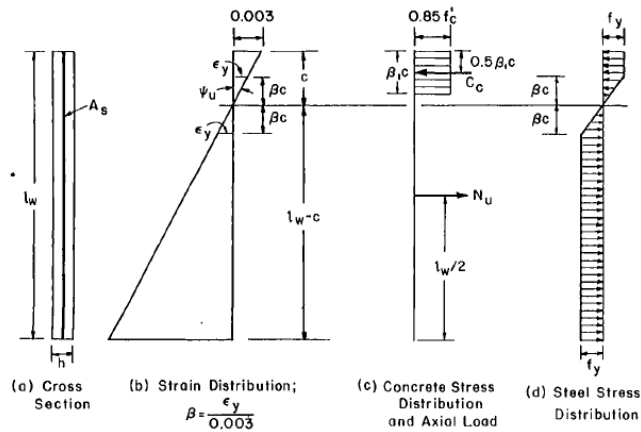


Figura 14. Hipótesis para la resistencia a flexión de muros rectangulares.

Fuente: Cárdenas y Magura.

De acuerdo a los códigos de diseño la necesidad de utilizar elementos de borde dependerá del cumplimiento de la siguiente expresión:

Tabla 45. Necesidad del uso de elementos de borde.

NEC (2015)		ACI 318-14	
$c \geq \frac{l_w}{600 \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)}$; Necesita Se deberá cumplir que: $\delta_u/h_w \geq 0.007$	Numeral 6.1.5 (c)	$c \geq \frac{l_w}{600 \left(1.50 \frac{\delta_u}{h_w} \right)}$; Necesita Se deberá cumplir que: $\delta_u/h_w \geq 0.005$	Ecuación (18.10.6.2)
Para lo cual: $c = \left(\frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} \right) l_w$ $w = \frac{\rho_1 * f_y}{f'_c}$ $\alpha = \frac{N_u}{l_w * t * f'_c}$	Cárdenas y Magura		
<p>c: Distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro. l_w: Longitud del muro completo o longitud del segmento de muro considerado en dirección de la fuerza de cortante. δ_u: Desplazamiento de diseño. ρ_1: Cuantía mínima para refuerzo vertical. h_w: Altura total del muro medida desde la base hasta la parte superior.</p>			

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Estructuras de hormigón armado (NEC, 2015) y

ACI 318-14.

El código NEC (2015) y ACI 318-14 establecen en las secciones 6.1.5 (d) y 18.10.6.4(a) respectivamente, que el elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia mayor que:

$$c - 0.10l_w$$

$$\frac{c}{2}$$

De acuerdo al código NEC (2015) el refuerzo transversal de los elementos de borde debe cumplir los mismos requisitos de la sección 4.3.4 antes mencionados para el diseño de columnas y para el código ACI 318-14 se deberá cumplir de igual manera los requisitos antes mencionados para el diseño de columnas con la diferencia de que el espaciamiento máximo para el refuerzo transversal se lo hará de acuerdo a la sección 11.7.3.1.

e) Diseño por compresión

El diseño de muros de concreto armado sometidos a compresión puede efectuarse a través del empírico calculando la resistencia axial de diseño ϕP_n de la siguiente manera:

Tabla 46. Resistencia axial de diseño.

ACI 318-08	ACI 318-14
$\phi P_n = 0.55\phi * f'_c * A_g \left[1 - \left(\frac{kl_c}{32h} \right)^2 \right]$ <p style="text-align: center;">Ecuación (14 - 1)</p> $\phi P_n > P_u$	<p>No existen cambios respecto al ACI 318-08. Ecuación (11.5.3.1)</p>
<p>P_n: Resistencia axial nominal de la sección trasversal. P_u: Fuerza axial mayorada. ϕ: Factor de reducción de resistencia. k: Factor de longitud efectiva para muros. l_c: Longitud del elemento en compresión. h: Espesor total o altura de un elemento. A_g: Área bruta de la sección de concreto.</p>	

Fuente: ACI 318-08 y ACI 318-14.

Tabla 47. Factores de longitud efectiva para muros.

ACI 318-08		ACI 318-14	
Condiciones de borde	k		
Muros arriostrados en la parte superior e inferior contra desplazamiento lateral:			
➤ Restringidos contra rotación en uno o ambos extremos (superior, inferior o ambos).	0.80	Numeral (14.5.2)	No existen cambios respecto al ACI 318-08. Tabla (11.5.3.2)
➤ No restringidos contra la rotación en ambos extremos.	1.00		
Muros no arriostrados contra desplazamiento lateral.	2.00		

Fuente: ACI 318-08 y ACI 318-14.

f) Diseño a corte

Tabla 48. Corte nominal máximo permitido y sección crítica.

ACI 318-08	ACI 318-14
Corte máximo admisible	
$V_n = 2.65\sqrt{f'_c} * h * d$ Numeral (11.9.3) $\phi V_n \geq V_u$	No existen cambios respecto al ACI 318-08. Numeral (11.5.4.3)
Para lo cual: $d = 0.80l_w$ Numeral (11.9.4)	No existen cambios respecto al ACI 318-08. Numeral (11.5.4.2)
Sección crítica por corte	
Se tomara el menor valor obtenido de : $h_{sc1} \leq \frac{l_w}{2}$ Numeral (R11.9.7) $h_{sc2} \leq \frac{h_w}{2}$ Numeral (R11.9.7)	No existen cambios respecto al ACI 318-08. Numeral (R11.5.4.7)
V_n : Esfuerzo resistente nominal de cortante. h : Espesor total o altura de un elemento. d : Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. l_w : Longitud del muro completo o longitud del segmento de muro considerado en dirección de la fuerza de cortante. h_w : Altura total del muro medida desde la base hasta la parte superior. V_u : Fuerza cortante mayorada. h_{sc} : Altura medida desde la base del muro.	

Fuente: ACI 318-08 y ACI 318-14.

A continuación se muestra en la Tabla 49 expresiones para poder determinar la capacidad resistente a corte del concreto, de las cuales se elegirá el menor valor obtenido.

Tabla 49. Capacidad resistente a corte del concreto.

ACI 318-08	ACI 318-14
$V_{c1} = 0.88\sqrt{f'_c} + \frac{N_u * d}{4l_w}$ <p style="text-align: right;">Ecuación (11 – 27)</p>	<p>No existen cambios respecto al ACI 318-08. Tabla 11.5.4.6 (d)</p>
$V_{c2} = \left[0.16\sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left(0.33\sqrt{f'_c} + 0.20 \frac{N_u}{l_w * h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] hd$ <p style="text-align: right;">Ec. (11 – 28)</p>	<p>No existen cambios respecto al ACI 318-08. Tabla 11.5.4.6 (e)</p>
<p>Dónde:</p> <p>V_c: Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.</p> <p>d: Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.</p> <p>N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal.</p> <p>l_w: Longitud del muro completo o longitud del segmento de muro considerado en dirección de la fuerza de cortante.</p> <p>h: Espesor total o altura de un elemento.</p> <p>V_u: Fuerza cortante mayorada.</p> <p>M_u: Momento mayorado.</p>	

Fuente: ACI 318-08 y ACI 318-14.

g) Áreas de acero horizontal y vertical

Tabla 50. Áreas de acero horizontal y vertical.

ACI 318-08	ACI 318-14
$A_{sh} = \frac{(V_n - V_c)s}{f_y * d}$ <p style="text-align: right;">Ecuación (11 – 29)</p>	<p>No existen cambios respecto al ACI 318-08. Ecuación (11.5.4.8)</p>
$A_{sv} = \rho_t * b * h ; b = 1m$	
<p>Dónde:</p> <p>A_{sh}: Área de acero en sentido horizontal.</p> <p>A_{sv}: Área de acero en sentido vertical.</p> <p>V_n: Esfuerzo resistente nominal de cortante.</p> <p>V_c: Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.</p> <p>s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo.</p> <p>d: Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.</p> <p>ρ_t: Cuantía mínima para refuerzo horizontal.</p> <p>h: Espesor total o altura de un elemento.</p>	

Fuente: ACI 318-08 y ACI 318-14.

1.5.6.4. Diseño de losas

Las losas son elementos estructurales bidimensionales, en los que la tercera dimensión es pequeña comparada con las otras dos dimensiones básicas. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares al plano principal de las mismas, por lo que su comportamiento está dominado por la flexión.

Las mismas que pueden estar apoyadas en vigas de concreto reforzado, en muros de mampostería o de hormigón, como también de forma directa sobre las columnas.

a) Clasificación de las losas por la dirección de trabajo

Si la geometría de la losa y el tipo de apoyo determinan que las magnitudes de los esfuerzos en dos direcciones ortogonales sean comparables, se denominan losas bidireccionales. Si los esfuerzos en una dirección son preponderantes sobre los esfuerzos en la dirección ortogonal, se llaman losas unidireccionales.

b) Comportamiento de las losas

➤ Losas unidireccionales

Las losas unidireccionales se comportan básicamente como vigas anchas, que se suelen diseñar tomando como referencia una franja de ancho unitario (un metro de ancho). Existen consideraciones adicionales que serán estudiadas en su momento.

Cuando las losas rectangulares se apoyan en dos extremos opuestos, y carecen de apoyo en los otros dos bordes restantes, trabajan y se diseñan como losas unidireccionales.

Cuando la losa rectangular se apoya en sus cuatro lados (sobre vigas o sobre muros), y la relación largo / ancho es mayor o igual a 2, la losa trabaja fundamentalmente en la dirección más corta, y se la suele diseñar unidireccionalmente, aunque se debe proveer un mínimo de armado en la dirección ortogonal (dirección larga), particularmente en la zona cercana a los apoyos, donde siempre se desarrollan momentos flectores negativos importantes (tracción en las fibras superiores).

Los momentos positivos en la dirección larga son generalmente pequeños, pero también deben ser tomados en consideración.

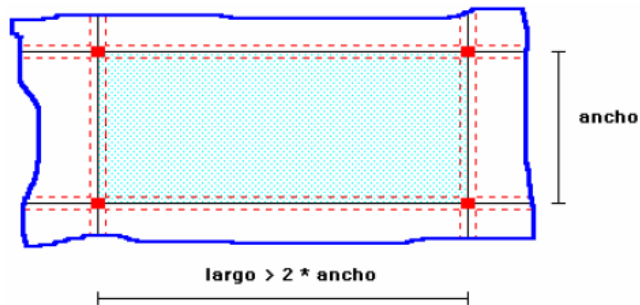


Figura 15. Losa unidireccional apoyada sobre cuatro vigas.

Fuente: Temas de Hormigón Armado – Marcelo Romo.

➤ Losas bidireccionales

Cuando las losas se sustentan en dos direcciones ortogonales, se desarrollan esfuerzos y deformaciones en ambas direcciones, recibiendo el nombre de losas bidireccionales, generalmente en nuestro medio se trabaja con este tipo de vigas alivianadas.

c) Falla por punzonamiento en dos direcciones

Se produce a una distancia $d/2$ del perímetro de las columnas de soporte, cuando no existan cargas concentradas más próximas.

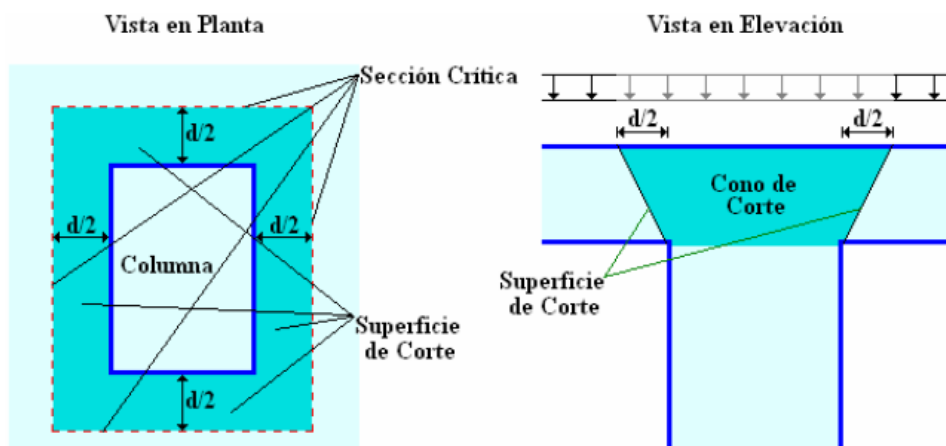


Figura 16. Sección crítica a falla de corte por funcionamiento.

Fuente: Temas de Hormigón Armado – Marcelo Romo.

El esfuerzo cortante que puede resistir el hormigón bajo el modelo de punzonamiento será el menor de:

Tabla 51. Capacidad resistente a corte del concreto bajo el modelo de punzonamiento.

ACI 318-08		ACI 318-14	
$V_{c1} = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f'_c}$	Ec. (11-31)	$V_{c1} = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f'_c}$	Tabla (22.6.5.2)
$V_{c2} = 0.27 \left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2\right) \sqrt{f'_c}$	Ec. (11-32)	$V_{c2} = 0.27 \left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2\right) \sqrt{f'_c}$	
$V_{c3} = \sqrt{f'_c}$	Ec. (11-33)	$V_{c3} = 1.10 \sqrt{f'_c}$	
El valor de α_s es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas en esquina. Numeral 11.11.2.1(b)		No existen cambios respecto al ACI 318-08. Numeral (22.6.5.3)	
<p>Dónde:</p> <p>V_c: Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.</p> <p>d: Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.</p> <p>β: Relación de la dimensión larga a corta: de las luces libres para losas en dos direcciones, de los lados de una columna, del área de carga concentrada o de reacción; o de los lados de una zapata.</p> <p>b_o: Perímetro de la sección crítica para cortante en losas y zapatas.</p> <p>α_s: Constante usada para calcular V_c en losas y zapatas.</p>			

Fuente: ACI 318-08 y ACI 318-14.

d) Área mínima en acero superior de los puentes

Para poder determinar el área de acero que se colocara en la parte superior se tomara el menor valor obtenido entre el $A_{s\ min1}$ y $A_{s\ min2}$ y dicho resultado se comparara con el $A_{s\ min3}$ optando por el mayor valor.

Tabla 52. Área de acero mínima en puentes.

ACI 318-08	ACI 318-14
$A_{s \min 1} = \frac{0.80 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b * d$ Ecuación (10 – 3)	No existen cambios respecto al ACI 318-08. Numeral 9.6.1.2 (a)
$A_{s \min 2} = \frac{1.60 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b_w * d$	
$A_{s \min 3} = \frac{14}{f_y} * b_w * d$ Ecuación (10 – 3)	No existen cambios respecto al ACI 318-08. Numeral 9.6.1.2 (b)
Dónde: A_{s min} : Área de acero mínima. b : Ancho de la cara en compresión del elemento. d : Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. b_w : Ancho del alma.	

Fuente: ACI 318-08 y ACI 318-14.

e) Área mínima en acero inferior de los nervios

Para poder determinar el área de acero que se colocara en la parte inferior se tomará el mayor valor obtenido entre el $A_{s \min 1}$ y $A_{s \min 2}$.

Tabla 53. Área de acero mínima en nervios.

ACI 318-08	ACI 318-14
$A_{s \min 1} = \frac{0.80 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b_w * d$ Ecuación (10 – 3)	No existen cambios respecto al ACI 318-08. Numeral 9.6.1.2 (a)
$A_{s \min 2} = \frac{14}{f_y} * b_w * d$ Ecuación (10 – 3)	No existen cambios respecto al ACI 318-08. Numeral 9.6.1.2 (b)
Dónde: A_{s min} : Área de acero mínima. b : Ancho de la cara en compresión del elemento. d : Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. b_w : Ancho del alma.	

Fuente: ACI 318-08 y ACI 318-14.

1.5.6.5. Diseño de la cimentación

La cimentación es la parte de la estructura que permite la transmisión de las cargas que actúan, hacia el suelo o hacia la roca subyacente. Cuando los suelos reciben las cargas de la estructura, se comprimen en mayor o en menor grado, y producen asentamientos de los diferentes elementos de la cimentación y por consiguiente de toda la estructura. Durante el diseño se deben controlar tanto los asentamientos absolutos como los asentamientos diferenciales. El suelo constituye el material de ingeniería más heterogéneo y más impredecible en su comportamiento, es por ello que los coeficientes de seguridad que suelen utilizarse son al menos de 3 con relación a la resistencia. La presencia de diferentes tipos de suelos y de distintos tipos de estructuras da lugar a la existencia de distintos tipos de cimentaciones. (Romo, 2008)

a) Losas de cimentación.

Se emplean en suelos poco resistentes o cuando las acciones: carga y momento por parte de la estructura son relativamente altos. Cuando al diseñar la cimentación mediante plintos aislados, la superficie de cimentación supera el 25% del área total, es recomendable utilizar vigas de cimentación o losas de cimentación. (Romo, 2008)

b) Requisitos para el diseño de cimentaciones

Para determinar el coeficiente de balasto (K) se utilizara:

$$K = 120 * \sigma_{\text{adm suelo}}$$

➤ Refuerzo mínimo a flexión

En elementos bidireccionales tales como zapatas o losas de cimentación se debe colocar como armadura mínima el acero por temperatura.

Tabla 54. Cuantía de refuerzo de retracción y temperatura.

ACI 318-08		
En losas donde se empleen varillas corrugadas Grado 280 o 350.	0.0020	Numeral (7.12.2.1)
En losas donde se empleen varillas corrugadas Grado 420 o refuerzo electrosoldado de alambre.	0.0018	
En losas donde se utilice refuerzo de una resistencia a la fluencia mayor que 420 MPa, medida a una deformación unitaria de 0.35%.	$\frac{0.0018 * 420}{f_y}$	

Fuente: ACI 318-08.

Tabla 55. Cuantías mínimas de refuerzo corrugado de retracción y temperatura sobre el área bruta de concreto.

ACI 318-14				
Tipo de refuerzo	f_y (MPa)	Cuantía mínima de refuerzo		Tabla 24.4.3.2
Varillas corrugadas.	< 420	0.0020		
Varillas corrugadas o refuerzo de alambre electrosoldado.	≥ 420	Mayor de:	$\frac{0.0018 * 420}{f_y}$	
			0.0014	

Fuente: ACI 318-14.

➤ **Espaciamiento del refuerzo corrugado de retracción y temperatura**

Tabla 56. Espaciamiento del refuerzo.

ACI 318-08		ACI 318-14
El espaciamiento del refuerzo corrugado de retracción y temperatura no debe exceder al menor de: 5h y 45cm.	Numeral (7.12.2.2)	No existen cambios respecto al ACI 318-08. Numeral (24.4.3.3)
Dónde: h: Espesor total o altura de un elemento.		

Fuente: ACI 318-08 y ACI 318-14.

CAPÍTULO II

METODOLOGÍA

2.1. TIPO DE ESTUDIO

Documental: El estudio es documental ya que para llevarlo a cabo necesariamente debemos usar diferentes tipos de documentos como son los códigos de diseño, identificando e interpretando los distintos datos y requisitos de diseño que serán la base para el desarrollo de la investigación.

Comparativa: El estudio es comparativo ya que a medida que se va desarrollando la investigación, se ira comparando los respectivos resultados obtenidos tanto con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2015) como en el Código para Edificaciones de Estructuras de Concreto ACI 318-14 en el diseño estructural y simulación del mismo.

Descriptiva: El estudio es descriptivo ya que se ha recolectado la información del área donde se procederá a realizar la investigación sin cambiar el entorno (es decir no hay manipulación).

Científica: El estudio es científico ya que a medida que se va desarrollando la investigación, se genera un nuevo conocimiento que será el que contribuya en nuestra vida profesional.

2.2. POBLACIÓN Y MUESTRA

2.2.1. POBLACIÓN:

Como población tenemos los Códigos de Análisis y Diseño de edificaciones de concreto reforzado.

2.2.2. MUESTRA:

Como muestra utilizaremos las normativas NEC (2015) y ACI 318-14 usadas para el análisis y diseño de una edificación de concreto armado de seis pisos.

2.3. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

Tabla 57. Operacionalización de variables.

Variables	Definición conceptual	Indicadores	Técnicas	Instrumento
<p>Variable Independiente:</p> <p>Normativa usada para el análisis y cuantificación de cargas (viva, muerta, sismo). Consideraciones de diseño de la normativa utilizada.</p>	<p>El código de diseño en el Ecuador pretende dar respuesta a la demanda de la sociedad en cuanto a la mejora de la calidad y la seguridad de las edificaciones, persiguiendo a su vez, proteger al ciudadano y fomentar un desarrollo urbano sostenible.</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Capacidad sismo resistente de la estructura. - Fuerza sísmica. 	<ul style="list-style-type: none"> - Observación. 	<ul style="list-style-type: none"> - Guías de observación. - Formato.
<p>Variable Dependiente:</p> <p>Secciones de los elementos estructurales de concreto armado.</p>	<p>Se conoce como elemento estructural a las diferentes partes en que se puede dividir una estructura atendiendo a su diseño.</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Secciones. - Capacidad de carga. 	<ul style="list-style-type: none"> - Observación. - Simulación. 	<ul style="list-style-type: none"> - Software ETABS

2.4. PROCEDIMIENTOS

Tabla 58. Procedimientos realizados en el estudio.

ACTIVIDADES	PROCEDIMIENTO
Reconocimiento del lugar	Se recopiló la información del sitio de estudio, tales como las respectivas dimensiones del predio.
Estudio de suelos (SPT)	Con la colaboración del personal técnico del Laboratorio de Ingeniería Civil de la UNACH, se realizó dos perforaciones en distintos puntos del terreno hasta encontrar suelo firme.
Diseño arquitectónico de la edificación	Se definió la geometría de la edificación, como también las áreas y ambientes del mismo.
Predimensionamiento de elementos estructurales	Se obtuvo diferentes secciones para los diferentes elementos estructurales, los mismos que será nuestro punto de partida.
Simulación de la estructura en el Software ETABS y SAFE, aplicando la NEC (2015) y ACI 318-14	Se ingresará en el Software ETABS la configuración de la edificación para de esta manera realizar el análisis estructural y verificar que cumpla con todos los chequeos correspondientes, para posteriormente proceder con el diseño sísmo resistente de la estructura aplicando indistintamente los diferentes requisitos de diseño que exige cada normativa. Se exportará desde el Software ETABS el modelo definitivo con las respectivas acciones internas al Software SAFE para proceder con el análisis y diseño de la cimentación.
Tabulación de datos recolectados	Se recopiló los diferentes datos obtenidos en la simulación de las estructuras.
Realización de planos estructurales	Con las respectivas secciones y armaduras de los distintos elementos estructurales, se procede a dibujar los planos estructurales los cuales cumplen con todos los requisitos de diseño basados en cada normativa.
Análisis y comparación de resultados obtenidos en cada modelo de análisis	Se comparará los diferentes requisitos de diseño que tiene cada normativa, como también las características de la estructura obtenida al final del estudio.

2.5. PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS

El estudio se lo llevo a cabo con la finalidad de establecer los diferentes criterios y requisitos necesarios para realizar el diseño de una edificación de 6 pisos diseñada con la NEC (2015) y el ACI 318-14, es por ello que se ha realizado modelos preliminares con cada una de dichos códigos de diseño hasta poder obtener un diseño estructural óptimo.

2.5.1. Estudio de suelo

➤ Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

El ensayo se lo realizo mediante la Normativa (ASTM D: 1586) para determinar la capacidad portante del suelo en el predio donde se realiza el estudio.

Se realizó dos perforaciones una en la parte delantera y otra en la parte posterior del terreno, para lo cual se perforo hasta una profundidad de 3.00 m y a 3.50 m respectivamente que es donde se encontró suelo firme y se pudo culminar con el ensayo.



Figura 17. Ensayo de Penetración Estándar.

2.5.2. Descripción del proyecto

Se realizó el diseño de una edificación la cual está destinada a departamentos unifamiliares, la misma que consta de siete plantas altas incluyendo el tapagrada.

Tabla 59. Niveles y ocupación de la edificación.

	Ocupación	Nivel (m)
Planta baja	Parqueadero	N+0.18
Planta alta - primer piso	Departamento unifamiliar	N+3.38
Planta alta - segundo piso	Departamento unifamiliar	N+6.18
Planta alta - tercer piso	Departamento unifamiliar	N+8.98
Planta alta - cuarto piso	Departamento unifamiliar	N+11.78
Planta alta - quinto piso	Departamento unifamiliar	N+14.58
Terraza accesible	Terraza accesible	N+17.38
Tapagrada	Reservorio	N+19.98

2.5.3. Configuración de la estructura

La estructura está conformada por un sistema de pórticos especiales resistente a momento ante fuerzas sísmicas resistiendo principalmente flexión, cortante y fuerzas axiales. Conformada por dos vanos en la dirección X con una luz más crítica de 5.62 m y cinco vanos en dirección Y con una luz crítica de 4.20 m, a dicha configuración se ha incorporado dos muros de corte en sentido X y tres en sentido Y con la finalidad de controlar los desplazamientos laterales que pueda sufrir la estructura en caso de presentarse un sismo de magnitud significativa y que los contrapesos del ascensor se puedan anclar a dicho elemento estructural.

2.5.4. Resistencia de materiales y módulo de elasticidad del concreto

El concreto utilizado para todos los elementos estructurales tendrá una resistencia a la compresión de 210 kg/cm², se utilizó como acero de refuerzo varillas corrugadas de 4200 kg/cm² de límite de fluencia y un módulo de elasticidad del concreto de 2153810.58 kg/cm².

2.5.5. Espesor de la losa alivianada

Se asumió un espesor de la losa alivianada de 20.00 cm con su respectiva altura equivalente en losa maciza de 14.50 cm, para lo cual el análisis de lo realizo en

función del panel más crítico de la losa, relacionando inercias tanto de la viga como de la losa para cada borde y poder encontrar el valor de α_{fm} con el cual nos permitirá determinar el espesor mínimo de la losa maciza, con dicho valor se comparó la altura equivalente en losas maciza y se verificó que se puede utilizar una losa alivianada del espesor antes mencionado.

2.5.6. Cuantificación de cargas

La carga muerta se ha determinado para una losa alivianada de 20.00 cm de espesor tomando en cuenta que consta de una loseta de compresión de 5.00 cm, nervios de 10.00 cm de espesor y bloques de alivianamiento de (20x40x15) cm, incluyendo el peso de la mampostería, instalaciones y acabados.

La carga viva considerada es de: 0.07 T/m² para cubiertas planas, 0.48 T/m² para patios de reunión, 0.20 T/m² para residencias multifamiliares, 0.48 T/m² para escaleras.

2.5.7. Métodos de diseño

Para la determinación de las fuerzas sísmicas de diseño se ha realizado un Diseño Basado en Fuerzas el cual se enfoca en el principio que a mayor resistencia nominal de una estructura, menor es el daño que recibe de fuerzas externas, tomando en cuenta que este método controla los daños de la estructura a partir de factores de reducción de resistencia sísmica.

Para la determinación de la carga sísmica se ha realizado mediante un análisis estático y un análisis dinámico espectral en función de los respectivos requisitos de la NEC (2015).

El diseño de los diferentes elementos estructurales de concreto reforzado se lo ha realizado mediante el Método de Última resistencia, con el cual se ha mayorado las cargas a través de los factores que se encuentran en las diferentes combinaciones de carga y se ha reducido la resistencia mediante los factores de reducción ϕ que dependerán de las solicitaciones a la cual este sometido el elemento.

2.5.8. Modelación en ETABS

Inicialmente se realiza un predimensionamiento de los elementos estructurales vigas, columnas y losas; con las cuales fue nuestro punto de partida para iniciar la modelación de la estructura en ETABS v9.7.4, tomando en cuenta que se realizó un modelo para aplicando la NEC (2015) y otro con el ACI 318-14.

Inicialmente se ha determinado los diferentes casos de carga tales como: carga viva, carga muerta, peso propio, carga sísmica en dirección X y en dirección Y; conjuntamente con las diferentes combinaciones de carga que se presentan en los códigos de diseño.

La modelación de la estructura se la ha realizado tomando en cuenta tres grados de libertad por planta y asignando a la losa tipo membrana ya que esto nos permite que la losa no absorba esfuerzos sino que solo transmita la carga hacia los demás elementos.

La asignación de cargas ya sea carga viva o muerta se lo ingresa en los diferentes niveles de la edificación de cada panel de la losa. Para la asignación de la carga sísmica que actuara en la estructura tenemos que determinar el cortante basal de diseño, crear los diafragmas en cada piso los cuales se encargaran de conectar todos los nudos de la losa y posteriormente ingresar la fuerza sísmica que actúa en cada piso, la misma que se considera que va a estar aplicada en el centro de masas de cada planta de dicha estructura.

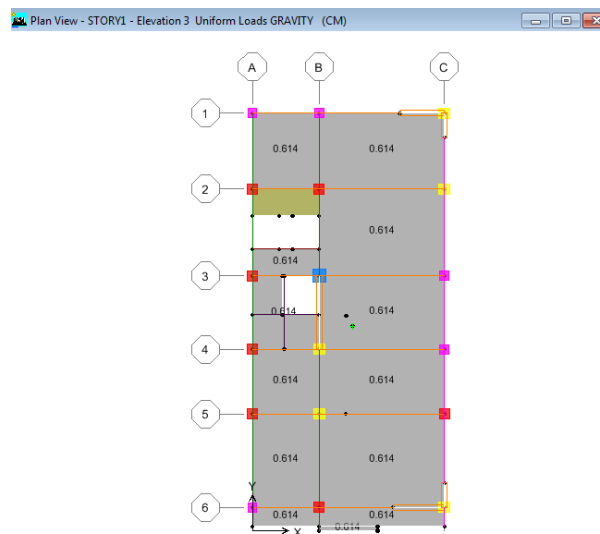


Figura 18. Asignación de la carga muerta del Piso 1; N +3.38.

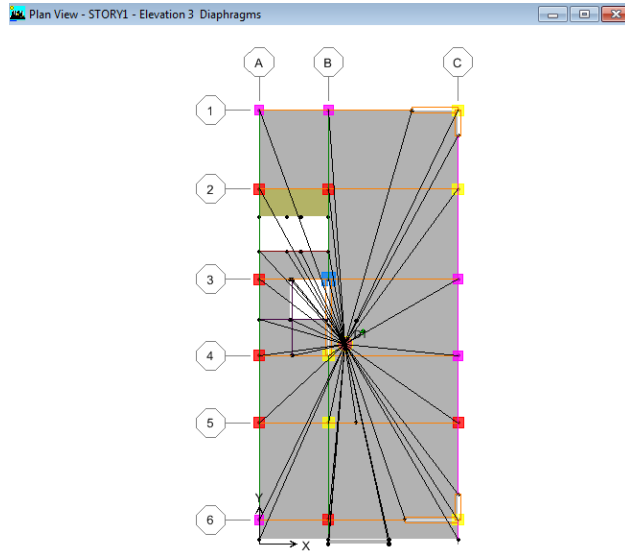


Figura 19. Diafragma del Piso 1; N +3.38.

Tomando en cuenta que esto será un proceso iterativo ya que en función de ello se tendrá que ir realizando los diferentes chequeos como es el control de derivas de piso procurando que la deriva de piso inelástica no sobrepase el 2% , que no exista torsión en planta en los distintos niveles de la edificación, en función de ello las secciones de los elementos estructurales variaran hasta poder determinar un modelo que sea lo suficientemente rígido para no tener desplazamientos excesivos que puedan poner en riesgo la estructura y que la excentricidad entre el centro de masas y centro de rigideces no sobrepasen el 5% de la longitud mayor medida de eje a eje tanto en sentido X como en el sentido Y.

Inicialmente se realizó la modelación sin incorporar muros de corte, pero la rigidez que aportaban solo las vigas no era lo suficiente como para cumplir con la deriva mínima del 2% es por ello la necesidad de incorporar muros de corte en ambos sentidos; en sentido X dichos elementos no son iguales en cuanto a su longitud varia con 30.00 cm debido a que se presentó torsión en planta ya que las plantas en los diferentes niveles no son simétricas, entonces se tuvo que incrementar la dimensión de uno de ellos de esta manera se pudo controlar dicho problema y logrando una adecuada ubicación los muros de corte evitando que se produzca torsión en la estructura.

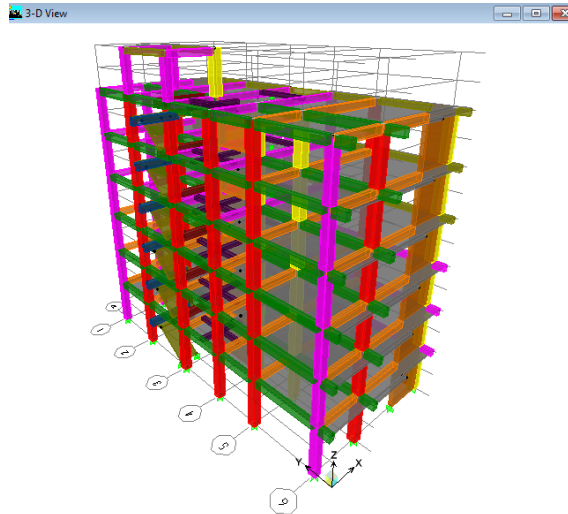


Figura 20. Vista tridimensional del edificio.

El chequeo de diseño fue clave, ya que gracias a la ayuda del ETABS verídica si las secciones de las vigas que hemos utilizado sufren o no torsión independientemente del caso, como por citar un caso: las vigas de borde que se coloquen en la estructura tienen a producirle torsión a las demás vigas es ahí que si la sección no es lo suficientemente grande el programa asigna el color rojo a la viga afectada.

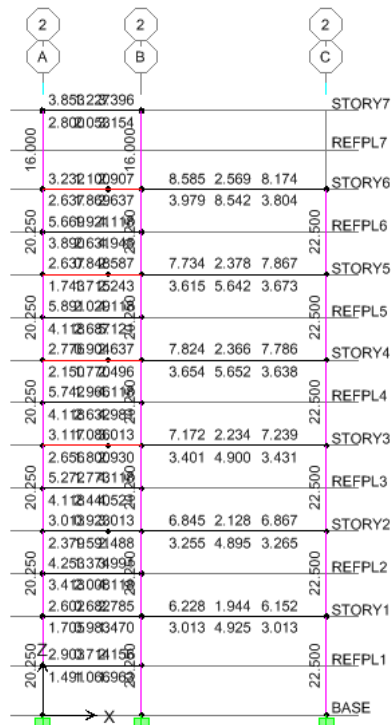


Figura 21. Ejemplo de vigas afectadas por efector de torsión (Vigas de color rojo).

Cuando ya se definió las secciones de muros de corte, vigas y columnas es importante el chequeo por aplastamiento para cada una de las secciones de las columnas en función del elemento sometido a mayor carga axial, el diagrama de interacción de la columna es clave para identificar si la sección que hemos seleccionado es lo suficientemente óptima para no fallar por aplastamiento ya que se desea que la columna se encuentre en la zona balanceada para que pueda tener una falla balanceada (a tracción y compresión tanto el acero como el concreto) por esta razón es que las columnas no se diseñan netamente a compresión sino más bien a flexocompresión, es muy importante tomar en cuenta que la capacidad resistente de la columna disminuye a medida que el momento se va incrementando, caso contrario si la sección no es lo suficientemente optima se deberá incrementar las dimensiones de la misma.

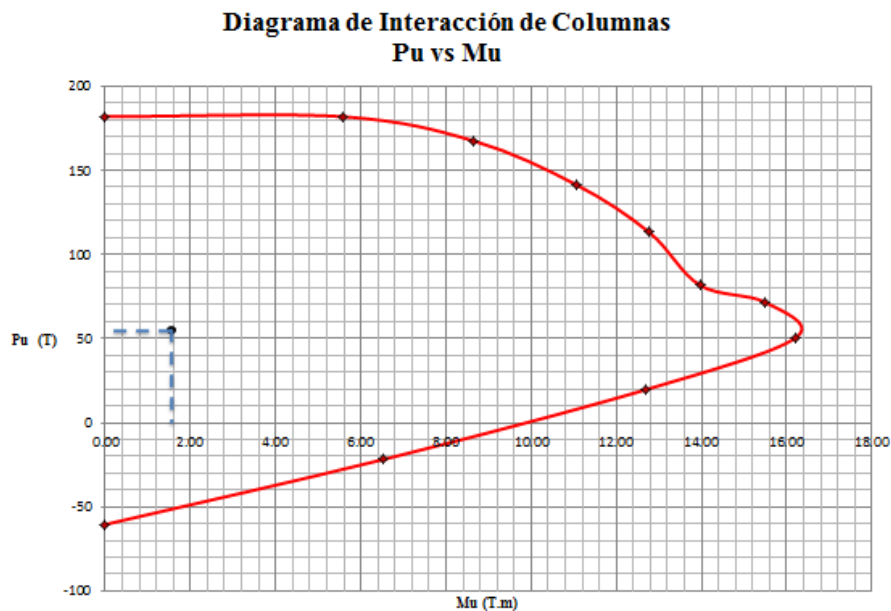


Figura 22. Punto en zona balanceada.

El chequeo de nudo rígido se basa en tener columnas fuertes y vigas débiles, ya que en caso de presentarse una evento sísmico de magnitud considerada se quiere que fallen las vigas mas no las columnas con ello se garantiza la formación de rotulas plásticas en la vigas, las mismas que se encargaran de disipar parte de la energía producida por el sismo. El programa verifica la relación 1.2 de la sumatoria de la

capacidad de la viga y la capacidad de la columna para lo cual se debe evitar valores próximos a 1.

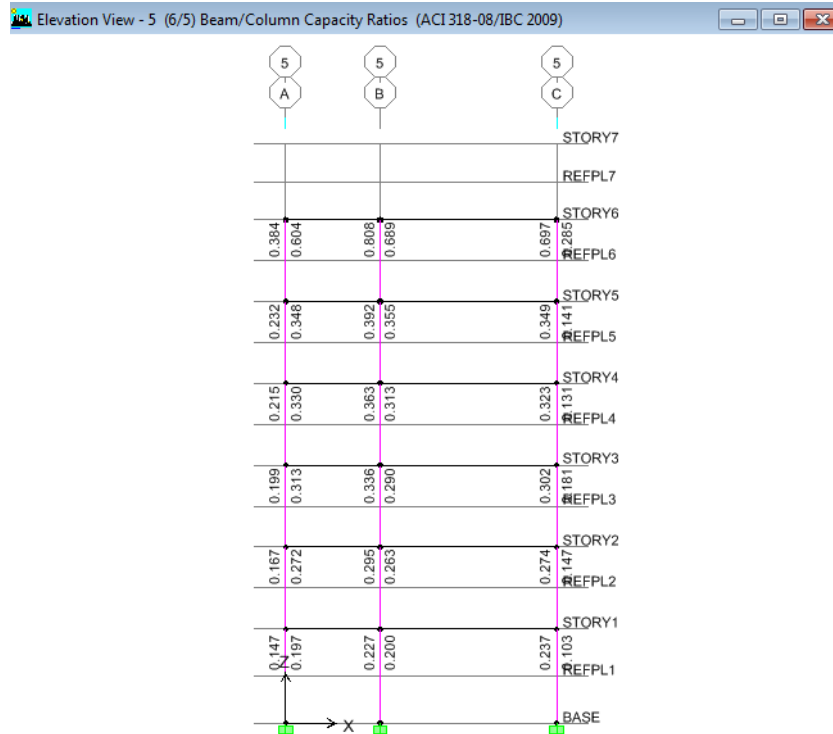


Figura 23. Revisión de: 1.2 de la sumatoria de la capacidad de la viga / capacidad de la columna.

Para la simulación de las losas y rampas se realiza un análisis como tipo Shell, ya que en este caso queremos que la losa absorba esfuerzos y con ello diseñar los diferentes nervios y puentes que ayudaran a cubrir los distintos momentos que se generan en la losa. Dichos elementos se diseñan para la combinación 1.20D + 1.60L ya que las losas y rampas se diseñan para que soporten cargas gravitacionales y no solicitaciones sísmicas.

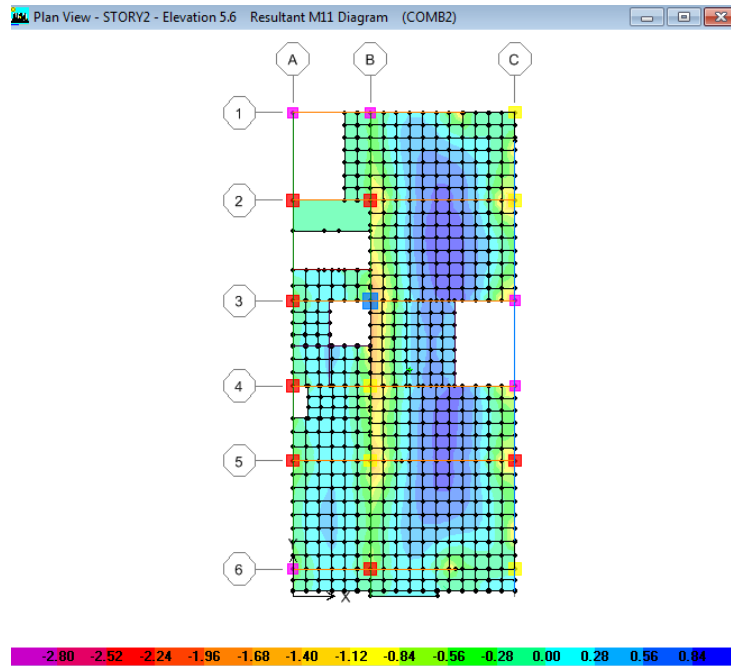


Figura 24. Losa tipo Shell - Momento 11.

2.5.9. Modelación en SAFE

El diseño de la cimentación se la realizo simulando en SAFE 2014, en el cual el programa trabaja mediante la utilización del Coeficiente de Balasto simulando la estructura mediante el Modelo de Winkler, el cual supone que el suelo es un medio elástico homogéneo y que la cimentación no es 100% rígida. Para este tipo de simulación es lo que se recurre al Coeficiente de Balasto que es una constante de proporcionalidad entre las presiones y asentamientos del suelo característica particular de cada tipo de suelo.

El valor del coeficiente de Balasto es el propuesto por Bowles: $K = 120 * \sigma_{adm \text{ suelo}}$ Inicialmente se planteó la utilización de plintos aislados y combinados, pero en vista de que las solicitaciones que transmite la estructura son altas se optó por la utilización de una losa de cimentación, el análisis de la estructura considerando acciones sísmica tienden a voltear a la estructura es por ello que se necesita darle mayor área de soporte.

El chequeo de corte por punzonamiento se lo debe realizar para verificar si el espesor de la cimentación es lo suficientemente óptimo para que el concreto resista a dichas

solicitaciones, es por ello que el programa verificamos que los valores de la Figura 25 no sean mayores que 1. La presencia de (N/C) se da ya que en aquellos sectores hay la presencia de muros de corte más no que sea un indicativo de que está presente este tipo de falla.

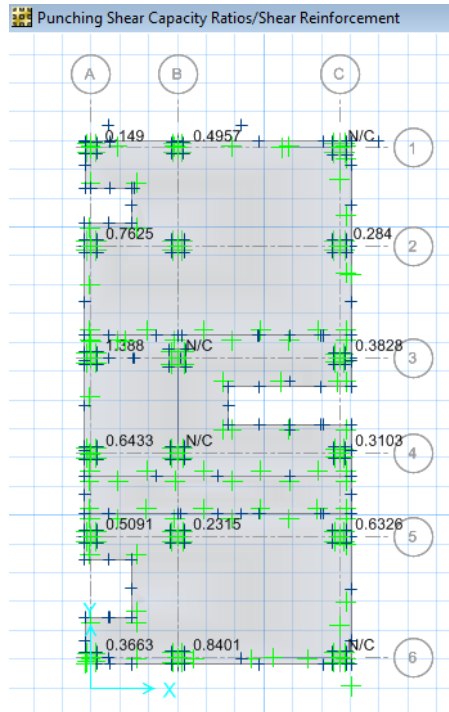


Figura 25. Chequeo a corte por punzonamiento.

El proceso de diseño es iterativo ya que si no cumple con las presiones del suelo es necesario aumentar las dimensiones de la cimentación, SAFE nos ayuda para poder darnos cuenta si la cimentación es lo suficientemente optima como para soportar las cargas y momentos que trasmite la estructura, verificar si la cimentación tiende a levantarse en caso de un sismo.

CAPITULO III

RESULTADOS

3.1. ESTUDIO DE SUELOS

3.1.1. Ensayo de Penetración Estándar

Tabla 60. Perforación N° 1.

PROYECTO: EDIFICACIÓN DE SEIS PISOS.											
FECHA DE MUESTREO:			04 DE MAYO DE 2016			FECHA DEL ENSAYO:			08 DE MAYO DE 2016		
ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR SPT											
PERFORACIÓN N° 1											
NOMENGLATURA						FÓRMULAS UTILIZADAS					
N SPT		NÚMERO DE GOLPES DE CAMPO				CN	PECK				
CN		FACTOR DE CORRECCIÓN DEL N SPT									
N CORR		NÚMERO DE GOLPES CORREGIDO				q adm	MEYERHOF				
S		ASENTAMIENTO MÁXIMO PERMITIDO=25.40 mm									
Ø		ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNO DEL SUELO				Ø	PECK, HANSON, THORNBURN				
B		BASE DE LA ZAPATA PROPUESTA									
q adm		ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO									
NIVEL DE CIMENTACIÓN	PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN (m)	N SPT (GOLPES)	PESO ESPECÍFICO EFECTIVO (kN/m ³)	PRESIÓN DE SOBRECARGA (kN/m ²)	CN	N CORR (GOLPES)	S (mm)	B(m)	CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO (kN/m ²)	CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO (T/m ²)	Ø (GRADOS)
0.50 - 1.00	1.00	37	16.68	16.68	0.75	28	25.40	2.00	297.13	30.29	35
1.00 - 1.50	1.50	19	16.97	25.46	1.09	21	25.40	2.00	222.84	22.72	33
1.50 - 2.00	2.00	41	17.46	34.92	1.02	42	25.40	2.00	445.69	45.43	39
2.00 - 2.50	2.50	47	18.25	45.62	0.95	45	25.40	2.00	477.52	48.68	40
2.5 - 3.00	3.00	51	18.64	55.92	0.90	46	25.40	2.00	488.14	49.76	40

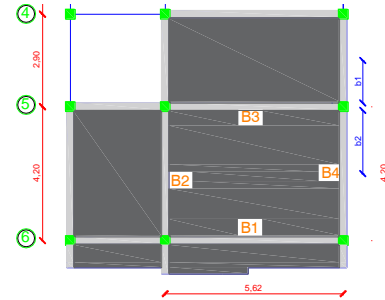
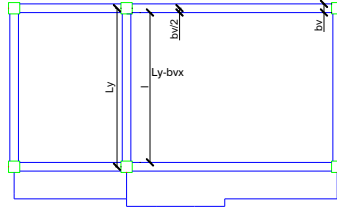
Tabla 61. Perforación N° 2.

PROYECTO: EDIFICACIÓN DE SEIS PISOS.											
FECHA DE MUESTREO:			04 DE MAYO DE 2016			FECHA DEL ENSAYO:			08 DE MAYO DE 2016		
ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR SPT											
PERFORACIÓN N° 2											
NOMENGLATURA						FÓRMULAS UTILIZADAS					
N SPT		NÚMERO DE GOLPES DE CAMPO				CN	PECK				
CN		FACTOR DE CORRECCIÓN DEL N SPT									
N CORR		NÚMERO DE GOLPES CORREGIDO				q adm	MEYERHOF				
S		ASENTAMIENTO MÁXIMO PERMITIDO=25.40 mm									
Ø		ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNO DEL SUELO				Ø	PECK, HANSON, THORNBURN				
B		BASE DE LA ZAPATA PROPUESTA									
q adm		ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO									
NIVEL DE CIMENTACIÓN	PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN (m)	N SPT (GOLPES)	PESO ESPECÍFICO EFECTIVO (kN/m ³)	PRESIÓN DE SOBRECARGA (kN/m ²)	CN	N CORR (GOLPES)	S (mm)	B(m)	CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO (kN/m ²)	CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO (T/m ²)	Ø (GRADOS)
0.50 - 1.00	1.00	18	16.87	16.87	0.75	14	25.40	2.00	148.56	15.14	31
1.00 - 1.50	1.50	19	17.17	25.75	1.09	21	25.40	2.00	222.84	22.72	33
1.50 - 2.00	2.00	21	17.27	34.53	1.02	21	25.40	2.00	222.84	22.72	33
2.00 - 2.50	2.50	26	17.95	44.88	0.95	25	25.40	2.00	265.29	27.04	34
2.5 - 3.00	3.00	37	18.74	56.21	0.90	33	25.40	2.00	350.18	35.70	36
3.00 - 3.50	3.50	50	19.13	66.95	0.85	43	25.40	2.00	456.30	46.51	39

3.2. Prediseño de losa alivianada

Tabla 62. Losa alivianada de 20 cm de espesor.

PREDISEÑO DE LOSA ALIVIANADA					
f_y	420	MPa			
f_c	21	MPa			
$\beta = \frac{l_x - b_{viga y}}{l_y - b_{viga x}}$					
l_x	longitud crítica en el eje x				
l_y	longitud crítica en el eje y				
l_n	5370	mm			
l_x	5620	mm			
l_y	4200	mm			
b_{vx}	250	mm			
b_{vy}	250	mm			
β	1.36				
$h = \frac{l_n}{30 + 3\beta}$					
h	157.58	mm			
$h_{adaptado}$	200	mm			
h_{equiv}	145	mm			
RELACIÓN DE INERCIAS					
$\alpha_f < 0.20$ Viga Plana					
$0.20 \leq \alpha_f \leq 2.00$ Viga semi plana – Semi descolgada					
$\alpha_f > 2.00$ Descolgada					
$\alpha_f = \frac{\text{Inercia de viga}}{\text{Inercia de losa}}$					
BORDE (B1)					
Long 1	4.20	m			
Long 2	1.05	m	Volado		
b	2900	mm	b	250	mm
h_{equiv}	145	mm	h	450	mm
$I_{losa} = \frac{bh^3}{12}$			$I_{viga} = \frac{bh^3}{12}$		
I_{losa}	736751041.67	mm ⁴	I_{viga}	1898437500.00	mm ⁴
α_{f1}			2.58	DESCOLGADA	
BORDE (B2)					
Long 1	3.00	m			
Long 2	5.62	m			
b	4060	mm	b	250	mm
h_{equiv}	145	mm	h	350	mm
$I_{losa} = \frac{bh^3}{12}$			$I_{viga} = \frac{bh^3}{12}$		
I_{losa}	1031451458.33	mm ⁴	I_{viga}	893229166.67	mm ⁴
α_{f2}			0.87	VIGA SEMI PLANA	
BORDE (B3)					
Long 1	2.90	m			
Long 2	4.20	m			
b	3300	mm	b	250	mm
h_{equiv}	145	mm	h	450	mm
$I_{losa} = \frac{bh^3}{12}$			$I_{viga} = \frac{bh^3}{12}$		
I_{losa}	838371875.00	mm ⁴	I_{viga}	1898437500.00	mm ⁴
α_{f3}			2.26	DESCOLGADA	
BORDE (B4)					
Long 1	5.62	m			
Long 2	0	m			
b	2685	mm	b	250	mm
h_{equiv}	145	mm	h	350	mm
$I_{losa} = \frac{bh^3}{12}$			$I_{viga} = \frac{bh^3}{12}$		
I_{losa}	682129843.75	mm ⁴	I_{viga}	893229166.67	mm ⁴
α_{f4}			1.31	VIGA SEMI PLANA	
α_{fm}			1.75	VIGA SEMI PLANA	
h_{min}	126.86	mm	CUMPLE		



3.3. Cuantificación de cargas

Tabla 63. Cuantificación de cargas piso 1-5.

Número de piso:	1-5	
Número de pisos afectados por la carga:	5	
Carga Muerta (D)		
ln	5370	mm
hmin	127	mm
Espesor	200	mm
		Losa Maciza
		Losa Alivianada (Equivale a losa maciza 145 mm)
LOSA		
Nervios	0.130	T/m2
Lose ta	0.120	T/m2
Bloques	0.096	T/m2
Enlucido	0.044	T/m2
Masillado	0.044	T/m2
MAMPOSTERIA		
	0.150	T/m2
INSTALACIONES		
	0.010	T/m2
ACABADOS		
	0.020	T/m2
VIGAS Y COLUMNAS (+30%)		
	0.18	T/m2
Carga viva (L)		
Uso:		
Vivienda	0.2	T/m2
Cargas Totales		
D	0.614	T/m2
D+30%	0.794	T/m2
L	0.2	T/m2

Tabla 64. Cuantificación de cargas piso 6.

Número de piso:	6	
Número de pisos afectados por la carga:	1	
Carga Muerta (D)		
ln	5370	mm
hmin	127	mm
Esesor	200	mm
		Losa Maciza
		Losa Alivianada (Equivale a losa maciza 145 mm)
LOSA		
Nervios	0.130	T/m2
Lose ta	0.120	T/m2
Bloques	0.096	T/m2
Enlucido	0.044	T/m2
Masillado	0.044	T/m2
MAMPOSTERIA		
	0.000	T/m2
INSTALACIONES		
	0.010	T/m2
ACABADOS		
	0.000	T/m2
VIGAS Y COLUMNAS (+30%)		
	0.13	T/m2
Carga viva (L)		
Uso:		
Patios de reunión	0.48	T/m2
Cargas Totales		
D	0.444	T/m2
D+30%	0.574	T/m2
L	0.48	T/m2

Tabla 65. Cuantificación de cargas tapagrada.

Número de piso o especificación :		Tapagrada	
Número de pisos afectados por la carga:		1	
Carga Muerta (D)			
ln	5370	mm	
hmin	127	mm	Losa Maciza
Espesor	200	mm	Losa Alivianada (Equivale a losa maciza 145 mm)
LOSA			
Nervios	0.130	T/m2	
Loseta	0.120	T/m2	
Bloques	0.096	T/m2	
Enlucido	0.044	T/m2	
Masillado	0.044	T/m2	
MAMPOSTERIA			
	0.000	T/m2	
INSTALACIONES			
	0.010	T/m2	
ACABADOS			
	0.000	T/m2	
VIGAS Y COLUMNAS (+30%)			
	0.13	T/m2	
Carga viva (L)			
Uso:			
Tapa grada	0.07	T/m2	
Cargas Totales		Reservorio	
D	0.444	T/m2	0.214 T/m2
D+30%	0.574	T/m2	
L	0.07	T/m2	

3.4. Predimensionamiento de columnas y vigas

Tabla 66. Prediseño de columnas.

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO												
EJE	COLUMNA TIPO	LONGITUD COPERANTE			ÁREA (m2)	# PISOS	CM T/m2	CV T/m2	P T	Ag (cm2) 20P	b cm	h cm
		L1(m)	L2(m)									
Lindero X	B6	4.31	2.95	13.24	5	0.794	0.20	79.72	1594.34	45	40	
		2.62	0.2									
Lindero Y	C2	2.81	3.65	10.26	5	0.794	0.20	61.761	1235.211	40	35	
CENTRO	B2	4.31	3.65	15.73	5	0.794	0.20	104.854	2097.072	50	45	
					1	0.574	0.48					
					1	0.574	0.07					

Tabla 67. Prediseño de vigas.

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS										
SENTIDO	luz (m)	b (cm)	h (cm)	CHEQUEOS						
				CONDICIONES	Vxx	Vyy	Tapagrada - xx	Ducto 1 - yy	Ducto 2 - yy	
Vxx	5.62	25.00	45.00	1	$\frac{h_v}{b_v} = 2$	CAMBIE DE SECCIÓN	CAMBIE DE SECCIÓN	CAMBIE DE SECCIÓN	CAMBIE DE SECCIÓN	CAMBIE DE SECCIÓN
Vyy	4.20	25.00	35.00							
Tapagrada - xx	3.00	30.00	20.00	2	$b_v \leq 75\% b_c$	CUMPLE LA SECCIÓN	CUMPLE LA SECCIÓN	CUMPLE LA SECCIÓN	CUMPLE LA SECCIÓN	CUMPLE LA SECCIÓN
Ducto 1 - yy	3.40	30.00	20.00							
Ducto 2 - yy	3.30	30.00	20.00	3	$h_v \leq h_c$	CUMPLE LA SECCIÓN	CUMPLE LA SECCIÓN	CUMPLE LA SECCIÓN	CUMPLE LA SECCIÓN	CUMPLE LA SECCIÓN

3.4.1. Centro de masas de la estructura

Tabla 68. Centro de masas del piso 1.

CENTRO DE MASAS DE LA ESTRUCTURA (PISO 1)						
N° de pisos con la misma área en planta						1
Figura	Descripción	Área (m ²)	\bar{x} (m)	\bar{y} (m)	$A\bar{x}$ (m)	$A\bar{y}$ (m)
1	Área 1	159.90	4.31	9.48	689.17	1515.06
2	Área 2	0.52	4.31	0.10	2.26	0.05
3	Ascensor	-2.64	2.18	10.50	-5.76	-27.72
4	Gradas	-8.10	1.50	14.00	-12.15	-113.40
Σ Total		149.69			673.53	1373.99
			$\overline{X}_{CM} = \frac{\Sigma A\bar{x}}{A_T}$		$\overline{Y}_{CM} = \frac{\Sigma A\bar{y}}{A_T}$	
X_{CM1}		4.50	m	Y_{CM1}	9.18	m

Tabla 69. Centro de masas de los pisos 2-6.

CENTRO DE MASAS DE LA ESTRUCTURA (PISO 2-6)						
N° de pisos con la misma área en planta						5
Figura	Descripción	Área (m ²)	\bar{x} (m)	\bar{y} (m)	$A\bar{x}$ (m)	$A\bar{y}$ (m)
1	Área 1	159.90	4.31	9.48	689.17	1515.06
2	Área 2	0.52	4.31	0.10	2.26	0.05
3	Ducto 1	-6.50	1.00	17.05	-6.50	-110.83
4	Ducto 2	-7.05	7.45	9.80	-52.52	-69.09
5	Ducto 3	-0.75	0.30	7.53	-0.23	-5.65
6	Ascensor	-2.64	2.18	10.50	-5.76	-27.72
7	Gradas	-8.10	1.50	14.00	-12.15	-113.40
Σ Total		135.39			614.28	1188.43
			$\overline{X}_{CM} = \frac{\Sigma A\bar{x}}{A_T}$		$\overline{Y}_{CM} = \frac{\Sigma A\bar{y}}{A_T}$	
X_{CM2-6}		4.54	m	Y_{CM2-6}	8.78	m

Tabla 70. Centro de masas del Tapagrada.

CENTRO DE MASAS DEL TAPAGRADA						
N° de pisos con la misma área en planta						1
Figura	Descripción	Área (m2)	\bar{x} (m)	\bar{y} (m)	$A\bar{x}$ (m)	$A\bar{y}$ (m)
1	Área 1	8.10	1.50	13.40	12.15	108.54
$\sum Total$		8.10			12.15	108.54
$\overline{X_{CM}} = \frac{\sum A\bar{x}}{A_T}$			$\overline{Y_{CM}} = \frac{\sum A\bar{y}}{A_T}$			
X_{CM}	1.50	m	Y_{CM}	13.40	m	

3.4.2. Centro de rigideces

Tabla 71. Secciones de columnas del piso 1.

	3.00	5.62	
	A	B	C
1	0.45 1 0.40	0.45 2 0.40	0.45 3 0.40
2	0.40 9 0.35	0.50 10 0.45	0.50 11 0.45
3	0.40 17 0.35	0.50 18 0.45	0.45 19 0.40
4	0.40 25 0.35	0.50 26 0.45	0.45 27 0.40
5	0.50 33 0.45	0.50 34 0.45	0.50 35 0.45
6	0.45 41 0.40	0.45 42 0.40	0.45 43 0.40
3.40			
3.90			
3.30			
2.90			
4.20			
1.05			

Tabla 72. Control de excentricidades piso 1.

MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO			
f_c	21	MPa	Ecuación
E	21.5381	GPa	$E = 4.70\sqrt{f'c}$
E	2153810.58	T/m ²	
N° PISO		1	
L	3.00	m	
R_x	60031.487	T/m	
R_y	47925.277	T/m	
X_{CR}	4.16	m	TOME EN CUENTA EL MISMO PUNTO DE REFERENCIA PARA EL CM y CR
Y_{CR}	9.80	m	

CONTROL DE EXCENTRICIDADES							
$e_{máx}XX = 5\% L_x$				$e_{máx}YY = 5\% L_y$			
L_x	8.92	m		L_y	18.75	m	
e_{máx}XX	0.45	m		e_{máx}YY	0.94	m	
$e_x = X_{CM} - X_{CR}$				$e_y = Y_{CM} - Y_{CR}$			
e_x	0.342	m	CUMPLE	e_y	-0.62	m	CUMPLE

	INERCIA DE COLUMNA						RIGIDEZ DE COLUMNA					
	$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$						$t = \frac{12EI}{L^3}$					
1	Ic1X	0.003038	m ⁴	Ic1Y	0.002400	m ⁴	tc1X	2907.644	T/m	tc1Y	2297.398	T/m
2	Ic2X	0.003038	m ⁴	Ic2Y	0.002400	m ⁴	tc2X	2907.644	T/m	tc2Y	2297.398	T/m
3	Ic3X	0.003038	m ⁴	Ic3Y	0.002400	m ⁴	tc3X	2907.644	T/m	tc3Y	2297.398	T/m
9	Ic9X	0.001867	m ⁴	Ic9Y	0.001429	m ⁴	tc9X	1786.865	T/m	tc9Y	1368.069	T/m
10	Ic10X	0.004688	m ⁴	Ic10Y	0.003797	m ⁴	tc10X	4487.105	T/m	tc10Y	3634.555	T/m
11	Ic11X	0.004688	m ⁴	Ic11Y	0.003797	m ⁴	tc11X	4487.105	T/m	tc11Y	3634.555	T/m
17	Ic17X	0.001867	m ⁴	Ic17Y	0.001429	m ⁴	tc17X	1786.865	T/m	tc17Y	1368.069	T/m
18	Ic18X	0.004688	m ⁴	Ic18Y	0.003797	m ⁴	tc18X	4487.105	T/m	tc18Y	3634.555	T/m
19	Ic19X	0.003038	m ⁴	Ic19Y	0.002400	m ⁴	tc19X	2907.644	T/m	tc19Y	2297.398	T/m
25	Ic25X	0.001867	m ⁴	Ic25Y	0.001429	m ⁴	tc25X	1786.865	T/m	tc25Y	1368.069	T/m
26	Ic26X	0.004688	m ⁴	Ic26Y	0.003797	m ⁴	tc26X	4487.105	T/m	tc26Y	3634.555	T/m
27	Ic27X	0.003038	m ⁴	Ic27Y	0.002400	m ⁴	tc27X	2907.644	T/m	tc27Y	2297.398	T/m
33	Ic33X	0.004688	m ⁴	Ic33Y	0.003797	m ⁴	tc33X	4487.105	T/m	tc33Y	3634.555	T/m
34	Ic34X	0.004688	m ⁴	Ic34Y	0.003797	m ⁴	tc34X	4487.105	T/m	tc34Y	3634.555	T/m
35	Ic35X	0.004688	m ⁴	Ic35Y	0.003797	m ⁴	tc35X	4487.105	T/m	tc35Y	3634.555	T/m
41	Ic41X	0.003038	m ⁴	Ic41Y	0.002400	m ⁴	tc41X	2907.644	T/m	tc41Y	2297.398	T/m
42	Ic42X	0.003038	m ⁴	Ic42Y	0.002400	m ⁴	tc42X	2907.644	T/m	tc42Y	2297.398	T/m
43	Ic43X	0.003038	m ⁴	Ic43Y	0.002400	m ⁴	tc43X	2907.644	T/m	tc43Y	2297.398	T/m

Tabla 73. Secciones de columnas del piso 2-6.

		3.00	5.62			
		A	B	C		
3.40	1	0.45 1	0.45 2	0.45 3	0.40	0.40
3.90	2	0.40 9	0.50 10	0.50 11	0.35	0.45
3.30	3	0.40 17	0.50 18	0.45 19	0.35	0.40
2.90	4	0.40 25	0.50 26	0.45 27	0.35	0.40
4.20	5	0.50 33	0.50 34	0.50 35	0.45	0.45
1.05	6	0.45 41	0.45 42	0.45 43	0.40	0.40

Tabla 74. Control de excentricidades piso 2-6.

MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO			
f_c	21	MPa	Ecuación
E	21.5381	GPa	$E = 4.70\sqrt{f_c}$
E	2153810.58	T/m ²	
N° PISO		2-6	
L	2.60	m	
R_x	90351.502	T/m	
R_y	73063.790	T/m	
X_{CR}	4.12	m	TOME EN CUENTA EL MISMO PUNTO DE REFERENCIA PARA EL CM y CR
Y_{CR}	9.69	m	

CONTROL DE EXCENTRICIDADES							
$e_{máxXX} = 5\% L_x$				$e_{máxYY} = 5\% L_y$			
L_x	8.62	m		L_y	18.75	m	
e_{máxXX}	0.43	m		e_{máxYY}	0.94	m	
$e_x = X_{CM} - X_{CR}$				$e_y = Y_{CM} - Y_{CR}$			
e_x	0.413	m	CUMPLE	e_y	-0.91	m	CUMPLE

	INERCIA DE COLUMNA						RIGIDEZ DE COLUMNA					
	$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$						$t = \frac{12EI}{L^3}$					
1	Ic1X	0.003038	m ⁴	Ic1Y	0.002400	m ⁴	tc1X	4466.682	T/m	tc1Y	3529.230	T/m
2	Ic2X	0.003038	m ⁴	Ic2Y	0.002400	m ⁴	tc2X	4466.682	T/m	tc2Y	3529.230	T/m
3	Ic3X	0.003038	m ⁴	Ic3Y	0.002400	m ⁴	tc3X	4466.682	T/m	tc3Y	3529.230	T/m
9	Ic9X	0.001867	m ⁴	Ic9Y	0.001429	m ⁴	tc9X	2744.957	T/m	tc9Y	2101.607	T/m
10	Ic10X	0.004688	m ⁴	Ic10Y	0.003797	m ⁴	tc10X	6893.027	T/m	tc10Y	5583.352	T/m
11	Ic11X	0.003417	m ⁴	Ic11Y	0.003417	m ⁴	tc11X	5025.017	T/m	tc11Y	5025.017	T/m
17	Ic17X	0.001867	m ⁴	Ic17Y	0.001429	m ⁴	tc17X	2744.957	T/m	tc17Y	2101.607	T/m
18	Ic18X	0.004688	m ⁴	Ic18Y	0.003797	m ⁴	tc18X	6893.027	T/m	tc18Y	5583.352	T/m
19	Ic19X	0.003038	m ⁴	Ic19Y	0.002400	m ⁴	tc19X	4466.682	T/m	tc19Y	3529.230	T/m
25	Ic25X	0.001867	m ⁴	Ic25Y	0.001429	m ⁴	tc25X	2744.957	T/m	tc25Y	2101.607	T/m
26	Ic26X	0.004688	m ⁴	Ic26Y	0.003797	m ⁴	tc26X	6893.027	T/m	tc26Y	5583.352	T/m
27	Ic27X	0.003038	m ⁴	Ic27Y	0.002400	m ⁴	tc27X	4466.682	T/m	tc27Y	3529.230	T/m
33	Ic33X	0.004688	m ⁴	Ic33Y	0.003797	m ⁴	tc33X	6893.027	T/m	tc33Y	5583.352	T/m
34	Ic34X	0.004688	m ⁴	Ic34Y	0.003797	m ⁴	tc34X	6893.027	T/m	tc34Y	5583.352	T/m
35	Ic35X	0.004688	m ⁴	Ic35Y	0.003797	m ⁴	tc35X	6893.027	T/m	tc35Y	5583.352	T/m
41	Ic41X	0.003038	m ⁴	Ic41Y	0.002400	m ⁴	tc41X	4466.682	T/m	tc41Y	3529.230	T/m
42	Ic42X	0.003038	m ⁴	Ic42Y	0.002400	m ⁴	tc42X	4466.682	T/m	tc42Y	3529.230	T/m
43	Ic43X	0.003038	m ⁴	Ic43Y	0.002400	m ⁴	tc43X	4466.682	T/m	tc43Y	3529.230	T/m

Tabla 75. Secciones de columnas del tapagrada.

			3.00		
		A		B	
	2	0.40 9	0.35	0.45 10	0.40
3.90	3	0.40 17	0.35	0.45 18	0.40

Tabla 76. Control de excentricidades del tapagrada.

MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO			
f_c	21	MPa	Ecuación
E	21.5381	GPa	$E = 4.70\sqrt{f_c}$
E	2153810.58	T/m ²	
N° PISO		TAPAGRADA	
L	2.40	m	
R_x	18337.927	T/m	
R_y	14318.229	T/m	
X_{CR}	1.88	m	TOME EN CUENTA EL MISMO PUNTO DE REFERENCIA PARA EL CM y CR
Y_{CR}	13.40	m	

CONTROL DE EXCENTRICIDADES							
$e_{m\acute{a}xXX} = 5\% L_x$				$e_{m\acute{a}xYY} = 5\% L_y$			
L_x	3.00	m		L_y	3.90	m	
e_{m\acute{a}xXX}	0.15	m		e_{m\acute{a}xYY}	0.20	m	
$e_x = X_{CM} - X_{CR}$				$e_y = Y_{CM} - Y_{CR}$			
e_x	-0.380	m	FALSO	e_y	0.00	m	CUMPLE

INERCIA DE COLUMNA						RIGIDEZ DE COLUMNA						
$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$						$t = \frac{12EI}{L^3}$						
9	Ic9X	0.001867	m ⁴	Ic9Y	0.001429	m ⁴	tc9X	3489.971	T/m	tc9Y	2672.009	T/m
10	Ic10X	0.003038	m ⁴	Ic10Y	0.002400	m ⁴	tc10X	5678.993	T/m	tc10Y	4487.105	T/m
17	Ic17X	0.001867	m ⁴	Ic17Y	0.001429	m ⁴	tc17X	3489.971	T/m	tc17Y	2672.009	T/m
18	Ic18X	0.003038	m ⁴	Ic18Y	0.002400	m ⁴	tc18X	5678.993	T/m	tc18Y	4487.105	T/m

3.5. Espectro de diseño

Tabla 77. Consideraciones para el espectro de diseño.

Categoría de edificio	
Otras estructuras	

Coeficiente de importancia	
I	1.00

Factor de zona sísmica	
Z	0.40

Zonificación Sísmica	
Zona sísmica	V
Caracterización del peligro sísmico	Alta

Tipo de perfil del subsuelo	
D	

Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto	
Fa	1.20

Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca	
Fd	1.19

Comportamiento no lineal de los suelos	
Fs	1.28

Valores de η	
Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos	
η	2.48

Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto	
r	1.00

Coeficiente que depende le tipo de edificio	
Pórticos especiales de hormigón armado	
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	
C_t	0.055
α	0.75

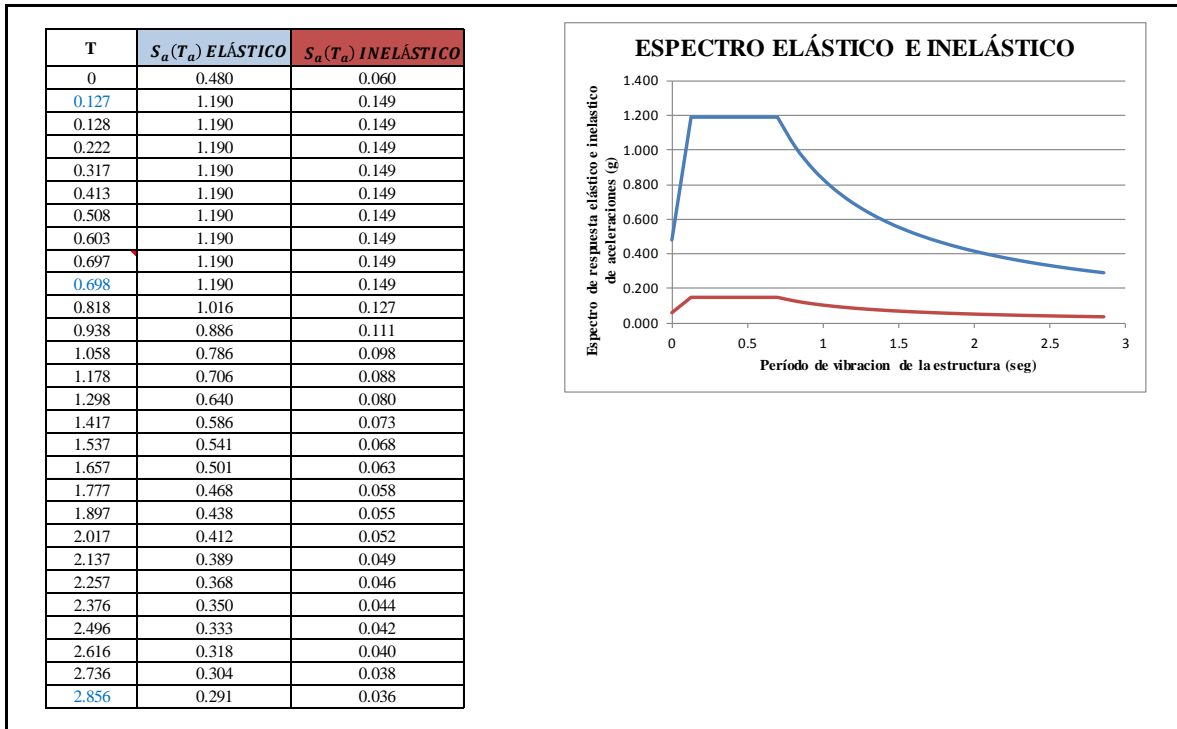
Tabla 78. Consideraciones para el espectro de diseño.

Factor de reducción de resistencia sísmica		
R	Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Configuración en elevación		
ϕ_{Ei}	1	
Configuración en planta		
ϕ_{Pi}	1	
Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño		
$T_o = 0.10 * F_s * \frac{F_d}{F_a} \quad T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$		
To	0.127	
Tc	0.698	
Período límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos		
$T_L = 2.40 * F_d$		
TL	2.856	
Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura		
hn	19.80	m
PERÍODO DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA		
$T = C_t * h_n^\alpha$		
T	0.52	s

Tabla 79. Cortante basal de diseño.

CORTANTE BASAL DE DISEÑO		
$V = \frac{IS_a(T_a)}{R * \phi_P * \phi_E} * W$		
$S_a(T_a)$	1.190	Espectro de diseño en aceleración
V	0.149	W
$W = W_{CM} + W_{PP}$		
$A_{piso 1 + 10\%}$	164.65	m2
$A_{piso 2-6 + 10\%}$	148.92	m2
$A_{piso 7, tapagrada + 10\%}$	8.91	m2
$W_{CM} = \#pisos * A_{losa} * carga$	538.47	T
W_{PP}	424.31	T
$W_{total de la estructura}$	962.78	T
V	143.261	T

Tabla 80. Gráfica del espectro elástico e inelástico.



3.6. Fuerza sísmica

Tabla 81. Fuerza sísmica aplicada en cada piso.

FUERZA SÍSMICA POR PISO									
Nº Piso	# de pisos	Altura de entrepiso (m)	h_i (m)	$A_{losa+10\%}$ (m2)	Carga muerta (T)	$w_i = A_{losa+10\%} * carga\ muerta + \frac{W_{PP}}{\# de\ pisos}$	$h_i * w_i$	$Q_i = \frac{h_i * w_i}{\sum h_i * w_i} * V$ (T)	
1	7	3	3.00	164.65	0.614	161.65	484.94	7.332	
2		2.6	5.60	148.92	0.614	152.00	851.17	12.869	
3		2.6	8.20	148.92	0.614	152.00	1246.36	18.844	
4		2.6	10.80	148.92	0.614	152.00	1641.55	24.818	
5		2.6	13.40	148.92	0.614	152.00	2036.74	30.793	
6		2.6	16.00	148.92	0.444	126.68	2026.85	30.644	
7		2.4	18.40	8.91	0.444	64.57	1188.05	17.962	
							9475.66	143.261	CUMPLE

3.7. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE ACUERDO A LA NEC (2015)

3.7.1. Diseño de vigas

Tabla 82. Diseño a flexión - viga (25x40) cm.

DISEÑO DE LA VIGA (25x40)cm			
f_c	210	kg/cm ²	
f_y	4200	kg/cm ²	
β₁	0.85		
b	25	cm	
h	40	cm	
d	34.40	cm	
r	4	cm	
ÁREAS DE ACERO			
$A_{s\ min} = \frac{14}{f_y} * b * d$ $A_{s\ máx} = 0.50 \left(0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{6120}{f_y + 6120} \right) b * d$			
As mín.	3.00	cm ²	
As máx.	9.21	cm ²	
NUDO			
As superior	7.17	cm ²	CUMPLE
As inferior	4.08	cm ²	CUMPLE
CENTRO			
As superior	3.01	cm ²	CUMPLE
As inferior	7.06	cm ²	CUMPLE
ACERO DE REFUERZO			
Refuerzo superior CENTRO	∅ (mm)		
Diámetro	14		As (cm ²)
# de varillas	2		3.08
			CUMPLE
Refuerzo superior NUDO (L/3)	∅ (mm)		
Diámetro	18		As (cm ²)
# de varillas	2		5.09
			CUMPLE
Refuerzo inferior	∅ (mm)		
Diámetro	18	16	As (cm ²)
# de varillas	2	1	7.10
			CUMPLE

Tabla 83. Diseño a corte - viga (25x40) cm.

DISEÑO A CORTE					
CHEQUEO POR CORTANTE					
Vu	8.98			T	
Mu	5.88			T.m	
ρ	0.00834				
d	34.10			cm	
ϕ	0.75				
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DEL CONCRETO					
$V_{c1} = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$					
$V_{c2} = \left(0.50 * \sqrt{f'c} + \frac{176 * \rho * V_u * d}{M_u} \right) b * d$					
$V_{c3} = 0.93 * \sqrt{f'c} * b * d$					
Vc1	6547.57	kg	6547.57	kg	
Vc2	6828.40	kg			
Vc3	11489.13	kg			
Si: $V_c \leq V_n$; necesita estribos. $V_n = \frac{V_u}{\phi}$					
Vn	11973.33	kg	Necesita estribos		
CHEQUEO POR CONFINAMIENTO					
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DEL ACERO					
$V_{s1} = V_n - V_c$					
$V_{s2} = 1.10 * \sqrt{f'c} * b * d$					
Vs1	5425.77	kg	5425.77	kg	
Vs2	13589.29	kg			
$V_{s \text{ máx}} = 2.20 * \sqrt{f'c} * b * d$					
Vs máx	27178.58	kg	CUMPLE		
Zona de confinamiento (2h)					
2h	80	cm	10	cm	
s1	8.53	cm			
s2	8.40	cm			
s3	10.00	cm			
Zona céntrica					
s	17.05	cm	15	cm	
ÁREA DE REFUERZO A CORTE					
$A_{v1} = \frac{3.50 * b * s}{f_y}$					
$A_{v2} = \frac{V_s * s}{f_y * d}$					
$A_{v3} = 0.20 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{f_y}$					
Av1	0.21	cm2	0.38	cm2	
Av2	0.38	cm2			
Av3	0.17	cm2			
			ϕ (mm)	# ramales	Área (cm2)
			10	2	1.57

CUMPLE

Tabla 84. Diseño a flexión - viga (30x40) cm.

DISEÑO DE LA VIGA (30x40) cm				
f _c	210	kg/cm ²		
f _y	4200	kg/cm ²		
β ₁	0.85			
b	30	cm		
h	40	cm		
d	34.40	cm		
r	4	cm		
ÁREAS DE ACERO				
$A_{s\ min} = \frac{14}{f_y} * b * d$ $A_{s\ máx} = 0.50 \left(0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{6120}{f_y + 6120} \right) b * d$				
As mín.	3.60	cm ²		
As máx.	11.05	cm ²		
NUDO				
As superior	6.04	cm ²	CUMPLE	
As inferior	3.92	cm ²	CUMPLE	
CENTRO				
As superior	3.62	cm ²	CUMPLE	
As inferior	5.00	cm ²	CUMPLE	
ACERO DE REFUERZO				
Refuerzo superior CENTRO	∅ (mm)			
	Diámetro	14	12	As (cm ²)
	# de varillas	1	2	3.80
				CUMPLE
Refuerzo superior NUDO (L/3)	∅ (mm)			
	Diámetro	18		As (cm ²)
	# de varillas	1		2.54
				CUMPLE
Refuerzo inferior	∅ (mm)			
	Diámetro	16	14	As (cm ²)
	# de varillas	1	2	5.09
				CUMPLE

Tabla 85. Diseño a corte - viga (30x40) cm.

DISEÑO A CORTE				
CHEQUEO POR CORTANTE				
Vu	9.66		T	
Mu	3.87		T.m	
ρ	0.00585			
d	34.20		cm	
ϕ	0.75			
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DEL CONCRETO				
$V_{c1} = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$				
$V_{c2} = \left(0.50 * \sqrt{f'c} + \frac{176 * \rho * V_u * d}{M_u} \right) b * d$				
$V_{c3} = 0.93 * \sqrt{f'c} * b * d$				
Vc1	7880.12	kg	7880.12	kg
Vc2	8336.29	kg		
Vc3	13827.38	kg		
Si: $V_c \leq V_n$; necesita estribos.				$V_n = \frac{V_u}{\phi}$
Vn	12880.00	kg	Necesita estribos	
CHEQUEO POR CONFINAMIENTO				
$V_{s1} = V_n - V_c$				
$V_{s2} = 1.10 * \sqrt{f'c} * b * d$				
Vs1	4999.88	kg	4999.88	kg
Vs2	16354.97	kg		
$V_{s \text{ máx}} = 2.20 * \sqrt{f'c} * b * d$				
Vs máx	32709.94	kg	CUMPLE	
$s \leq \begin{cases} d/4 \\ 6 \text{ x diámetro menor del refuerzo longitudinal} \\ 100 \text{ mm.} \end{cases}$				
Zona de confinamiento (2h)				
2h	80	cm	10	cm
s1	8.55	cm		
s2	8.40	cm		
s3	10.00	cm		
Zona céntrica				
s	17.10	cm	15	cm
ÁREA DE REFUERZO A CORTE				
$A_{v1} = \frac{3.50 * b * s}{fy}$				
$A_{v2} = \frac{V_s * s}{fy * d}$				
$A_{v3} = 0.20 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{fy}$				
Av1	0.25	cm2	0.35	cm2
Av2	0.35	cm2		
Av3	0.21	cm2		
	ϕ (mm)	# ramales	Área (cm2)	
	10	2	1.57	CUMPLE

Tabla 86. Diseño a flexión - viga (25x35) cm.

DISEÑO DE LA VIGA (25x35) cm			
f'c	210	kg/cm2	
fy	4200	kg/cm2	
β1	0.85		
b	25	cm	
h	35	cm	
d	29.40	cm	
r	4	cm	
ÁREAS DE ACERO			
$A_s \text{ min} = \frac{14}{f_y} * b * d$			
$A_s \text{ máx} = 0.50 \left(0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{f_y} * \frac{6120}{f_y + 6120} \right) b * d$			
As mín.	2.58	cm2	
As máx.	7.87	cm2	
NUDO			
As superior	7.87	cm2	CUMPLE
As inferior	3.98	cm2	CUMPLE
CENTRO			
As superior	2.58	cm2	CUMPLE
As inferior	7.87	cm2	CUMPLE
ACERO DE REFUERZO			
Refuerzo superior			
CENTRO	∅ (mm)		
	Diámetro	14	As (cm2)
	# de varillas	2	3.08
			CUMPLE
Refuerzo superior			
NUDO (L/3)	∅ (mm)		
	Diámetro	20	As (cm2)
	# de varillas	2	6.28
			CUMPLE
Refuerzo inferior			
	∅ (mm)		
	Diámetro	20	As (cm2)
	# de varillas	1	8.23
		18	2
			CUMPLE

Tabla 87. Diseño a corte - viga (25x35) cm.

DISEÑO A CORTE						
CHEQUEO POR CORTANTE						
Vu	9.16					T
Mu	6.54					T.m
ρ	0.01071					
d	29.00					cm
ϕ	0.75					
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DEL CONCRETO						
$V_{c1} = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$ $V_{c2} = \left(0.50 * \sqrt{f'c} + \frac{176 * \rho * V_u * d}{M_u} \right) b * d$ $V_{c3} = 0.93 * \sqrt{f'c} * b * d$						
Vc1	5568.31	kg				
Vc2	5808.28	kg		5568.31		kg
Vc3	9770.81	kg				
Si: $V_c \leq V_n$; necesita estribos. $V_n = \frac{V_u}{\phi}$						
Vn	12213.33	kg				Necesita estribos
CHEQUEO POR CONFINAMIENTO						
$V_{s1} = V_n - V_c$ $V_{s2} = 1.10 * \sqrt{f'c} * b * d$						
Vs1	6645.02	kg		6645.02		kg
Vs2	11556.87	kg				
$V_s \text{ máx} = 2.20 * \sqrt{f'c} * b * d$						
Vs máx	23113.75	kg				CUMPLE
Zona de confinamiento (2h)						
2h	70	cm				
s1	7.25	cm				
s2	8.40	cm		10		cm
s3	10.00	cm				
Zona céntrica						
s	14.50	cm		10		cm
ÁREA DE REFUERZO A CORTE						
$A_{v1} = \frac{3.50 * b * s}{fy}$ $A_{v2} = \frac{V_s * s}{fy * d}$ $A_{v3} = 0.20 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{fy}$						
Av1	0.21	cm2				
Av2	0.55	cm2		0.55		cm2
Av3	0.17	cm2				
					ϕ (mm)	# ramales
					10	2
						Área (cm2)
						1.57
CUMPLE						

Tabla 88. Diseño a flexión - viga (25x30) cm.

DISEÑO DE LA VIGA (25x30) cm			
f_c	210	kg/cm ²	
f_y	4200	kg/cm ²	
β₁	0.85		
b	25	cm	
h	30	cm	
d	24.40	cm	
r	4	cm	
ÁREAS DE ACERO			
$A_{s\ min} = \frac{14}{f_y} * b * d$			
$A_{s\ máx} = 0.50 \left(0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{6120}{f_y + 6120} \right) b * d$			
As mín.	2.17	cm ²	
As máx.	6.53	cm ²	
NUDO			
As superior	4.05	cm ²	CUMPLE
As inferior	2.30	cm ²	CUMPLE
CENTRO			
As superior	2.17	cm ²	CUMPLE
As inferior	2.17	cm ²	CUMPLE
ACERO DE REFUERZO			
Refuerzo superior		Ø (mm)	
CENTRO		Diámetro	12
	# de varillas	2	As (cm²)
			2.26
			CUMPLE
Refuerzo superior		Ø (mm)	
NUDO (L/3)		Diámetro	16
	# de varillas	1	As (cm²)
			2.01
			CUMPLE
Refuerzo inferior		Ø (mm)	
	Diámetro	10	As (cm²)
	# de varillas	3	2.36
			CUMPLE

Tabla 89. Diseño a corte - viga (25x30) cm.

DISEÑO A CORTE				
CHEQUEO POR CORTANTE				
Vu	3.87		T	
Mu	2.64		T.m	
ρ	0.00664			
d	24.50		cm	
ϕ	0.75			
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DEL CONCRETO				
$V_{c1} = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$ $V_{c2} = \left(0.50 * \sqrt{f'c} + \frac{176 * \rho * V_u * d}{M_u} \right) b * d$ $V_{c3} = 0.93 * \sqrt{f'c} * b * d$				
Vc1	4704.26	kg	4695.03	kg
Vc2	4695.03	kg		
Vc3	8254.65	kg		
Si: $V_c \leq V_n$; necesita estribos. $V_n = \frac{V_u}{\phi}$				
Vn	5160.00	kg	Necesita estribos	
CHEQUEO POR CONFINAMIENTO				
$V_{s1} = V_n - V_c$ $V_{s2} = 1.10 * \sqrt{f'c} * b * d$				
Vs1	464.97	kg	464.97	kg
Vs2	9763.57	kg		
$V_{s\text{ máx}} = 2.20 * \sqrt{f'c} * b * d$				
Vs máx	19527.13	kg	CUMPLE	
Zona de confinamiento (2h)				
2h	60	cm	10	cm
s1	6.13	cm		
s2	6.00	cm		
s3	10.00	cm		
Zona céntrica				
s	12.25	cm	10	cm
ÁREA DE REFUERZO A CORTE				
$A_{v1} = \frac{3.50 * b * s}{f_y}$ $A_{v2} = \frac{V_s * s}{f_y * d}$ $A_{v3} = 0.20 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{f_y}$				
Av1	0.21	cm2	0.21	cm2
Av2	0.05	cm2		
Av3	0.17	cm2		
	ϕ (mm)	# ramales	Área (cm2)	
	10	2	1.57	CUMPLE

Tabla 90. Diseño a flexión - viga (30x45) cm.

DISEÑO DE LA VIGA (30x45) cm				
f'c	210		kg/cm2	
fy	4200		kg/cm2	
β1	0.85			
b	30		cm	
h	45		cm	
d	39.40		cm	
r	4		cm	
ÁREAS DE ACERO				
$A_{s\ min} = \frac{14}{f_y} * b * d$				
$A_{s\ máx} = 0.50 \left(0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{f_y} * \frac{6120}{f_y + 6120} \right) b * d$				
As mín.	4.10		cm2	
As máx.	12.66		cm2	
NUDO				
As superior	5.85		cm2	
As inferior	5.09		cm2	
CENTRO				
As superior	4.10		cm2	
As inferior	4.10		cm2	
ACERO DE REFUERZO				
Refuerzo superior	∅ (mm)			
CENTRO	Diámetro	14	12	As (cm2)
	# de varillas	2	1	4.21
				CUMPLE
Refuerzo superior	∅ (mm)			
NUDO (L/3)	Diámetro	16		As (cm2)
	# de varillas	1		2.01
				CUMPLE
Refuerzo inferior	∅ (mm)			
	Diámetro	16	12	As (cm2)
	# de varillas	2	1	5.15
				CUMPLE

Tabla 91. Diseño a corte - viga (30x45) cm.

DISEÑO A CORTE					
CHEQUEO POR CORTANTE					
V _u	6.35		T		
M _u	6.03		T.m		
ρ	0.00495				
d	39.20		cm		
∅	0.75				
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DEL CONCRETO					
$V_{c1} = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$ $V_{c2} = \left(0.50 * \sqrt{f'c} + \frac{176 * \rho * V_u * d}{M_u} \right) b * d$ $V_{c3} = 0.93 * \sqrt{f'c} * b * d$					
V _{c1}	9032.19	kg	8943.79	kg	
V _{c2}	8943.79	kg			
V _{c3}	15848.93	kg			
Si: $V_c \leq V_n$; necesita estribos. $V_n = \frac{V_u}{\phi}$					
V _n	8466.67	kg	No necesita estribos		
CHEQUEO POR CONFINAMIENTO					
$V_{s1} = V_n - V_c$ $V_{s2} = 1.10 * \sqrt{f'c} * b * d$					
V _{s1}	-477.13	kg	-477.13	kg	
V _{s2}	18746.04	kg			
$V_{s \text{ máx}} = 2.20 * \sqrt{f'c} * b * d$					
V _{s máx}	37492.09	kg	CUMPLE		
Zona de confinamiento (2h)					
2h	90	cm	10	cm	
s1	9.80	cm			
s2	8.40	cm			
s3	10.00	cm			
Zona céntrica					
s	19.60	cm	15	cm	
ÁREA DE REFUERZO A CORTE					
$A_{v1} = \frac{3.50 * b * s}{fy}$ $A_{v2} = \frac{V_s * s}{fy * d}$ $A_{v3} = 0.20 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{fy}$					
Av1	0.25	cm2	0.25	cm2	
Av2	-0.03	cm2			
Av3	0.21	cm2			
			∅ (mm)	# ramales	Área (cm2)
			10	2	1.57

CUMPLE

Tabla 92. Diseño a flexión - viga (30x20) cm.

DISEÑO DE LA VIGA (30x20) cm			
f _c	210	kg/cm ²	
f _y	4200	kg/cm ²	
β ₁	0.85		
b	30	cm	
h	20	cm	
d	14.40	cm	
r	4	cm	
ÁREAS DE ACERO			
$A_{s \min} = \frac{14}{f_y} * b * d$ $A_{s \max} = 0.50 \left(0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{6120}{f_y + 6120} \right) b * d$			
As min.	1.60	cm ²	
As máx.	4.63	cm ²	
NUDO			
As superior	1.60	cm ²	CUMPLE
As inferior	1.71	cm ²	CUMPLE
CENTRO			
As superior	1.60	cm ²	CUMPLE
As inferior	3.60	cm ²	CUMPLE
ACERO DE REFUERZO			
Refuerzo superior CENTRO	∅ (mm)		
# de varillas	2	2.26	CUMPLE
Refuerzo superior NUDO (L/3)	∅ (mm)		
# de varillas	0	0.00	CUMPLE
Refuerzo inferior	∅ (mm)		
# de varillas	1	3.80	CUMPLE

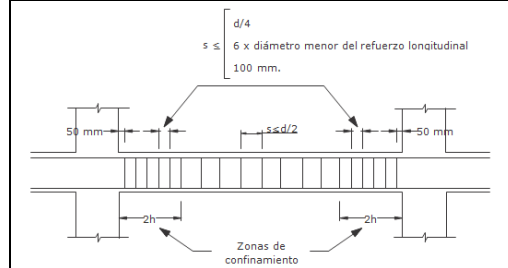
Tabla 93. Diseño a corte - viga (30x20) cm.

DISEÑO A CORTE		
CHEQUEO POR CORTANTE		
Vu	1.99	T
Mu	0.28	T.m
ρ	0.00833	
d	14.30	cm
ϕ	0.75	

CAPACIDAD RESISTENTE A CORTEL DE CONCRETO				
$V_{c1} = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$				
$V_{c2} = \left(0.50 * \sqrt{f'c} + \frac{176 * \rho * V_u * d}{M_u} \right) b * d$				
$V_{c3} = 0.93 * \sqrt{f'c} * b * d$				
Vc1	3294.90	kg	3294.90	kg
Vc2	3747.87	kg		
Vc3	5781.62	kg		
Si: $V_c \leq V_n$; necesita estribos. $V_n = \frac{V_u}{\phi}$				
Vn	2653.33	kg	No necesita estribos	

CHEQUEO POR CONFINAMIENTO				
$V_{s1} = V_n - V_c$				
$V_{s2} = 1.10 * \sqrt{f'c} * b * d$				
Vs1	-641.57	kg	-641.57	kg
Vs2	6838.48	kg		

$V_{s\text{máx}} = 2.20 * \sqrt{f'c} * b * d$				
Vs máx	13676.96	kg	CUMPLE	



Zona de confinamiento (2h)				
2h	40	cm		
s1	3.58	cm	10	cm
s2	7.20	cm		
s3	10.00	cm		
Zona céntrica				
s	7.15	cm	10	cm

ÁREA DE REFUERZO A CORTE				
$A_{v1} = \frac{3.50 * b * s}{f_y}$				
$A_{v2} = \frac{V_s * s}{f_y * d}$				
$A_{v3} = 0.20 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{f_y}$				

Av1	0.25	cm2	0.25	cm2	ϕ (mm)	# ramales	Área (cm2)
Av2	-0.11	cm2					
Av3	0.21	cm2					
					10	2	1.57

CUMPLE

Tabla 94. Diseño a flexión - viga (35x40) cm.

DISEÑO DE LA VIGA (35x40) cm			
f'c	210	kg/cm ²	
f_y	4200	kg/cm ²	
β₁	0.85		
b	35	cm	
h	40	cm	
d	34.40	cm	
r	4	cm	
ÁREAS DE ACERO			
$A_{s\ min} = \frac{14}{f_y} * b * d$			
$A_{s\ máx} = 0.50 \left(0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{f_y} * \frac{6120}{f_y + 6120} \right) b * d$			
As mín.	4.20	cm ²	
As máx.	12.90	cm ²	
NUDO			
As superior	4.20	cm ²	CUMPLE
As inferior	4.20	cm ²	CUMPLE
CENTRO			
As superior	4.22	cm ²	CUMPLE
As inferior	4.24	cm ²	CUMPLE
ACERO DE REFUERZO			
Refuerzo superior		Ø (mm)	
CENTRO			
Diámetro	14		As (cm²)
# de varillas	3		4.62
			CUMPLE
Refuerzo superior		Ø (mm)	
NUDO (L/3)			
Diámetro	0		As (cm²)
# de varillas	0		0.00
			CUMPLE
Refuerzo inferior		Ø (mm)	
Diámetro	14		As (cm²)
# de varillas	3		4.62
			CUMPLE

Tabla 95. Diseño a corte - viga (35x40) cm.

DISEÑO A CORTE					
CHEQUEO POR CORTANTE					
Vu	11.76		T		
Mu	3.15		T.m		
ρ	0.00352				
d	34.30		cm		
ϕ	0.75				
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DEL CONCRETO					
$V_{c1} = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$ $V_{c2} = \left(0.50 * \sqrt{f'c} + \frac{176 * \rho * V_u * d}{M_u} \right) b * d$ $V_{c3} = 0.93 * \sqrt{f'c} * b * d$					
Vc1	9220.36	kg	9220.36	kg	
Vc2	9651.26	kg			
Vc3	16179.11	kg			
Si: $V_c \leq V_n$; necesita estribos. $V_n = \frac{V_u}{\phi}$					
Vn	15680.00	kg	Necesita estribos		
CHEQUEO POR CONFINAMIENTO					
$V_{s1} = V_n - V_c$ $V_{s2} = 1.10 * \sqrt{f'c} * b * d$					
Vs1	6459.64	kg	6459.64	kg	
Vs2	19136.59	kg			
$V_{s\text{máx}} = 2.20 * \sqrt{f'c} * b * d$					
Vs máx	38273.18	kg	CUMPLE		
Zona de confinamiento (2h)					
2h	80	cm	10	cm	
s1	8.58	cm			
s2	8.40	cm			
s3	10.00	cm			
Zona céntrica					
s	17.15	cm	15	cm	
ÁREA DE REFUERZO A CORTE					
$A_{v1} = \frac{3.50 * b * s}{f_y}$ $A_{v2} = \frac{V_s * s}{f_y * d}$ $A_{v3} = 0.20 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{f_y}$					
Av1	0.29	cm2	0.45	cm2	
Av2	0.45	cm2			
Av3	0.24	cm2			
			ϕ (mm)	# ramales	Área (cm2)
			10	2	1.57
CUMPLE					

3.7.2. Diseño de columnas

Tabla 96. Columna B2 (45x45) cm.

DISEÑO DE LA COLUMNA (45x45) cm

Columna	B2		hn	3.00	m
f _c	210	kg/cm ²			
f _y	4200	kg/cm ²			
b	45	cm			
h	45	cm			
r	4	cm			
A _{st}	20.25	cm ²			
A _g	2025	cm ²			

PUNTO	Pu (T)	Mu (T.m)
1	232.42	0.00
2	187.00	10.08
3	142.60	16.69
4	83.57	21.58
5	0.00	14.79

CONTROL DE LA CUANTÍA		
$0.01 \leq \frac{A_{st}}{A_g} \leq 0.03$		
ρ_{min}	0.01	CUMPLE
$\rho_{m\acute{a}x}$	0.03	
A _{st} /A _g	0.01	

Por lo tanto la sección si cumple.

ACERO DE REFUERZO		
Ø (mm)	# varillas	A _s (cm ²)
18	8	20.36

CUMPLE

DISEÑO A CORTE		
CHEQUEO POR CORTANTE		
N _u	136.86	T
V _u	9.91	T
d	39.10	cm
Ø	0.75	

CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DEL CONCRETO				
$V_{c1} = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$				
$V_{c2} = 0.53 * \left(1 + \frac{0.0071 * N_u}{A_g}\right) \sqrt{f'c} * b * d$				
V _{c1}	13513.72	kg	13513.72	kg
V _{c2}	19998.34	kg		
Si: $V_c \leq V_n$; necesita estribos.			$V_n = \frac{V_u}{\phi}$	
V _n	13213.33	kg	No necesita estribos	

CHEQUEO POR CAPACIDAD			
$V_{cp} = \frac{M_{pte} + M_{cab}}{L_u}$			
M _{pie}	4.20	T.m	L _u (m)
M _{cab}	5.46	T.m	
V _{cp}	3715.38	kg	
Si: $V_{cp} \leq V_n$; necesita estribos.			$V_n = \frac{V_u}{\phi}$
V _n	13213.33	kg	Necesita estribos

Tabla 97. Columna B2 (45x45) cm.

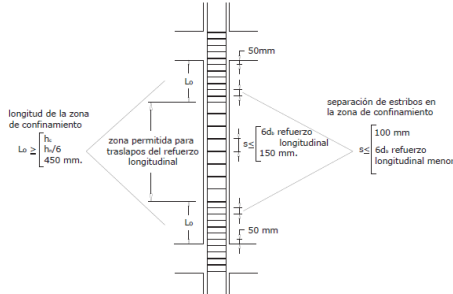
La separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal del elemento no debe exceder la menor de (a), (b), y (c):

- (a) La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento,
- (b) Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor, y
- (c) s_o , definido por

$$s_o = 100 * \left(\frac{350 - h_c}{3} \right)$$

Donde:

- s_o Espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal dentro de una longitud L_o (mm); s_o no debe ser mayor a 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm,
- h_c Espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos.



Longitud de la zona de confinamiento (Lo)

Lo1	45.00	cm	50	cm
Lo2	50.00	cm		
Lo3	45.00	cm		

Zona de confinamiento

so1	11.25	cm	10	cm
so2	10.80	cm		
so3	10.00	cm		
so4	10.00	cm		

Zona céntrica

s1	10.80	cm	10	cm
s2	15.00	cm		

CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DEL ACERO

$$V_{s1} = V_n - V_{cp}$$

$$V_{s2} = 1.10 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Vs1	9497.95	kg	9497.95	kg
Vs2	28047.34	kg		

$$V_{s\text{m}\acute{a}\text{x}} = 2.20 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Vs máx	56094.67	kg	CUMPLE	
--------	----------	----	--------	--

ÁREA DE REFUERZO A CORTE

$A_v = \frac{V_s * s}{f_y * d}$			ϕ (mm)	# ramales	Área (cm ²)
Av	0.58	cm ²	10	2	1.57

CUMPLE

CHEQUEO POR CONFINAMIENTO

$$A_{sh1} = 0.30 * \frac{s * b_c * f'c}{f_y} * \left[\left(\frac{A_g}{A_c} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh2} = 0.09 * \frac{s * b_c * f'c}{f_y}$$

Ac	1369.00	cm ²	2.59	cm ²	ϕ (mm)	# ramales	Área (cm ²)
bc	36.00	cm					
As1	2.59	cm ²	2.59	cm ²	10	4	3.14
As2	1.62	cm ²					

CUMPLE

Tabla 98. Columna C3 (40x40) cm.

DISEÑO DE LA COLUMNA (40x40) cm				
Columna	C3		hn	3.00 m
f _c	210	kg/cm ²		
f _y	4200	kg/cm ²		
b	40	cm		
h	40	cm		
r	4	cm		
A _{st}	16.00	cm ²		
A _g	1600	cm ²		

CONTROL DE LA CUANTÍA		
$0.01 \leq \frac{A_{st}}{A_g} \leq 0.03$		
ρ _{min}	0.01	CUMPLE
ρ _{máx}	0.03	
A _{st} /A _g	0.01	

ACERO DE REFUERZO		
φ (mm)	# varillas	As (cm ²)
16	8	16.08

CUMPLE

DISEÑO A CORTE		
CHEQUEO POR CORTANTE		
N _u	65.52	T
V _u	5.07	T
d	34.20	cm
φ	0.75	

CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DEL CONCRETO				
$V_{c1} = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$				
$V_{c2} = 0.53 * \left(1 + \frac{0.0071 * N_u}{A_g}\right) \sqrt{f'_c} * b * d$				
V _{c1}	10506.83	kg	10506.83	kg
V _{c2}	13561.64	kg		
Si: $V_c \leq V_n$; necesita estribos.			$V_n = \frac{V_u}{\phi}$	
V _n	6760.00	kg	No necesita estribos	

CHEQUEO POR CAPACIDAD			
$V_{cp} = \frac{M_{pie} + M_{cab}}{L_u}$			
M _{pie}	5.11	T.m	L _u (m)
M _{cab}	6.30	T.m	2.60
V _{cp}	4388.46	kg	
Si: $V_{cp} \leq V_n$; necesita estribos.			$V_n = \frac{V_u}{\phi}$
V _n	6760.00	kg	Necesita estribos

PUNTO	Pu (T)	Mu (T.m)
1	183.64	0.00
2	147.97	6.97
3	108.29	12.01
4	66.03	15.00
5	0.00	10.23

COLUMNA C3

PUNTO EVALUADO	65.52	1.56
----------------	-------	------

Tabla 99. Columna C3 (40x40) cm.

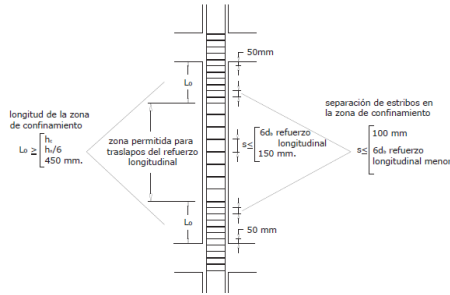
La separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal del elemento no debe exceder la menor de (a), (b), y (c):

- (a) La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento,
- (b) Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor, y
- (c) s_0 , definido por

$$s_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right)$$

Donde:

- s_0 Espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal dentro de una longitud L_0 (mm); s_0 no debe ser mayor a 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.
- h_x Espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos.



Longitud de la zona de confinamiento (Lo)

Lo1	40.00	cm	50	cm
Lo2	50.00	cm		
Lo3	45.00	cm		

Zona de confinamiento

so1	10.00	cm	10	cm
so2	9.60	cm		
so3	11.33	cm		
so4	10.00	cm		

Zona céntrica

s1	9.60	cm	10	cm
s2	15.00	cm		

CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DEL ACERO

$$V_{s1} = V_n - V_{cp}$$

$$V_{s2} = 1.10 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Vs1	2371.54	kg	2371.54	kg
Vs2	21806.62	kg		

$$V_{s\text{máx}} = 2.20 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Vs máx	43613.25	kg	CUMPLE	
--------	----------	----	--------	--

ÁREA DE REFUERZO A CORTE

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

A_v	0.17	cm ²	Ø (mm)	# ramales	Área (cm ²)
			10	2	1.57

CUMPLE

CHEQUEO POR CONFINAMIENTO

$$A_{sh1} = 0.30 * \frac{s * b_c * f'c}{f_y} * \left[\left(\frac{A_g}{A_c} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh2} = 0.09 * \frac{s * b_c * f'c}{f_y}$$

Ac	1024.00	cm ²	2.62	cm ²	Ø (mm)	# ramales	Área (cm ²)
bc	31.00	cm					
As1	2.62	cm ²					
As2	1.40	cm ²					
					10	4	3.14

CUMPLE

Tabla 100. Columna B5 (45x50) cm; análisis en sentido X-X.

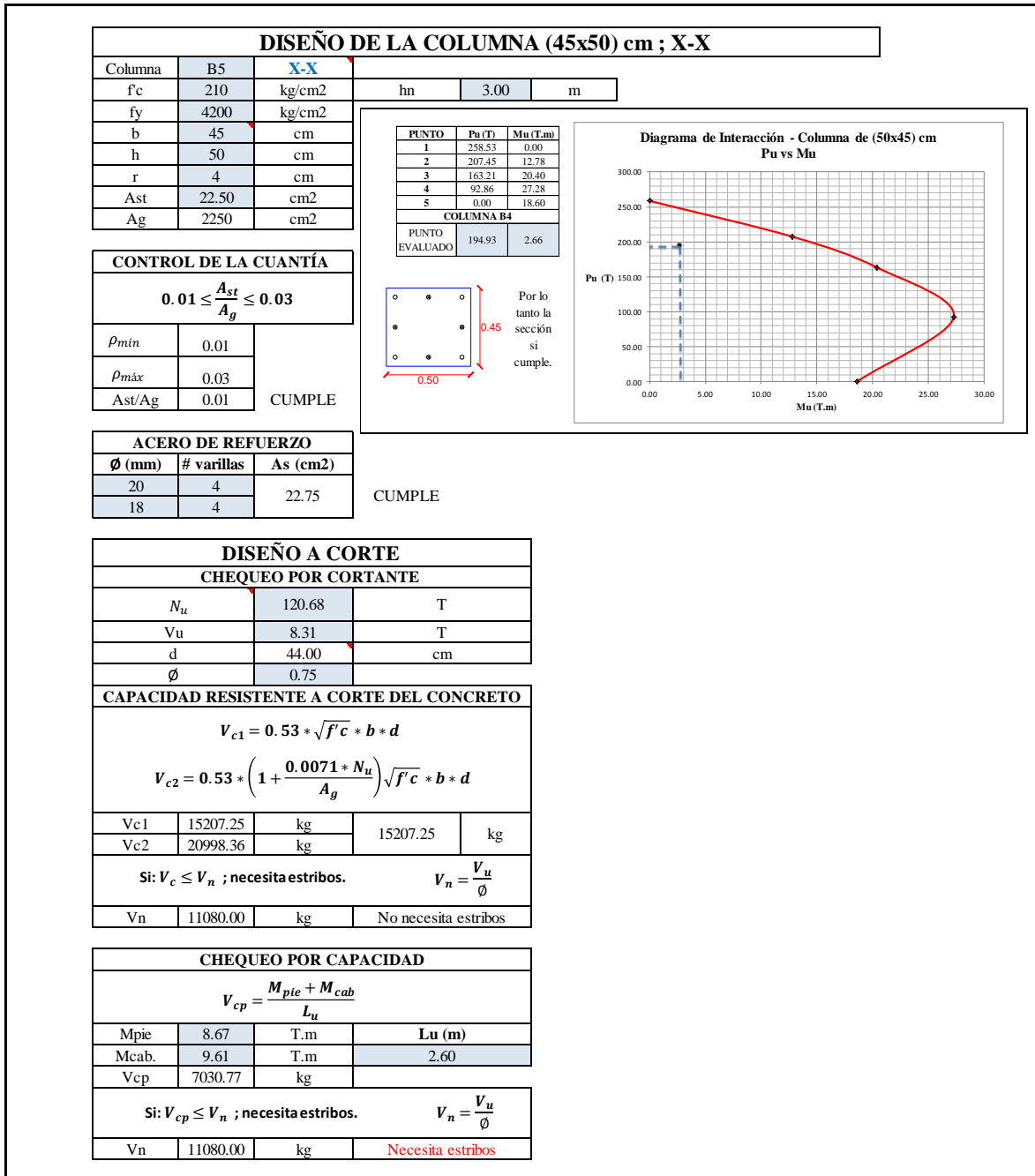


Tabla 101. Columna B5 (45x50) cm; análisis en sentido X-X.

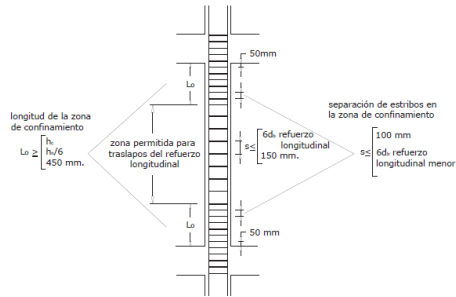
La separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal del elemento no debe exceder la menor de (a), (b), y (c):

- (a) La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento,
- (b) Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor, y
- (c) s_o , definido por

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right)$$

Donde:

- s_o Espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal dentro de una longitud L_o (mm); s_o no debe ser mayor a 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.
- h_x Espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos.



Longitud de la zona de confinamiento (Lo)

Lo1	50.00	cm	50	cm
Lo2	50.00	cm		
Lo3	45.00	cm		

Zona de confinamiento

so1	11.25	cm	10	cm
so2	10.80	cm		
so3	10.00	cm		
so4	10.00	cm		

Zona céntrica

s1	10.80	cm	10	cm
s2	15.00	cm		

CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DEL ACERO

$$V_{s1} = V_n - V_{cp}$$

$$V_{s2} = 1.10 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Vs1	4049.23	kg	4049.23	kg
Vs2	31562.22	kg		

$$V_{s \text{ máx}} = 2.20 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Vs máx	63124.44	kg	CUMPLE	
--------	----------	----	--------	--

ÁREA DE REFUERZO A CORTE

$A_v = \frac{V_s * s}{f_y * d}$			Ø (mm)	# ramales	Área (cm2)
Av	0.22	cm2	10	2	1.57

CUMPLE

CHEQUEO POR CONFINAMIENTO

$$A_{sh1} = 0.30 * \frac{s * b_c * f'c}{f_y} * \left[\left(\frac{A_g}{A_c} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh2} = 0.09 * \frac{s * b_c * f'c}{f_y}$$

Ac	1554.00	cm2	2.75	cm2	Ø (mm)	# ramales	Área (cm2)
bc	41.00	cm					
As1	2.75	cm2					
As2	1.845	cm2					
			10	4	3.14		

CUMPLE

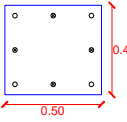
Tabla 102. Columna B5 (50x45) cm; análisis en sentido Y-Y.

DISEÑO DE LA COLUMNA (50x45) cm ; Y-Y

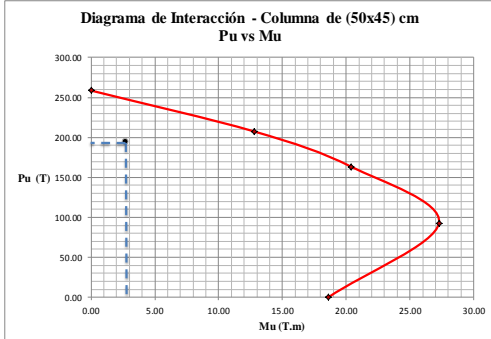
Columna	B5	Y-Y	hn	3.00	m
f _c	210	kg/cm ²			
f _y	4200	kg/cm ²			
b	50	cm			
h	45	cm			
r	4	cm			
A _{st}	22.50	cm ²			
Ag	2250	cm ²			

PUNTO	Pu (T)	Mu (T.m)
1	258.53	0.00
2	207.45	12.78
3	163.21	20.40
4	92.86	27.28
5	0.00	18.60

COLUMNA B4	
PUNTO EVALUADO	
194.93	2.66



Por lo tanto la sección si cumple.



CONTROL DE LA CUANTÍA

$0.01 \leq \frac{A_{st}}{A_g} \leq 0.03$

ρ_{min}	0.01	CUMPLE
$\rho_{m\acute{a}x}$	0.03	
A _{st} /A _g	0.01	

ACERO DE REFUERZO

∅ (mm)	# varillas	As (cm ²)
20	4	22.75
18	4	

CUMPLE

DISEÑO A CORTE

CHEQUEO POR CORTANTE

N _u	120.68	T
V _u	6.40	T
d	39.00	cm
∅	0.75	

CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DEL CONCRETO

$$V_{c1} = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_{c2} = 0.53 * \left(1 + \frac{0.0071 * N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'c} * b * d$$

V _{c1}	14976.84	kg	14976.84	kg
V _{c2}	20680.20	kg		

Si: $V_c \leq V_n$; necesita estribos. $V_n = \frac{V_u}{\phi}$

V _n	8533.33	kg	No necesita estribos
----------------	---------	----	----------------------

CHEQUEO POR CAPACIDAD

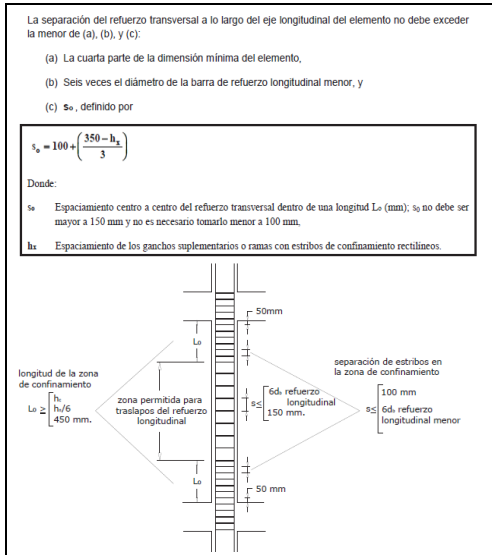
$$V_{cp} = \frac{M_{pie} + M_{cab}}{L_u}$$

M _{pie}	6.9	T.m	L _u (m)
M _{cab.}	7.18	T.m	
V _{cp}	5415.38	kg	

Si: $V_c \leq V_n$; necesita estribos. $V_n = \frac{V_u}{\phi}$

V _n	8533.33	kg	Necesita estribos
----------------	---------	----	-------------------

Tabla 103. Columna B5 (50x45) cm; análisis en sentido Y-Y.



Longitud de la zona de confinamiento (Lo)				
Lo1	50.00	cm	50	cm
Lo2	50.00	cm		
Lo3	45.00	cm		
Zona de confinamiento				
so1	11.25	cm	10	cm
so2	10.80	cm		
so3	10.00	cm		
so4	10.00	cm		
Zona céntrica				
s1	10.80	cm	10	cm
s2	15.00	cm		
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DEL ACERO				
$V_{s1} = V_n - V_{cp}$				
$V_{s2} = 1.10 * \sqrt{f'c} * b * d$				
Vs1	3117.95	kg	3117.95	kg
Vs2	31084.00	kg		
$V_{s\text{ máx}} = 2.20 * \sqrt{f'c} * b * d$				
Vs máx	62168.01	kg	CUMPLE	

ÁREA DE REFUERZO A CORTE					
$A_v = \frac{V_s * s}{f_y * d}$			Ø (mm)	# ramales	Área (cm2)
Av	0.19	cm2	10	2	1.57

CUMPLE

CHEQUEO POR CONFINAMIENTO				
$A_{sh1} = 0.30 * \frac{s * b_c * f'c}{f_y} * \left[\left(\frac{A_g}{A_c} \right) - 1 \right]$				
$A_{sh2} = 0.09 * \frac{s * b_c * f'c}{f_y}$				

Ac	1554.00	cm2	2.42	cm2	Ø (mm)	# ramales	Área (cm2)
bc	36.00	cm					
As1	2.42	cm2					
As2	1.62	cm2					
					10	4	3.14

CUMPLE

Tabla 104. Columna B3 (60x60) cm.

DISEÑO DE LA COLUMNA (60x60) cm

Columna	B3		hn	3.00	m
f_c	210	kg/cm ²			
f_y	4200	kg/cm ²			
b	60	cm			
h	60	cm			
r	4	cm			
As	59.17	cm ²			
Ag	3600	cm ²			

PUNTO	Pu (T)	Mu (T.m)
1	472.73	0.00
2	369.30	32.94
3	317.56	45.02
4	269.18	66.60
5	0.00	6.05

COLUMNA B3		
PUNTO EVALUADO	276.28	7.20

CONTROL DE LA CUANTÍA		
$0.01 \leq \frac{A_{st}}{A_g} \leq 0.03$		
ρ_{min}	0.01	CUMPLE
$\rho_{máx}$	0.03	
As/Ag	0.0164361	

ACERO DE REFUERZO		
ϕ (mm)	# varillas	As (cm ²)
20	4	63.46
18	20	

CUMPLE

DISEÑO A CORTE

CHEQUEO POR CORTANTE

N_u	276.28	T
V_u	4.78	T
d	54.00	cm
ϕ	0.75	

CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DEL CONCRETO

$$V_{c1} = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_{c2} = 0.53 \cdot \left(1 + \frac{0.0071 \cdot N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Vc1	24884.59	kg	24884.59	kg
Vc2	38443.85	kg		

Si: $V_c \leq V_n$; necesita estribos. $V_n = \frac{V_u}{\phi}$

Vn	6373.33	kg	No necesita estribos
----	---------	----	----------------------

CHEQUEO POR CAPACIDAD

$$V_{cp} = \frac{M_{pie} + M_{cab}}{L_u}$$

Mpie	3.51	T.m	Lu (m)
Mcab.	7.47	T.m	
Vcp	4223.08	kg	

Si: $V_{cp} \leq V_n$; necesita estribos. $V_n = \frac{V_u}{\phi}$

Vn	6373.33	kg	Necesita estribos
----	---------	----	-------------------

110

Tabla 105. Columna B3 (60x60) cm.

La separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal del elemento no debe exceder la menor de (a), (b), y (c):

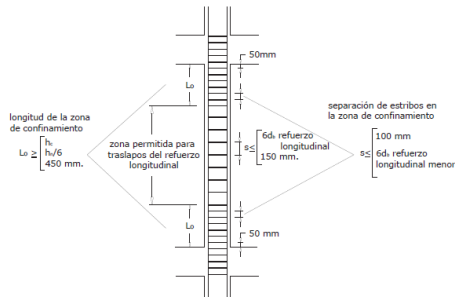
- (a) La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento,
- (b) Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor, y
- (c) s_o , definido por

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right)$$

Donde:

s_o Espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal dentro de una longitud L_o (mm); s_o no debe ser mayor a 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.

h_x Espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos.



Longitud de la zona de confinamiento (L_o)

Lo1	60.00	cm	60	cm
Lo2	50.00	cm		
Lo3	45.00	cm		

Zona de confinamiento

so1	15.00	cm	10	cm
so2	10.80	cm		
so3	10.00	cm		
so4	10.00	cm		

Zona céntrica

s1	10.80	cm	10	cm
s2	15.00	cm		

CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DEL ACERO

$$V_{s1} = V_n - V_{cp}$$

$$V_{s2} = 1.10 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Vs1	2150.26	kg	2150.26	kg
Vs2	51647.27	kg		

$$V_{s\text{m}\acute{a}x} = 2.20 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Vs máx	103294.53	kg	CUMPLE	
--------	-----------	----	--------	--

ÁREA DE REFUERZO A CORTE

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

A_v	0.09	cm ²	10	# ramales	2	Área (cm ²)	1.57
-------	------	-----------------	----	-----------	---	-------------------------	------

CUMPLE

CHEQUEO POR CONFINAMIENTO

$$A_{sh1} = 0.30 * \frac{s * b_c * f'c}{f_y} * \left[\left(\frac{A_g}{A_c} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh2} = 0.09 * \frac{s * b_c * f'c}{f_y}$$

A_c	2704.00	cm ²	2.53	cm ²	10	# ramales	4	Área (cm ²)	3.14
b_c	51.00	cm							
A_{s1}	2.53	cm ²							
A_{s2}	2.295	cm ²							

CUMPLE

Tabla 106. Columna A2-B2 (45x45) cm, con efectos de columna corta.

DISEÑO DE COLUMNAS CON EFECTOS DE COLUMNA CORTA (45x45) cm			
Columna	A2 - B2		
f _c	210	kg/cm ²	
f _y	4200	kg/cm ²	
b	45	cm	
h	45	cm	
r	4	cm	
A _s	20.25	cm ²	
A _g	2025	cm ²	
CONTROL DE LA CUANTÍA			
$0.01 \leq \frac{A_{st}}{A_g} \leq 0.03$			
ρ _{min}	0.01		CUMPLE
ρ _{máx}	0.03		
A _{st} /A _g	0.01		
ACERO DE REFUERZO			
Ø (mm)	# varillas	A _s (cm ²)	
18	8	20.36	CUMPLE
DISEÑO A CORTE			
CHEQUEO POR CORTANTE			
N _u	136.86	T	
V _u	9.91	T	
d	39.10	cm	
Ø	0.75		
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DEL CONCRETO			
$V_{c1} = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$			
$V_{c2} = 0.53 * \left(1 + \frac{0.0071 * N_u}{A_g}\right) \sqrt{f'c} * b * d$			
V _{c1}	13513.72	kg	13513.72 kg
V _{c2}	19998.34	kg	
Si: $V_c \leq V_n$; necesita estribos. $V_n = \frac{V_u}{\phi}$			
V _n	13213.33	kg	No necesita estribos
CHEQUEO POR CAPACIDAD			
$V_{cp} = \frac{M_{pie} + M_{cab}}{L_u}$			
M _{pie}	7.42	T.m	L _u (m)
M _{cab}	2.94	T.m	2.60
V _{cp}	3984.62	kg	
Si: $V_{cp} \leq V_n$; necesita estribos. $V_n = \frac{V_u}{\phi}$			
V _n	13213.33	kg	Necesita estribos

Tabla 107. Columna A2-B2 (45x45) cm, con efectos de columna corta.

<p>4.3.5. Columnas cortas</p> <p>Cuando existan muros o paredes integrados a las columnas, que producen "columnas cortas" que sean parte del sistema estructural sismo resistente, se considera como altura libre de la "columna corta" el claro producido por las paredes interrumptas.</p> <p>Son casos no deseables. En caso de que sean inevitables, los requisitos de diseño son los siguientes:</p> <ul style="list-style-type: none"> Se disminuirá el espaciamiento máximo entre los estribos a 4 veces el diámetro de la varilla longitudinal ($S \leq 4d$) sin exceder de 100 mm, en toda la altura de la "columna corta". Se realizará un diseño por capacidad de estos elementos. Además de verificar la estabilidad y la capacidad de distorsión global del edificio sean similares a los de un edificio regular, de lo contrario no se emplearán estos elementos. 								
Zona de confinamiento								
s1	7.20	cm	7	cm				
s2	10.00	cm						
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DEL ACERO								
$V_{s1} = V_n - V_{cp}$								
$V_{s2} = 1.10 * \sqrt{f'c} * b * d$								
Vs1	9228.72	kg	9228.72	kg				
Vs2	28047.34	kg						
$V_{s\text{máx}} = 2.20 * \sqrt{f'c} * b * d$								
Vs máx	56094.67	kg	CUMPLE					
ÁREA DE REFUERZO A CORTE								
$A_v = \frac{V_s * s}{f_y * d}$			ϕ (mm)	# ramales	Área (cm2)			
Av	0.39	cm2	10	2	1.57	CUMPLE		
CHEQUEO POR CONFINAMIENTO								
$A_{sh1} = 0.30 * \frac{s * b_c * f'c}{f_y} * \left[\left(\frac{A_g}{A_c} \right) - 1 \right]$								
$A_{sh2} = 0.09 * \frac{s * b_c * f'c}{f_y}$								
Ac	1369.00	cm2	1.81	cm2	ϕ (mm)	# ramales	Área (cm2)	
bc	36.00	cm			10	4	3.14	
As1	1.81	cm2						
As2	1.13	cm2						
CUMPLE								

3.7.2.1. Chequeo de aplastamiento en columnas

Tabla 108. Diagrama de Interacción – Columna C3 (40x40) cm.

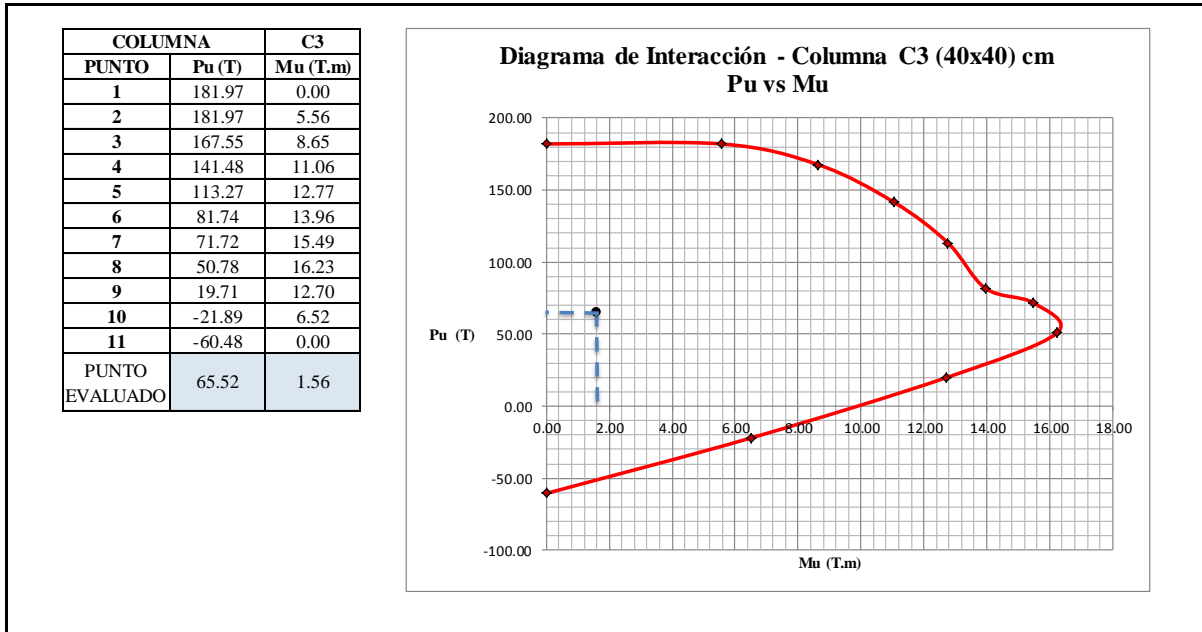


Tabla 109. Diagrama de Interacción – Columna B2 (45x45) cm.

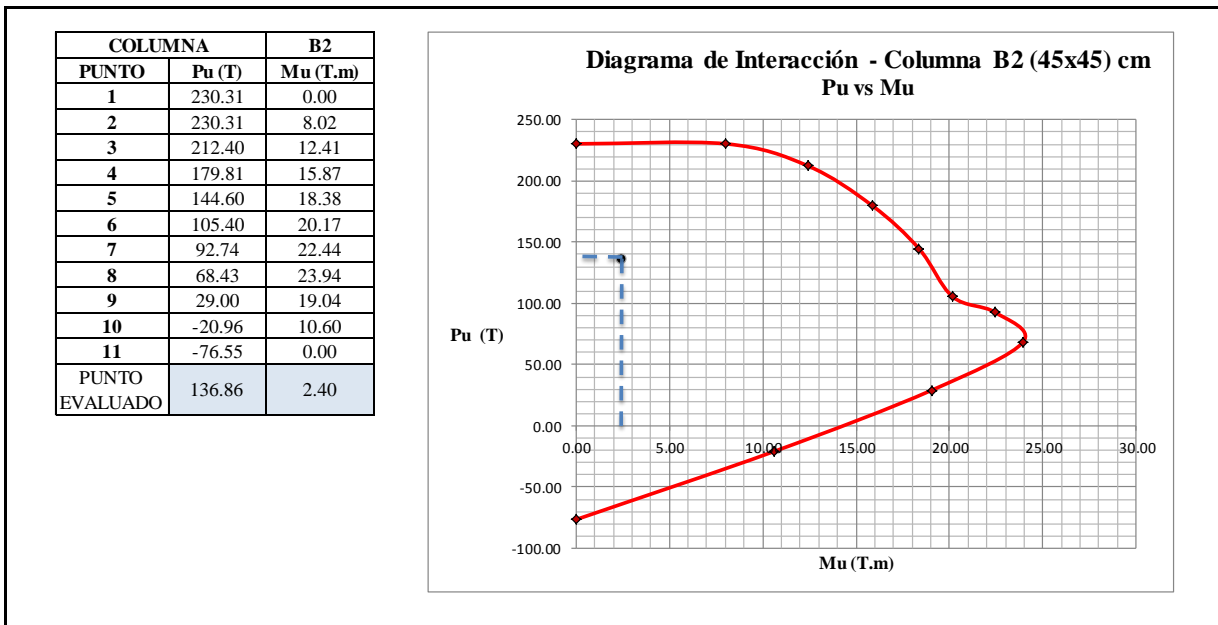


Tabla 110. Diagrama de Interacción – Columna B4 (50x45) cm.

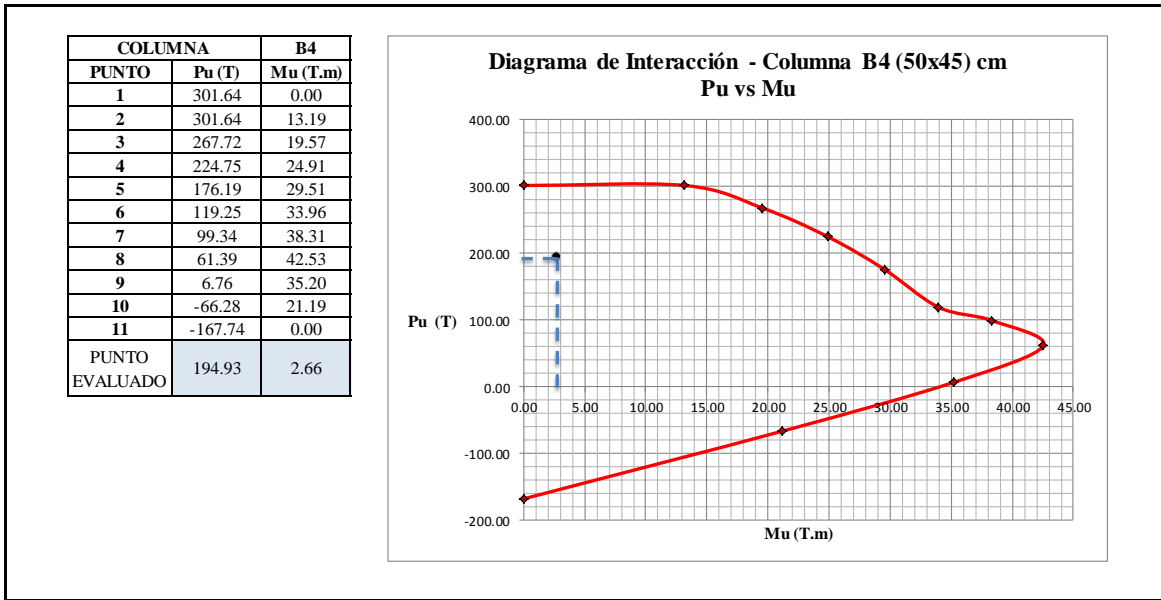
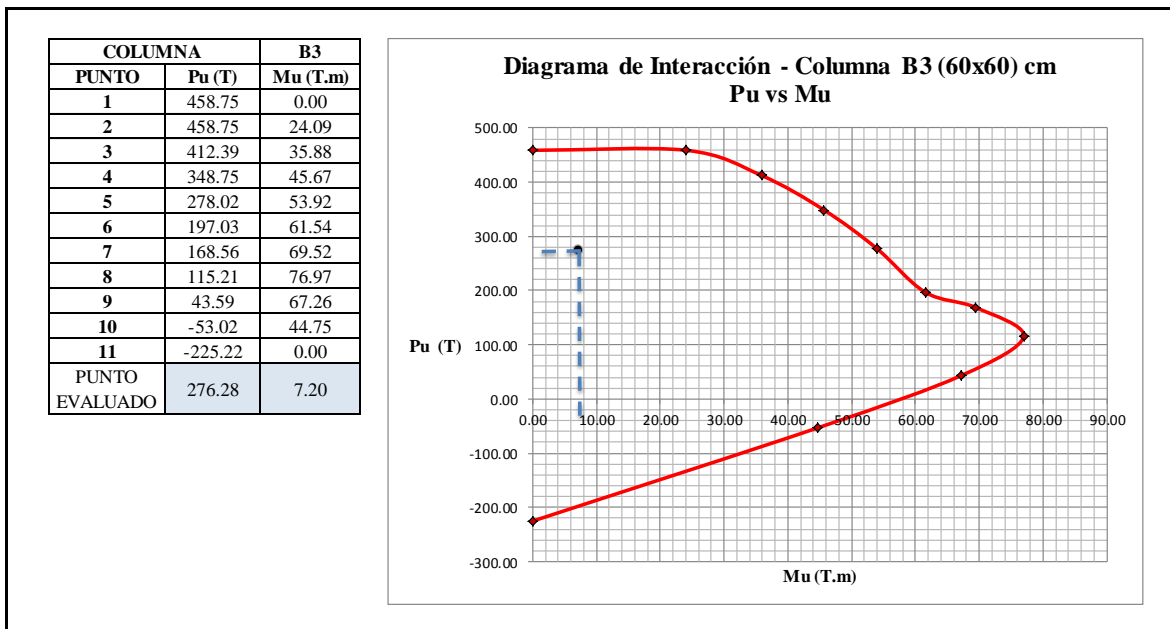


Tabla 111. Diagrama de Interacción – Columna B3 (60x60) cm.



3.7.3. Diseño de muros de corte

Tabla 112. Muro de corte – $l_w=3.30$ m.

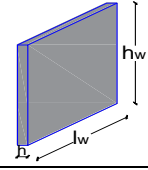
DISEÑO DEL MURO DE CORTE - $l_w=3.30$ m			
f _c	210	kg/cm ²	
f _y	4200	kg/cm ²	
r	4	cm	
β ₁	0.85		
			
Esesor mínimo del muro de corte (h)			
h _w	3.00	m	
l _w	3.30	m	
$h_1 = \frac{h_w}{25}$; $h_2 = \frac{l_w}{25}$; $h_3 = 10$ cm			
h ₁	12.00	cm	14.00
h ₂	13.20	cm	
h ₃	10.00	cm	
Esesor colocado			
h	25.00	cm	CUMPLE
CASOS PARA EL DISEÑO DE MUROS DE CORTE			
M _u	452.30	T.m	
V _u	102.13	T	
<p>Caso 1: $\frac{M}{V * l_w} \geq 2$</p> <p>Caso 2: $\frac{M}{V * l_w} < 2$</p>			
1.34	DISEÑO CON EL CASO 2		
CUANTÍA MÍNIMA			
$\rho_l \geq 0.0025$			
$\rho_t \geq 0.0025$			
ρ _{min}	0.0025		
ELEMENTOS DE BORDE			
N _u	204.64	T	
$c = \left(\frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} \right) l_w$			
$w = \frac{\rho_l f_y}{f'_c}$; $\alpha = \frac{N_u}{l_w * h * f'_c}$			
w	0.05		
α	0.118		
c	67.45	cm	
$c \geq \frac{l_w}{600 * \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)}$			
δ _u	15.67	mm	
h _w	3000	mm	
$\delta_u/h_w \geq 0.007$			
δ _u /h _w	0.007		
≥	78.57	cm	NO NECESITA

Tabla 113. Diseño a compresión, flexión y corte - Muro de corte – lw=3.30 m.

Fuerza sísmica (T)		Carga axial (T)	Altura de piso (m)	#Piso	Fuerza sísmica (T)		Carga axial (T)	Altura de piso (m)	#Piso
	17.11	34.90		3		20.67	34.13		6
	20.15	37.70	2.60	2		27.80	27.01	2.60	5
	4.38	41.82	2.60	1		20.72	29.08	2.60	4
			3.00					2.60	

DISEÑO POR COMPRESIÓN		
$\phi P_n = 0.55\phi \cdot f'c \cdot A_g \left[1 - \left(\frac{kl_c}{32h} \right)^2 \right]; N, mm$		
ϕ	0.65	
k	1	
kl	3.00	m
ϕP_n	532270.02	kg
Pu	114420.00	kg
$\phi P_n > P_u$ CUMPLE		

DISEÑO A FLEXIÓN		
M_u	114.42	T
M_u'	452.30	T.m
ϕ	0.90	
$A_s = \frac{M_u'}{\phi \cdot f_y \cdot d}; d = 0.80l_w$		
d	264.00	cm
A_s	45.32	cm ²
A_{sT}	135.97	cm ²
Mu	813.42	T.m
$M_u \geq M_u'$ CUMPLE		

DISEÑO A CORTE		
CORTE MÁXIMO ADMISIBLE		
$V_u = 2.65\sqrt{f'c} \cdot h \cdot d$		
Vn	253454.18	kg
Vu	41640.00	kg
ϕ	0.75	
ϕV_n	190090.63	kg
$\phi V_n \geq V_u$ CUMPLE		
SECCIÓN CRÍTICA POR CORTE		
$h_{sc1} \leq \frac{l_w}{2} \quad h_{sc2} \leq \frac{h_w}{2}$		
hsc1	1.65	m
hsc2	1.50	m
Vu crítico	102.12	T
$v_u' = \frac{V_u \text{ crítico}}{\phi \cdot d \cdot h} \quad v_u = 2.70\sqrt{f'c}$		
v_u'	3.44	kg/cm ²
v_u	39.13	kg/cm ²
$v_u > v_u'$ CUMPLE		
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DE CONCRETO		
$V_{c1} = 0.88\sqrt{f'c} + \frac{N_u \cdot d}{4l_w}$		
$V_{c2} = \left[0.16\sqrt{f'c} + \frac{l_w \left(0.33\sqrt{f'c} + 0.20 \frac{N_u}{l_w \cdot h} \right)}{\frac{M_u \cdot l_w}{V_u \cdot 2}} \right] hd$		
Vc1	22896.75	kg
Vc2	24504.64	kg

REFUERZO HORIZONTAL		
$A_{sh} = \frac{(V_u - V_c)s}{f_y \cdot d}$		
s	10	cm
Asb	2.08	cm ²
ϕ (mm)	12	#varillas
	1.84	#varillas
	2	

REFUERZO VERTICAL		
Control de la cuantía		
$\rho_{11} = 0.0025 + 0.50 \cdot \left(2.50 - \frac{h_w}{l_w} \right) \cdot (\rho_1 - 0.0025)$		
$\rho_{12} = 0.0025$		
ρ_{11}	0.0025	0.0025
ρ_{12}	0.0025	
Área de acero		
$A_{sv} = \rho_1 \cdot b \cdot h; b = 1m$		
Asv	6.25	cm ²
ϕ (mm)	16	#varillas
	3.11	#varillas
	4	s (cm)
	25	

DISEÑO POR COMPRESIÓN		
$\phi P_n = 0.55\phi \cdot f'c \cdot A_g \left[1 - \left(\frac{kl_c}{32h} \right)^2 \right]; N, mm$		
ϕ	0.65	
k	1	
kl	2.60	m
ϕP_n	553947.93	kg
Pu	90220.00	kg
$\phi P_n > P_u$ CUMPLE		

DISEÑO A FLEXIÓN		
M_u	90.22	T
M_u'	157.49	T.m
ϕ	0.90	
$A_s = \frac{M_u'}{\phi \cdot f_y \cdot d}; d = 0.80l_w$		
d	264.00	cm
A_s	15.78	cm ²
A_{sT}	47.35	cm ²
Mu	345.05	T.m
$M_u \geq M_u'$ CUMPLE		

DISEÑO A CORTE		
CORTE MÁXIMO ADMISIBLE		
$V_u = 2.65\sqrt{f'c} \cdot h \cdot d$		
Vn	253454.18	kg
Vu	69240.00	kg
ϕ	0.75	
ϕV_n	190090.63	kg
$\phi V_n \geq V_u$ CUMPLE		
SECCIÓN CRÍTICA POR CORTE		
$h_{sc1} \leq \frac{l_w}{2} \quad h_{sc2} \leq \frac{h_w}{2}$		
hsc1	1.65	m
hsc2	1.50	m
Vu crítico	69.24	T
$v_u' = \frac{V_u \text{ crítico}}{\phi \cdot d \cdot h} \quad v_u = 2.70\sqrt{f'c}$		
v_u'	2.33	kg/cm ²
v_u	39.13	kg/cm ²
$v_u > v_u'$ CUMPLE		
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DE CONCRETO		
$V_{c1} = 0.88\sqrt{f'c} + \frac{N_u \cdot d}{4l_w}$		
$V_{c2} = \left[0.16\sqrt{f'c} + \frac{l_w \left(0.33\sqrt{f'c} + 0.20 \frac{N_u}{l_w \cdot h} \right)}{\frac{M_u \cdot l_w}{V_u \cdot 2}} \right] hd$		
Vc1	18056.75	kg
Vc2	60840.38	kg

REFUERZO HORIZONTAL		
$A_{sh} = \frac{(V_u - V_c)s}{f_y \cdot d}$		
s	10	cm
Asb	2.12	cm ²
ϕ (mm)	12	#varillas
	1.88	#varillas
	2	

REFUERZO VERTICAL		
Control de la cuantía		
$\rho_{11} = 0.0025 + 0.50 \cdot \left(2.50 - \frac{h_w}{l_w} \right) \cdot (\rho_1 - 0.0025)$		
$\rho_{12} = 0.0025$		
ρ_{11}	0.0025	0.0025
ρ_{12}	0.0025	
Área de acero		
$A_{sv} = \rho_1 \cdot b \cdot h; b = 1m$		
Asv	6.25	cm ²
ϕ (mm)	16	#varillas
	3.11	#varillas
	4	s (cm)
	25	

Tabla 114. Muro de corte – lw=2.30 m.

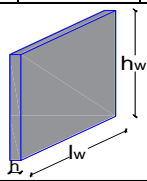
DISEÑO DEL MURO DE CORTE - lw=2.30 m			
f_c	210	kg/cm ²	
f_y	4200	kg/cm ²	
r	4	cm	
β_1	0.85		
			
Espesor mínimo del muro de corte (h)			
h_w	3.00	m	
l_w	2.30	m	
$h_1 = \frac{h_w}{25} ; h_2 = \frac{l_w}{25} ; h_3 = 10 \text{ cm}$			
h_1	12.00	cm	12.00
h_2	9.20	cm	
h_3	10.00	cm	
Espesor colocado			
h	25.00	cm	cm
CUMPLE			
CASOS PARA EL DISEÑO DE MUROS DE CORTE			
M_u	283.70	T.m	
V_u	64.20	T	
<p><i>Caso 1:</i> $\frac{M}{V * l_w} \geq 2$</p> <p><i>Caso 2:</i> $\frac{M}{V * l_w} < 2$</p>			
1.92	DISEÑO CON EL CASO 2		
CUANTÍA MÍNIMA			
$\rho_l \geq 0.0025$			
$\rho_t \geq 0.0025$			
ρ_{min}	0.0025		
ELEMENTOS DE BORDE			
N_u	285.84	T	
$c = \left(\frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} \right) l_w$			
$w = \frac{\rho_l f_y}{f'_c} ; \alpha = \frac{N_u}{l_w * h * f'_c}$			
w	0.05		
α	0.237		
c	80.18	cm	
$c \geq \frac{l_w}{600 * \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)}$			
δ_u	24.74	mm	
h_w	3000	mm	
$\delta_u / h_w \geq 0.007$			
δ_u / h_w	0.008246667		
\geq	46.48	cm	NECESITA

Tabla 115. Diseño a compresión, flexión y corte - Muro de corte - $l_w=2.30$ m.

		Carga axial (T)	Altura de piso (m)	#Piso			Carga axial (T)	Altura de piso (m)	#Piso	
Fuera sísmica (T)		10.28	54.78	3	Fuera sísmica (T)		6.02	19.79	6	
		10.34	71.05	2			16.92	9.73	2.60	5
		9.02	93.87	2.60			11.62	36.02	2.60	4
			3.00					2.60		

DISEÑO POR COMPRESIÓN		
$\phi P_n = 0.55\phi \cdot f'c \cdot A_g \left[1 - \left(\frac{kl_u}{32h} \right)^2 \right]; N, mm$		
ϕ	0.65	
k	1	
l_u	3.00	m
ϕP_n	370976.07	kg
P_u	219700.00	kg
$\phi P_n > P_u$	CUMPLE	

DISEÑO A FLEXIÓN		
N_m	219.70	T
M_m'	283.70	T.m
ϕ	0.90	
$A_s = \frac{M_u'}{\phi \cdot f_y \cdot d}; d = 0.80l_w$		
d	184.00	cm
A_s	40.79	cm ²
A_{sT}	122.37	cm ²
M_u	483.81	T.m
$M_u \geq M_u'$	CUMPLE	

DISEÑO A CORTE		
CORTE MÁXIMO ADMISIBLE		
$V_n = 2.65\sqrt{f'c} \cdot h \cdot d$		
V_n	176649.88	kg
V_u	29640.00	kg
ϕ	0.75	
ϕV_n	132487.41	kg
$\phi V_n \geq V_u$	CUMPLE	
SECCIÓN CRÍTICA POR CORTE		
$h_{x1} \leq \frac{l_w}{2} \quad h_{x2} \leq \frac{h_w}{2}$		
hsc1	1.15	m
hsc2	1.50	m
Vu crítico	64.20	T
$v_u' = \frac{V_{u,critico}}{\phi \cdot d \cdot h} \quad v_u = 2.70\sqrt{f'c}$		
v_u'	4.05	kg/cm ²
v_u	39.13	kg/cm ²
$v_u > v_u'$	CUMPLE	
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DE CONCRETO		
$V_{c1} = 0.88\sqrt{f'c} + \frac{N_u \cdot d}{4l_w}$		
$V_{c2} = \left[0.16\sqrt{f'c} + \frac{l_w \left(0.33\sqrt{f'c} + 0.20 \frac{N_u}{l_w \cdot h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} \cdot \frac{l_w}{2}} \right] hd$		
V_{c1}	43952.75	kg
V_{c2}	19328.88	kg

REFUERZO HORIZONTAL		
$A_{sh} = \frac{(V_n - V_u)s}{f_y \cdot d}$		
s	10	cm
A_{sh}	2.04	cm ²
	ϕ (mm)	#varillas
	12	1.80

REFUERZO VERTICAL		
Control de la cuantía		
$\rho_{11} = 0.0025 + 0.50 \cdot \left(2.50 - \frac{h_w}{l_w} \right) \cdot (\rho_1 - 0.0025)$		
$\rho_{12} = 0.0025$		
ρ_{11}	0.0025	0.0025
ρ_{12}	0.0025	
Área de acero		
$A_{11} = \rho_1 \cdot b \cdot h; b = 1m$		
A_{11}	6.25	cm ²
	ϕ (mm)	#varillas
	16	3.11

REFUERZO HORIZONTAL		
$A_{sh} = \frac{(V_n - V_u)s}{f_y \cdot d}$		
s	10	cm
A_{sh}	2.11	cm ²
	ϕ (mm)	#varillas
	12	1.87

REFUERZO VERTICAL		
Control de la cuantía		
$\rho_{11} = 0.0025 + 0.50 \cdot \left(2.50 - \frac{h_w}{l_w} \right) \cdot (\rho_1 - 0.0025)$		
$\rho_{12} = 0.0025$		
ρ_{11}	0.0025	0.0025
ρ_{12}	0.0025	
Área de acero		
$A_{11} = \rho_1 \cdot b \cdot h; b = 1m$		
A_{11}	6.25	cm ²
	ϕ (mm)	#varillas
	16	3.11

Tabla 116. Elemento de borde - Muro de corte – lw=2.30 m.

ELEMENTOS DE BORDE					
$l_{1e.bord}$	57.18	cm	60	cm	
$l_{2e.bord}$	40.09	cm			
Longitud de la zona de confinamiento (Lo)					
Lo1	50.00	cm	50	cm	
Lo2	45.00	cm			
Zona de confinamiento					
so1	6.25	cm	10	cm	
so2	9.60	cm			
so3	15.00	cm			
so4	10.00	cm			
Zona céntrica					
s1	9.60	cm	10	cm	
s2	15.00	cm			
Área de acero (estribos)					
$A_{sh1} = 0.30 * \frac{s * b_c * f'c}{fy} \left[\left(\frac{A_g}{A_c} \right) - 1 \right]$ $A_{sh2} = 0.09 * \frac{s * b_c * f'c}{fy}$					
Ash1	5.33	cm2	\varnothing (mm)	# ramales	Área (cm2)
Ash2	2.30	cm2			
	5.33	cm2			
			12	5	5.65

CUMPLE

Tabla 117. Muro de corte – $l_w=2.00$ m.

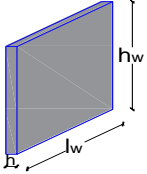
DISEÑO DEL MURO DE CORTE - $l_w=2.00$ m			
f _c	210	kg/cm ²	
f _y	4200	kg/cm ²	
r	4	cm	
β ₁	0.85		
			
Espesor mínimo del muro de corte (h)			
h _w	3.00	m	
l _w	2.00	m	
$h_1 = \frac{h_w}{25}$; $h_2 = \frac{l_w}{25}$; $h_3 = 10$ cm			
h ₁	12.00	cm	12.00 cm
h ₂	8.00	cm	
h ₃	10.00	cm	
Espesor colocado			
h	25.00	cm	CUMPLE
CASOS PARA EL DISEÑO DE MUROS DE CORTE			
M _u	203.79	T.m	
V _u	52.76	T	
<p>Caso 1: $\frac{M}{V * l_w} \geq 2$</p> <p>Caso 2: $\frac{M}{V * l_w} < 2$</p>			
1.93	DISEÑO CON EL CASO 2		
CUANTÍA MÍNIMA			
$\rho_l \geq 0.0025$			
$\rho_t \geq 0.0025$			
ρ _{min}	0.0025		
ELEMENTOS DE BORDE			
N _u	203.07	T	
$c = \left(\frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} \right) l_w$			
$w = \frac{\rho_v f_y}{f'_c}$; $\alpha = \frac{N_u}{l_w * h * f'_c}$			
w	0.05		
α	0.193		
c	59.19	cm	
$c \geq \frac{l_w}{600 * \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)}$			
δ _u	26.12	mm	
h _w	3000	mm	
$\delta_u / h_w \geq 0.007$			
δ _u /h _w	0.008706667		
≥	38.28	cm	NECESITA

Tabla 118. Diseño a compresión, flexión y corte - Muro de corte – $l_w=2.00$ m.

Fuerza sísmica (T)		Carga axial (T)	Altura de piso (m)	#Piso
7.39	39.90			3
9.87	56.16		2.60	2
11.23	83.49		2.60	1
			3.00	

Fuerza sísmica (T)		Carga axial (T)	Altura de piso (m)	#Piso
8.23	11.12			6
7.30	12.89		2.60	5
8.45	28.51		2.60	4
			2.60	

DISEÑO POR COMPRESIÓN		
$\phi P_n = 0.550 \cdot f'c \cdot A_g \left[1 - \left(\frac{kl_c}{32h} \right)^2 \right]; N, mm$		
ϕ	0.65	
k	1	
l_c	3.00	m
ϕP_n	322587.89	kg
P_u	179550.00	kg
$\phi P_n > P_u$	CUMPLE	

DISEÑO A FLEXIÓN		
M_u	179.55	T
M_u'	203.79	T.m
ϕ	0.90	
$A_s = \frac{M_u'}{\phi \cdot f_y \cdot d}; d = 0.80l_w$		
d	160.00	cm
A_s	33.70	cm ²
$A_{s,r}$	101.09	cm ²
M_u	380.78	T.m
$M_u \geq M_u'$	CUMPLE	

DISEÑO A CORTE		
CORTE MÁXIMO ADMISIBLE		
$V_n = 2.65\sqrt{f'c} \cdot h \cdot d$		
V_n	153608.59	kg
V_u	28490.00	kg
ϕ	0.75	
ϕV_n	115206.45	kg
$\phi V_n \geq V_u$	CUMPLE	
SECCIÓN CRÍTICA POR CORTE		
$h_{sc1} \leq \frac{l_w}{2}$	$h_{sc2} \leq \frac{h_w}{2}$	
hsc1	1	m
hsc2	1.50	m
Vu crítico	52.76	T
$v_u' = \frac{V_u \text{ crítico}}{\phi \cdot d \cdot h}; v_u = 2.70\sqrt{f'c}$		
v_u'	4.40	kg/cm ²
v_u	39.13	kg/cm ²
$v_u > v_u'$	CUMPLE	
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DE CONCRETO		
$V_{c1} = 0.88\sqrt{f'c} + \frac{N_u \cdot d}{4l_w}$		
$V_{c2} = \left[0.16\sqrt{f'c} + \frac{l_w \left(0.33\sqrt{f'c} + 0.20 \frac{N_u}{l_w + h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] hd$		
Vc1	3922.75	kg
Vc2	17014.82	kg
	17014.82	kg

REFUERZO HORIZONTAL		
$A_{sh} = \frac{(V_n - V_c) \cdot s}{f_y \cdot d}$		
s	10	cm
Ash	2.03	cm ²
ϕ (mm)	#varillas	#varillas
12	1.80	2

REFUERZO VERTICAL		
Control de la cuantía		
$\rho_{11} = 0.0025 + 0.50 \cdot \left(2.50 - \frac{h_w}{l_w} \right) \cdot (\rho_t - 0.0025)$		
$\rho_{12} = 0.0025$		
ρ_{11}	0.0025	0.0025
ρ_{12}	0.0025	
Área de acero		
$A_{sv} = \rho_1 \cdot b \cdot h; b = 1m$		
Asv	6.25	cm ²
ϕ (mm)	#varillas	#varillas
16	3.11	4

DISEÑO POR COMPRESIÓN		
$\phi P_n = 0.550 \cdot f'c \cdot A_g \left[1 - \left(\frac{kl_c}{32h} \right)^2 \right]; N, mm$		
ϕ	0.65	
k	1	
l_c	2.60	m
ϕP_n	335726.02	kg
P_u	52520.00	kg
$\phi P_n > P_u$	CUMPLE	

DISEÑO A FLEXIÓN		
M_u	52.52	T
M_u'	51.60	T.m
ϕ	0.90	
$A_s = \frac{M_u'}{\phi \cdot f_y \cdot d}; d = 0.80l_w$		
d	160.00	cm
A_s	8.53	cm ²
$A_{s,r}$	25.60	cm ²
M_u	101.17	T.m
$M_u \geq M_u'$	CUMPLE	

DISEÑO A CORTE		
CORTE MÁXIMO ADMISIBLE		
$V_n = 2.65\sqrt{f'c} \cdot h \cdot d$		
V_n	153608.59	kg
V_u	24270.00	kg
ϕ	0.75	
ϕV_n	115206.45	kg
$\phi V_n \geq V_u$	CUMPLE	
SECCIÓN CRÍTICA POR CORTE		
$h_{sc1} \leq \frac{l_w}{2}$	$h_{sc2} \leq \frac{h_w}{2}$	
hsc1	1	m
hsc2	1.50	m
Vu crítico	24.27	T
$v_u' = \frac{V_u \text{ crítico}}{\phi \cdot d \cdot h}; v_u = 2.70\sqrt{f'c}$		
v_u'	2.02	kg/cm ²
v_u	39.13	kg/cm ²
$v_u > v_u'$	CUMPLE	
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DE CONCRETO		
$V_{c1} = 0.88\sqrt{f'c} + \frac{N_u \cdot d}{4l_w}$		
$V_{c2} = \left[0.16\sqrt{f'c} + \frac{l_w \left(0.33\sqrt{f'c} + 0.20 \frac{N_u}{l_w + h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] hd$		
Vc1	10516.75	kg
Vc2	26653.00	kg
	10516.75	kg

REFUERZO HORIZONTAL		
$A_{sh} = \frac{(V_n - V_c) \cdot s}{f_y \cdot d}$		
s	10	cm
Ash	2.13	cm ²
ϕ (mm)	#varillas	#varillas
12	1.88	2

REFUERZO VERTICAL		
Control de la cuantía		
$\rho_{11} = 0.0025 + 0.50 \cdot \left(2.50 - \frac{h_w}{l_w} \right) \cdot (\rho_t - 0.0025)$		
$\rho_{12} = 0.0025$		
ρ_{11}	0.0025	0.0025
ρ_{12}	0.0025	
Área de acero		
$A_{sv} = \rho_1 \cdot b \cdot h; b = 1m$		
Asv	6.25	cm ²
ϕ (mm)	#varillas	#varillas
16	3.11	4

2012@10cm

1016@25cm

2012@10cm

1016@25cm

Tabla 119. Elemento de borde - Muro de corte – lw=2.00 m.

ELEMENTOS DE BORDE					
$l_{1e.bord}$	39.19	cm	40	cm	
$l_{2e.bord}$	29.59	cm			
Longitud de la zona de confinamiento (Lo)					
Lo1	50.00	cm	50	cm	
Lo2	45.00	cm			
Zona de confinamiento					
so1	6.25	cm	10	cm	
so2	9.60	cm			
so3	15.00	cm			
so4	10.00	cm			
Zona céntrica					
s1	9.60	cm	10	cm	
s2	15.00	cm			
Área de acero (estribos)					
$A_{sh1} = 0.30 * \frac{s * b_c * f'c}{fy} \left[\left(\frac{A_g}{A_c} \right) - 1 \right]$					
$A_{sh2} = 0.09 * \frac{s * b_c * f'c}{fy}$					
Ash1	3.90	cm2	Ø (mm)	# ramales	Área (cm2)
Ash2	1.40	cm2			
3.90		cm2			

CUMPLE

Tabla 120. Muro de corte – $l_w=1.10$ m.

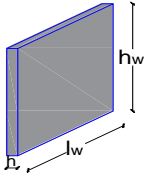
DISEÑO DEL MURO DE CORTE - $l_w=1.10$ m			
f _c	210	kg/cm ²	
f _y	4200	kg/cm ²	
r	4	cm	
β ₁	0.85		
			
Espesor mínimo del muro de corte (h)			
h _w	3.00	m	
l _w	1.10	m	
$h_1 = \frac{h_w}{25}$; $h_2 = \frac{l_w}{25}$; $h_3 = 10$ cm			
h ₁	12.00	cm	12.00 cm
h ₂	4.40	cm	
h ₃	10.00	cm	
Espesor colocado			
h	25.00	cm	CUMPLE
CASOS PARA EL DISEÑO DE MUROS DE CORTE			
M _u	30.26	T.m	
V _u	13.97	T	
<p>Caso 1: $\frac{M}{V * l_w} \geq 2$</p> <p>Caso 2: $\frac{M}{V * l_w} < 2$</p>			
1.97	DISEÑO CON EL CASO 2		
CUANTÍA MÍNIMA			
$\rho_l \geq 0.0025$			
$\rho_t \geq 0.0025$			
ρ _{min}	0.0025		
ELEMENTOS DE BORDE			
N _u	150.32	T	
$c = \left(\frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} \right) l_w$			
$w = \frac{\rho_t f_y}{f'_c}$; $\alpha = \frac{N_u}{l_w * h * f'_c}$			
w	0.05		
α	0.260		
c	41.50	cm	
$c \geq \frac{l_w}{600 * \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)}$			
δ _u	15.39	mm	
h _w	3000	mm	
$\delta_u/h_w \geq 0.007$			
δ _u /h _w	0.007		
≥	26.19	cm	NECESITA

Tabla 121. Diseño a compresión, flexión y corte - Muro de corte - $l_w=1.10$ m.

Fuerza sísmica (T)		Carga axial (T)	Altura de piso (m)	#Piso
1.39	29.75	3		
1.77	38.62	2.60	2	
9.18	46.89	2.60	1	
	3.00			

Fuerza sísmica (T)		Carga axial (T)	Altura de piso (m)	#Piso
3.34	6.07	6		
0.42	7.26	2.60	5	
1.41	21.73	2.60	4	
	2.60			

DISEÑO POR COMPRESIÓN		
$\phi P_n = 0.550 \cdot f'c \cdot A_g \left[1 - \left(\frac{kl_u}{32h} \right)^2 \right]; N, mm$		
ϕ	0.65	
k	1	
kl_u	3.00	m
ϕP_n	177423.34	kg
P_u	115260.00	kg
$\phi P_n > P_u$		CUMPLE

DISEÑO A FLEXIÓN		
N_u	115.26	T
M_u'	34.26	T.m
ϕ	0.90	
$A_s = \frac{M_u'}{\phi \cdot f_y \cdot d}; d = 0.80 l_w$		
d	88.00	cm
A_s	10.30	cm ²
A_{sr}	30.90	cm ²
M_u	75.25	T.m
$M_u \geq M_u'$		CUMPLE

DISEÑO A CORTE		
CORTE MÁXIMO ADMISIBLE		
$V_u = 2.65 \sqrt{f'c} \cdot h \cdot d$		
V_u	84484.73	kg
V_u	12340.00	kg
ϕ	0.75	
ϕV_u	63363.54	kg
$\phi V_u \geq V_u$		CUMPLE
SECCIÓN CRÍTICA POR CORTE		
$h_{sc1} \leq \frac{l_w}{2}$	$h_{sc2} \leq \frac{h_w}{2}$	
hsc1	0.55	m
hsc2	1.50	m
V_u crítico	13.97	T
$v_u' = \frac{V_u \text{ crítico}}{\phi \cdot d \cdot h}$	$v_u = 2.70 \sqrt{f'c}$	
v_u'	3.85	kg/cm ²
v_u	39.13	kg/cm ²
$v_u > v_u'$		CUMPLE
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DE CONCRETO		
$V_{c1} = 0.88 \sqrt{f'c} \cdot \frac{N_u \cdot d}{4l_w}$		
$V_{c2} = \left[0.16 \sqrt{f'c} + \frac{l_w \left(0.33 \sqrt{f'c} + 0.20 \frac{N_u}{l_w \cdot h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} \cdot \frac{l_w}{2}} \right] \cdot hd$		
V_{c1}	23064.75	kg
V_{c2}	10843.22	kg

REFUERZO HORIZONTAL		
$A_{sh} = \frac{(V_u - V_{c2})s}{f_y \cdot d}$		
s	10	cm
A_{sh}	1.99	cm ²
ϕ (mm)	12	#varillas
	1.76	#varillas
	2	
	2012@10cm	

REFUERZO VERTICAL		
Control de la cuantía		
$\rho_{11} = 0.0025 + 0.50 \cdot \left(2.50 - \frac{h_w}{l_w} \right) \cdot (\rho_c - 0.0025)$		
$\rho_{12} = 0.0025$		
ρ_{11}	0.0025	0.0025
ρ_{12}	0.0025	
Área de acero		
$A_{sv} = \rho_v \cdot b \cdot h; b = 1m$		
A_{sv}	6.25	cm ²
ϕ (mm)	16	#varillas
	3.11	#varillas
	4	s (cm)
	25	
	1016@25cm	

DISEÑO POR COMPRESIÓN		
$\phi P_n = 0.550 \cdot f'c \cdot A_g \left[1 - \left(\frac{kl_u}{32h} \right)^2 \right]; N, mm$		
ϕ	0.65	
k	1	
kl_u	2.60	m
ϕP_n	184649.31	kg
P_u	35060.00	kg
$\phi P_n > P_u$		CUMPLE

DISEÑO A FLEXIÓN		
N_u	35.06	T
M_u'	8.61	T.m
ϕ	0.90	
$A_s = \frac{M_u'}{\phi \cdot f_y \cdot d}; d = 0.80 l_w$		
d	88.00	cm
A_s	2.59	cm ²
A_{sr}	7.77	cm ²
M_u	20.96	T.m
$M_u \geq M_u'$		CUMPLE

DISEÑO A CORTE		
CORTE MÁXIMO ADMISIBLE		
$V_u = 2.65 \sqrt{f'c} \cdot h \cdot d$		
V_u	84484.73	kg
V_u	57000.00	kg
ϕ	0.75	
ϕV_u	63363.54	kg
$\phi V_u \geq V_u$		CUMPLE
SECCIÓN CRÍTICA POR CORTE		
$h_{sc1} \leq \frac{l_w}{2}$	$h_{sc2} \leq \frac{h_w}{2}$	
hsc1	0.55	m
hsc2	1.50	m
V_u crítico	5.17	T
$v_u' = \frac{V_u \text{ crítico}}{\phi \cdot d \cdot h}$	$v_u = 2.70 \sqrt{f'c}$	
v_u'	1.42	kg/cm ²
v_u	39.13	kg/cm ²
$v_u > v_u'$		CUMPLE
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DE CONCRETO		
$V_{c1} = 0.88 \sqrt{f'c} \cdot \frac{N_u \cdot d}{4l_w}$		
$V_{c2} = \left[0.16 \sqrt{f'c} + \frac{l_w \left(0.33 \sqrt{f'c} + 0.20 \frac{N_u}{l_w \cdot h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} \cdot \frac{l_w}{2}} \right] \cdot hd$		
V_{c1}	7024.75	kg
V_{c2}	10164.33	kg

REFUERZO HORIZONTAL		
$A_{sh} = \frac{(V_u - V_{c2})s}{f_y \cdot d}$		
s	10	cm
A_{sh}	2.10	cm ²
ϕ (mm)	12	#varillas
	1.85	#varillas
	2	
	2012@10cm	

REFUERZO VERTICAL		
Control de la cuantía		
$\rho_{11} = 0.0025 + 0.50 \cdot \left(2.50 - \frac{h_w}{l_w} \right) \cdot (\rho_c - 0.0025)$		
$\rho_{12} = 0.0025$		
ρ_{11}	0.0025	0.0025
ρ_{12}	0.0025	
Área de acero		
$A_{sv} = \rho_v \cdot b \cdot h; b = 1m$		
A_{sv}	6.25	cm ²
ϕ (mm)	16	#varillas
	3.11	#varillas
	4	s (cm)
	25	
	1016@25cm	

Tabla 122. Elemento de borde - Muro de corte – lw=1.10 m.

ELEMENTOS DE BORDE					
$l_{1e.bord}$	30.50	cm	35	cm	
$l_{2e.bord}$	20.75	cm			
Longitud de la zona de confinamiento (Lo)					
Lo1	50.00	cm	50	cm	
Lo2	45.00	cm			
Zona de confinamiento					
so1	6.25	cm	10	cm	
so2	9.60	cm			
so3	15.00	cm			
so4	10.00	cm			
Zona céntrica					
s1	9.60	cm	10	cm	
s2	15.00	cm			
Área de acero (estribos)					
$A_{sh1} = 0.30 * \frac{s * b_c * f'c}{fy} \left[\left(\frac{A_g}{A_c} \right) - 1 \right]$ $A_{sh2} = 0.09 * \frac{s * b_c * f'c}{fy}$					
Ash1	3.53	cm2	Ø (mm)	# ramales	Área (cm2)
Ash2	1.17	cm2			
3.53		cm2			
			12	4	4.52

CUMPLE

3.7.4. Diseño de losas

Tabla 123. Análisis en 1m de losa alivianada.

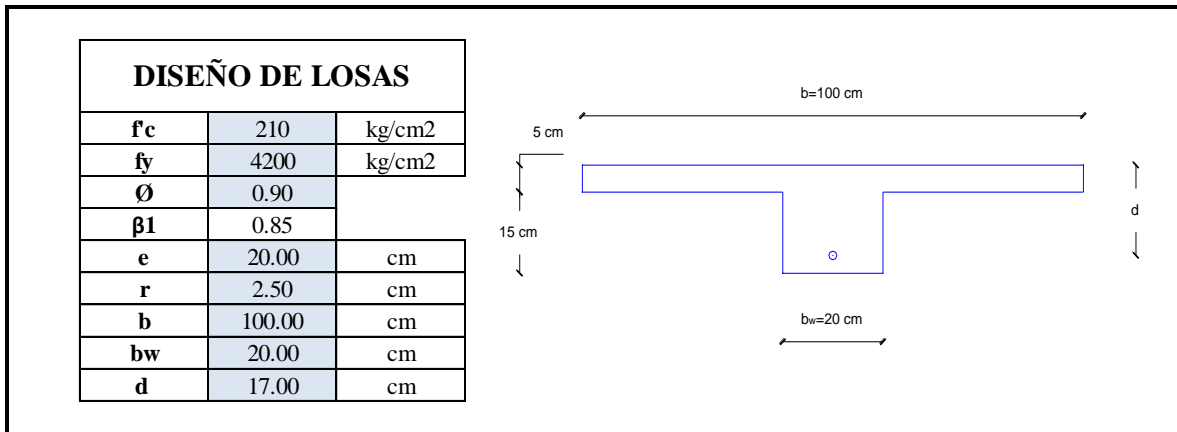


Tabla 124. Losa Nivel +3.38.

		As superior (Puentes)		LOSA NIVEL +3.38													
		$A_{s\ min1} = \frac{0.80 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b * d$ $A_{s\ min2} = \frac{1.60 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b_w * d$ $A_{s\ min3} = \frac{14}{f_y} * b_w * d$															
		As min1	4.69	cm ²	1.88	cm ²											
		As min2	1.88	cm ²													
		As min3	1.13	cm ²													
		Mu (T.m)	b (cm)	d (cm)	$\rho_{c\acute{a}lcu\acute{o}}$	$A_{s\ c\acute{a}lcu\acute{o}}$ (cm ²)	As / nervio (cm ²)	As m ⁱⁿ / nervio (cm ²)	Ø (mm)	As colocado (cm ²)							
M11 (-)		2.91	20.00	17.00	0.01654	5.62	2.81	CUMPLE	0.94	14	3.08	As	SUFICIENTE				
		2.65	20.00	17.00	0.01466	4.98	2.49	CUMPLE	0.94	12	2.67	As	SUFICIENTE				
		1.16	20.00	17.00	0.00569	1.93	0.97	CUMPLE	0.94	12	1.13	As	SUFICIENTE				
M22 (-)		2.48	20.00	17.00	0.01349	4.59	2.29	CUMPLE	0.94	18	2.54	As	SUFICIENTE				
		1.90	20.00	17.00	0.00983	3.34	1.67	CUMPLE	0.94	16	2.01	As	SUFICIENTE				
		1.64	20.00	17.00	0.00832	2.83	1.41	CUMPLE	0.94	14	1.54	As	SUFICIENTE				
		1.33	20.00	17.00	0.00660	2.24	1.12	CUMPLE	0.94	12	1.13	As	SUFICIENTE				
		As inferior (Nervios)															
		$A_{s\ min1} = \frac{0.80 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b_w * d$ $A_{s\ min2} = \frac{14}{f_y} * b_w * d$															
		As min1	0.94	cm ²	1.13	cm ²											
		As min2	1.13	cm ²													
		Mu (T.m)	b (cm)	d (cm)	$\rho_{c\acute{a}lcu\acute{o}}$	$A_{s\ c\acute{a}lcu\acute{o}}$ (cm ²)	As / nervio (cm ²)	As m ⁱⁿ / nervio (cm ²)	Ø (mm)	As colocado (cm ²)							
M11 (+)		1.05	100.00	17.00	0.00097	1.65	0.83	CUMPLE	0.57	12	1.13	As	SUFICIENTE				
		0.47	100.00	17.00	0.00043	0.74	0.37	COLOQUE As _{min} /nervio	0.57	10	0.79	As	SUFICIENTE				
M22 (+)		0.71	100.00	17.00	0.00065	1.11	0.56	COLOQUE As _{min} /nervio	0.57	10	0.79	As	SUFICIENTE				

Tabla 125. Losa Nivel +6.18; +8.98; +11.78; 14.58; +17.38.

As superior (Puentes)		LOSA NIVEL +6.18; +8.98; +11.78; +14.58; + 17.38									
$A_{s\ min1} = \frac{0.80 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b * d$											
$A_{s\ min2} = \frac{1.60 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b_w * d$											
$A_{s\ min3} = \frac{14}{f_y} * b_w * d$											
As min1	4.69	cm2	1.88		cm2						
As min2	1.88	cm2									
As min3	1.13	cm2									
Mu (T.m)	b (cm)	d (cm)	$\rho_{cálculo}$	$A_{s\ cálculo}$ (cm2)	As / nervio (cm2)		As min / nervio (cm2)	\emptyset (mm)	As colocado (cm2)		
M11 (-)	3.86	20.00	17.00	0.02505	8.52	4.26	CUMPLE	0.94	18 16	4.56	As SUFICIENTE
	3.25	20.00	17.00	0.01922	6.54	3.27	CUMPLE	0.94	16 14	3.55	As SUFICIENTE
	4.08	20.00	17.00	0.02770	9.42	4.71	CUMPLE	0.94	18 18	5.09	As SUFICIENTE
	1.27	20.00	17.00	0.00628	2.13	1.07	CUMPLE	0.94	12	1.13	As SUFICIENTE
M22 (-)	3.03	20.00	17.00	0.01745	5.93	2.97	CUMPLE	0.94	14 14	3.08	As SUFICIENTE
	2.15	20.00	17.00	0.01136	3.86	1.93	CUMPLE	0.94	16	2.01	As SUFICIENTE
	1.30	20.00	17.00	0.00644	2.19	1.09	CUMPLE	0.94	12	1.13	As SUFICIENTE
As inferior (Nervios)											
$A_{s\ min1} = \frac{0.80 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b_w * d$											
$A_{s\ min2} = \frac{14}{f_y} * b_w * d$											
As min1	0.94	cm2	1.13		cm2						
As min2	1.13	cm2									
Mu (T.m)	b (cm)	d (cm)	$\rho_{cálculo}$	$A_{s\ cálculo}$ (cm2)	As / nervio (cm2)		As min / nervio (cm2)	\emptyset (mm)	As colocado (cm2)		
M11 (+)	1.68	100.00	17.00	0.00157	2.66	1.33	CUMPLE	0.57	14	1.54	As SUFICIENTE
	1.38	100.00	17.00	0.00128	2.18	1.09	CUMPLE	0.57	12	1.13	As SUFICIENTE
	0.59	100.00	17.00	0.00054	0.92	0.46	COLOQUE Asmin/nervio	0.57	10	0.79	As SUFICIENTE
M22 (+)	1.00	100.00	17.00	0.00093	1.57	0.79	CUMPLE	0.57	12	1.13	As SUFICIENTE

Tabla 126. Losa Nivel +19.98.

		As superior (Puentes)		LOSA NIVEL + 19.98								
		$A_{s\ min1} = \frac{0.80 * \sqrt{f'c}}{fy} * b * d$ $A_{s\ min2} = \frac{1.60 * \sqrt{f'c}}{fy} * b_w * d$ $A_{s\ min3} = \frac{14}{fy} * b_w * d$										
		As min1	4.69	cm2	1.88							
		As min2	1.88	cm2								
		As min3	1.13	cm2								
		Mu (T.m)	b (cm)	d (cm)	$\rho_{c\acute{a}lculo}$	$A_s\ c\acute{a}lculo$ (cm2)	As / nervio (cm2)	As min / nervio (cm2)	ϕ (mm)	As colocado (cm2)		
M11 (-)		0.91	20.00	17.00	0.00441	1.50	0.75	COLOQUE Asmin/nervio	0.94	12	1.13	As SUFICIENTE
M22 (-)		1.38	20.00	17.00	0.00687	2.34	1.17	CUMPLE	0.94	14	1.54	As SUFICIENTE
		1.28	20.00	17.00	0.00633	2.15	1.08	CUMPLE	0.94	12	1.13	As SUFICIENTE
		As inferior (Nervios)										
		$A_{s\ min1} = \frac{0.80 * \sqrt{f'c}}{fy} * b_w * d$ $A_{s\ min2} = \frac{14}{fy} * b_w * d$										
		As min1	0.94	cm2	1.13							
		As min2	1.13	cm2								
		Mu (T.m)	b (cm)	d (cm)	$\rho_{c\acute{a}lculo}$	$A_s\ c\acute{a}lculo$ (cm2)	As / nervio (cm2)	As min / nervio (cm2)	ϕ (mm)	As colocado (cm2)		
M11 (+)		0.41	100.00	17.00	0.00038	0.64	0.32	COLOQUE Asmin/nervio	0.57	10	0.79	As SUFICIENTE
M22 (+)		0.60	100.00	17.00	0.00055	0.94	0.47	COLOQUE Asmin/nervio	0.57	10	0.79	As SUFICIENTE

3.7.5. Diseño de escaleras

Tabla 127. Diseño a flexión (M11).

DISEÑO DE ESCALERAS			
f_c	210	kg/cm ²	
f_y	4200	kg/cm ²	
β_1	0.85		
r	4	cm	
t	15	cm	
d	11	cm	
CUANTÍA DE ACERO			
$\rho_{min} = \frac{14}{f_y}$ $\rho_{m\acute{a}x} = 0.50 * \left(0.85 * \beta_1 * \frac{f' c}{f_y} * \frac{6120}{f_y + 6120} \right)$			
ρ_{min}	0.0033		
$\rho_{m\acute{a}x}$	0.0107		
DISEÑO A FLEXIÓN			
M11	1.46	T.m	
b	1.00	m	
$A_s = 0.0018 * b * d$			
A_s	1.98	cm ²	
	\emptyset (mm)	#varillas	s (cm)
	10	3	35

1Ø10@35cm

Tabla 128. Diseño a flexión (M22) y corte.

ϕ	0.90	
b	1.20	m
M22 (+)	1.81	T.m

$$\rho = \frac{\beta_1 * f'c}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi * \beta_1 * f'c * b * d^2}} \right)$$

ρ	0.0034	CUMPLE
As	4.54	cm2

ϕ (mm)	#varillas	s (cm)
12	5	25

1Ø12@25cm PARTE INFERIOR

M22 (-)	2.23	T.m
---------	------	-----

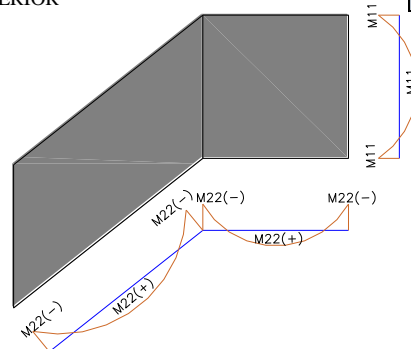
$$\rho = \frac{\beta_1 * f'c}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi * \beta_1 * f'c * b * d^2}} \right)$$

ρ	0.0043	CUMPLE
As	5.65	cm2

ϕ (mm)	#varillas	s (cm)
12	5	25

1Ø12@25cm PARTE SUPERIOR

DISEÑO A CORTE		
Vu	4.57	T
ϕ	0.75	
b	120	cm
Vc	10138.17	kg
Vn	6093.33	kg
$V_c > V_n$	CUMPLE	



3.7.6. Diseño de cadenas

Tabla 129. Cadena de amarre.

DISEÑO DE CADENAS			
f'c	210	kg/cm2	
fy	4200	kg/cm2	
r	4	cm	
Sección:			
b	30	cm	
h	40	cm	
d	34.40	cm	
CUANTÍA DE ACERO			
$\rho_{min} = \frac{14}{fy}$			
ρ_{min}	0.0033		
ÁREA DE ACERO			
$A_{st} = \rho_{min} * b * d$			
Ast	3.44	cm2	
	Ø (mm)	# Varillas	
	12	4	
		As colocado (cm2)	
		4.52	
			CUMPLE
Fuerza de tracción	17.33	T	
$\sigma = \frac{P}{A_{acero\ colocado}}$			
P	19.00	T	
			EL DISEÑO CUMPLE
ESTRIBOS			
1Ø10mm@20cm			

3.7.7. Derivas y desplazamientos de la estructura

Tabla 130. Derivas y desplazamientos con carga sísmica en X-X; Y-Y.

DERIVAS Y DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA				
N° Piso	Carga Sísmica X-X		Carga Sísmica Y-Y	
	Desplazamiento (cm)	Deriva Inelástica (%)	Desplazamiento (cm)	Deriva Inelástica (%)
1	0.19	0.373	0.12	0.242
2	0.55	0.834	0.34	0.506
3	1.01	1.073	0.62	0.647
4	1.53	1.200	0.93	0.725
5	2.07	1.245	1.26	0.752
6	2.61	1.246	1.58	0.793

3.7.8. Excentricidades en planta

Tabla 131. Excentricidades por piso en sentido X-X y Y-Y.

EXCENTRICIDADES EN PLANTA						
N° Piso	Sentido X-X			Sentido Y-Y		
	CM (m)	CR (m)	Excentricidad (m)	CM (m)	CR (m)	Excentricidad (m)
1	4.21	4.55	-0.34	9.65	9.20	0.45
2	4.22	4.38	-0.16	9.50	9.17	0.33
3	4.22	4.23	-0.01	9.50	9.31	0.19
4	4.21	4.15	0.06	9.47	9.43	0.04
5	4.21	4.09	0.12	9.47	9.51	-0.04
6	4.14	4.05	0.09	9.41	9.53	-0.12

3.7.9. Costo de la edificación

El costo de la edificación se lo ha determinado únicamente considerando los elementos resistentes de concreto armado, para cuya edificación el costo será de \$ 142 261.68 (Dólares).

3.8. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE ACUERDO AL ACI 318 -14

3.8.1. Diseño de vigas

Tabla 132. Diseño a flexión - viga (25x40) cm.

DISEÑO DE LA VIGA (25x40) cm			
f_c	210	kg/cm²	
f_y	4200	kg/cm²	
β₁	0.85		
b	25	cm	
h	40	cm	
d	34.40	cm	
r	4	cm	
ÁREAS DE ACERO			
$A_{s\ min} = \frac{14}{f_y} * b * d$			
$A_{s\ máx} = 0.025 * b * d$			
As mín.	3.00	cm ²	
As máx.	21.50	cm ²	
NUDO			
As superior	6.81	cm ²	CUMPLE
As inferior	3.29	cm ²	CUMPLE
CENTRO			
As superior	3.00	cm ²	CUMPLE
As inferior	7.03	cm ²	CUMPLE
ACERO DE REFUERZO			
Refuerzo superior CENTRO		∅ (mm)	
Diámetro	14		As (cm²)
# de varillas	2		3.08
			CUMPLE
Refuerzo superior NUDO (L/3)		∅ (mm)	
Diámetro	16		As (cm²)
# de varillas	2		4.02
			CUMPLE
Refuerzo inferior		∅ (mm)	
Diámetro	18	16	As (cm²)
# de varillas	2	1	7.10
			CUMPLE

Tabla 133. Diseño a corte - viga (25x40) cm.

DISEÑO A CORTE											
CHEQUEO POR CORTANTE											
Vu	8.97				T						
Mu	5.67				T.m						
ρ	0.00817										
d	34.10				cm						
ϕ	0.75										
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DEL CONCRETO											
$V_{c1} = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$ $V_{c2} = \left(0.50 * \sqrt{f'c} + \frac{176 * \rho * V_u * d}{M_u} \right) b * d$ $V_{c3} = (0.50 * \sqrt{f'c} + 176\rho) b * d$ $V_{c4} = 0.93 * \sqrt{f'c} * b * d$											
Vc1	6547.57	kg	6547.57	kg							
Vc2	6838.60	kg									
Vc3	7403.44	kg									
Vc4	11489.13	kg									
Si: $V_c \leq V_n$; necesita estribos. $V_n = \frac{V_u}{\phi}$											
Vn	11960.00	kg	Necesita estribos								
CHEQUEO POR CONFINAMIENTO											
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DEL ACERO											
$V_{s1} = V_n - V_c$ $V_{s2} = 2.20 * \sqrt{f'c} * b * d$											
Vs1	5412.43	kg	5412.43	kg							
Vs2	27178.58	kg									
Zona de confinamiento (2h)											
2h	80	cm									
s1	8.53	cm	10	cm							
s2	8.40	cm									
s3	15.00	cm									
Zona céntrica											
s	17.05	cm	15	cm							
ÁREA DE REFUERZO A CORTE											
$A_{v1} = \frac{3.50 * b * s}{f_y}$ $A_{v2} = \frac{V_s * s}{f_y * d}$ $A_{v3} = 0.20 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{f_y}$											
Av1	0.21	cm2	0.38	cm2	<table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"> <tr> <th style="width: 10%;">Ø (mm)</th> <th style="width: 10%;"># ramales</th> <th style="width: 10%;">Área (cm2)</th> </tr> <tr> <td>10</td> <td>2</td> <td>1.57</td> </tr> </table>	Ø (mm)	# ramales	Área (cm2)	10	2	1.57
Ø (mm)	# ramales	Área (cm2)									
10	2	1.57									
Av2	0.38	cm2									
Av3	0.17	cm2									
CUMPLE											

Tabla 134. Diseño a flexión - viga (30x40) cm.

DISEÑO DE LA VIGA (30x40) cm			
f_c	210	kg/cm²	
f_y	4200	kg/cm²	
β₁	0.85		
b	30	cm	
h	40	cm	
d	34.40	cm	
r	4	cm	
ÁREAS DE ACERO			
$A_{s\ min} = \frac{14}{f_y} * b * d$			
$A_{s\ máx} = 0.025 * b * d$			
As min.	3.60	cm²	
As máx.	25.80	cm²	
NUDO			
As superior	4.99	cm²	CUMPLE
As inferior	3.60	cm²	CUMPLE
CENTRO			
As superior	3.62	cm²	CUMPLE
As inferior	5.09	cm²	CUMPLE
ACERO DE REFUERZO			
Refuerzo superior	∅ (mm)		
CENTRO			
	Diámetro	14 12	As (cm²)
	# de varillas	1 2	3.80
			CUMPLE
Refuerzo superior	∅ (mm)		
NUDO (L/3)			
	Diámetro	14	As (cm²)
	# de varillas	1	1.54
			CUMPLE
Refuerzo inferior	∅ (mm)		
	Diámetro	16 14	As (cm²)
	# de varillas	1 2	5.09
			CUMPLE

Tabla 135. Diseño a corte - viga (30x40) cm.

DISEÑO A CORTE							
CHEQUEO POR CORTANTE							
Vu	8.96		T				
Mu	3.14		T.m				
ρ	0.00493						
d	34.20		cm				
ϕ	0.75						
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DEL CONCRETO							
$V_{c1} = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$ $V_{c2} = \left(0.50 * \sqrt{f'c} + \frac{176 * \rho * V_u * d}{M_u} \right) b * d$ $V_{c3} = (0.50 * \sqrt{f'c} + 176\rho) b * d$ $V_{c4} = 0.93 * \sqrt{f'c} * b * d$							
Vc1	7880.12	kg	7880.12	kg			
Vc2	8302.39	kg					
Vc3	8323.83	kg					
Vc4	13827.38	kg					
Si: $V_c \leq V_n$; necesita estribos. $V_n = \frac{V_u}{\phi}$							
Vn	11946.67	kg	Necesita estribos				
CHEQUEO POR CONFINAMIENTO							
$V_{s1} = V_n - V_c$ $V_{s2} = 2.20 * \sqrt{f'c} * b * d$							
Vs1	4066.55	kg	4066.55	kg			
Vs2	32709.94	kg					
Zona de confinamiento (2h)							
2h	80	cm	10	cm			
s1	8.55	cm					
s2	8.40	cm					
s3	15.00	cm					
Zona céntrica							
s	17.10	cm	15	cm			
ÁREA DE REFUERZO A CORTE							
$A_{v1} = \frac{3.50 * b * s}{f_y}$ $A_{v2} = \frac{V_s * s}{f_y * d}$ $A_{v3} = 0.20 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{f_y}$							
Av1	0.25	cm2	0.28	cm2	ϕ (mm)	# ramales	Área (cm2)
Av2	0.28	cm2					
Av3	0.21	cm2					
					10	2	1.57
CUMPLE							

Tabla 136. Diseño a flexión - viga (25x35) cm.

DISEÑO DE LA VIGA (25x35) cm			
f_c	210	kg/cm²	
f_y	4200	kg/cm²	
β₁	0.85		
b	25	cm	
h	35	cm	
d	29.40	cm	
r	4	cm	
ÁREAS DE ACERO			
$A_{s\ min} = \frac{14}{f_y} * b * d$			
$A_{s\ máx} = 0.025 * b * d$			
As min.	2.58	cm²	
As máx.	18.38	cm²	
NUDO			
As superior	8.27	cm²	CUMPLE
As inferior	3.85	cm²	CUMPLE
CENTRO			
As superior	2.58	cm²	CUMPLE
As inferior	8.52	cm²	CUMPLE
ACERO DE REFUERZO			
Refuerzo superior	∅ (mm)		
CENTRO	Diámetro	14	As (cm²)
	# de varillas	2	3.08
			CUMPLE
Refuerzo superior	∅ (mm)		
NUDO (L/3)	Diámetro	20	As (cm²)
	# de varillas	2	6.28
			CUMPLE
Refuerzo inferior	∅ (mm)		
	Diámetro	20	As (cm²)
	# de varillas	2	8.83
		18	1
			CUMPLE

Tabla 137. Diseño a corte - viga (25x35) cm.

DISEÑO A CORTE					
CHEQUEO POR CORTANTE					
Vu	9.16		T		
Mu	6.30		T.m		
ρ	0.01159				
d	29.00		cm		
ϕ	0.75				
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DEL CONCRETO					
$V_{c1} = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$ $V_{c2} = \left(0.50 * \sqrt{f'c} + \frac{176 * \rho * V_u * d}{M_u} \right) b * d$ $V_{c3} = (0.50 * \sqrt{f'c} + 176\rho) b * d$ $V_{c4} = 0.93 * \sqrt{f'c} * b * d$					
Vc1	5568.31	kg	5568.31	kg	
Vc2	5876.80	kg			
Vc3	6732.24	kg			
Vc4	9770.81	kg			
Si: $V_c \leq V_n$; necesita estribos. $V_n = \frac{V_u}{\phi}$					
Vn	12213.33	kg	Necesita estribos		
CHEQUEO POR CONFINAMIENTO					
$V_{s1} = V_n - V_c$ $V_{s2} = 2.20 * \sqrt{f'c} * b * d$					
Vs1	6645.02	kg	6645.02	kg	
Vs2	23113.75	kg			
Zona de confinamiento (2h)					
2h	70	cm	10	cm	
s1	7.25	cm			
s2	8.40	cm			
s3	15.00	cm			
Zona céntrica					
s	14.50	cm	10	cm	
ÁREA DE REFUERZO A CORTE					
$A_{v1} = \frac{3.50 * b * s}{fy}$ $A_{v2} = \frac{V_s * s}{fy * d}$ $A_{v3} = 0.20 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{fy}$					
Av1	0.21	cm2	0.55	cm2	
Av2	0.55	cm2			
Av3	0.17	cm2			
			ϕ (mm)	# ramales	Área (cm2)
			10	2	1.57
CUMPLE					

Tabla 138. Diseño a flexión - viga (25x30) cm.

DISEÑO DE LA VIGA (25x30) cm			
f_c	210	kg/cm²	
f_y	4200	kg/cm²	
β₁	0.85		
b	25	cm	
h	30	cm	
d	24.40	cm	
r	4	cm	
ÁREAS DE ACERO			
$A_{s\ min} = \frac{14}{f_y} * b * d$ $A_{s\ máx} = 0.025 * b * d$			
As min.	2.17	cm²	
As máx.	15.25	cm²	
NUDO			
As superior	4.02	cm²	CUMPLE
As inferior	2.17	cm²	CUMPLE
CENTRO			
As superior	2.17	cm²	CUMPLE
As inferior	2.17	cm²	CUMPLE
ACERO DE REFUERZO			
Refuerzo superior CENTRO	∅ (mm)		
Díámetro	12	As (cm²)	
# de varillas	2	2.26	CUMPLE
Refuerzo superior NUDO (L/3)	∅ (mm)		
Díámetro	16	As (cm²)	
# de varillas	1	2.01	CUMPLE
Refuerzo inferior	∅ (mm)		
Díámetro	12	As (cm²)	
# de varillas	2	2.26	CUMPLE

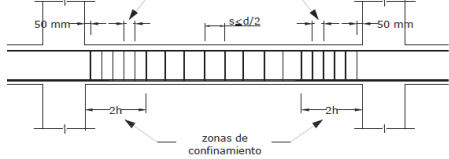
Tabla 139. Diseño a corte - viga (25x30) cm.

DISEÑO A CORTE						
CHEQUEO POR CORTANTE						
Vu	3.37					T
Mu	2.17					T.m
ρ	0.00659					
d	24.40					cm
ϕ	0.75					
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DEL CONCRETO						
$V_{c1} = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$ $V_{c2} = \left(0.50 * \sqrt{f'c} + \frac{176 * \rho * V_u * d}{M_u} \right) b * d$ $V_{c3} = (0.50 * \sqrt{f'c} + 176\rho) b * d$ $V_{c4} = 0.93 * \sqrt{f'c} * b * d$						
Vc1	4685.06	kg	4685.06			kg
Vc2	4687.97	kg				
Vc3	5127.39	kg				
Vc4	8220.96	kg				
Si: $V_c \leq V_n$; necesita estribos. $V_n = \frac{V_u}{\phi}$						
Vn	4493.33	kg	No necesita estribos			
CHEQUEO POR CONFINAMIENTO						
$V_{s1} = V_n - V_c$ $V_{s2} = 2.20 * \sqrt{f'c} * b * d$						
Vs1	-191.73	kg	-191.73			kg
Vs2	19447.43	kg				
Zona de confinamiento (2h)						
2h	60	cm				
s1	6.10	cm	10			cm
s2	7.20	cm				
s3	15.00	cm				
Zona céntrica						
s	12.20	cm	10			cm
ÁREA DE REFUERZO A CORTE						
$A_{v1} = \frac{3.50 * b * s}{f_y}$ $A_{v2} = \frac{V_s * s}{f_y * d}$ $A_{v3} = 0.20 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{f_y}$						
Av1	0.21	cm2	0.21	cm2	Ø (mm)	# ramales
Av2	-0.02	cm2				
Av3	0.17	cm2				
					10	2
						Área (cm2)
						1.57
CUMPLE						

Tabla 140. Diseño a flexión - viga (30x45) cm.

DISEÑO DE LA VIGA (30x45) cm				
f_c	210	kg/cm²		
f_y	4200	kg/cm²		
β₁	0.85			
b	30	cm		
h	45	cm		
d	39.40	cm		
r	4	cm		
ÁREAS DE ACERO				
$A_{s\ min} = \frac{14}{f_y} * b * d$				
$A_{s\ máx} = 0.025 * b * d$				
As mín.	4.10	cm²		
As máx.	29.55	cm²		
NUDO				
As superior	5.27	cm²	CUMPLE	
As inferior	4.47	cm²	CUMPLE	
CENTRO				
As superior	4.10	cm²	CUMPLE	
As inferior	4.10	cm²	CUMPLE	
ACERO DE REFUERZO				
Refuerzo superior	Ø (mm)			
CENTRO				
Díámetro	14	12	As (cm²)	
# de varillas	2	1	4.21	CUMPLE
Refuerzo superior	Ø (mm)			
NUDO (L/3)				
Díámetro	14		As (cm²)	
# de varillas	1		1.54	CUMPLE
Refuerzo inferior	Ø (mm)			
Díámetro	14		As (cm²)	
# de varillas	3		4.62	CUMPLE

Tabla 141. Diseño a corte - viga (30x45) cm.

DISEÑO A CORTE					
CHEQUEO POR CORTANTE					
Vu	5.79		T		
Mu	5.43		T.m		
ρ	0.00446				
d	39.30		cm		
ϕ	0.75				
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DEL CONCRETO					
$V_{c1} = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$ $V_{c2} = \left(0.50 * \sqrt{f'c} + \frac{176 * \rho * V_u * d}{M_u} \right) b * d$ $V_{c3} = (0.50 * \sqrt{f'c} + 176\rho) b * d$ $V_{c4} = 0.93 * \sqrt{f'c} * b * d$					
Vc1	9055.23	kg	8930.36	kg	
Vc2	8930.36	kg			
Vc3	9467.83	kg			
Vc4	15889.36	kg			
Si: $V_c \leq V_n$; necesita estribos. $V_n = \frac{V_u}{\phi}$					
Vn	7720.00	kg	No necesita estribos		
CHEQUEO POR CONFINAMIENTO					
$V_{s1} = V_n - V_c$ $V_{s2} = 2.20 * \sqrt{f'c} * b * d$					
Vs1	-1210.36	kg	-1210.36	kg	
Vs2	37587.73	kg			
					
Zona de confinamiento (2h)					
2h	90	cm	10	cm	
s1	9.83	cm			
s2	8.40	cm			
s3	15.00	cm			
Zona céntrica					
s	19.65	cm	15	cm	
ÁREA DE REFUERZO A CORTE					
$A_{v1} = \frac{3.50 * b * s}{f_y}$ $A_{v2} = \frac{V_s * s}{f_y * d}$ $A_{v3} = 0.20 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{f_y}$					
Av1	0.25	cm2	0.25	cm2	
Av2	-0.07	cm2			
Av3	0.21	cm2			
			ϕ (mm)	# ramales	Área (cm2)
			10	2	1.57

CUMPLE

Tabla 142. Diseño a flexión - viga (30x20) cm.

DISEÑO DE LA VIGA (30x20) cm			
f_c	210	kg/cm²	
f_y	4200	kg/cm²	
β₁	0.85		
b	30	cm	
h	20	cm	
d	14.40	cm	
r	4	cm	
ÁREAS DE ACERO			
$A_{s\ min} = \frac{14}{f_y} * b * d$			
$A_{s\ máx} = 0.025 * b * d$			
As min.	1.60	cm²	
As máx.	10.80	cm²	
NUDO			
As superior	1.60	cm²	CUMPLE
As inferior	1.71	cm²	CUMPLE
CENTRO			
As superior	1.60	cm²	CUMPLE
As inferior	3.60	cm²	CUMPLE
ACERO DE REFUERZO			
Refuerzo superior	∅ (mm)		
CENTRO			
Díámetro	12		As (cm²)
# de varillas	2		2.26
			CUMPLE
Refuerzo superior	∅ (mm)		
NUDO (L/3)			
Díámetro	0		As (cm²)
# de varillas	0		0.00
			CUMPLE
Refuerzo inferior	∅ (mm)		
Díámetro	14	12	As (cm²)
# de varillas	1	2	3.80
			CUMPLE

Tabla 143. Diseño a corte - viga (30x20) cm.

DISEÑO A CORTE					
CHEQUEO POR CORTANTE					
Vu	1.99		T		
Mu	0.28		T.m		
ρ	0.00833				
d	14.30		cm		
ϕ	0.75				
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DEL CONCRETO					
$V_{c1} = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$ $V_{c2} = \left(0.50 * \sqrt{f'c} + \frac{176 * \rho * V_u * d}{M_u} \right) b * d$ $V_{c3} = (0.50 * \sqrt{f'c} + 176\rho) b * d$ $V_{c4} = 0.93 * \sqrt{f'c} * b * d$					
Vc1	3294.90	kg	3294.90	kg	
Vc2	3747.87	kg			
Vc3	3737.60	kg			
Vc4	5781.62	kg			
Si: $V_c \leq V_n$; necesita estribos. $V_n = \frac{V_u}{\phi}$					
Vn	2653.33	kg	No necesita estribos		
CHEQUEO POR CONFINAMIENTO					
$V_{s1} = V_n - V_c$ $V_{s2} = 2.20 * \sqrt{f'c} * b * d$					
Vs1	-641.57	kg	-641.57	kg	
Vs2	13676.96	kg			
Zona de confinamiento (2h)					
2h	40	cm	10	cm	
s1	3.58	cm			
s2	7.20	cm			
s3	15.00	cm			
Zona céntrica					
s	7.15	cm	10	cm	
ÁREA DE REFUERZO A CORTE					
$A_{v1} = \frac{3.50 * b * s}{f_y}$ $A_{v2} = \frac{V_s * s}{f_y * d}$ $A_{v3} = 0.20 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{f_y}$					
Av1	0.25	cm2	0.25	cm2	
Av2	-0.11	cm2			
Av3	0.21	cm2			
			ϕ (mm)	# ramales	Área (cm2)
			10	2	1.57

CUMPLE

Tabla 144. Diseño a flexión - viga (35x40) cm.

DISEÑO DE LA VIGA (35x40) cm			
f_c	210	kg/cm²	
f_y	4200	kg/cm²	
β₁	0.85		
b	35	cm	
h	40	cm	
d	34.40	cm	
r	4	cm	
ÁREAS DE ACERO			
$A_{s\ min} = \frac{14}{f_y} * b * d$			
$A_{s\ máx} = 0.025 * b * d$			
As min.	4.20	cm²	
As máx.	30.10	cm²	
NUDO			
As superior	4.20	cm²	CUMPLE
As inferior	4.20	cm²	CUMPLE
CENTRO			
As superior	4.20	cm²	CUMPLE
As inferior	4.22	cm²	CUMPLE
ACERO DE REFUERZO			
Refuerzo superior CENTRO	∅ (mm)		
	Diámetro	14 12	As (cm²)
	# de varillas	2 1	4.21
			CUMPLE
Refuerzo superior NUDO (L/3)	∅ (mm)		
	Diámetro	0	As (cm²)
	# de varillas	0	0.00
			CUMPLE
Refuerzo inferior	∅ (mm)		
	Diámetro	14	As (cm²)
	# de varillas	3	4.62
			CUMPLE

Tabla 145. Diseño a corte - viga (35x40) cm.

DISEÑO A CORTE					
CHEQUEO POR CORTANTE					
Vu	11.94		T		
Mu	3.28		T.m		
ρ	0.00350				
d	34.30		cm		
ϕ	0.75				
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DEL CONCRETO					
$V_{c1} = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$ $V_{c2} = \left(0.50 * \sqrt{f'c} + \frac{176 * \rho * V_u * d}{M_u} \right) b * d$ $V_{c3} = (0.50 * \sqrt{f'c} + 176\rho) b * d$ $V_{c4} = 0.93 * \sqrt{f'c} * b * d$					
Vc1	9220.36	kg	9220.36	kg	
Vc2	9623.12	kg			
Vc3	9439.01	kg			
Vc4	16179.11	kg			
Si: $V_c \leq V_n$; necesita estribos. $V_n = \frac{V_u}{\phi}$					
Vn	15920.00	kg	Necesita estribos		
CHEQUEO POR CONFINAMIENTO					
$V_{s1} = V_n - V_c$ $V_{s2} = 2.20 * \sqrt{f'c} * b * d$					
Vs1	6699.64	kg	6699.64	kg	
Vs2	38273.18	kg			
Zona de confinamiento (2h)					
2h	80	cm	10	cm	
s1	8.58	cm			
s2	8.40	cm			
s3	15.00	cm			
Zona céntrica					
s	17.15	cm	15	cm	
ÁREA DE REFUERZO A CORTE					
$A_{v1} = \frac{3.50 * b * s}{f_y}$ $A_{v2} = \frac{V_s * s}{f_y * d}$ $A_{v3} = 0.20 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{f_y}$					
Av1	0.29	cm2	0.47	cm2	
Av2	0.47	cm2			
Av3	0.24	cm2			
			ϕ (mm)	# ramales	Área (cm2)
			10	2	1.57

CUMPLE

3.8.2. Diseño de columnas

Tabla 146. Columna B2 (45x45) cm.

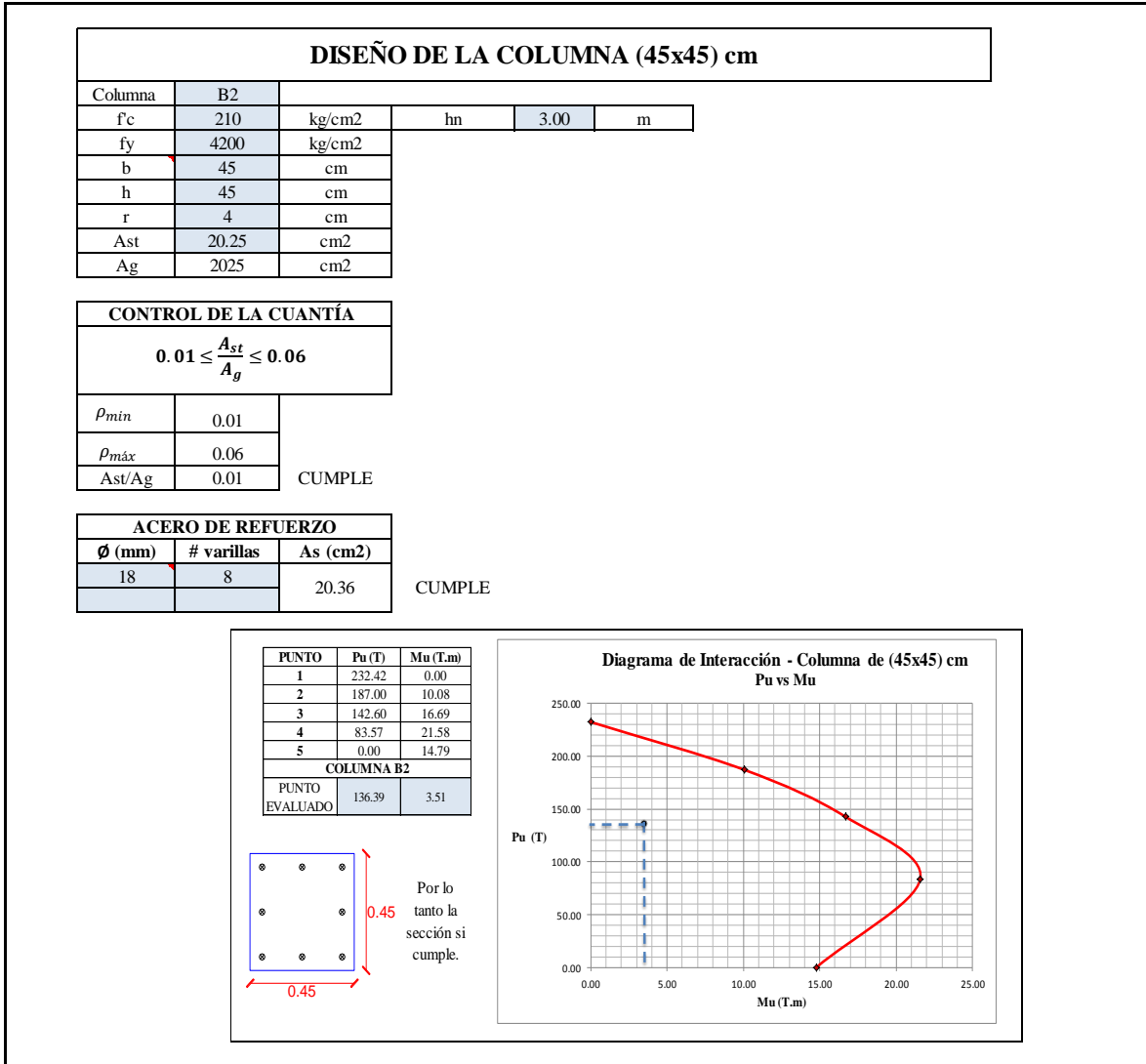


Tabla 147. Columna B2 (45x45) cm.

DISEÑO A CORTE				
CHEQUEO POR CORTANTE				
N_u	136.39			T
V_u	9.31			T
d	39.10			cm
ϕ	0.75			
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DEL CONCRETO				
$V_{c1} = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$				
$V_{c2} = 0.53 * \left(1 + \frac{0.0071 * N_u}{A_g}\right) \sqrt{f'c} * b * d$				
V_{c1}	13513.72	kg	13513.72	kg
V_{c2}	19976.07	kg		
Si: $V_c \leq V_n$; necesita estribos.			$V_n = \frac{V_u}{\phi}$	
V_n	12413.33	kg	No necesita estribos	

CHEQUEO POR CAPACIDAD				
$V_{cp} = \frac{M_{pie} + M_{cab}}{L_u}$				
M_{pie}	3.82	T.m	Lu (m)	
$M_{cab.}$	6.00	T.m	2.60	
V_{cp}	3776.92	kg		

Si: $V_{cp} \leq V_n$; necesita estribos.			$V_n = \frac{V_u}{\phi}$	
V_n	12413.33	kg	Necesita estribos	

Longitud de la zona de confinamiento (Lo)				
$Lo1$	45.00	cm	50	cm
$Lo2$	50.00	cm		
$Lo3$	45.00	cm		

Zona de confinamiento				
$so1$	11.25	cm	10	cm
$so2$	10.80	cm		
$so3$	10.00	cm		

Zona céntrica				
$s1$	19.55	cm	15	cm

CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DEL ACERO				
$V_{s1} = V_n - V_{cp}$				
$V_{s2} = 2.20 * \sqrt{f'c} * b * d$				
V_{s1}	8636.41	kg	8636.41	kg
V_{s2}	56094.67	kg		

ÁREA DE REFUERZO A CORTE					
$A_v = \frac{V_s * s}{f_y * d}$			ϕ (mm)	# ramales	Área (cm2)
A_v	0.53	cm2	10	2	1.57

CUMPLE

CHEQUEO POR CONFINAMIENTO				
$A_{sh1} = 0.30 * \frac{s * b_c * f'c}{f_y} * \left[\left(\frac{A_g}{A_c}\right) - 1\right]$				
$A_{sh2} = 0.09 * \frac{s * b_c * f'c}{f_y}$				

A_c	1369.00	cm2	2.59	cm2	ϕ (mm)	# ramales	Área (cm2)
b_c	36.00	cm					
$As1$	2.59	cm2					
$As2$	1.62	cm2					
					10	4	3.14

CUMPLE

Tabla 148. Columna C3 (40x40) cm.

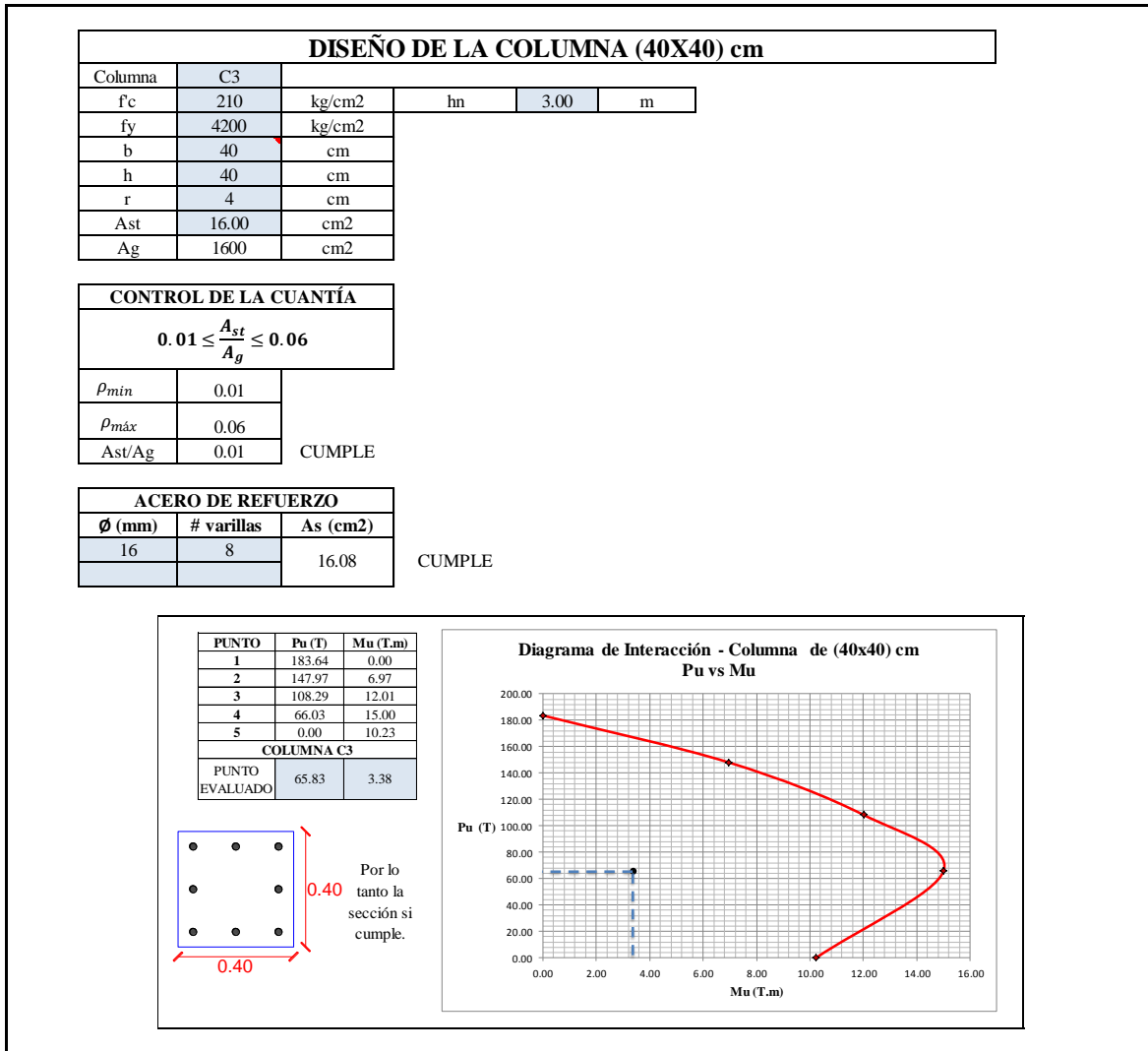


Tabla 149. Columna C3 (40x40) cm.

DISEÑO A CORTE					
CHEQUEO POR CORTANTE					
N_u	65.83			T	
V_u	4.98			T	
d	34.20			cm	
ϕ	0.75				
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DEL CONCRETO					
$V_{c1} = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$ $V_{c2} = 0.53 * \left(1 + \frac{0.0071 * N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'c} * b * d$					
V_{c1}	10506.83	kg	10506.83	kg	
V_{c2}	13576.09	kg			
Si: $V_c \leq V_n$; necesita estribos.			$V_n = \frac{V_u}{\phi}$		
V_n	6640.00	kg	No necesita estribos		
CHEQUEO POR CAPACIDAD					
$V_{cp} = \frac{M_{pie} + M_{cab}}{L_u}$					
M_{pie}	5.02	T.m	Lu (m)		
$M_{cab.}$	6.19	T.m	2.60		
V_{cp}	4311.54	kg			
Si: $V_{cp} \leq V_n$; necesita estribos.			$V_n = \frac{V_u}{\phi}$		
V_n	6640.00	kg	Necesita estribos		
Longitud de la zona de confinamiento (Lo)					
$Lo1$	40.00	cm	50	cm	
$Lo2$	50.00	cm			
$Lo3$	45.00	cm			
Zona de confinamiento					
$so1$	10.00	cm	10	cm	
$so2$	9.60	cm			
$so3$	11.33	cm			
Zona céntrica					
$s1$	17.10	cm	15	cm	
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DEL ACERO					
$V_{s1} = V_n - V_{cp}$ $V_{s2} = 2.20 * \sqrt{f'c} * b * d$					
V_{s1}	2328.46	kg	2328.46	kg	
V_{s2}	43613.25	kg			
ÁREA DE REFUERZO A CORTE					
$A_v = \frac{V_s * s}{f_y * d}$		ϕ (mm)	# ramales	Área (cm2)	
A_v	0.16	cm2	10	2	1.57
CUMPLE					
CHEQUEO POR CONFINAMIENTO					
$A_{sh1} = 0.30 * \frac{s * b_c * f'c}{f_y} * \left[\left(\frac{A_g}{A_c} \right) - 1 \right]$ $A_{sh2} = 0.09 * \frac{s * b_c * f'c}{f_y}$					
A_c	1024.00	cm2			
b_c	31.00	cm			
A_{s1}	2.62	cm2	2.62	cm2	
A_{s2}	1.40	cm2			
			ϕ (mm)	# ramales	Área (cm2)
			10	4	3.14
CUMPLE					

Tabla 150. Columna B5 (45x50) cm; análisis en sentido X-X.

DISEÑO DE LA COLUMNA (45x50) cm ; X-X		
Columna	B5	X-X
f _c	210	kg/cm ²
f _y	4200	kg/cm ²
b	45	cm
h	50	cm
r	4	cm
A _{st}	22.50	cm ²
A _g	2250	cm ²

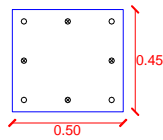
CONTROL DE LA CUANTÍA	
$0.01 \leq \frac{A_{st}}{A_g} \leq 0.06$	
ρ_{min}	0.01
ρ_{max}	0.06
A _{st} /A _g	0.01

CUMPLE

ACERO DE REFUERZO		
∅ (mm)	# varillas	A _s (cm ²)
20	4	22.75
18	4	

CUMPLE

PUNTO	Pu (T)	Mu (T.m)
1	258.53	0.00
2	207.45	12.78
3	163.21	20.40
4	92.86	27.28
5	0.00	18.60
COLUMNA B4		
PUNTO EVALUADO	209.30	4.86



Por lo tanto la sección si cumple.

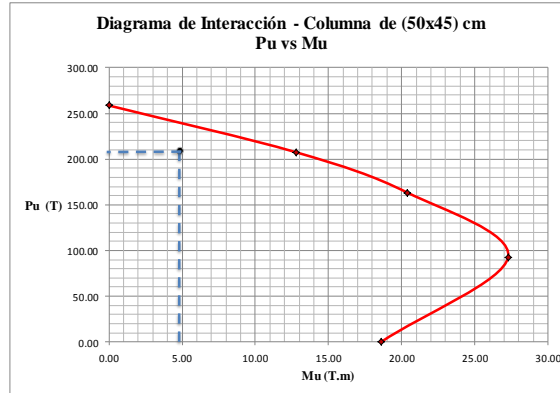


Tabla 151. Columna B5 (45x50) cm; análisis en sentido X-X.

DISEÑO A CORTE					
CHEQUEO POR CORTANTE					
N_u	121.40				T
V_u	7.79				T
d	44.00				cm
ϕ	0.75				
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DE CONCRETO					
$V_{c1} = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$ $V_{c2} = 0.53 * \left(1 + \frac{0.0071 * N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'c} * b * d$					
V_{c1}	15207.25	kg		15207.25	kg
V_{c2}	21032.91	kg			
Si: $V_c \leq V_n$; necesita estribos. $V_n = \frac{V_u}{\phi}$					
V_n	10386.67	kg			No necesita estribos
CHEQUEO POR CAPACIDAD					
$V_{cp} = \frac{M_{pie} + M_{cab}}{L_u}$					
M_{pie}	8.09	T.m		L_u (m)	
M_{cab}	9.04	T.m		2.60	
V_{cp}	6588.46	kg			
Si: $V_{cp} \leq V_n$; necesita estribos. $V_n = \frac{V_u}{\phi}$					
V_n	10386.67	kg			Necesita estribos
Longitud de la zona de confinamiento (L_o)					
L_{o1}	50.00	cm		50	cm
L_{o2}	50.00	cm			
L_{o3}	45.00	cm			
Zona de confinamiento					
s_{o1}	11.25	cm		10	cm
s_{o2}	10.80	cm			
s_{o3}	10.00	cm			
Zona céntrica					
s_1	22.00	cm		20	cm
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DEL ACERO					
$V_{s1} = V_n - V_{cp}$ $V_{s2} = 2.20 * \sqrt{f'c} * b * d$					
V_{s1}	3798.21	kg		3798.21	kg
V_{s2}	63124.44	kg			
ÁREA DE REFUERZO A CORTE					
$A_v = \frac{V_s * s}{f_y * d}$					
A_v	0.21	cm ²		ϕ (mm)	# ramales
				10	2
					Área (cm ²)
					1.57
CUMPLE					
CHEQUEO POR CONFINAMIENTO					
$A_{sh1} = 0.30 * \frac{s * b_c * f'c}{f_y} * \left[\left(\frac{A_g}{A_c} \right) - 1 \right]$ $A_{sh2} = 0.09 * \frac{s * b_c * f'c}{f_y}$					
A_c	1554.00	cm ²			
b_c	41.00	cm			
A_{s1}	2.75	cm ²		2.75	cm ²
A_{s2}	1.845	cm ²			
				ϕ (mm)	# ramales
				10	4
					Área (cm ²)
					3.14
CUMPLE					

Tabla 152. Columna B5 (50x45) cm; análisis en sentido Y-Y.

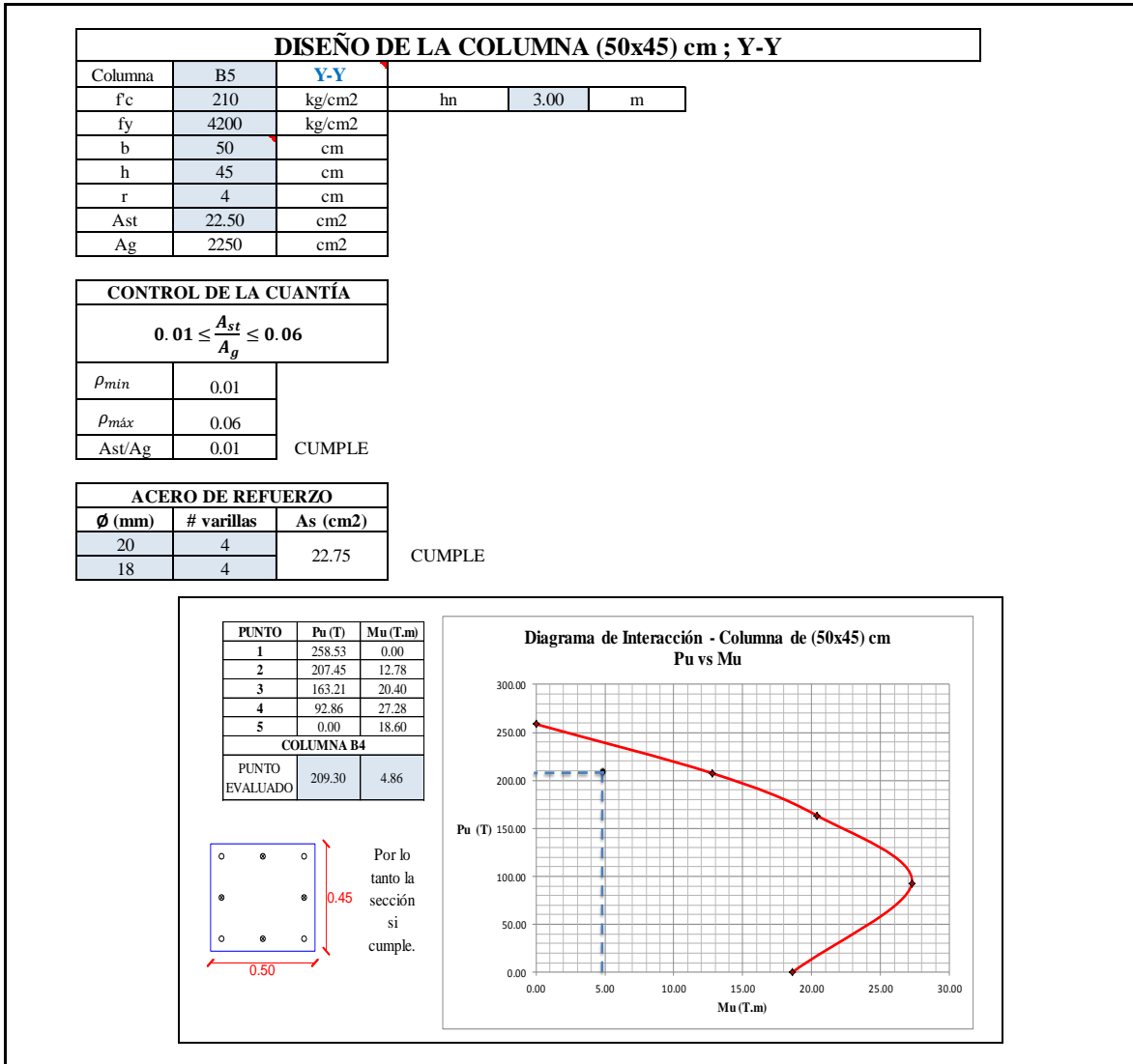


Tabla 153. Columna B5 (50x45) cm; análisis en sentido Y-Y.

DISEÑO A CORTE					
CHEQUEO POR CORTANTE					
N_u	120.68				T
V_u	5.62				T
d	39.00				cm
ϕ	0.75				
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DEL CONCRETO					
$V_{c1} = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$					
$V_{c2} = 0.53 * \left(1 + \frac{0.0071 * N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'c} * b * d$					
V_{c1}	14976.84	kg	14976.84		kg
V_{c2}	20680.20	kg			
Si: $V_c \leq V_n$; necesita estribos. $V_n = \frac{V_u}{\phi}$					
V_n	7493.33	kg			No necesita estribos
CHEQUEO POR CAPACIDAD					
$V_{cp} = \frac{M_{pie} + M_{cab}}{L_u}$					
M_{pie}	6.00	T.m			Lu (m)
M_{cab}	6.35	T.m			2.60
V_{cp}	4750.00	kg			
Si: $V_{cp} \leq V_n$; necesita estribos. $V_n = \frac{V_u}{\phi}$					
V_n	7493.33	kg			Necesita estribos
Longitud de la zona de confinamiento (Lo)					
$Lo1$	50.00	cm			
$Lo2$	50.00	cm		50	cm
$Lo3$	45.00	cm			
Zona de confinamiento					
$so1$	11.25	cm			
$so2$	10.80	cm		10	cm
$so3$	10.00	cm			
Zona céntrica					
$s1$	19.50	cm		15	cm
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DEL ACERO					
$V_{s1} = V_n - V_{cp}$					
$V_{s2} = 2.20 * \sqrt{f'c} * b * d$					
V_{s1}	2743.33	kg	2743.33		kg
V_{s2}	62168.01	kg			
ÁREA DE REFUERZO A CORTE					
$A_v = \frac{V_s * s}{f_y * d}$					
A_v	0.17	cm2		ϕ (mm)	# ramales
				10	2
					Área (cm2)
					1.57
CUMPLE					
CHEQUEO POR CONFINAMIENTO					
$A_{sh1} = 0.30 * \frac{s * b_c * f'c}{f_y} * \left[\left(\frac{A_g}{A_c} \right) - 1 \right]$					
$A_{sh2} = 0.09 * \frac{s * b_c * f'c}{f_y}$					
A_c	1554.00	cm2			
b_c	36.00	cm			
A_{s1}	2.42	cm2			
A_{s2}	1.62	cm2			
			2.42	cm2	ϕ (mm)
					# ramales
					Área (cm2)
				10	4
					3.14
CUMPLE					

Tabla 154. Columna B3 (60x60) cm.

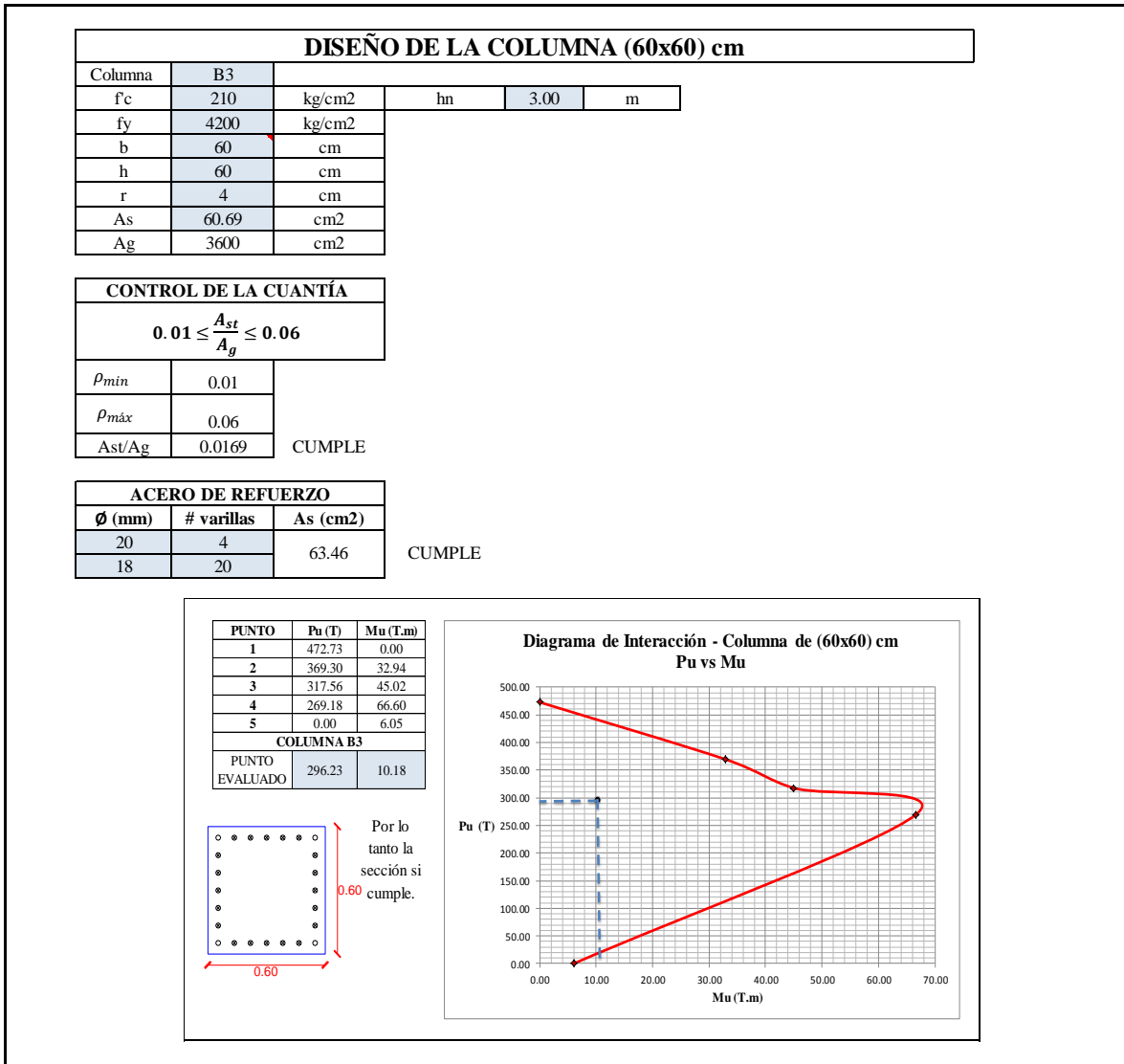


Tabla 155. Columna B3 (60x60) cm.

DISEÑO A CORTE						
CHEQUEO POR CORTANTE						
N_u	296.23			T		
V_u	5.29			T		
d	54.00			cm		
ϕ	0.75					
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DEL CONCRETO						
$V_{c1} = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$						
$V_{c2} = 0.53 * \left(1 + \frac{0.0071 * N_u}{A_g}\right) * \sqrt{f'c} * b * d$						
V_{c1}	24884.59	kg		24884.59	kg	
V_{c2}	39422.95	kg				
Si: $V_c \leq V_n$; necesita estribos.				$V_n = \frac{V_u}{\phi}$		
V_n	7053.33	kg		No necesita estribos		
CHEQUEO POR CAPACIDAD						
$V_{cp} = \frac{M_{pie} + M_{cab}}{L_u}$						
M_{pie}	3.42	T.m		Lu (m)		
$M_{cab.}$	8.28	T.m		2.60		
V_{cp}	4500.00	kg				
Si: $V_{cp} \leq V_n$; necesita estribos.				$V_n = \frac{V_u}{\phi}$		
V_n	7053.33	kg		Necesita estribos		
Longitud de la zona de confinamiento (Lo)						
$Lo1$	60.00	cm		60	cm	
$Lo2$	50.00	cm				
$Lo3$	45.00	cm				
Zona de confinamiento						
$so1$	15.00	cm		10	cm	
$so2$	10.80	cm				
$so3$	10.00	cm				
Zona céntrica						
$s1$	27.00	cm		25	cm	
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DEL ACERO						
$V_{s1} = V_n - V_{cp}$						
$V_{s2} = 2.20 * \sqrt{f'c} * b * d$						
V_{s1}	2553.33	kg		2553.33	kg	
V_{s2}	103294.53	kg				
ÁREA DE REFUERZO A CORTE						
$A_v = \frac{V_s * s}{f_y * d}$			ϕ (mm)	# ramales	Área (cm2)	
A_v	0.11	cm2	10	2	1.57	
CHEQUEO POR CONFINAMIENTO						
$A_{sh1} = 0.30 * \frac{s * b_c * f'c}{f_y} * \left[\left(\frac{A_g}{A_c}\right) - 1\right]$						
$A_{sh2} = 0.09 * \frac{s * b_c * f'c}{f_y}$						
A_c	2704.00	cm2				
b_c	51.00	cm				
$As1$	2.53	cm2	2.53	cm2	ϕ (mm)	# ramales
$As2$	2.295	cm2			10	4

CUMPLE

CUMPLE

Tabla 156. Columna A2-B2 (45x45) cm, con efectos de columna corta.

DISEÑO DE COLUMNAS CON EFECTOS DE COLUMNA CORTA (45x45) cm			
Columna	A2 - B2		
f'c	210	kg/cm2	
fy	4200	kg/cm2	
b	45	cm	
h	45	cm	
r	4	cm	
As	20.25	cm2	
Ag	2025	cm2	
CONTROL DE LA CUANTÍA			
$0.01 \leq \frac{A_{st}}{A_g} \leq 0.06$			
ρ_{min}	0.01		
ρ_{max}	0.06		
As/Ag	0.01		CUMPLE
ACERO DE REFUERZO			
ϕ (mm)	# varillas	As (cm2)	
18	8	20.36	CUMPLE
DISEÑO A CORTE			
CHEQUEO POR CORTANTE			
N_u	136.86	T	
V_u	9.31	T	
d	39.10	cm	
ϕ	0.75		
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DEL CONCRETO			
$V_{c1} = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$			
$V_{c2} = 0.53 * \left(1 + \frac{0.0071 * N_u}{A_g}\right) \sqrt{f'c} * b * d$			
Vc1	13513.72	kg	
Vc2	19998.34	kg	13513.72 kg
Si: $V_c \leq V_n$; necesita estribos.			$V_n = \frac{V_u}{\phi}$
Vn	12413.33	kg	No necesita estribos
CHEQUEO POR CAPACIDAD			
$V_{cp} = \frac{M_{pie} + M_{cab}}{L_u}$			
Mpie	3.82	T.m	Lu (m)
Mcab.	6.00	T.m	2.60
Vcp	3776.92	kg	
Si: $V_c \leq V_n$; necesita estribos.			$V_n = \frac{V_u}{\phi}$
Vn	12413.33	kg	Necesita estribos

Tabla 157. Columna A2-B2 (45x45) cm, con efectos de columna corta.

<p>4.3.5. Columnas cortas</p> <p>Cuando existan muros o paredes integrados a las columnas, que producen "columnas cortas" que sean parte del sistema estructural sismo resistente, se considera como altura libre de la "columna corta" el claro producido por las paredes interrumpidas.</p> <p>Son casos no deseables. En caso de que sean inevitables, los requisitos de diseño son los siguientes:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Se disminuirá el espaciamiento máximo entre los estribos a 4 veces el diámetro de la varilla longitudinal ($S \leq 4d$) sin exceder de 100 mm, en toda la altura de la "columna corta", • Se realizará un diseño por capacidad de estos elementos. Además de verificar la estabilidad y la capacidad de distorsión global del edificio sean similares a los de un edificio regular, de lo contrario no se emplearán estos elementos, 							
Zona de confinamiento							
s1	7.20	cm	7	cm			
s2	10.00	cm					
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DEL ACERO							
$V_{s1} = V_n - V_{cp}$							
$V_{s2} = 1.10 * \sqrt{f'c} * b * d$							
Vs1	8636.41	kg	8636.41	kg			
Vs2	28047.34	kg					
$V_{s\text{ máx}} = 2.20 * \sqrt{f'c} * b * d$							
Vs máx	56094.67	kg	CUMPLE				
ÁREA DE REFUERZO A CORTE							
$A_v = \frac{V_s * s}{f_y * d}$			ϕ (mm)	# ramales	Área (cm ²)		
Av	0.37	cm ²	10	2	1.57	CUMPLE	
CHEQUEO POR CONFINAMIENTO							
$A_{sh1} = 0.30 * \frac{s * b_c * f'c}{f_y} * \left[\left(\frac{A_g}{A_c} \right) - 1 \right]$							
$A_{sh2} = 0.09 * \frac{s * b_c * f'c}{f_y}$							
Ac	1369.00	cm ²					
bc	36.00	cm					
As1	1.81	cm ²	1.81	cm ²	ϕ (mm)	# ramales	Área (cm ²)
As2	1.13	cm ²			10	4	3.14

3.8.2.1. Chequeo de aplastamiento en columnas

Tabla 158. Diagrama de Interacción – Columna C3 (40x40) cm.

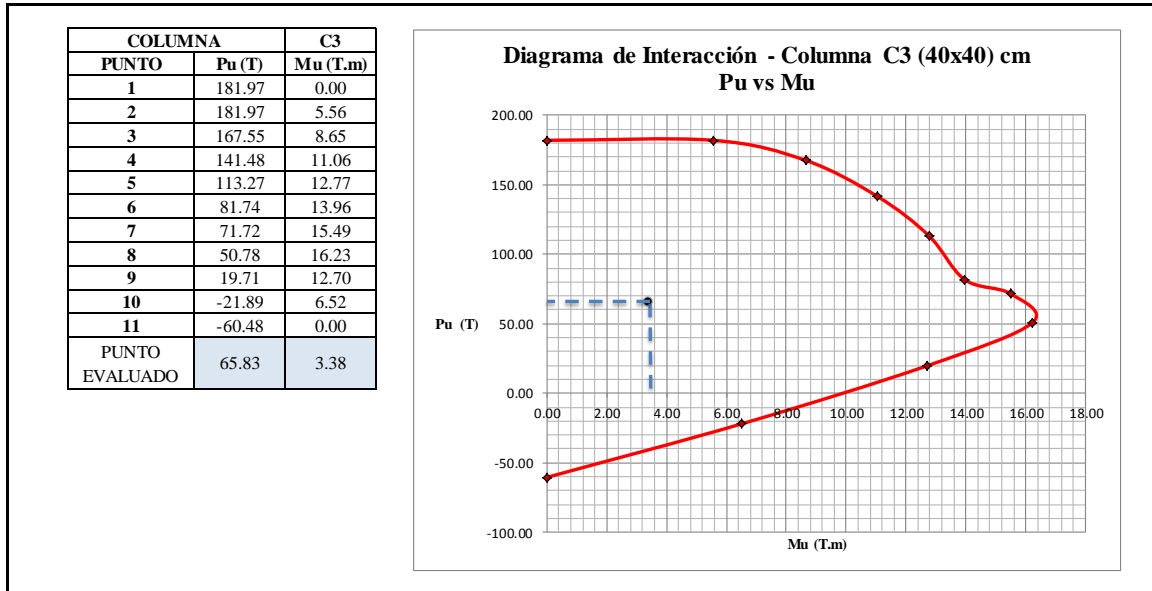


Tabla 159. Diagrama de Interacción – Columna B2 (45x45) cm.

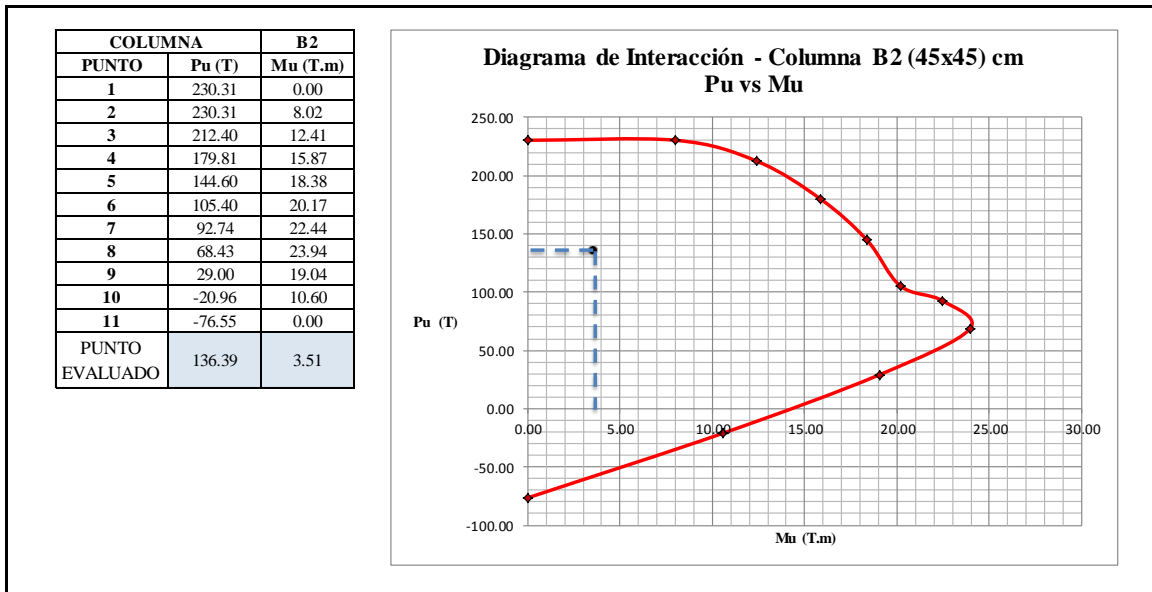


Tabla 160. Diagrama de Interacción – Columna B4 (50x45) cm.

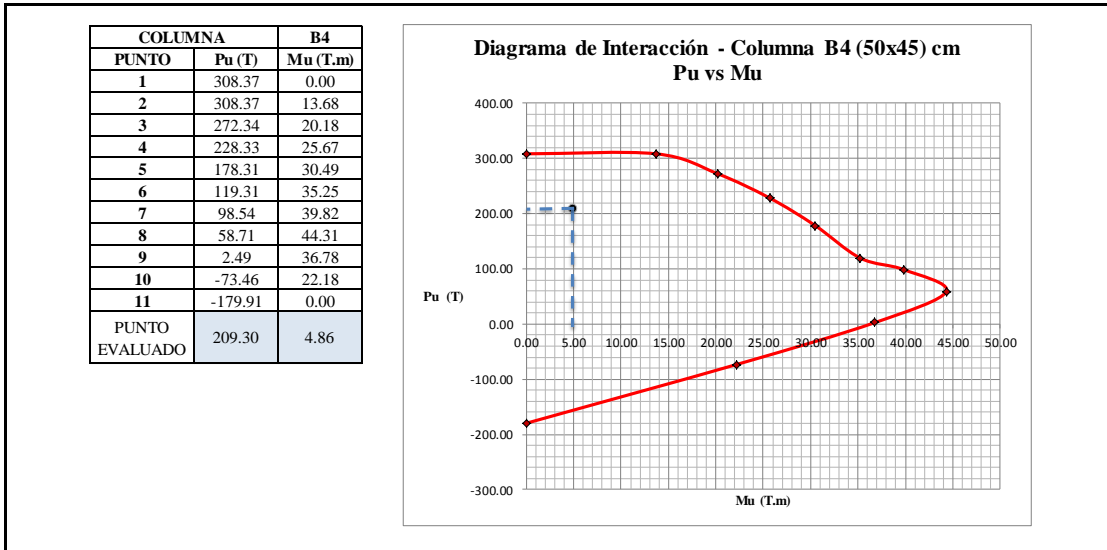
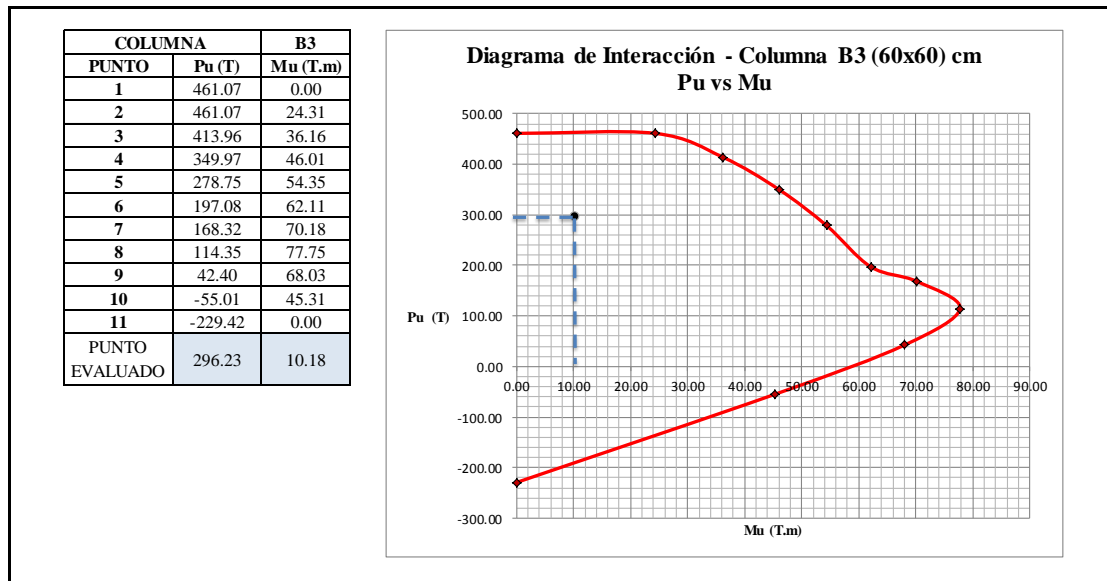


Tabla 161. Diagrama de Interacción – Columna B3 (60x60) cm.



3.8.3. Diseño de muros de corte

Tabla 162. Muro de corte – lw=3.30 m.

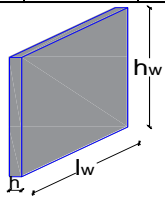
DISEÑO DEL MURO DE CORTE - lw=3.30 m				
fc	210	kg/cm2		
fy	4200	kg/cm2		
r	4	cm		
β1	0.85			
				
Espesor mínimo del muro de corte (h)				
hw	3.00	m		
lw	3.30	m		
$h_1 = \frac{h_w}{25} ; h_2 = \frac{l_w}{25} ; h_3 = 10 \text{ cm}$				
h1	12.00	cm	14.00	cm
h2	13.20	cm		
h3	10.00	cm		
Espesor colocado				
h	25.00	cm	CUMPLE	
CUANTÍA MÍNIMA				
$\rho_l \geq 0.0025$				
$\rho_t \geq 0.0025$				
ρmin	0.0025			
ELEMENTOS DE BORDE				
Nu	208.53	T		
$c = \left(\frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} \right) l_w$ $w = \frac{\rho_l f_y}{f'c} ; \alpha = \frac{N_u}{l_w + h + f'c}$				
w	0.05			
α	0.120			
c	68.35	cm		
$c \geq \frac{l_w}{600 * \left(1.50 \frac{\delta_u}{h_w} \right)}$				
δu	17.49	mm		
hw	3000.00	mm		
$\delta_u/h_w \geq 0.005$				
δu/hw	0.0058			
≥	62.89	cm	NECESITA	

Tabla 163. Diseño a compresión, flexión y corte - Muro de corte – lw=3.30 m.

Fuerza sísmica (T)		Carga axial (T)	Altura de piso (m)	#Piso	Fuerza sísmica (T)		Carga axial (T)	Altura de piso (m)	#Piso
17.11	35.69	3.00	2.60	3	24.60	33.70	2.60	6	
19.54	38.45	2.60	2.60	2	28.34	26.58	2.60	5	
6.48	42.33	2.60	2.60	1	21.73	31.78	2.60	4	

DISEÑO POR COMPRESIÓN		
$\phi P_n = 0.55\phi \cdot f'c \cdot A_g \left[1 - \left(\frac{kl_c}{32h} \right)^2 \right]; N, mm$		
ϕ	0.65	
k	1	
lc	3.00	m
ϕP_n	532270.02	kg
Pu	116470.00	kg
$\phi P_n > P_u$	CUMPLE	

DISEÑO A FLEXIÓN		
N_u	116.47	T
M_u'	485.28	T.m
ϕ	0.90	
$A_s = \frac{M_u'}{\phi \cdot f_y \cdot d}; d = 0.80l_w$		
d	264.00	cm
A_s	48.63	cm ²
A_{st}	145.89	cm ²
M_u	861.70	T.m
$M_u \geq M_u'$	CUMPLE	

DISEÑO A CORTE		
CORTE MÁXIMO ADMISIBLE		
$V_u = 2.65\sqrt{f'c} \cdot h \cdot d$		
V_u	253454.18	kg
V_u	43130.00	kg
ϕ	0.75	
ϕV_u	190090.63	kg
$\phi V_u \geq V_u$	CUMPLE	
SECCIÓN CRÍTICA POR CORTE		
$h_{sc1} \leq \frac{l_w}{2}$	$h_{sc2} \leq \frac{h_w}{2}$	
bsc1	1.65	m
bsc2	1.50	m
V_u crítico	104.34	T
$v_u' = \frac{V_u \text{ crítico}}{\phi \cdot d \cdot h}; v_u = 2.70\sqrt{f'c}$		
v_u'	3.51	kg/cm ²
v_u	39.13	kg/cm ²
$v_u > v_u'$	CUMPLE	
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DE CONCRETO		
$V_{c1} = 0.88\sqrt{f'c} + \frac{N_u \cdot d}{4l_w}$		
$V_{c2} = \left[0.16\sqrt{f'c} + \frac{l_w \left(0.33\sqrt{f'c} + 0.20 \frac{N_u}{l_w + h} \right)}{\frac{M_u \cdot l_w}{V_u \cdot 2}} \right] hd$		
V_{c1}	23306.75	kg
V_{c2}	24340.54	kg
	23306.75	kg

REFUERZO HORIZONTAL		
$A_{sh} = \frac{(V_u - V_c)s}{f_y \cdot d}$		
s	10	cm
A_{sh}	2.08	cm ²
ϕ (mm)	12	#varillas
	1.84	#varillas
	2	

REFUERZO VERTICAL		
Control de la cuantía		
$\rho_{11} = 0.0025 + 0.50 \cdot \left(2.50 - \frac{h_w}{l_w} \right) \cdot (\rho_t - 0.0025)$		
$\rho_{12} = 0.0025$		
ρ_{11}	0.0025	0.0025
ρ_{12}	0.0025	
Área de acero		
$A_{sv} = \rho_1 \cdot b \cdot h; b = 1m$		
A_{sv}	6.25	cm ²
ϕ (mm)	16	#varillas
	3.11	#varillas
	4	s (cm)
	25	

DISEÑO POR COMPRESIÓN		
$\phi P_n = 0.55\phi \cdot f'c \cdot A_g \left[1 - \left(\frac{kl_c}{32h} \right)^2 \right]; N, mm$		
ϕ	0.65	
k	1	
lc	2.60	m
ϕP_n	553947.93	kg
Pu	92060.00	kg
$\phi P_n > P_u$	CUMPLE	

DISEÑO A FLEXIÓN		
N_u	92.06	T
M_u'	179.30	T.m
ϕ	0.90	
$A_s = \frac{M_u'}{\phi \cdot f_y \cdot d}; d = 0.80l_w$		
d	264.00	cm
A_s	17.97	cm ²
A_{st}	53.90	cm ²
M_u	378.36	T.m
$M_u \geq M_u'$	CUMPLE	

DISEÑO A CORTE		
CORTE MÁXIMO ADMISIBLE		
$V_u = 2.65\sqrt{f'c} \cdot h \cdot d$		
V_u	253454.18	kg
V_u	74170.00	kg
ϕ	0.75	
ϕV_u	190090.63	kg
$\phi V_u \geq V_u$	CUMPLE	
SECCIÓN CRÍTICA POR CORTE		
$h_{sc1} \leq \frac{l_w}{2}$	$h_{sc2} \leq \frac{h_w}{2}$	
bsc1	1.65	m
bsc2	1.50	m
V_u crítico	74.17	T
$v_u' = \frac{V_u \text{ crítico}}{\phi \cdot d \cdot h}; v_u = 2.70\sqrt{f'c}$		
v_u'	2.50	kg/cm ²
v_u	39.13	kg/cm ²
$v_u > v_u'$	CUMPLE	
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DE CONCRETO		
$V_{c1} = 0.88\sqrt{f'c} + \frac{N_u \cdot d}{4l_w}$		
$V_{c2} = \left[0.16\sqrt{f'c} + \frac{l_w \left(0.33\sqrt{f'c} + 0.20 \frac{N_u}{l_w + h} \right)}{\frac{M_u \cdot l_w}{V_u \cdot 2}} \right] hd$		
V_{c1}	18424.75	kg
V_{c2}	59665.18	kg
	18424.75	kg

REFUERZO HORIZONTAL		
$A_{sh} = \frac{(V_u - V_c)s}{f_y \cdot d}$		
s	10	cm
A_{sh}	2.12	cm ²
ϕ (mm)	12	#varillas
	1.87	#varillas
	2	

REFUERZO VERTICAL		
Control de la cuantía		
$\rho_{11} = 0.0025 + 0.50 \cdot \left(2.50 - \frac{h_w}{l_w} \right) \cdot (\rho_t - 0.0025)$		
$\rho_{12} = 0.0025$		
ρ_{11}	0.0025	0.0025
ρ_{12}	0.0025	
Área de acero		
$A_{sv} = \rho_1 \cdot b \cdot h; b = 1m$		
A_{sv}	6.25	cm ²
ϕ (mm)	16	#varillas
	3.11	#varillas
	4	s (cm)
	25	

Tabla 164. Muro de corte – lw=2.30 m.

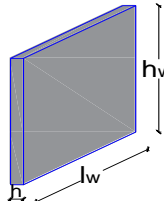
DISEÑO DEL MURO DE CORTE - lw=2.30 m				
fc	210	kg/cm2		
fy	4200	kg/cm2		
r	4	cm		
β1	0.85			
				
Espesor mínimo del muro de corte (h)				
hw	3.00	m		
lw	2.30	m		
$h_1 = \frac{h_w}{25} ; h_2 = \frac{l_w}{25} ; h_3 = 10 \text{ cm}$				
h1	12.00	cm	12.00	cm
h2	9.20	cm		
h3	10.00	cm		
Espesor colocado				
h	25.00	cm	CUMPLE	
CUANTÍA MÍNIMA				
$\rho_l \geq 0.0025$				
$\rho_t \geq 0.0025$				
ρ_{min}	0.0025			
ELEMENTOS DE BORDE				
N_u	312.38	T		
$c = \left(\frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} \right) l_w$				
$w = \frac{\rho_l f_y}{f'_c} ; \alpha = \frac{N_u}{l_w h f'_c}$				
w	0.05			
α	0.259			
c	86.32	cm		
$c \geq \frac{l_w}{600 * \left(1.50 \frac{\delta_u}{h_w} \right)}$				
δu	28.35	mm		
hw	3000.00	mm		
$\delta_u/h_w \geq 0.005$				
δu/hw	0.0095			
≥	27.04	cm	NECESITA	

Tabla 165. Diseño a compresión, flexión y corte - Muro de corte - lw=2.30 m.

		Carga axial (T)	Altura de piso (m)	#Piso			Carga axial (T)	Altura de piso (m)	#Piso		
Fuerza sísmica (T)		10.53	60.00	3	Fuerza sísmica (T)		8.43	16.80	6		
		10.19	76.01	2			16.35	17.92	2.60	5	
		7.91	97.66	2.60			12.25	43.99	2.60	4	
			3.00					2.60			
DISEÑO POR COMPRESIÓN $\phi P_n = 0.55\phi \cdot f'c \cdot A_g \left[1 - \left(\frac{kl_c}{32h} \right)^2 \right]; N, mm$					DISEÑO POR COMPRESIÓN $\phi P_n = 0.55\phi \cdot f'c \cdot A_g \left[1 - \left(\frac{kl_c}{32h} \right)^2 \right]; N, mm$						
ϕ	0.65				ϕ	0.65					
k	1				k	1					
kl	3.00		m		kl	2.60		m			
ϕP_n	370976.07		kg		ϕP_n	386084.92		kg			
Pu	233670.00		kg		Pu	78710.00		kg			
$\phi P_n > P_u$					$\phi P_n > P_u$						
CUMPLE					CUMPLE						
DISEÑO A FLEXIÓN $A_s = \frac{M_u'}{\phi \cdot f_y \cdot d}; d = 0.80l_w$					DISEÑO A FLEXIÓN $A_s = \frac{M_u'}{\phi \cdot f_y \cdot d}; d = 0.80l_w$						
N_u	233.67		T		N_u	78.71		T			
M_u'	306.87		T.m		M_u'	83.49		T.m			
ϕ	0.90				ϕ	0.90					
d	184.00		cm		d	184.00		cm			
A_s	44.12		cm ²		A_s	12.00		cm ²			
A_{st}	132.36		cm ²		A_{st}	36.01		cm ²			
M_u	493.16		T.m		M_u	144.84		T.m			
$M_u \geq M_u'$					$M_u \geq M_u'$						
CUMPLE					CUMPLE						
DISEÑO A CORTE CORTE MÁXIMO ADMISIBLE $V_n = 2.65\sqrt{f'c} \cdot h \cdot d$					DISEÑO A CORTE CORTE MÁXIMO ADMISIBLE $V_n = 2.65\sqrt{f'c} \cdot h \cdot d$						
V_n	176649.88		kg		V_n	176649.88		kg			
V_u	28630.00		kg		V_u	37030.00		kg			
ϕ	0.75				ϕ	0.75					
ϕV_n	132487.41		kg		ϕV_n	132487.41		kg			
$\phi V_n \geq V_u$					$\phi V_n \geq V_u$						
CUMPLE					CUMPLE						
SECCIÓN CRÍTICA POR CORTE $h_{sc1} \leq \frac{l_w}{2} \quad h_{sc2} \leq \frac{h_w}{2}$					SECCIÓN CRÍTICA POR CORTE $h_{sc1} \leq \frac{l_w}{2} \quad h_{sc2} \leq \frac{h_w}{2}$						
hsc1	1.15		m	1.15	m	hsc1	1.15		m	1.15	m
hsc2	1.50		m			hsc2	1.50		m		
Vu crítico	65.66		T			Vu crítico	37.03		T		
$v_u' = \frac{V_u \text{ crítico}}{\phi \cdot d \cdot h}$						$v_u' = \frac{V_u \text{ crítico}}{\phi \cdot d \cdot h}$					
v_u	4.14		kg/cm ²			v_u	2.33		kg/cm ²		
v_u	39.13		kg/cm ²			v_u	39.13		kg/cm ²		
$v_u > v_u'$					$v_u > v_u'$						
CUMPLE					CUMPLE						
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DE CONCRETO $V_{c1} = 0.88\sqrt{f'c} + \frac{N_u \cdot d}{4l_w}$ $V_{c2} = \left[0.16\sqrt{f'c} + \frac{l_w \left(0.33\sqrt{f'c} + 0.20 \frac{N_u}{l_w \cdot h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} \frac{l_w}{2}} \right] hd$					CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DE CONCRETO $V_{c1} = 0.88\sqrt{f'c} + \frac{N_u \cdot d}{4l_w}$ $V_{c2} = \left[0.16\sqrt{f'c} + \frac{l_w \left(0.33\sqrt{f'c} + 0.20 \frac{N_u}{l_w \cdot h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} \frac{l_w}{2}} \right] hd$						
Vc1	46746.75		kg	19162.25	kg	Vc1	15754.75		kg	15754.75	kg
Vc2	19162.25		kg			Vc2	39476.50		kg		
REFUERZO HORIZONTAL $A_{sh} = \frac{(V_n - V_c)s}{f_y \cdot d}$					REFUERZO HORIZONTAL $A_{sh} = \frac{(V_n - V_c)s}{f_y \cdot d}$						
s	10		cm			s	10		cm		
Ash	2.04		cm ²	ϕ (mm)	#varillas	#varillas	2012@10cm	ϕ (mm)	#varillas	#varillas	2012@10cm
				12	1.80	2		12	1.84	2	
REFUERZO VERTICAL Control de la cuantía $\rho_{11} = 0.0025 + 0.50 \cdot \left(2.50 \frac{h_w}{l_w} \right) \cdot (\rho_t - 0.0025)$ $\rho_{12} = 0.0025$					REFUERZO VERTICAL Control de la cuantía $\rho_{11} = 0.0025 + 0.50 \cdot \left(2.50 \frac{h_w}{l_w} \right) \cdot (\rho_t - 0.0025)$ $\rho_{12} = 0.0025$						
ρ_{11}	0.0025		0.0025			ρ_{11}	0.0025		0.0025		
ρ_{12}	0.0025					ρ_{12}	0.0025				
Área de acero $A_{sv} = \rho_1 \cdot b \cdot h; b = 1m$					Área de acero $A_{sv} = \rho_1 \cdot b \cdot h; b = 1m$						
Asv	6.25		cm ²	ϕ (mm)	#varillas	#varillas	s (cm)	ϕ (mm)	#varillas	#varillas	s (cm)
				16	3.11	4	25	16	3.11	4	25
1016@25cm					1016@25cm						

Tabla 166. Elemento de borde - Muro de corte – lw=2.30 m.

ELEMENTOS DE BORDE					
$l_{1e.bord}$	63.32	cm	65	cm	
$l_{2e.bord}$	43.16	cm			
Longitud de la zona de confinamiento (Lo)					
Lo1	50.00	cm	50	cm	
Lo2	45.00	cm			
Separación de refuerzo transversal (so)					
so1	6.25	cm	10	cm	
so2	9.60	cm			
so3	15.00	cm			
Zona céntrica					
s1	75.00	cm	45	cm	
s2	45.00	cm			
Área de acero (estribos)					
$A_{sh1} = 0.30 * \frac{s * b_c * f'c}{fy} \left[\left(\frac{A_g}{A_c} \right) - 1 \right]$					
$A_{sh2} = 0.09 * \frac{s * b_c * f'c}{fy}$					
Ash1	5.69	cm2	Ø (mm)	# ramales	Área (cm2)
Ash2	2.52	cm2			
5.69		cm2			
			14	4	6.16

CUMPLE

Tabla 167. Muro de corte – lw=2.00 m.

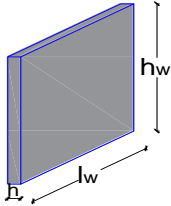
DISEÑO DEL MURO DE CORTE - lw=2.00 m			
f'c	210	kg/cm2	
fy	4200	kg/cm2	
r	4	cm	
β1	0.85		
			
Espesor mínimo del muro de corte (h)			
hw	3.00	m	
lw	2.00	m	
$h_1 = \frac{h_w}{25} ; h_2 = \frac{l_w}{25} ; h_3 = 10 \text{ cm}$			
h1	12.00	cm	12.00 cm
h2	8.00	cm	
h3	10.00	cm	
Espesor colocado			
h	25.00	cm	CUMPLE
CUANTÍA MÍNIMA			
$\rho_l \geq 0.0025$			
$\rho_t \geq 0.0025$			
ρ_{min}	0.0025		
ELEMENTOS DE BORDE			
N_u	258.77	T	
$c = \left(\frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} \right) l_w$			
$w = \frac{\rho_l f_y}{f'c} ; \alpha = \frac{N_u}{l_w h f'c}$			
w	0.05		
α	0.246		
c	72.08	cm	
$c \geq \frac{l_w}{600 * \left(1.50 \frac{\delta_u}{h_w} \right)}$			
δu	30.46	mm	
hw	3000.00	mm	
$\delta_u/h_w \geq 0.005$			
δu/hw	0.0102		
≥	21.89	cm	NECESITA

Tabla 168. Diseño a compresión, flexión y corte - Muro de corte – lw=2.00 m.

Fuerza sísmica (T)		Carga axial (T)	Altura de piso (m)	#Piso
	7.83	45.36		3
	9.89	70.38	2.60	2
	10.07	79.26	2.60	1
			3.00	

Fuerza sísmica (T)		Carga axial (T)	Altura de piso (m)	#Piso
	10.46	11.21		6
	6.71	19.90	2.60	5
	9.32	32.66	2.60	4
			2.60	

DISEÑO POR COMPRESIÓN		
$\phi P_n = 0.55\phi \cdot f_c \cdot A_g \left[1 - \left(\frac{kl_c}{32h} \right)^2 \right]; N, mm$		
ϕ	0.65	
k	1	
lc	3.00	m
ϕP_n	32287.89	kg
Pu	195000.00	kg
$\phi P_n > P_u$	CUMPLE	

DISEÑO A FLEXIÓN		
N_u	195.00	T
M_u'	222.85	T.m
ϕ	0.90	
$A_s = \frac{M_u'}{\phi \cdot f_y \cdot d}; d = 0.80l_w$		
d	160.00	cm
As	36.85	cm ²
A _{sr}	110.54	cm ²
Mu	369.14	T.m
$M_u \geq M_u'$	CUMPLE	

DISEÑO A CORTE		
CORTE MÁXIMO ADMISIBLE		
$V_n = 2.65\sqrt{f_c} \cdot h \cdot d$		
Vn	153608.59	kg
Vu	27790.00	kg
ϕ	0.75	
ϕV_n	115206.45	kg
$\phi V_n \geq V_u$	CUMPLE	
SECCIÓN CRÍTICA POR CORTE		
$h_{sc1} \leq \frac{l_w}{2}$	$h_{sc2} \leq \frac{h_w}{2}$	
hsc1	1	m
hsc2	1.50	m
Vu crítico	54.35	T
$v_u' = \frac{V_u \text{ crítico}}{\phi \cdot d \cdot h}; v_u = 2.70\sqrt{f_c}$		
v_u'	4.53	kg/cm ²
v_u	39.13	kg/cm ²
$v_u > v_u'$	CUMPLE	
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DE CONCRETO		
$V_{c1} = 0.88\sqrt{f_c} + \frac{N_u \cdot d}{4l_w}$		
$V_{c2} = \left[0.16\sqrt{f_c} + \frac{l_w \left(0.33\sqrt{f_c} + 0.20 \frac{N_u}{l_w + h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} \cdot \frac{l_w}{2}} \right] hd$		
Vc1	39012.75	kg
Vc2	17469.22	kg
	17469.22	kg

REFUERZO HORIZONTAL		
$A_{sh} = \frac{(V_n - V_c)s}{f_y \cdot d}$		
s	10	cm
Ash	2.03	cm ²
ϕ (mm)	#varillas	#varillas
	12	2

REFUERZO VERTICAL		
Control de la cuantía		
$\rho_{11} = 0.0025 + 0.50 \cdot \left(2.50 \frac{h_w}{l_w} \right) \cdot (\rho_t - 0.0025)$		
$\rho_{12} = 0.0025$		
ρ_{11}	0.0025	0.0025
ρ_{12}	0.0025	
Área de acero		
$A_{sv} = \rho_1 \cdot b \cdot h; b = 1m$		
Asv	6.25	cm ²
ϕ (mm)	#varillas	#varillas
	16	3.11

DISEÑO POR COMPRESIÓN		
$\phi P_n = 0.55\phi \cdot f_c \cdot A_g \left[1 - \left(\frac{kl_c}{32h} \right)^2 \right]; N, mm$		
ϕ	0.65	
k	1	
lc	2.60	m
ϕP_n	33576.02	kg
Pu	63770.00	kg
$\phi P_n > P_u$	CUMPLE	

DISEÑO A FLEXIÓN		
N_u	63.77	T
M_u'	61.05	T.m
ϕ	0.90	
$A_s = \frac{M_u'}{\phi \cdot f_y \cdot d}; d = 0.80l_w$		
d	160.00	cm
As	10.09	cm ²
A _{sr}	30.28	cm ²
Mu	107.59	T.m
$M_u \geq M_u'$	CUMPLE	

DISEÑO A CORTE		
CORTE MÁXIMO ADMISIBLE		
$V_n = 2.65\sqrt{f_c} \cdot h \cdot d$		
Vn	153608.59	kg
Vu	26560.00	kg
ϕ	0.75	
ϕV_n	115206.45	kg
$\phi V_n \geq V_u$	CUMPLE	
SECCIÓN CRÍTICA POR CORTE		
$h_{sc1} \leq \frac{l_w}{2}$	$h_{sc2} \leq \frac{h_w}{2}$	
hsc1	1	m
hsc2	1.50	m
Vu crítico	26.56	T
$v_u' = \frac{V_u \text{ crítico}}{\phi \cdot d \cdot h}; v_u = 2.70\sqrt{f_c}$		
v_u'	2.21	kg/cm ²
v_u	39.13	kg/cm ²
$v_u > v_u'$	CUMPLE	
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DE CONCRETO		
$V_{c1} = 0.88\sqrt{f_c} + \frac{N_u \cdot d}{4l_w}$		
$V_{c2} = \left[0.16\sqrt{f_c} + \frac{l_w \left(0.33\sqrt{f_c} + 0.20 \frac{N_u}{l_w + h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} \cdot \frac{l_w}{2}} \right] hd$		
Vc1	12766.75	kg
Vc2	28503.97	kg
	12766.75	kg

REFUERZO HORIZONTAL		
$A_{sh} = \frac{(V_n - V_c)s}{f_y \cdot d}$		
s	10	cm
Ash	2.10	cm ²
ϕ (mm)	#varillas	#varillas
	12	1.85

REFUERZO VERTICAL		
Control de la cuantía		
$\rho_{11} = 0.0025 + 0.50 \cdot \left(2.50 \frac{h_w}{l_w} \right) \cdot (\rho_t - 0.0025)$		
$\rho_{12} = 0.0025$		
ρ_{11}	0.0025	0.0025
ρ_{12}	0.0025	
Área de acero		
$A_{sv} = \rho_1 \cdot b \cdot h; b = 1m$		
Asv	6.25	cm ²
ϕ (mm)	#varillas	#varillas
	16	3.11

Tabla 169. Elemento de borde - Muro de corte – lw=2.00 m.

ELEMENTOS DE BORDE					
$l_{e,bord}^1$	52.08	cm	55	cm	
$l_{e,bord}^2$	36.04	cm			
Longitud de la zona de confinamiento (Lo)					
Lo1	50.00	cm	50	cm	
Lo2	45.00	cm			
Separación de refuerzo transversal (so)					
so1	6.25	cm	10	cm	
so2	9.60	cm			
so3	15.00	cm			
Zona céntrica					
s1	75.00	cm	45	cm	
s2	45.00	cm			
Área de acero (estribos)					
$A_{sh1} = 0.30 * \frac{s * b_c * f'c}{fy} \left[\left(\frac{A_g}{A_c} \right) - 1 \right]$					
$A_{sh2} = 0.09 * \frac{s * b_c * f'c}{fy}$					
Ash1	4.97	cm2	Ø (mm)	# ramales	Área (cm2)
Ash2	2.07	cm2			
	4.97	cm2			
			12	5	5.65

CUMPLE

Tabla 170. Muro de corte – lw=1.10 m.

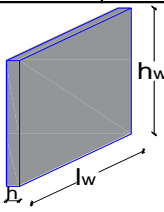
DISEÑO DEL MURO DE CORTE - lw=1.10 m			
fc	210	kg/cm2	
fy	4200	kg/cm2	
r	4	cm	
β1	0.85		
			
Espesor mínimo del muro de corte (h)			
hw	3.00	m	
lw	1.10	m	
$h_1 = \frac{h_w}{25} ; h_2 = \frac{l_w}{25} ; h_3 = 10 \text{ cm}$			
h1	12.00	cm	12.00
h2	4.40	cm	
h3	10.00	cm	
Espesor colocado			
h	25.00	cm	CUMPLE
CUANTÍA MÍNIMA			
$\rho_l \geq 0.0025$			
$\rho_t \geq 0.0025$			
ρmin	0.0025		
ELEMENTOS DE BORDE			
Nu	162.22	T	
$c = \left(\frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} \right) l_w$			
$w = \frac{\rho_l f_y}{f'c} ; \alpha = \frac{N_u}{l_w + h_s f'c}$			
w	0.05		
α	0.281		
c	44.25	cm	
$c \geq \frac{l_w}{600 * \left(1.50 \frac{\delta_u}{h_w} \right)}$			
δu	17.14	mm	
hw	3000.00	mm	
$\delta_u/h_w \geq 0.005$			
δu/hw	0.0057		
≥	21.39	cm	NECESITA

Tabla 171. Diseño a compresión, flexión y corte - Muro de corte – lw=1.10 m.

	Carga axial (T)	Altura de piso (m)	#Piso
Fuerza sísmica (T)	1.09	34.47	3
	1.41	41.22	2
	9.02	40.28	1
		3.00	

	Carga axial (T)	Altura de piso (m)	#Piso
Fuerza sísmica (T)	2.66	5.46	6
	1.02	15.80	5
	1.23	24.99	4
		2.60	

DISEÑO POR COMPRESIÓN	
$\phi P_n = 0.55\phi \cdot f'c \cdot A_g \left[1 - \left(\frac{kl_c}{32h} \right)^2 \right]; N, mm$	
ϕ	0.65
k	1
l_c	3.00 m
ϕP_n	177423.34 kg
P_u	11970.00 kg
$\phi P_n > P_u$	CUMPLE

DISEÑO A FLEXIÓN	
M_u	115.97 T
M_u'	34.89 T.m
ϕ	0.90
$A_s = \frac{M_u'}{\phi \cdot f_y \cdot d}; d = 0.80l_w$	
d	88.00 cm
A_s	10.49 cm ²
A_sT	31.47 cm ²
M_u	72.55 T.m
$M_u \geq M_u'$	CUMPLE

DISEÑO A CORTE	
CORTE MÁXIMO ADMISIBLE	
$V_n = 2.65\sqrt{f'c} \cdot h \cdot d$	
V_n	84484.73 kg
V_u	11520.00 kg
ϕ	0.75
ϕV_n	63363.54 kg
$\phi V_n \geq V_u$	CUMPLE
SECCIÓN CRÍTICA POR CORTE	
$h_{sc1} \leq \frac{l_w}{2}$	$h_{sc2} \leq \frac{h_w}{2}$
h_sc1	0.55 m
h_sc2	1.50 m
V_u crítico	13.61 T
$v_u' = \frac{V_u \text{ crítico}}{\phi \cdot d \cdot h}; v_u = 2.70\sqrt{f'c}$	
v_u'	3.75 kg/cm ²
v_u	39.13 kg/cm ²
$v_u > v_u'$	CUMPLE
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DE CONCRETO	
$V_{c1} = 0.88\sqrt{f'c} + \frac{N_u \cdot d}{4l_w}$	
$V_{c2} = \left[0.16\sqrt{f'c} + \frac{l_w \left(0.33\sqrt{f'c} + 0.20 \frac{N_u}{l_w \cdot h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} \cdot \frac{l_w}{2}} \right] hf$	
V_c1	23206.75 kg
V_c2	10665.83 kg

REFUERZO HORIZONTAL	
$A_{sh} = \frac{(V_n - V_c)s}{f_y \cdot d}$	
s	10 cm
A_sh	2.00 cm ²
ϕ (mm)	#varillas
12	1.77
#varillas	2

REFUERZO VERTICAL	
Control de la cuantía	
$\rho_{11} = 0.0025 + 0.50 \cdot \left(2.50 - \frac{h_w}{l_w} \right) \cdot (\rho_t - 0.0025)$	
$\rho_{12} = 0.0025$	
ρ_{11}	0.0025
ρ_{12}	0.0025
Área de acero	
$A_{sv} = \rho_1 \cdot b \cdot h; b = 1m$	
A_sv	6.25 cm ²
ϕ (mm)	#varillas
16	3.11
#varillas	4
s (cm)	25

DISEÑO POR COMPRESIÓN	
$\phi P_n = 0.55\phi \cdot f'c \cdot A_g \left[1 - \left(\frac{kl_c}{32h} \right)^2 \right]; N, mm$	
ϕ	0.65
k	1
l_c	2.60 m
ϕP_n	184649.31 kg
P_u	46250.00 kg
$\phi P_n > P_u$	CUMPLE

DISEÑO A FLEXIÓN	
M_u	46.25 T
M_u'	8.77 T.m
ϕ	0.90
$A_s = \frac{M_u'}{\phi \cdot f_y \cdot d}; d = 0.80l_w$	
d	88.00 cm
A_s	2.64 cm ²
A_sT	7.91 cm ²
M_u	23.81 T.m
$M_u \geq M_u'$	CUMPLE

DISEÑO A CORTE	
CORTE MÁXIMO ADMISIBLE	
$V_n = 2.65\sqrt{f'c} \cdot h \cdot d$	
V_n	84484.73 kg
V_u	4910.00 kg
ϕ	0.75
ϕV_n	63363.54 kg
$\phi V_n \geq V_u$	CUMPLE
SECCIÓN CRÍTICA POR CORTE	
$h_{sc1} \leq \frac{l_w}{2}$	$h_{sc2} \leq \frac{h_w}{2}$
h_sc1	0.55 m
h_sc2	1.50 m
V_u crítico	4.91 T
$v_u' = \frac{V_u \text{ crítico}}{\phi \cdot d \cdot h}; v_u = 2.70\sqrt{f'c}$	
v_u'	1.35 kg/cm ²
v_u	39.13 kg/cm ²
$v_u > v_u'$	CUMPLE
CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE DE CONCRETO	
$V_{c1} = 0.88\sqrt{f'c} + \frac{N_u \cdot d}{4l_w}$	
$V_{c2} = \left[0.16\sqrt{f'c} + \frac{l_w \left(0.33\sqrt{f'c} + 0.20 \frac{N_u}{l_w \cdot h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} \cdot \frac{l_w}{2}} \right] hf$	
V_c1	9262.75 kg
V_c2	9687.16 kg

REFUERZO HORIZONTAL	
$A_{sh} = \frac{(V_n - V_c)s}{f_y \cdot d}$	
s	10 cm
A_sh	2.04 cm ²
ϕ (mm)	#varillas
12	1.80
#varillas	2

REFUERZO VERTICAL	
Control de la cuantía	
$\rho_{11} = 0.0025 + 0.50 \cdot \left(2.50 - \frac{h_w}{l_w} \right) \cdot (\rho_t - 0.0025)$	
$\rho_{12} = 0.0025$	
ρ_{11}	0.0025
ρ_{12}	0.0025
Área de acero	
$A_{sv} = \rho_1 \cdot b \cdot h; b = 1m$	
A_sv	6.25 cm ²
ϕ (mm)	#varillas
16	3.11
#varillas	4
s (cm)	25

Tabla 172. Elemento de borde - Muro de corte – lw=1.10 m.

ELEMENTOS DE BORDE					
$l_{1e.bord}$	33.25	cm	35	cm	
$l_{2e.bord}$	22.13	cm			
Longitud de la zona de confinamiento (Lo)					
Lo1	50.00	cm	50	cm	
Lo2	45.00	cm			
Separación de refuerzo transversal (so)					
so1	6.25	cm	10	cm	
so2	9.60	cm			
so3	15.00	cm			
Zona céntrica					
s1	75.00	cm	45	cm	
s2	45.00	cm			
Área de acero (estribos)					
$A_{sh1} = 0.30 * \frac{s * b_c * f'c}{fy} \left[\left(\frac{A_g}{A_c} \right) - 1 \right]$					
$A_{sh2} = 0.09 * \frac{s * b_c * f'c}{fy}$					
Ash1	3.53	cm2	Ø (mm)	# ramales	Área (cm2)
Ash2	1.17	cm2			
	3.53	cm2			
			12	4	4.52

CUMPLE

3.8.4. Diseño de losas

Tabla 173. Análisis en 1m de losa alivianada.

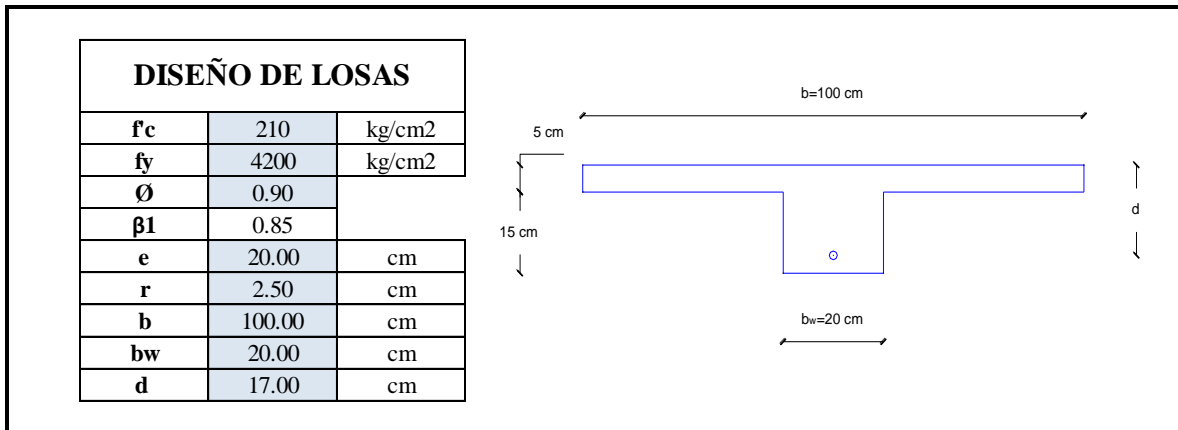


Tabla 174. Losa Nivel +3.38.

		As superior (Puentes)		LOSA NIVEL +3.38								
		$A_{s\ min1} = \frac{0.80 \cdot \sqrt{f_c}}{f_y} \cdot b \cdot d$ $A_{s\ min2} = \frac{1.60 \cdot \sqrt{f_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d$ $A_{s\ min3} = \frac{14}{f_y} \cdot b_w \cdot d$										
		As min1	4.69	cm ²	1.88	cm ²						
		As min2	1.88	cm ²								
		As min3	1.13	cm ²								
	Mu (T.m)	b (cm)	d (cm)	ρ _{cálculo}	A _{s cálculo} (cm ²)	As / nervio (cm ²)		As min / nervio (cm ²)	Ø (mm)	As colocado (cm ²)		
M11 (-)	3.38	20.00	17.00	0.02034	6.91	3.46	CUMPLE	0.94	16 14	3.55	As SUFICIENTE	
	3.13	20.00	17.00	0.01824	6.20	3.10	CUMPLE	0.94	16 12	3.14	As SUFICIENTE	
	1.21	20.00	17.00	0.00596	2.02	1.01	CUMPLE	0.94	12	1.13	As SUFICIENTE	
M22 (-)	2.97	20.00	17.00	0.01699	5.78	2.89	CUMPLE	0.94	20	3.14	As SUFICIENTE	
	2.42	20.00	17.00	0.01309	4.45	2.23	CUMPLE	0.94	18	2.54	As SUFICIENTE	
	2.04	20.00	17.00	0.01068	3.63	1.82	CUMPLE	0.94	16	2.01	As SUFICIENTE	
	1.20	20.00	17.00	0.00590	2.01	1.00	CUMPLE	0.94	12	1.13	As SUFICIENTE	
		As inferior (Nervios)										
		$A_{s\ min1} = \frac{0.80 \cdot \sqrt{f_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d$ $A_{s\ min2} = \frac{14}{f_y} \cdot b_w \cdot d$										
		As min1	0.94	cm ²	1.13	cm ²						
		As min2	1.13	cm ²								
	Mu (T.m)	b (cm)	d (cm)	ρ _{cálculo}	A _{s cálculo} (cm ²)	As / nervio (cm ²)		As min / nervio (cm ²)	Ø (mm)	As colocado (cm ²)		
M11 (+)	1.18	100.00	17.00	0.00109	1.86	0.93	CUMPLE	0.57	12	1.13	As SUFICIENTE	
	0.53	100.00	17.00	0.00049	0.83	0.41	COLOQUE As _{min} /nervio	0.57	10	0.79	As SUFICIENTE	
M22 (+)	0.72	100.00	17.00	0.00066	1.13	0.56	COLOQUE As _{min} /nervio	0.57	10	0.79	As SUFICIENTE	

Tabla 175. Losa Nivel +6.18; +8.98; +11.78; +14.58; +17.38.

		As superior (Puentes)			LOSA NIVEL +6.18; +8.98; +11.78; +14.58; +17.38						
		$A_{s\ min1} = \frac{0.80 * \sqrt{f'c} * b * d}{f_y}$ $A_{s\ min2} = \frac{1.60 * \sqrt{f'c} * b_w * d}{f_y}$ $A_{s\ min3} = \frac{14}{f_y} * b_w * d$									
As min1		4.69	cm2	1.88	cm2						
As min2		1.88	cm2								
As min3		1.13	cm2								
	Mu (T.m)	b (cm)	d (cm)	$\rho_{c\acute{a}lculo}$	$A_{s\ c\acute{a}lculo}$ (cm2)	As / nervio (cm2)		As min / nervio (cm2)	ϕ (mm)	As colocado (cm2)	
M11 (-)	4.45	20.00	17.00	0.03384	11.51	5.75	CUMPLE	0.94	20	6.28	As SUFICIENTE
	3.72	20.00	17.00	0.02355	8.01	4.00	CUMPLE	0.94	16	4.02	As SUFICIENTE
	1.50	20.00	17.00	0.00753	2.56	1.28	CUMPLE	0.94	14	1.54	As SUFICIENTE
M22 (-)	3.60	20.00	17.00	0.02236	7.60	3.80	CUMPLE	0.94	16	4.02	As SUFICIENTE
	2.61	20.00	17.00	0.01438	4.89	2.44	CUMPLE	0.94	18	2.54	As SUFICIENTE
	1.66	20.00	17.00	0.00843	2.87	1.43	CUMPLE	0.94	14	1.54	As SUFICIENTE
		As inferior (Nervios)									
		$A_{s\ min1} = \frac{0.80 * \sqrt{f'c} * b_w * d}{f_y}$ $A_{s\ min2} = \frac{14}{f_y} * b_w * d$									
As min1		0.94	cm2	1.13	cm2						
As min2		1.13	cm2								
	Mu (T.m)	b (cm)	d (cm)	$\rho_{c\acute{a}lculo}$	$A_{s\ c\acute{a}lculo}$ (cm2)	As / nervio (cm2)		As min / nervio (cm2)	ϕ (mm)	As colocado (cm2)	
M11 (+)	2.17	100.00	17.00	0.00204	3.46	1.73	CUMPLE	0.57	16	2.01	As SUFICIENTE
	1.53	100.00	17.00	0.00142	2.42	1.21	CUMPLE	0.57	14	1.54	As SUFICIENTE
	0.69	100.00	17.00	0.00064	1.08	0.54	COLOQUE Asmin/nervio	0.57	10	0.79	As SUFICIENTE
M22 (+)	1.03	100.00	17.00	0.00095	1.62	0.81	CUMPLE	0.57	12	1.13	As SUFICIENTE

Tabla 176. Losa Nivel +19.98.

		As superior (Puentes)		LOSA Nivel +19.98								
		$A_{s\ min1} = \frac{0.80 * \sqrt{f'c} * b * d}{f_y}$ $A_{s\ min2} = \frac{1.60 * \sqrt{f'c} * b_w * d}{f_y}$ $A_{s\ min3} = \frac{14}{f_y} * b_w * d$										
		As min1	4.69	cm2	1.88							
		As min2	1.88	cm2								
		As min3	1.13	cm2								
		Mu (T.m)	b (cm)	d (cm)	$\rho_{cálculo}$	$A_{s\ cálculo}$ (cm2)	As / nervio (cm2)	As min / nervio (cm2)	Ø (mm)	As colocado (cm2)		
M11 (-)		1.12	20.00	17.00	0.00548	1.86	0.93	COLOQUE Asmin/nervio	0.94	12	1.13	As SUFICIENTE
M22 (-)		1.66	20.00	17.00	0.00843	2.87	1.43	CUMPLE	0.94	14	1.54	As SUFICIENTE
		As inferior (Nervios)										
		$A_{s\ min1} = \frac{0.80 * \sqrt{f'c} * b_w * d}{f_y}$ $A_{s\ min2} = \frac{14}{f_y} * b_w * d$										
		As min1	0.94	cm2	1.13							
		As min2	1.13	cm2								
		Mu (T.m)	b (cm)	d (cm)	$\rho_{cálculo}$	$A_{s\ cálculo}$ (cm2)	As / nervio (cm2)	As min / nervio (cm2)	Ø (mm)	As colocado (cm2)		
M11 (+)		0.44	100.00	17.00	0.00040	0.69	0.34	COLOQUE Asmin/nervio	0.57	10	0.79	As SUFICIENTE
M22 (+)		0.68	100.00	17.00	0.00063	1.07	0.53	COLOQUE Asmin/nervio	0.57	10	0.79	As SUFICIENTE

3.8.5. Diseño de escaleras

Tabla 177. Diseño a flexión (M11).

DISEÑO DE ESCALERAS						
f_c	210	kg/cm ²				
f_y	4200	kg/cm ²				
β_1	0.85					
r	4	cm				
t	15	cm				
d	11	cm				
CUANTÍA DE ACERO						
$\rho_{min} = \frac{14}{f_y}$ $\rho_{m\acute{a}x} = 0.50 * \left(0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{6120}{f_y + 6120} \right)$						
ρ_{min}	0.0033					
$\rho_{m\acute{a}x}$	0.0107					
DISEÑO A FLEXIÓN						
M11	1.76	T.m				
b	1.00	m				
$A_s = 0.0018 * b * d$						
A_s	1.98	cm ²				
			\varnothing (mm)	#varillas	s (cm)	
			10	3	35	1Ø10@35cm

Tabla 178. Diseño a flexión (M22) y corte.

ϕ	0.90	
b	1.20	m
M22 (+)	1.92	T.m

$$\rho = \frac{\beta_1 * f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi * \beta_1 * f'c * b * d^2}} \right)$$

ρ	0.0037	CUMPLE			
As	4.83	cm2	ϕ (mm)	#varillas	s (cm)
			12	5	25

1Ø12@25cm PARTE INFERIOR

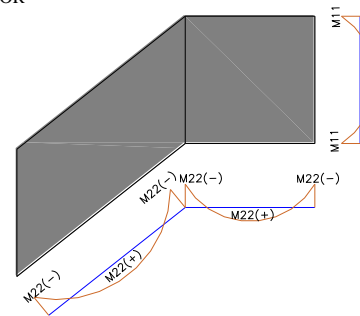
M22 (-)	2.68	T.m
---------	------	-----

$$\rho = \frac{\beta_1 * f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi * \beta_1 * f'c * b * d^2}} \right)$$

ρ	0.0052	CUMPLE			
As	6.87	cm2	ϕ (mm)	#varillas	s (cm)
			12	7	20

1Ø12@20cm PARTE SUPERIOR

DISEÑO A CORTE		
Vu	4.57	T
ϕ	0.75	
b	120	cm
Vc	10138.17	kg
Vn	6093.33	kg
$V_c > V_n$		CUMPLE



3.8.6. Diseño de cadenas

Tabla 179. Cadena de amarre.

DISEÑO DE CADENAS		
f'c	210	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
r	4	cm
Sección:		
b	30	cm
h	40	cm
d	34.40	cm
CUANTÍA DE ACERO		
$\rho_{min} = \frac{14}{fy}$		
ρ_{min}	0.0033	
ÁREA DE ACERO		
$A_{st} = \rho_{min} * b * d$		
Ast	3.44	cm2
	\varnothing (mm)	# Varillas
	12	2
	10	2
		As colocado (cm2)
		3.83
		CUMPLE
Fuerza de tracción	15.03	T
$\sigma = \frac{P}{A_{acero\ colocado}}$		
P	16.10	T
		EL DISEÑO CUMPLE
ESTRIBOS		
1Ø10mm@20cm		

3.8.7. Derivas y desplazamientos de la estructura

Tabla 180. Derivas y desplazamientos con carga sísmica en X-X; Y-Y.

DERIVAS Y DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA				
N° Piso	Carga Sísmica X-X		Carga Sísmica Y-Y	
	Desplazamiento (cm)	Deriva Inelástica (%)	Desplazamiento (cm)	Deriva Inelástica (%)
1	0.21	0.415	0.13	0.259
2	0.62	0.950	0.37	0.553
3	1.16	1.241	0.68	0.716
4	1.77	1.404	1.03	0.812
5	2.40	1.471	1.40	0.850
6	3.05	1.486	1.77	0.936

3.8.8. Excentricidades en planta

Tabla 181. Excentricidades por piso en sentido X-X y Y-Y.

EXCENTRICIDADES EN PLANTA						
N° Piso	Sentido X-X			Sentido Y-Y		
	CM (m)	CR (m)	Excentricidad (m)	CM (m)	CR (m)	Excentricidad (m)
1	4.21	4.55	-0.34	9.65	9.20	0.45
2	4.22	4.38	-0.16	9.50	9.17	0.33
3	4.22	4.23	-0.01	9.50	9.31	0.19
4	4.21	4.15	0.06	9.47	9.43	0.04
5	4.21	4.09	0.12	9.47	9.51	-0.04
6	4.14	4.05	0.09	9.41	9.53	-0.12

3.8.9. Costo de la edificación

El costo de la edificación se lo ha determinado únicamente considerando los elementos resistentes de concreto armado, para cuya edificación el costo será de \$ 142 744.20 (Dólares).

CAPÍTULO IV

DISCUSIÓN

Previo a la obtención de la configuración estructural y las secciones definitivas de la estructura, se realizó un análisis minucioso el cual consistió en modelar la edificación con diferentes secciones tanto como en vigas y columnas. Se realizó la modelación con menores secciones a las obtenidas en el modelo definitivo tanto para vigas como para columnas, pero se pudo verificar que las derivas de piso se encontraban en el rango del 2% cumpliendo así dicho chequeo, pero al momento de verificar los modos de vibración de la estructura, las excentricidades en planta permitidas, la estructura ya no cumplía dichos requerimientos produciéndose torsión en la edificación.

Con secciones más pequeñas la edificación ya no cumplía con: el chequeo de diseño produciéndose así torsión en las vigas de los descansos, en las vigas conectadas a las vigas de borde (vigas: 3, 4, A, B); el chequeo de aplastamiento produciéndose un alejamiento de la zona balanceada del punto evaluado; el chequeo de nudo rígido en el cual se producía un sobre esfuerzo (OS) de determinados nudos produciéndose así una viga fuerte - columna débil.

Para ello se incrementó las secciones de vigas y columnas ahora con secciones mayores a las obtenidas en el modelo definitivos y se evidencio secciones muy grandes para que puedan cumplir los chequeos antes mencionados, razón por la cual hubo la necesidad de incrementar muros de corte en lugares estratégicos para poder disminuir considerablemente las secciones de viga y columnas, corrigiendo de esta manera la torsión en planta de la estructura que es uno de los parámetros claves en un análisis sismo resistente.

En vista de que ya no se pudo reducir más las secciones de los diferentes elementos estructurales para poder cumplir con todos los chequeos (derivas, diseño,

aplastamiento, nudo rígido, porcentaje de acero) se tiene las mismas secciones para los modelos realizados con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2015) y el ACI 318-14.

Del análisis estructural vemos que los resultados de los momentos difieren, produciéndose un incremento en el análisis realizado con el ACI 318-14 ya que la estructura se vuelve más flexible al trabajar con inercias agrietadas menores de ($0.35I_g$ en vigas y $0.70I_g$ en columnas) con respecto a las inercias agrietadas propuestas por la NEC (2015) de ($0.50I_g$ en vigas y $0.80I_g$ en columnas)

4.1. DERIVAS DE PISO

El incremento de las derivas de piso en el modelo utilizando los parámetros del ACI 318-14 con respecto al modelo con la NEC (2015), se ven reflejados ya que se trabajó con diferentes inercias agrietadas, al utilizar ($0.35I_g$ en vigas y $0.70I_g$ en columnas de acuerdo al ACI 318-14) la estructura se vuelve menos rígida que al emplear ($0.50I_g$ en vigas y $0.80I_g$ en columnas de acuerdo a la NEC (2015)), permitiendo el incremento de las derivas entre ambos modelos.

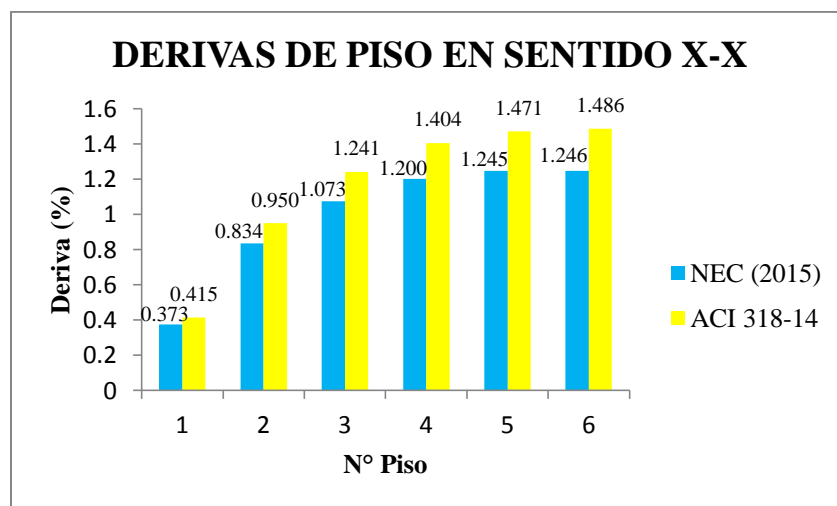


Figura 26. Derivas de piso en sentido X-X.

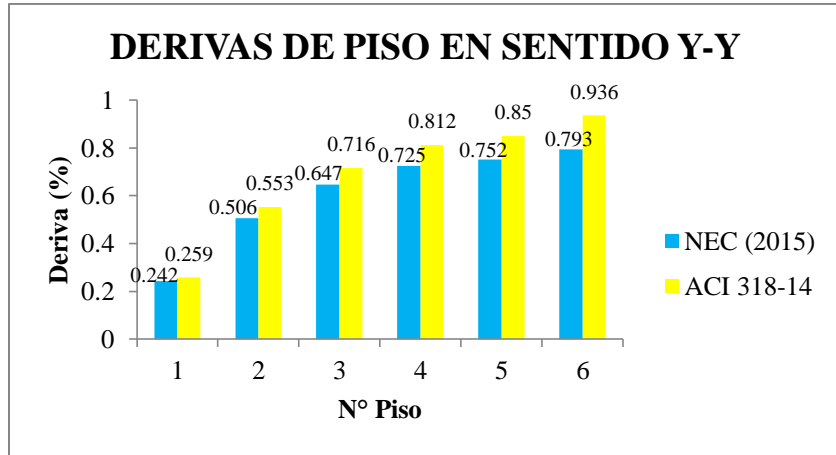


Figura 27. Derivas de piso en sentido Y-Y.

4.2. DESPLAZAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

La estructura presenta mayor desplazamiento en el modelo analizado con el ACI 318-14 ya que trabaja con menores inercias agrietadas que la NEC (2015), razón por la cual la estructura se vuelve más flexible y con menor rigidez produciendo mayores desplazamientos a la estructura, como también la estructura tiene mayor desplazamiento en sentido X ya que cuenta con 3 pórticos resistentes comparado con un menor desplazamiento en Y al tener 6 pórticos resistentes.

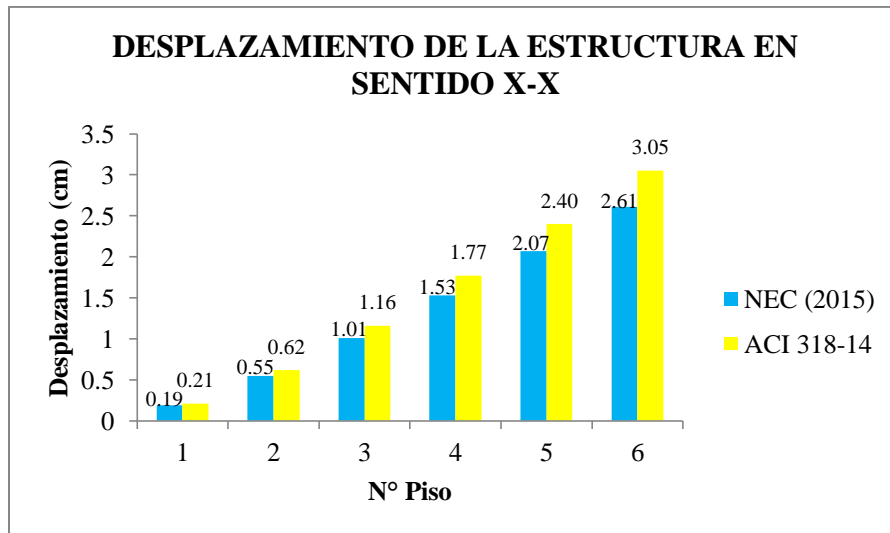


Figura 28. Desplazamiento de la estructura en sentido X-X.

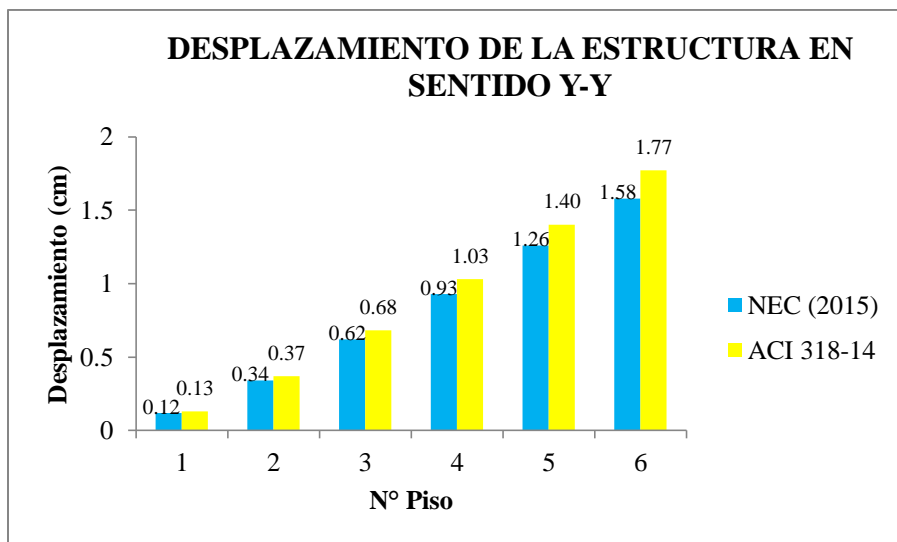


Figura 29. Desplazamiento de la estructura en sentido Y-Y.

4.3. EXCENRICIDAD EN PLANTA

La excentricidad en planta de la estructura tanto para el análisis con la NEC (2015) como con el ACI 318-14 son iguales al tener las mismas secciones tanto de vigas, columnas y muros de corte; se ha llegado a obtener secciones óptimas que garantizan que la edificación no sufra efectos de torsión en planta en caso de presentarse un sismo de magnitud considerada.

La idea es tener una excentricidad de 0, pero contamos con una estructura en la cual las plantas no son simétricas, las escaleras se encuentran dentro del sistema estructural y también existe la presencia de ductos, esto dificulta que el $CM=CR$, pero a pesar de ello se ha logrado determinar secciones que hacen que la edificación se encuentre entre los rangos permitidos de excentricidades como son: 0.45 m en X y 0.94 m en Y para el piso N° 1; 0.43 m en X y 0.94 m en Y para los pisos N° 2-6.

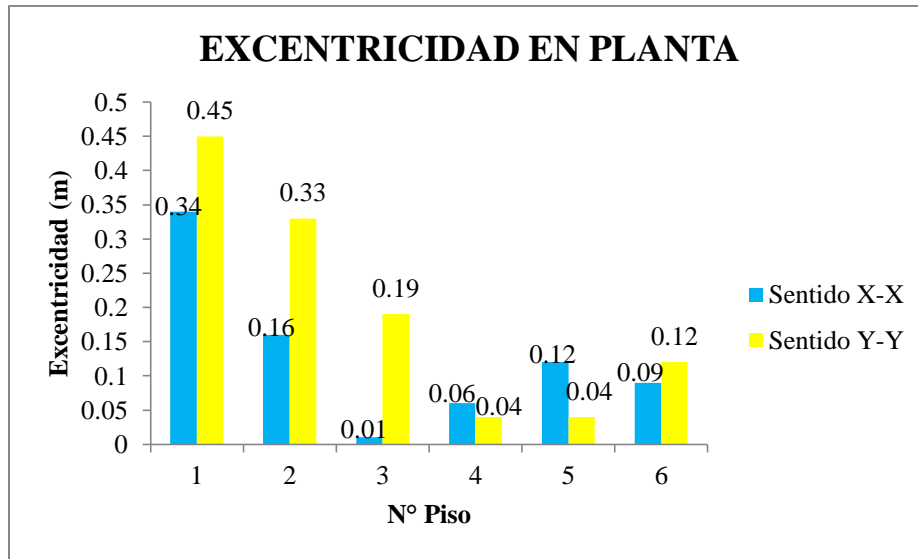


Figura 30. Excentricidad en planta en función del número de pisos.

4.4. PESO DE LA ESTRUCTURA

La estructura posee el mismo peso en el análisis con la NEC (2015) y ACI 318-14 ya que en la edificación se tiene las mismas secciones para vigas, columnas y muros de corte, para lo cual se tiene el mismo peso específico del hormigón armado de 2.40 T/m³; tomando en cuenta que tenemos una losas alivianada de 20.00 cm en ambos casos y la cuantificación de cargas en función de cada piso será la misma, razón por la cual se ha llegado a obtener la misma carga muerta.

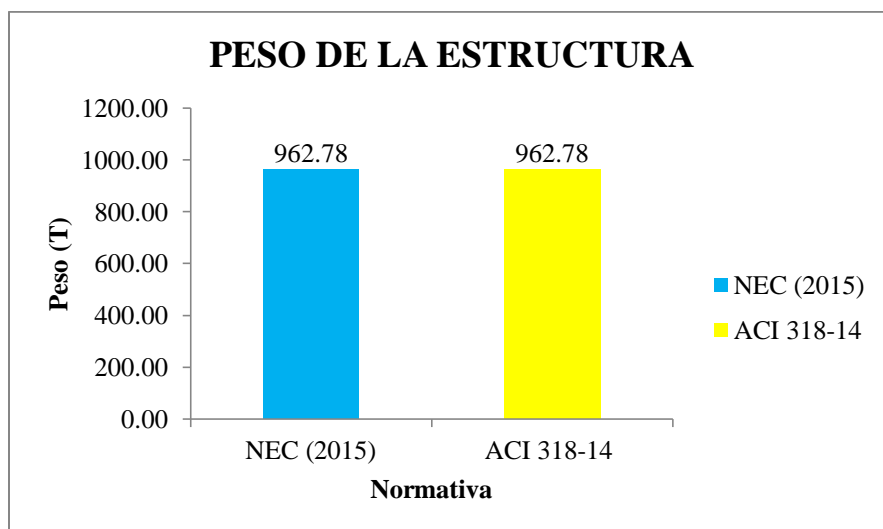


Figura 31. Peso de la estructura en función de la normativa analizada.

4.5. CARGA DE APLASTAMIENTO

El análisis realizado con los parámetros del ACI 318-14 presenta mayores cargas últimas de aplastamiento en los diferentes tipos de columnas, esto se debe a la flexibilidad de la estructura que le proporcionan las inercias agrietadas en comparación con la NEC (2015), las cargas laterales a la cual se somete la estructura tiende a producirle un incremento en la carga última de aplastamiento del resto de columnas, debido a la poca rigidez con la que cuenta la edificación analizada con los parámetros del ACI 318-14 en comparación con la normativa antes mencionada.

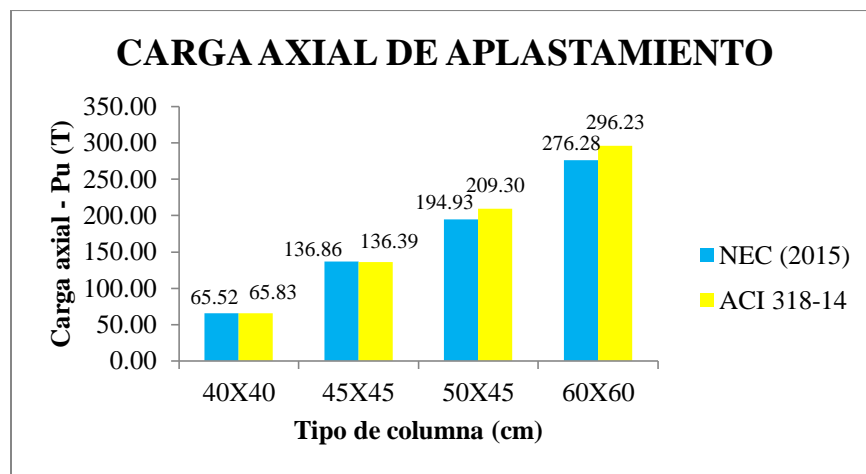


Figura 32. Carga axial de aplastamiento.

4.6. ANÁLISIS SÍSMICO

EL ACI 318-14 establece el análisis sísmico en función del ASCE/SEI 7, tomando en cuenta consideraciones sobre el nivel de amenaza sísmica, tipo de suelo, ocupación y uso de la estructura; pero como ese no es nuestro caso el análisis sísmico de la edificación para los dos modelos se realizó tomando en cuenta los criterios de la NEC (2015) ya que aquí se especifican determinados requisitos que van en función de la zona sísmica en la cual se encuentre la edificación, del tipo de suelo que se pueda encontrar en una determinada zona, todos estos requerimientos van en función del accionar sísmico y bajo las condiciones que se puedan llegar a presentar en el Ecuador.

4.6.1. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

El diseño estructural se lo realizo con un modelo en el cual solo se considera los requisitos de la NEC (2015) y el otro solo con los requerimientos del ACI 318-14, pero en determinados casos la NEC (2015) le direcciona al diseñador a realizar el diseño conforme a requerimientos propuestos por el ACI 318-08, razón por la cual en determinadas ocasiones se hace referencia dicho código de diseño.

4.6.2. Acero de refuerzo estructural

Al realizar el análisis estructural tomando en cuenta las inercias agrietadas tanto en vigas como para columnas de acuerdo a los respectivos códigos de diseño, estamos asumiendo que la resistencia de los elementos es menor lo cual conlleva a que la estructura se comporte de manera diferente. Utilizando una inercia agrietada de $0.50I_g$ para vigas y $0.80I_g$ en columnas de acuerdo a la NEC (2015) la resistencia de los elementos van a ser mayores comparado con $0.35I_g$ para vigas y $0.70I_g$ en columnas de acuerdo al ACI 318-14 en la cual la resistencia será menor, es ahí donde se produce una variación de fuerzas internas entre los dos modelos analizados incrementándose dichos esfuerzos en los elementos de menor resistencia y provocando que los elementos con menor resistencia necesiten de mayor acero de refuerzo para que el comportamiento de la estructura sea óptimo.

Es por ello que las inercias agrietadas actúan como un factor de seguridad adicional, suponiendo que los elementos se encuentran agrietados en condiciones normales y que tienen que funcionar de manera adecuada. Si trabajáramos con la inercia gruesa la resistencia de los elementos seria mayor y la necesidad de acero de refuerzo menor, razón por la cual en el análisis siempre se debe incluir las inercias agrietadas.

4.6.3. Método de diseño

El diseño realizado con la NEC (2015) y el ACI 318-14 se basa en el Método por Última resistencia el cual mayor carga y disminuye resistencias, considera combinaciones de carga que magnifican las solicitaciones y factores de reducción de resistencia para asegurarse que las secciones no sobrepasen las solicitaciones, en este caso tanto las combinaciones de carga como los factores de reducción de resistencia

son los mismos, razón por la cual existe una cierta similitud en determinados resultados.

4.6.4. Vigas

Para determinar la base mínima de las vigas la NEC (2015) establece que la base mínima de las vigas será de 25 cm, en cambio el ACI 318-14 como requisito que la base sea al menos el menor valor obtenido entre: 30%h y 25 cm.

4.6.4.1. Diseño a flexión

Las ecuaciones para el diseño a flexión en vigas sufren una variación en cuanto al área de acero máximo permitido ya que el ACI 318-08 propone la utilización de: $A_{s\text{ máx}} = 0.50 \left(0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{6120}{f_y + 6120} \right) b * d$, en cambio en el ACI 318-14 se utiliza: $A_{s\text{ máx}} = 0.025 * b * d$, con lo cual se verifica que el ACI 318-14 nos permite la utilización de una mayor cantidad de acero de refuerzo máximo, en cuanto al área de acero mínimo permitido ambas normativas mantiene las mismas ecuaciones.

4.6.4.2. Diseño a corte

- Para la determinación de la capacidad resistente a corte del concreto el ACI 318-14 añade una ecuación adicional: $V_c = \left(0.50 * \sqrt{f'_c} + 176\rho \right) b * d$; con lo cual dicho código nos da una resistencia adicional que el concreto puede llegar a resistir en comparación con el ACI 318-08, con esto ya no solo se podrá elegir el menor valor entre tres ecuaciones, sino que tendremos un rango más amplio para determinar dicho valor.
- Para determinar la resistencia a corte proporcionada por el refuerzo de cortante el ACI 318-08 propone dos ecuaciones: $V_{s1} = V_n - V_c$ y $V_{s2} = 1.10 * \sqrt{f'_c} * b * d$, adicionalmente a ello nos da la opción de controlar que no se sobrepasen dichos valores con la siguiente ecuación: $V_{s\text{ máx}} = 2.20 * \sqrt{f'_c} * b * d$, en cambio el ACI 318-14 ya no hace referencia a un determinado V_c máximo, sino que elimina

una de las ecuaciones y nos da la opción de escoger el menor valor obtenido de: $V_{s1} = V_n - V_c$ y $V_{s2} = 2.20 * \sqrt{f'_c} * b * d$. El valor de la resistencia a corte proporcionada por el refuerzo de cortante, se ha llegado a obtener como menor valor del análisis tanto con el ACI 318-08 y el ACI 318-14 el propuesto por V_{s1} para todos los tipos de vigas.

- En cuanto a la separación del refuerzo transversal en la zona de confinamiento de las vigas, se mantienen las dos primeras condiciones tanto para la NEC (2015) como para el ACI 318-14 a excepción de la tercera condición donde el ACI 318-14 nos da la posibilidad de separar 15 cm en comparación con la NEC (2015) que es más conservadora y nos recomienda la separación de 10 cm. Para la separación del refuerzo en la zona céntrica ambos códigos de diseño mantienen el mismo requerimiento de tomar una separación menor a la obtenida por medio de: $d/2$.
- Para la determina el área de refuerzo a corte requerida por las vigas se mantienen las mismas ecuaciones tanto en para la NEC (2015) como para el ACI 318-14.

4.6.5. Columnas

4.6.5.1. Cuantía de refuerzo

La cuantía de refuerzo varía para ambos códigos de diseño en cuanto a la cuantía máxima ya que la NEC (2015) establece como cuantía mínima el 1% de la sección transversal del elemento y como cuantía máxima el 3% de la sección del elemento, en cambio el ACI 318-14 establece como cuantía mínima el 1% de la sección transversal del elemento y como cuantía máxima el 6% de la sección del elemento; permitiendo de esta manera que la edificación analizada con el ACI 318-14 pueda tener una mayor cantidad de acero de refuerzo longitudinal en comparación con la NEC (2015), pero en nuestro análisis en su mayoría de secciones se tiene como acero de refuerzo necesario el 1% de la sección transversal del elemento para ambos casos, ya que el Software ETABS trabaja con el acero mínimo de refuerzo, a excepción de la columna B3 que en vista de las solicitaciones a la cual se encuentra expuesta existe un incremento en cuanto al área de acero.

4.6.5.2. Diseño a corte

- Las ecuaciones para determinar la capacidad resistente a corte del concreto no sufren ningún tipo de modificaciones tanto en la NEC (2015) como en el ACI 318-14.
- El diseño a corte por capacidad y por confinamiento no sufre ningún tipo de modificaciones en cuanto a las ecuación propuesta por el ACI 318-08 y el ACI 318-14, para el diseño a corte se puede verificar en ambos modelos que lo más crítico es el diseño a corte por confinamiento necesitando 4 ramales con varillas de 10 mm en las diferentes secciones de las columnas, obteniendo áreas de acero mayores que el diseño a corte por capacidad donde solo hay la necesidad de colocar 2 ramales con varilla de 10 mm.
- Para determinar la resistencia a corte proporcionada por el refuerzo de cortante el ACI 318-08 propone dos ecuaciones: $V_{s1} = V_n - V_c$ y $V_{s2} = 1.10 * \sqrt{f'c} * b * d$, adicionalmente a ello nos da la opción de controlar que no se sobrepasen dichos valores con la siguiente ecuación: $V_{s\text{máx}} = 2.20 * \sqrt{f'c} * b * d$, en cambio el ACI 318-14 ya no hace referencia a un determinado V_s máximo, sino que elimina una de las ecuaciones y nos da la opción de escoger el menor valor obtenido de: $V_{s1} = V_n - V_c$ y $V_{s2} = 2.20 * \sqrt{f'c} * b * d$. El valor de la resistencia a corte proporcionada por el refuerzo de cortante, se ha llegado a obtener como menor valor del análisis tanto con el ACI 318-08 y el ACI 318-14 el propuesto por V_{s1} para todos los tipos de vigas.
- Para la separación del refuerzo transversal en la zona de confinamiento no se presenta ningún cambio en la NEC (2015) como en el ACI 318-14, pero para la separación en la zona céntrica existe variación ya que la NEC (2015) establece dos condiciones de las cuales se optara por el menor valor obtenido de: 6 veces el diámetro de la menor varilla longitudinal y 15.00 cm; en cambio el ACI 318-14 solo establece que la separación sea menor o igual a $d/2$, obteniendo de esta manera una separación más conservadora en el análisis realizado con la NEC (2015).

4.6.6. Losas

4.6.6.1. Diseño a flexión

En el caso de las losas se determina que las ecuaciones para el diseño a flexión, no sufren ningún tipo de modificación en el análisis realizado con la NEC (2015) y el ACI 318-14 para la determinación del refuerzo tanto en nervios como en puentes.

4.6.6.2. Diseño a corte

Para realizar el diseño a corte por punzonamiento las ecuaciones establecidas por el ACI 318-08 y el ACI 318-14 no sufren ningún tipo de modificación las dos primeras ecuaciones a excepción de la tercera ecuación donde el ACI 318-08 establece que la capacidad resistente a corte del concreto sea: $V_{c3} = \sqrt{f'c}$ obteniendo un menor resultado en comparación con la ecuación propuesta por el ACI 318-14 donde se incrementa un 10% de la capacidad resistente a corte del concreto: $V_{c3} = 1.10\sqrt{f'c}$.

4.6.7. Muros de corte

Para realizar el diseño de los muros de corte, la NEC (2015) establece dos tipos de casos: Caso 1: $\frac{M}{V \cdot l_w} \geq 2$ y Caso 2: $\frac{M}{V \cdot l_w} < 2$, donde dependiendo del caso el muro se podrá diseñar con los conceptos de diseño correspondientes, en cambio en el ACI 318-14 ya no existen estos casos sino que de manera directa se realiza el diseño sin tener que estar verificando el tipo de caso en el cual se encuentre.

4.6.7.1. Elementos de borde

Las ecuaciones para la determinación de la necesidad de incorporar elementos de borde a un muro de corte varían, ya que la NEC (2015) establece que si $c \geq \frac{l_w}{600 \cdot \left(\frac{\delta_u}{h_w}\right)}$

el muro debe incorporar elementos de borde que le sirvan para darle mayor confinamiento al elemento, en cambio el ACI 318-14 establece la necesidad de incorporar elementos de borde si se cumple que $c \geq \frac{l_w}{600 \cdot \left(1.50 \frac{\delta_u}{h_w}\right)}$. En la mayoría de

casos hubo la necesidad de incorporar elementos de borde, para lo cual en ambos

códigos se debe realizar el análisis considerando como que fuera una columna, tomando en cuenta la separación del refuerzo transversal en la zona céntrica como en la zona de confinamiento, como también la longitud que deba tener dicho elementos de borde.

4.6.7.2. Cuantía de refuerzo

La cuantía de refuerzo longitudinal como transversal es la misma para el análisis realizado con la NEC (2015) como con el ACI 318-14, ya que en ambos códigos de diseño se ha establecido una cuantía mínima de 0.0025.

Tanto en la NEC (2015) como en el ACI 318-14 se especifica que el refuerzo longitudinal obtenido por medio de: $A_{s_v} = 0.0025 * b * h$ se debe replicar, razón por la cual las varillas ($\text{Ø}16\text{mm}@25 \text{ cm}$) se ven replicadas en ambos casos.

A diferencia del refuerzo horizontal donde se ha colocado para ambos códigos de diseño solo la cantidad necesaria de acero de refuerzo ($2\text{Ø}12\text{mm}@10 \text{ cm}$) obtenida

por medio de: $A_{sh} = \frac{(V_n - V_c)s}{f_y * d}$.

Considerando las variaciones antes ya mencionadas, el diseño del muro de corte no sufre ningún otro tipo de modificaciones en cuanto a su análisis y ecuaciones propuestas en ambos códigos de diseño.

4.6.8. Escaleras

Para realizar el diseño de las escaleras se debe tomar en cuenta que la NEC (2015) y el ACI 318-14 no establecen un diseño o requerimientos para llevar a cabo el diseño de las escaleras. Es por ello que para el diseño de las escaleras se ha realizado tomando en cuenta los mismos principios tanto para el diseño realizado con la NEC (2015) como con el ACI 318-14, controlando las cuantías mínimas y máximas por medio de las ecuaciones: $\rho_{\min} = \frac{14}{f_y}$, $\rho_{\max} = 0.50 * \left(0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{6120}{f_y + 6120} \right)$ en función de los respectivos M11 y M22 obtenido mediante el Software ETABS.

4.6.9. Cadenas de amarre

Para realizar el diseño de las cadenas de amarre se debe considerar que no existe un diseño a seguir tanto en la NEC (2015) como en el ACI 318-14, razón por la cual se ha optado por replicar una de las secciones de viga del primer piso, eligiendo como cadenas de amarre la sección de (30X40) cm, cuyo refuerzo longitudinal está dado por el área de acero mínima: $A_{s1} = 0.0033 * b * d$, conjuntamente con un refuerzo transversal mínimo de: 1Ø10mm@20cm.

4.6.10. Cimentación

La NEC (2015) y el ACI 318-14 no proporcionan ecuaciones para realizar el diseño de la cimentación. El diseño de la cimentación se lo realizó con la ayuda del Software SAFE en el cual se pudo analizar que las solicitaciones que transmite la estructura son altas razón por la cual se optó por la utilización de una losa de cimentación, el análisis de la estructura considerando acciones sísmica tienden a voltear a la estructura es por ello que se presentó la necesidad de darle a la estructura mayor área de soporte en la cual se distribuyan de mejor manera los esfuerzos transmitidos por toda la estructura hacia la cimentación. El proceso de diseño fue iterativo ya que si no cumplía con las presiones del suelo existe la necesidad de aumentar las dimensiones de la cimentación, una de las ventajas de SAFE es que nos ayuda a darnos cuenta si la cimentación es lo suficientemente óptima como para soportar las cargas y momentos que transmite la estructura, verificando si la cimentación tiende a levantarse en caso de un sismo.

4.7. ANÁLISIS ECONÓMICO

Para realizar el análisis económico se ha considerado únicamente columnas, vigas, muros, cadenas de amarre, losas, escaleras, cimentación; descartando para este análisis rubros como: acabados, mampostería, enlucidos, encofrados entre otros. Tomando en cuenta únicamente como rubros de análisis el acero corrugado y el hormigón por elemento.

La variación en cuando al costo de la edificación se ve afectado debido al incremento de acero de refuerzo en el modelo analizado con el ACI 318-14, ya que al ser una estructura más flexible y menos rígida que la analizada con la NEC (2015), se produce un pequeño incremento de acero estructural en la edificación.

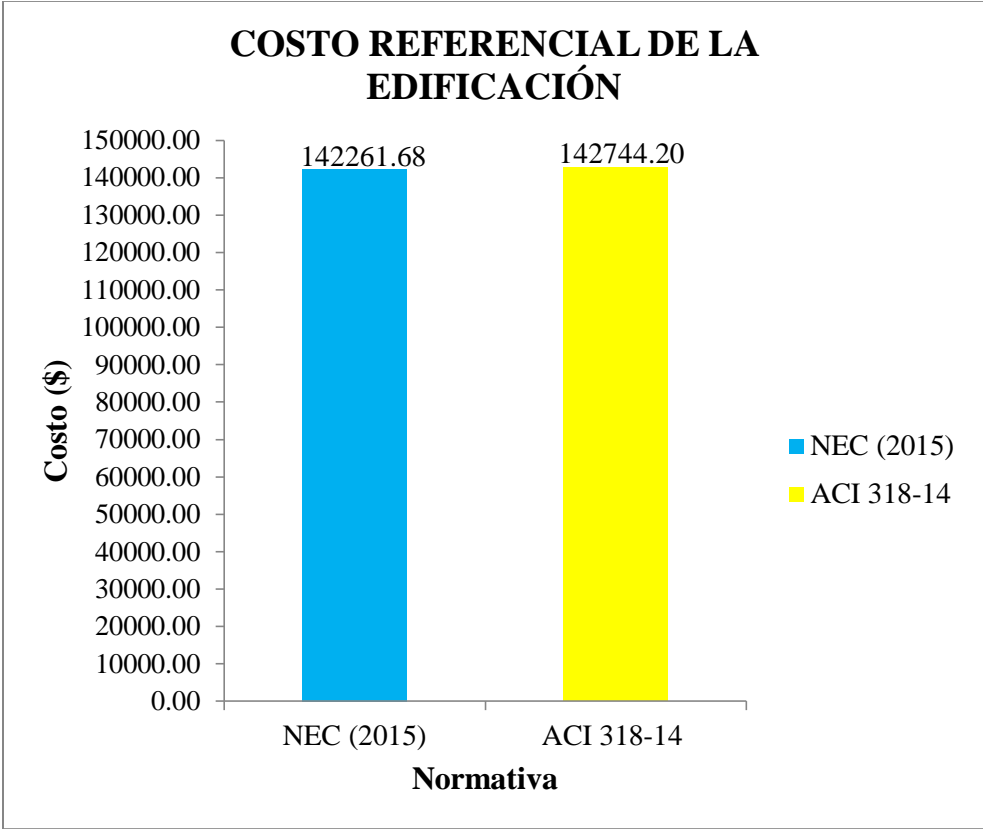


Figura 33. Costo referencial de la edificación.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

- La implementación de muros de corte nos ha ayudado a aportar con mayor rigidez al sistema estructural disminuyendo notablemente las secciones de vigas y columnas, a su vez evitando que la estructura no sufra desplazamientos excesivos y controlando los efectos de torsión en planta que se tienden a producir cuando la estructura sobrepasa la excentricidad máxima permitida.
- El modelo de la estructura analizada con el ACI 318-14 es más flexible al tener un desplazamiento en el sexto piso de 3.05 cm en sentido X y un desplazamiento de 1.77 cm en sentido Y comparado con el modelo realizado con la NEC (2015) donde se presenta un desplazamiento de 2.61 cm y 1.58 cm respectivamente, debido a la variación de inercias agrietadas empleadas en cada análisis.
- El modelo analizado con los parámetros del ACI 318-14 tiene un incremento en cuenta al acero de refuerzo que necesita la edificación, debido a que dicho código utiliza menores factores para inercias agrietadas, disminuyendo la resistencia de los elementos estructurales, lo cual se ve reflejado en un incremento de los momentos flectores y por consiguiente en un mayor requerimiento de refuerzo.
- En el modelo analizado con el ACI 318-14 se verificó, que en muchos de los casos el área de acero necesaria en las vigas es mayor, pero tomando en cuenta que se debe realizar el control de áreas de acero mínimas y máximas, se ha colocado el mismo valor para el modelo analizado con la NEC (2015) y el ACI 318-14 como área mínima, tomando en cuenta que fueron áreas mayores las analizadas con el ACI 318-14 pero menores a las mínimas.

- Se presentan incrementos de la deriva de piso inelástica en el modelo realizado con el ACI 318-14 para el sentido X en forma ascendente del 0.042%, 0.12%, 0.17%, 0.20%, 0.23% y 0.24% para el (primer, segundo, tercero, cuarto, quinto y sexto) piso respectivamente.
- Se presentan incrementos de la deriva de piso inelástica en el modelo realizado con el ACI 318-14 para el sentido Y en forma ascendente del 0.017%, 0.047%, 0.069%, 0.087%, 0.098% y 0.19% para el (primer, segundo, tercero, cuarto, quinto y sexto) piso respectivamente.
- El ACI 318-14 presenta como área de acero máximo a flexión en vigas un incremento del 57% en comparación con la NEC (2015).
- La capacidad resistente a corte del concreto en vigas, se ve afectada por el incremento de una ecuación en el ACI 318-14 en comparación con las ecuaciones propuestas por el ACI 318-08.
- El ACI 318-14 presenta como área de acero máximo a flexión en columnas el 6% de la sección transversal del elemento, en comparación con la NEC (2015) que establece solo el 3% produciéndose un incremento de acero del 3% de la sección transversal de la columna.
- El área de refuerzo a corte por confinamiento en columnas tanto para el análisis realizado utilizando la NEC (2015) como con el ACI 318-14 presenta una mayor cantidad de acero requerida en comparación con el diseño a corte por capacidad.
- La carga de aplastamiento obtenida en las diferentes secciones de las columnas, presenta un incremento en el análisis realizado con el ACI 318-14 debido a que dicha estructura es más flexible que la edificación analizada con la NEC (2015).
- Al realizar el análisis y diseño de la losa utilizando el ACI 318-14, contamos con una estructura más flexible y menos rígida, razón por la cual se ve reflejado en un incremento de los momentos flectores y por consiguiente en un aumento del acero de refuerzo tanto para nervios como para puentes.

- La variación de las inercias agrietadas tanto para la NEC (2015) como para el ACI 318-14, conlleva a un cambio en el comportamiento de la estructura, volviéndose más flexible cuando se trabaja con menores valores y más rígida cual existe un incremento en los mismos.
- El ACI 318-14 no considera la presencia del efecto de columna corta y por consiguiente parámetros o diseños a seguir, en comparación con la NEC (2015) que nos da ciertos requisitos a seguir en caso de que no se pueda evitar dicho efecto.
- La NEC (2015) es más conservadora en cuanto a la separación del refuerzo a corte en la región fuera de la zona de confinamiento en columnas, ya que en esta normativa la separación se encuentra en función del diámetro de la varilla longitudinal menor, con lo cual nos limita a utilizar el menor valor obtenido entre 15.00 cm y $6\phi_{\text{varilla longitudinal menor}}$, en comparación con el ACI 318-14 cuya separación dependerá de $\frac{d}{2}$, obteniendo de esta manera una separación más continua utilizando los parámetros de la NEC (2015).
- La NEC (2015) es más conservadora en cuanto a la separación del refuerzo horizontal en los elementos de borde, especialmente en la región fuera de la zona de confinamiento ya que dicha normativa propone la utilización de los criterios utilizados en columnas, comparado con el ACI 318-14 cuya separación será el menor valor obtenido entre 3 veces el espesor del muro y 45 cm, dando de esta manera una separación más continua en la NEC (2015).
- La NEC (2015) y el ACI 318-14 no establecen requerimientos para el diseño de las cadenas de amarre, es por ello que generalmente se replica la viga que más se repita en el piso superior y en cuanto a su armadura longitudinal y transversal se coloca el acero de refuerzo mínimo.

- Para el análisis sísmico de la edificación utilizando los parámetros del ACI 318-14 se utilizó los propuestos por la NEC (2015), ya que aquí se presentan requisitos que van en función del accionar sísmico del Ecuador.
- Para los dos modelos analizados utilizando la NEC (2015) y el ACI 318-14, se tiene la misma configuración estructural en cuanto a las secciones de los diferentes elementos estructurales, ya que con aquellas secciones se propone una estructura que cumple con todos los requerimientos sismo resistentes.
- Para garantizar que no se produzca una falla a corte por punzonamiento por parte de las columnas hacia las vigas, se ha retirado los bloques de alivianamiento en los nudos para darle mayor sección transversal y permitir que el concreto absorba los esfuerzos de corte.
- Al realizar un análisis sismo resistente de la cimentación se llega a determinar el uso de losas de cimentación la cual ayudara a distribuir de mejor maneja los grandes esfuerzos que transmite la estructura, evitando que la edificación se levante en cualquiera de sus extremos por efectos de un evento sísmico proveniente de cualquiera de los sentidos.
- El ACI 318-14 en comparación con el ACI 318-08 propone una guía de análisis y diseño estructural mucho más ordenada y didáctica en cuanto a los distintos requerimientos.
- El ACI 318-14 a diferencia del ACI 318-08 ha sido sustancialmente reorganizado, presentando todos los requisitos de diseño para sistemas estructurales en capítulos dedicados netamente a temas específicos de forma individual, para de esta manera seguir un proceso cronológico de diseño y construcción.
- Los comentarios realizados en el ACI 318-14 acerca de los distintos requisitos se los hace específicamente en el capítulo y sección correspondiente.

5.2. RECOMENDACIONES

- Para realizar un diseño estructural se debe tener conocimiento acerca de los respectivos parámetros y requisitos propuestos las respectivas normativas vigentes en el país.
- Es muy importante realizar un predimensionamiento de elementos estructurales previo al análisis y diseño estructural, ya que esto nos ayuda a obtener secciones que nos servirán como punto de partida para poder realizar las respectivas modelaciones en el Software ETABS.
- En lo posible se debe tratar de aligerar el peso de la estructura utilizando una losa alivianada sin sobredimensionar innecesariamente el espesor, para que el cortante basal no se incremente y de esta manera lograr que se reduzca la carga sísmica que debe soportar la estructura.
- Cuando exista la necesidad de realizar traslapes en los diferentes elementos estructurales, se debe considerar los distintos requerimientos mínimos propuestos por los códigos de diseño, para poder contar con una longitud suficiente de traslape que garantice una transmisión adecuada de los esfuerzos de una barra a otra.
- Para realizar el análisis sísmico de la estructura se debe realizar en función de los parámetros establecidos en la NEC (2015), como también tomando los valores de las inercias agrietadas de dicho código de diseño.
- Para la determinación de las cuantías de acero mínimas y máximas se debe determinar en función de los requisitos propuestos por la NEC (2015).
- En cuanto a los espaciamientos del refuerzo transversal se debe considerar aquellos propuestos por la NEC (2015) y para los demás criterios de diseño se podría considerar aquellos propuestos por el ACI 318-14.

CAPÍTULO VI

PROPUESTA

6.1. TÍTULO DE LA PROPUESTA

Guía para el análisis y diseño estructural de edificaciones sismo resistentes utilizando los parámetros del ACI 318-14.

6.2. INTRODUCCIÓN

Todas las edificaciones deben ser diseñadas y construidas para que sean capaces de soportar y tener un comportamiento adecuado ante una eventualidad sísmica que se pueda presentar en el período de vida útil de la misma. El estudio propone que el diseñador tenga a la mano los requisitos mínimos que se necesitan para realizar un cálculo estructural sismo resistente, es por ello que en base a las condiciones sísmicas de nuestro país se presenta una Guía para el análisis y diseño estructural utilizando el ACI 318-14, con el cual se garantiza que una estructura fue diseñada con los requisitos mínimos propuestos por el código de diseño.

Se toma en cuenta requerimientos para realizar el espectro de diseño en función de la zona sísmica donde se vaya a encontrar la estructura, como también consideraciones que determinaran si la estructura es o no irregular en planta y elevación.

Se plantea requisitos para realizar el predimensionamiento tanto para vigas, columnas como para el espesor de la losa, datos que servirán como punto de partida para que el diseñador cuente con determinadas secciones que pueda ingresar y evaluar en el Software ETABS, como también los respectivos requisitos y consideraciones para realizar el diseño de vigas, columnas, losas, muros estructurales, escaleras y cadenas.

Los requisitos mínimos de esta Guía no reemplazan el criterio profesional o los conocimientos del profesional facultado para diseñar acerca de los factores específicos relacionados con un proyecto, diseño, ubicación u otras circunstancias específicas o inusuales del proyecto.

La Norma Ecuatoriana de Construcción, presenta los requerimientos y metodologías que deben ser aplicados al diseño sismo resistente de edificios principalmente, y en segundo lugar, a otras estructuras; complementadas con normas extranjeras reconocidas.

6.3. OBJETIVOS

6.3.1. GENERAL

Realizar una guía para el diseño estructural de edificaciones sismo resistentes utilizando los parámetros del ACI 318-14.

6.3.2. ESPECÍFICOS

- Analizar los capítulos del ACI 318-14 relacionados al diseño de vigas, columnas, losas y muros.
- Sintetizar los requerimientos propuestos por el ACI 318-14 para llevar a cabo el diseño estructural de edificaciones.
- Proporcionar al usuario una guía en la cual pueda encontrar de manera ordenada y concisa las respectivas ecuaciones que le permitirán llevar a cabo un diseño estructural sismo resistente de acuerdo al ACI 318-14.

6.4. FUNDAMENTACIÓN CIENTÍFICO – TÉCNICA

Una estructura puede concebirse como un sistema, es decir, como un conjunto de partes o componentes que se combinan en forma ordenada para cumplir una función dada. La función puede ser: encerrar un espacio, como sucede en los distintos tipos de edificios, o contener un empuje, como en los muros de contención, tanques o silos.

La estructura debe cumplir la función a la que está destinada con un grado razonable de seguridad y de manera que tenga un comportamiento adecuado en las condiciones normales de servicio. (Cuevas, 2005)

6.4.1. Análisis Estructural

El análisis estructural, es decir, la determinación de las fuerzas internas en los elementos de la estructura, implica un conocimiento de las acciones que actúan sobre la misma y de las dimensiones de dichos elementos. Estos datos son imprecisos cuando se inicia el diseño, ya que sólo se conocen en forma aproximada las dimensiones que tendrán los elementos. Éstas influyen tanto en el valor del peso propio como en el comportamiento estructural del conjunto. En un proceso cíclico, el proyectista va ajustando los datos iniciales, a medida que afina el análisis. Solamente en la fase final de este proceso hace un cálculo numérico relativamente preciso. El grado de precisión que trata de obtener en este proceso depende de la importancia de la estructura y de la posibilidad de conocer las acciones que realmente actuarán sobre ella.

La estructura debe cumplir la función a la que está destinada con un grado razonable de seguridad y de manera que tenga un comportamiento adecuado en las condiciones normales de servicio.

6.4.2. Análisis Sísmico

EL ACI 318-14 establece el análisis sísmico en función del ASCE/SEI 7, tomando en cuenta consideraciones sobre el nivel de amenaza sísmica, tipo de suelo, ocupación y uso de la estructura; pero como ese no es nuestro caso el análisis sísmico de la edificación para los dos modelos se realizó tomando en cuenta los criterios de la NEC (2015) ya que aquí se especifican determinados requisitos que van en función de la zona sísmica en la cual se encuentre la edificación, del tipo de suelo que se pueda encontrar en una determinada zona, todos estos requerimientos van en función del accionar sísmico y bajo las condiciones que se puedan llegar a presentar en el Ecuador.

6.4.3. Métodos de diseño

6.4.3.1. Método por Esfuerzos Admisibles o Método Elástico

El diseño elástico parte de la hipótesis que es posible predecir la distribución de esfuerzos en el refuerzo y el concreto, al ser sometidos a cargas de servicio. Asume un comportamiento elástico de ambos materiales. El diseño consiste en conseguir que los esfuerzos no excedan los esfuerzos admisibles que son una fracción de la resistencia del concreto y del esfuerzo de fluencia del acero.

El método elástico no determina la carga que ocasiona la rotura de la pieza y por ello, su factor de seguridad no es conocido. (Harmsem, 2002)

6.4.3.2. Método por Última Resistencia

Este método basado en la rotura se fundamenta en la predicción de la carga que ocasiona la falla del elemento y analiza el modo de colapso del mismo. En pruebas de laboratorio se ha podido comprobar que es posible predecir estas cargas con precisión suficiente. Este método toma en consideración el comportamiento inelástico del acero y el concreto y por lo tanto, se estima mejor la capacidad de carga del elemento. Algunas de las ventajas de este procedimiento son:

- El diseño por rotura permite controlar el modo de falla de una estructura compleja considerando la resistencia última de las diversas partes del sistema. Algunos elementos se diseñan con menor margen de seguridad que otros para inducir su falla primero.
- Permite obtener un diseño más eficiente, considerando la distribución de esfuerzos que se presenta dentro del rango inelástico.
- Este método no utiliza el módulo de elasticidad del concreto, el cual es variable con la carga. Esto evita introducir imprecisiones en torno a éste parámetro.
- El método de diseño a la rotura permite evaluar la ductilidad de la estructura.
- Este procedimiento permite usar coeficientes de seguridad distintos para los diferentes tipos de carga.

6.4.4. Evolución de los métodos de diseño

El Diseño por Tensiones de Trabajo (WSD / Working Stress Design) fue el método más usado desde principios de siglo hasta principios de los años 60. A partir de la publicación de la edición 1963 del código ACI, se ha dado una rápida transición hacia el Diseño por Resistencia Última, en gran parte por su enfoque más racional. El diseño por resistencia última, que en el código se denomina Método de Diseño por Resistencia (SDM / Strength Design Method) aborda la seguridad estructural con un enfoque conceptualmente más realista.

6.4.5. Generalidades del ACI 318-14

Los “Requisitos de Reglamento para concreto estructural” (“Reglamento”) contiene requisitos mínimos para los materiales, diseño y detallado de edificaciones de concreto estructural y, donde sea aplicable, en estructuras diferentes de edificaciones. El Reglamento también cubre sistemas estructurales, miembros y conexiones, incluyendo concreto construido en obra, construcción prefabricada, concreto simple, construcción no preesforzada, construcción preesforzada y construcción compuesta. Dentro de los temas tratados se encuentran: diseño y construcción para resistencia, funcionamiento y durabilidad, combinaciones de carga, factores de carga y de reducción de resistencia; métodos de análisis estructural; límites de las deflexiones; anclaje mecánico y adherido al concreto; desarrollo y empalme del refuerzo; información sobre los documentos de construcción; inspección en obra y ensayo de los materiales; y métodos para evaluar la resistencia de estructuras existentes.

6.4.6. Método de diseño propuesto por el ACI 318-14

El diseño por resistencia, presenta la ventaja que el factor de seguridad de los elementos analizados puede ser determinado. El código del ACI 318 -14 introduce el factor de seguridad en el diseño a través de dos mecanismos: amplificación de las cargas de servicio y reducción de la resistencia teórica de la pieza.

6.5. DESCRIPCIÓN DE LA PROPUESTA

Guía para el análisis y diseño estructural de edificaciones sismo resistentes utilizando los parámetros del ACI 318-14

Es muy importante que el diseñador cumpla con los requerimientos de análisis propuestos a continuación.

6.5.1. Zonificación sísmica y factor de zona Z (NEC, 2015)

Para los edificios de uso normal, se usa el valor de Z, que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona Z.

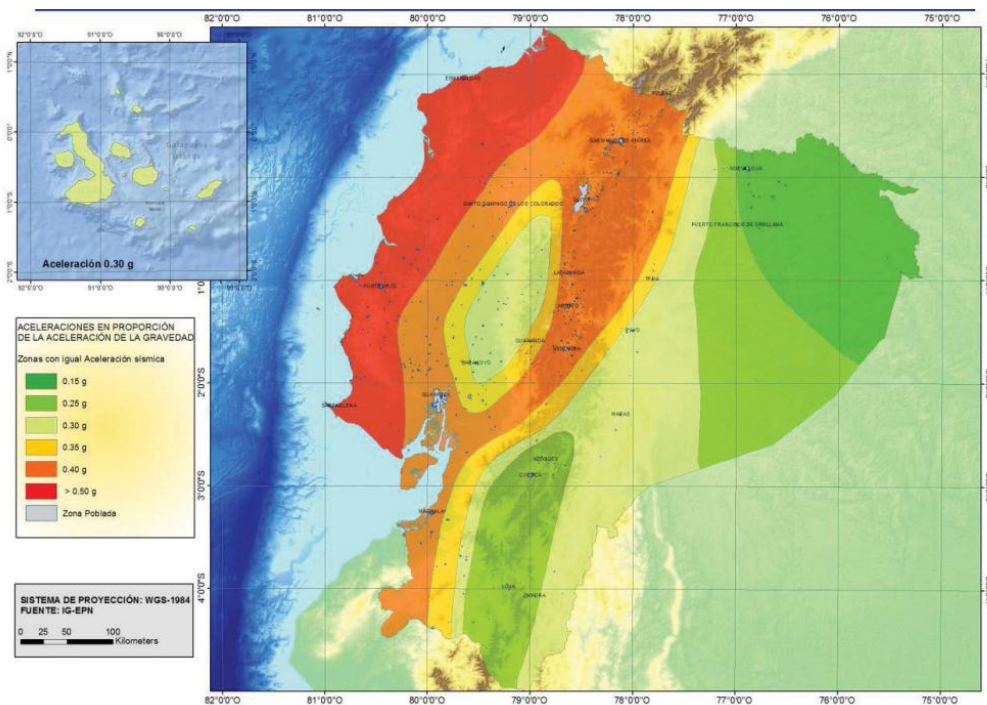


Figura 34. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico - Diseño sismo resistente (NEC, 2015).

Tabla 182. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico - Diseño sismo resistente (NEC, 2015).

6.5.2. Tipos de perfiles de suelos (NEC, 2015)

Se definen seis tipos de perfil de suelo los cuales se presenta a continuación:

Tabla 183. Clasificación de los perfiles del suelo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente.	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media.	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios.	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ kPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones.	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas.	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1 —Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2 —Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3$ m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3 —Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5$ m con índice de Plasticidad $IP > 75$).	

F	F4 —Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 30m$)
	F5 —Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.
	F6 —Rellenos colocados sin control ingenieril.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico - Diseño sismo resistente (NEC, 2015).

6.5.3. Coeficientes de perfil de suelo (NEC, 2015)

- Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

Tabla 184. Tipo de suelo y factores de tipo Fa.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0,50$
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.40	1.30	1.25	1.23	1.20	1.18
D	1.60	1.40	1.30	1.25	1.20	1.12
E	1.18	1.40	1.25	1.10	1.00	0.85
F	Para este tipo de suelos no se proporciona el valor de Fa ya que requieren un estudio especial.					

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico - Diseño sismo resistente (NEC, 2015).

- Fd: Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

Tabla 185. Tipo de suelo y factores de tipo Fa.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0,50$
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.10	1.75	1.70	1.65	1.60	1.50
F	Para este tipo de suelos no se proporciona el valor de Fd ya que requieren un estudio especial.					

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico - Diseño sismo resistente (NEC, 2015).

➤ Fs: Comportamiento no lineal de los suelos

Tabla 186. Tipos de suelo y factores de tipo Fs.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0,50
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00
F	Para este tipo de suelos no se proporciona el valor de Fs ya que requieren un estudio especial.					

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico - Diseño sismo resistente (NEC, 2015).

6.5.4. Coeficiente de importancia (NEC, 2015)

Tabla 187. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.

Categoría de edificio y coeficiente de importancia		
Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.50
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.30
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.00

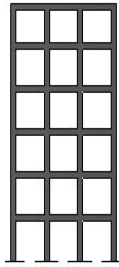
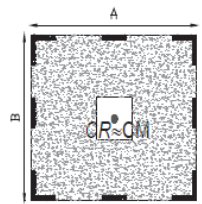
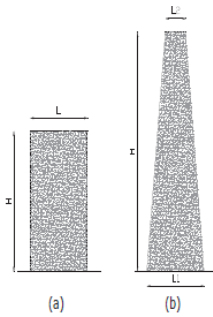
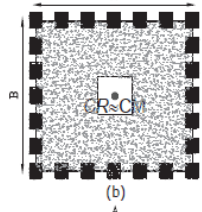
Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico - Diseño sismo resistente (NEC, 2015).

6.5.5. Coeficientes de configuración en elevación y planta (NEC, 2015)

La configuración estructural plantea las disposiciones de los elementos y del sistema estructural de la edificación en forma horizontal y vertical. Como se mencionó antes, mientras la configuración estructural de una edificación sea más compleja, mayor será el daño que reciba bajo la acción de un sismo severo.

La configuración de una estructura se la debe plantear desde la primera etapa del diseño arquitectónico, evitando los diseños con configuraciones estructurales peligrosas, independiente del tipo, uso, o incluso de los niveles de sofisticación que se desee en la edificación. Es por esto que la configuración estructural debe ser bien comprendida por todos los profesionales relacionados con el ámbito de la construcción.

Tabla 188. Configuraciones estructurales recomendadas.

Configuración en elevación $\phi_{Ei} = 1$		Configuración en elevación $\phi_{Pi} = 1$	
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. $\phi_{Ei} = 1$		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\phi_{Pi} = 1$	
La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_{Ei} = 1$			

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico - Diseño sismo resistente (NEC, 2015).

6.5.6. Factor de reducción de resistencia sísmica R (NEC, 2015)

Tabla 189. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico - Diseño sismo resistente (NEC, 2015).

Tabla 190. Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada.

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia.	2.50
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.50
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico - Diseño sismo resistente (NEC, 2015).

6.5.7. Período de vibración T (NEC, 2015)

El período de vibración aproximativo de la estructura T, para cada dirección principal, será estimado a partir de uno de los 2 métodos descritos a continuación.

- **Método 1:** Para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la siguiente expresión.

$$T = C_t h_n^\alpha \quad \text{NEC 6.3.3 (a)}$$

Dónde:

C_t: Coeficiente que depende del tipo de edificio.

h_n: Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

T: Período de vibración.

Tabla 191. Coeficientes según el tipo de edificio.

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos.	0.072	0.80
Con arriostramientos.	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras.	0.055	0.90
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural.	0.055	0.75

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico - Diseño sismo resistente (NEC, 2015).

- **Método 2:** El período fundamental T puede ser calculado, utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, en un análisis apropiado y adecuadamente sustentado.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}} \quad \text{NEC 6.3.3 (b)}$$

Dónde:

f_i: Representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales en el piso i.

δ_i: Deflexión elástica del piso i, calculada utilizando las fuerzas laterales f_i.

w_i: Peso aginado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente) peso: w / cargas: W.

6.5.8. Espectro de diseño (NEC, 2015)

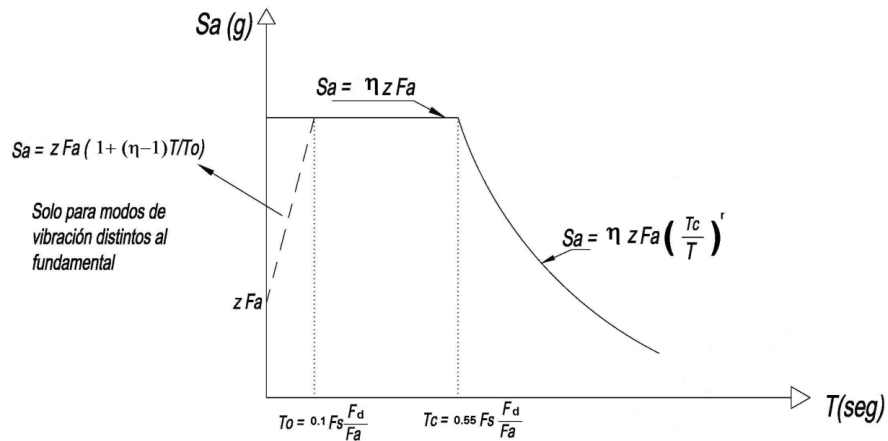


Figura 35. Espectro sísmico elástico de aceleración que representa el sismo de diseño.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico - Diseño sismo resistente (NEC, 2015).

Dónde:

η : Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

F_d : Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

F_s : Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

S_a : Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura.

T : Período fundamental de vibración de la estructura.

T_o: Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

T_c: Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Z: Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad *g*.

Tabla 192. Relación entre la aceleración espectral.

η	Región del Ecuador
1.80	Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas).
2.48	Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.
2.60	Provincias del Oriente.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico - Diseño sismo resistente (NEC, 2015).

6.5.9. Cortante basal de diseño *V* (NEC, 2015)

Es la fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción.

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E}W \quad \text{NEC (6.3.2)}$$

Dónde:

I: Coeficiente de importancia.

W: Carga sísmica reactiva.

S_a(T_a): Aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico para diseño.

R: Factor de reducción de resistencia sísmica.

φ_Pφ_E: Coeficiente de configuración estructural en planta y en elevación.

6.5.10. Carga sísmica reactiva W (NEC, 2015)

Tabla 193. Casos para el uso de la carga sísmica reactiva.

Caso General
$W = D$
Dónde: D: Carga muerta total de la estructura.
Casos especiales: bodegas y almacenaje
$W = D + 0.25Li$
Dónde: D: Carga muerta total de la estructura. Li: Carga viva del piso i.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico - Diseño sismo resistente (NEC, 2015).

6.5.11. Control de deriva de piso (NEC, 2015)

Siendo unos de los parámetros más importantes ya que el diseñador debe comprobar que la estructura no presente deformaciones que puedan ocasionar perdidas por daños a elementos estructurales y no estructurales, es por ello la necesidad de realizar un control de deformaciones, a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso.

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E \quad \text{NEC (6.3.9)}$$

Dónde:

Δ_M : Deriva máxima inelástica.

Δ_E : Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.

R: Factor de reducción de resistencia.

La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso:

Tabla 194. Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso.

Estructura	Δ_M máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera.	0.020
De mampostería.	0.010

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico - Diseño sismo resistente (NEC, 2015).

6.5.12. Efectos de segundo orden P- Δ

El efecto P- Δ es muy importante en estructuras esbeltas, de varios pisos. En estructuras de pocos pisos y con dimensiones adecuadas el índice de estabilidad de piso será bajo y se puede ignorar el efecto P- Δ .

Si el peso de una estructura es alto en relación a su rigidez lateral, pueden presentarse efectos P- Δ excesivos con momentos secundarios mayores que el 25 por ciento de los momentos primarios. Los efectos P- Δ no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad $Q_i < 0.1$.

Tabla 195. Índice de estabilidad.

ACI 318-14	
$Q = \frac{\sum P_u * \Delta_o}{V_{us} * l_c}$	Ecuación (6.6.4.4.1)
$Q \leq 0.20$	
Dónde:	
Q: Índice de estabilidad de un piso.	
$\sum P_u$: Carga vertical total mayorada del piso.	
V_{us} : Cortante horizontal mayorado de piso.	
Δ_o : Desplazamiento lateral relativo (deriva) de primer orden entre la parte superior e inferior del piso.	
l_c : Longitud del miembro en compresión en un pórtico, medida centro a centro de los nudos del pórtico.	

Fuente: ACI 318-14.

Cuando el índice de estabilidad es mayor a 0.20 la estructura es inestable y debe rigidizarse.

6.5.13. Factores de reducción de resistencia

Tabla 196. Factores de reducción de resistencia.

ACI 318-14		
Solicitaciones	Factores de reducción de resistencia ϕ	
Secciones controladas por tracción.	0.90	(Tabla 21.2.1.)
Tracción axial.	0.90	
Secciones controladas por compresión:	0.75	
➤ Elementos con refuerzo transversal en espiral.		
➤ Otros elementos reforzados.	0.65	
Cortante y torsión.	0.75	
Aplastamiento	0.65	

Fuente: ACI 318-14.

6.5.14. Inercias de las secciones agrietadas

Nos proporciona dos formas de obtener dichos valores: determinado mediante fórmulas u obteniendo el valor de manera directa que es con el cual se ha realizado el análisis estructural.

Tabla 197. Momentos de inercia permitidos para el análisis elástico al nivel de carga mayorada.

Miembro y condición		Momento de inercia	
Columnas		0.70 I_g	Tabla 6.6.3.1.1(a)
Muros	No fisurados	0.70 I_g	
	Fisurados	0.35 I_g	
Vigas		0.35 I_g	
Placas planas y losas planas.		0.25 I_g	

Fuente: ACI 318-14.

Tabla 198. Momentos de inercia alternativos para análisis elástico al nivel de carga mayorada.

Miembro	Valor alternativo de I para análisis elástico			Tabla 6.6.3.1.1(b)
	Mínimo	I	Máximo	
Columnas y muros.	0.35 I _g	$\left(0.80 + 25 \frac{A_{st}}{A_g}\right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.50 \frac{P_u}{P_o}\right) I_g$	0.875 I _g	
Vigas, placas planas y losas planas.	0.25 I _g	$(0.10 + 25\rho) \left(1.2 - 0.20 \frac{b_w}{d}\right) I_g$	0.50 I _g	

Fuente: ACI 318-14.

6.5.15. REQUISITOS DE DISEÑO DEL ACI 318-14

6.5.15.1. Combinaciones de carga para el diseño por última resistencia

Tabla 199. Combinaciones de carga.

ACI 318-14		Tabla 5.3.1
Combinación de carga	Carga primaria	
U=1.40D	D	
U=1.20D+1.60L+0.50(Lr; S; R)	L	
U=1.20D+1.60(Lr; S;R)+(1.0L; 0.50W)	Lr; S; R	
U=1.20D+1.0W+1.0L+0.50(Lr; S; R)	W	
U=1.20D+1.0E+1.0L+0.20S	E	
U=0.90D+1.0W	W	
U=0.90D+1.0E	E	

Fuente: ACI 318-14.

6.5.15.2. Cargas Vivas

Los valores de sobrecargas mínimas de acuerdo a su ocupación el profesional facultado para diseñar puede especificar las cargas para el proyecto, caso contrario se permite utilizar los valores recomendados por la NEC (2015).

6.5.15.3. Factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro

Tabla 200. Factor β_1 en función de la resistencia a la compresión del concreto.

ACI 318-14		
f'_c (kg/cm ²)	β_1	Tabla 22.2.2.4.3
210	0.85	
280	0.85	
350	0.80	
420	0.75	
490	0.70	
≥ 560	0.65	

Fuente: ACI 318-14.

6.5.15.4. Prediseño de elementos estructurales

6.5.15.4.1. Prediseño de losa maciza

Para losas no preesforzadas con vigas entre apoyos en todos los lados, el espesor total de la losa h debe cumplir:

Tabla 201. Espesor mínimo de losa.

ACI 318-14			
α_{fm}	Espesor mínimo (mm)		Tabla 8.3.1.2
$\alpha_{fm} \leq 0.20$	Se aplica 9.5.3.2		
$0.20 < \alpha_{fm} \leq 0.20$	Mayor de:	$h = \frac{l_n \left(0.80 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.20)}$	
		125	
$\alpha_{fm} > 0.20$	Mayor de:	$h = \frac{l_n \left(0.80 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$	
		90	

α_{fm} : Es el valor promedio de α_f para todas las vigas en el borde de un panel.
 l_n : Luz libre en la dirección larga, medida cara a cara de las vigas.
 β : Es la relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de la losa.

Fuente: ACI 318-14.

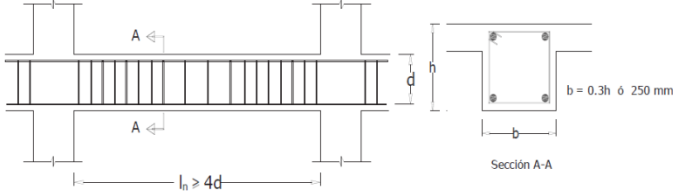
6.5.15.4.2. Prediseño de vigas

Tabla 202. Alturas mínimas recomendadas para vigas.

Hasta (m)	Peralte (cm)
4.00	35.00
5.00	45.00
6.00	55.00
7.00	65.00

Fuente: R.C.C.S.R; CR.9.5.

Tabla 203. Características de los elementos a flexión.

ACI 318-14	
	Numeral (18.6.2)
$b_{\min} = 0.30h \text{ ó } 25 \text{ cm}$	
$l_n \geq 4d$	
$b_{\text{viga}} \leq 0.75b_{\text{columna}}$	

Fuente: ACI 318-14.

6.5.15.4.3. Prediseño de columnas

Para realizar el predimensionamiento de columnas se realiza para efectos de cargas gravitacionales, tomando en cuenta la carga última a compresión de la columna:

Tabla 204. Carga última a compresión.

ACI 318-14	
$P_u = 0.80 * \phi [0.85 * f'c(A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}]$ $\phi = 0.65$, para columnas con estribos. Dónde: P_u : Carga última a compresión. ϕ : Factor de reducción de capacidad de carga de secciones controladas por compresión. A_g : Área bruta de la sección de concreto. A_{st} : Área total de refuerzo longitudinal.	Tabla 22.4.2.1

Fuente: ACI 318-14.

Para realizar el prediseño se lo realiza sin la contribución del acero de refuerzo, ya que a compresión se obtiene mayor resistencia sin acero de refuerzo.

$$P_u = 0.80 * \phi (0.85 * f'c * A_g)$$

$$A_g = \frac{P_u}{0.80 * \phi * 0.85 * f'c}$$

6.5.15.5. Detalles del refuerzo para el diseño de elementos de concreto reforzado

6.5.15.5.1. Recubrimientos mínimos

Para tener una idea clara de equivalencia del N° de barra en milímetros se presenta la siguiente tabla:

Tabla 205. Equivalencias de N° de barras a mm.

Barra N°.	Diámetro nominal (mm)
10	9.50
13	12.70
16	15.90
19	19.10
22	22.20
25	25.40
29	28.70
32	32.30
36	35.80
43	43.00
57	57.30

Fuente: ACI 318-14.

Tabla 206. Recubrimientos mínimos para concreto construido en sitio.

ACI 318-14			
Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento especificado (cm)
Construido contra el suelo y permanentemente en contacto con él.	Todos	Todos	7.50
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo.	Todos	Barras N° 19 a N° 57.	5.00
		Barra No 16, alambre MW200 o MD200, y menores.	4.00
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo.	Losas, viguetas y muros.	Barras N° 43 y N° 57.	4.00
		Barra N° 36 y menores.	2.00
	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tracción.	Armadura principal, estribos, espirales y estribos cerrados para confinamiento.	4.00

Tabla
20.6.1.3.1

Fuente: ACI 318-14.

6.5.15.5.2. Paquetes de varillas

Cuando se vaya a realizar paquetes de barras se debe limitar a 4 varillas por paquete, como precaución práctica, los paquetes de más de una varilla colocadas en el plano de flexión no deben doblarse ni utilizarse con gancho, en conjunto. Cuando se requieren ganchos en los extremos es preferible escalonar los ganchos individuales dentro de un paquete.

6.5.15.5.3. Longitudes de desarrollo y traslapes de acero a tracción

De acuerdo a los respectivos códigos de diseño la longitud de desarrollo mínima para cualquier diámetro de varilla es de 30.00 cm.

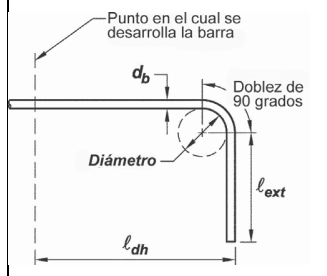
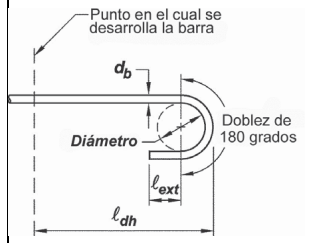
Tabla 207. Longitud de desarrollo en varillas corrugadas y traslapes.

ACI 318-14	
Longitudes de desarrollo (l_d)	Tabla 25.4.2.2
Para varillas de 10 mm a 20 mm.	
$l_d = \left(\frac{f_y}{6.60\sqrt{f'_c}} \right) d_b$	
Para varillas de 22 mm a 32 mm.	Tabla 25.5.2.1
$l_d = \left(\frac{f_y}{5.30\sqrt{f'_c}} \right) d_b$	
d_b: Diámetro nominal de la varila.	
Traslapes	
$1.30 * l_d$	

Fuente: ACI 318-14.

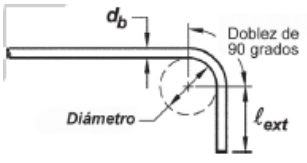
6.5.15.5.4. Ganchos estándar

Tabla 208. Geometría del gancho estándar para el desarrollo de barras corrugadas en tracción.

ACI 318-14				
Tipo de gancho estándar	Diámetro de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado (mm)	Extensión recta l_{ext} (mm)	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90°	N° 10 a N° 25	$6d_b$	$12d_b$	
Gancho de 180°	N° 10 a N° 25	$6d_b$	Mayor de $4d_b$ y 6.50 cm	

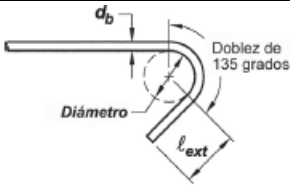
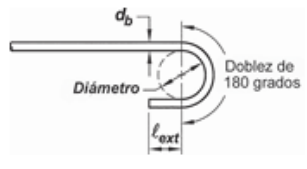
Fuente: ACI 318-14.

Tabla 209. Diámetro mínimo interior de doblado y geometría del gancho estándar para estribos, amarras y estribos cerrados de confinamiento.

ACI 318-14					
Tipo de gancho estándar	Diámetro de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado (mm)	Extensión recta l_{ext} (mm)	Tipo de gancho estándar	
Gancho de 90°	N° 10 a N° 16	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 7.50 cm.		Tabla 25.3.2

Fuente: ACI 318-14.

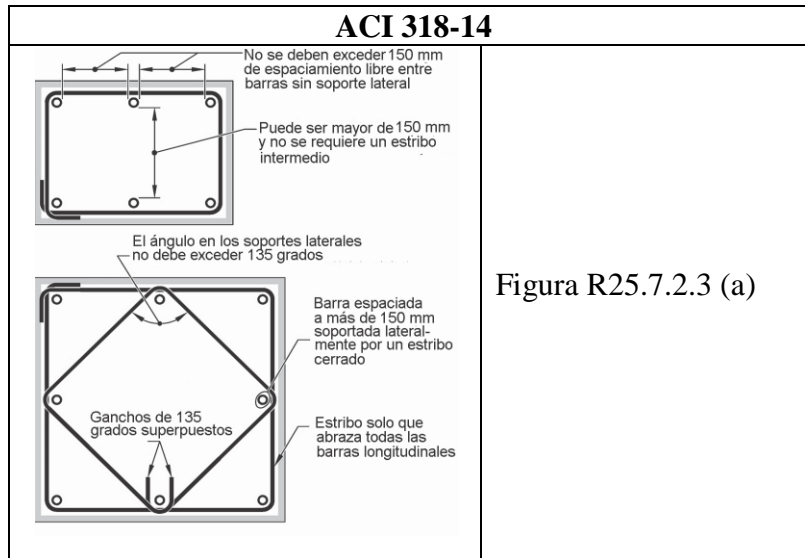
Tabla 210. Diámetro mínimo interior de doblado y geometría del gancho estándar para estribos, amarras y estribos cerrados de confinamiento.

ACI 318-14					
Tipo de gancho estándar	Diámetro de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado (mm)	Extensión recta l_{ext} (mm)	Tipo de gancho estándar	
Gancho de 135°	N° 10 a N° 16	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 7.50 cm.		Tabla 25.3.2
Gancho de 180°	N° 10 a N° 16	$4d_b$	Mayor de $4d_b$ y 65 mm.		

Fuente: ACI 318-14.

6.5.15.5.5. Separaciones entre barras longitudinales

Tabla 211. Medidas entre barras de columna apoyadas lateralmente y el anclaje de estribos rectilíneos.



Fuente: ACI 318-14.

6.5.15.5.6. Espaciamiento mínimo del refuerzo

- Para refuerzo no preesforzado paralelo colocado en una capa horizontal, la distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser al menos el mayor entre 2.50 cm, d_b y $\left(\frac{4}{3}\right) d_{agg}$.
- Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas horizontales, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 2.50 cm.
- Para refuerzo longitudinal en columnas, pedestales, puntales y elementos de borde en muros, la distancia libre entre barras debe ser al menos el mayor de 4.00 cm, $1.50d_b$ y $\left(\frac{4}{3}\right) d_{agg}$.

6.5.15.6. Diseño de elementos estructurales

6.5.15.6.1. Diseño de vigas

a) Diseño a flexión

Tabla 212. Refuerzo longitudinal mínimo y máximo en elementos sometidos a flexión.

ACI 318-14	
$A_{s \min} = \frac{14}{f_y} b * d$	Numeral 9.6.1.2 (b)
$A_{s \max} = 0.025 * b * d$	Numeral (18.6.3.1)
Dónde: A_{s min} : Área mínima de refuerzo a flexión. A_{s máx} : Área máxima de refuerzo a flexión. b : Ancho del alma. d : Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. β₁ : Factor que relaciona la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro.	

Fuente: ACI 318-14.

b) Diseño a corte

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

A continuación se muestran expresiones para poder determinar la capacidad resistente a corte del concreto, de las cuales se elegirá el menor valor obtenido.

Tabla 213. Capacidad resistente a corte del concreto.

ACI 318-14	
$V_{c1} = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$	Ecuación (22.5.5.1)
$V_{c2} = \left(0.50\sqrt{f'_c} + \frac{176 * \rho * V_u * d}{M_u} \right) b * d$	Tabla 22.5.5.1 (a)
$V_{c3} = 0.93 * \sqrt{f'_c} * b * d$	Tabla 22.5.5.1 (c)
$V_{c4} = (0.50 * \sqrt{f'_c} + 176\rho)b * d$	Tabla 22.5.5.1 (b)
<p>Dónde:</p> <p>V_c: Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.</p> <p>ρ: Cuantía del área de refuerzo.</p> <p>b: Ancho del alma.</p> <p>d: Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.</p> <p>V_u: Fuerza cortante mayorada.</p> <p>M_u: Momento mayorado.</p>	

Fuente: ACI 318-14.

A continuación se muestran expresiones para poder determinar la capacidad resistente a corte del acero, de las cuales se elegirá el menor valor obtenido.

Tabla 214. Capacidad resistente a corte del acero.

ACI 318-14	
$V_{s1} = V_n - V_c$	Ecuación (22.5.1.1)
$V_{s \text{ máx}} = 2.20 * \sqrt{f'_c} * b * d$	Ecuación (22.5.1.2)
<p>Dónde:</p> <p>V_c: Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.</p> <p>V_n: Resistencia nominal a cortante.</p> <p>V_s: Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.</p> <p>b: Ancho del alma.</p> <p>d: Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.</p>	

Fuente: ACI 318-14.

El área de refuerzo a corte viene dado por el mayor valor obtenido por medio de las siguientes expresiones:

Tabla 215. Área de refuerzo a corte.

ACI 318-14	
$A_{v1} = \frac{3.50 * b * s}{f_y}$	Tabla 9.6.3.3 (b)
$A_{v2} = \frac{V_s * s}{f_y * d}$	Ecuación (22.5.10.5.3)
$A_{v3} = 0.20 * \sqrt{f'_c} * \frac{b * s}{f_y}$	Tabla 9.6.3.3 (a)
<p>Dónde:</p> <p>A_v: Área de refuerzo de corte con un espaciamiento s.</p> <p>V_s: Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.</p> <p>s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo.</p> <p>b: Ancho del alma.</p>	

Fuente: ACI 318-14.

c) Ubicación de los estribos para confinamiento

Para estructuras de cualquier tipo se debe colocar estribos para confinamiento en las siguientes regiones:

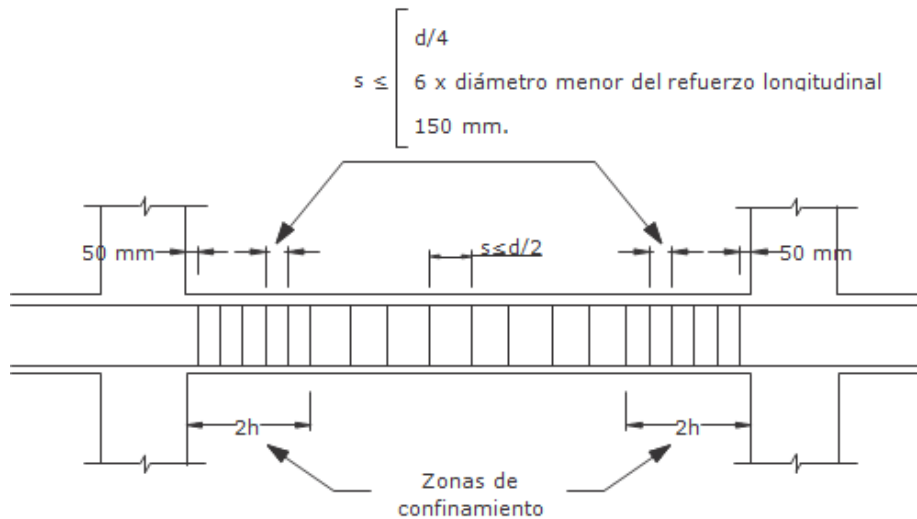


Figura 36. Separación de estribos.

Fuente: ACI 318-14.

6.5.15.6.2. Diseño de columnas

a) Diagramas de interacción de columnas con flexión unidireccional

Se deberá chequear mediante el diagrama de interacción si las cargas aplicadas serán soportadas de manera adecuada caso contrario se deberá aumentar la sección de la columna.

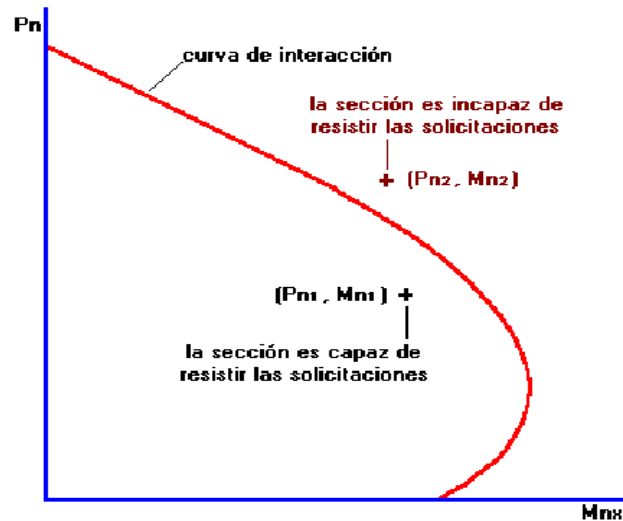


Figura 37. Combinación de momentos flectores y cargas axiales que pueden y no pueden ser resistidos por la sección.

Fuente: Temas de Hormigón Armado – Marcelo Romo.

b) Efectos de esbeltez en columnas

Se debe evitar que se produzcan dichos efectos ya que las columnas esbeltas experimentan una reducción considerable de su capacidad de carga axial, comparada con una columna de igual sección pero de menor longitud.

Se establecen Ábacos de Alineamiento de Jackson y Moreland en los cuales nos permiten la determinación gráfica del factor de longitud efectiva (k) para una columna de sección transversal constante en un pórtico de varios vanos.

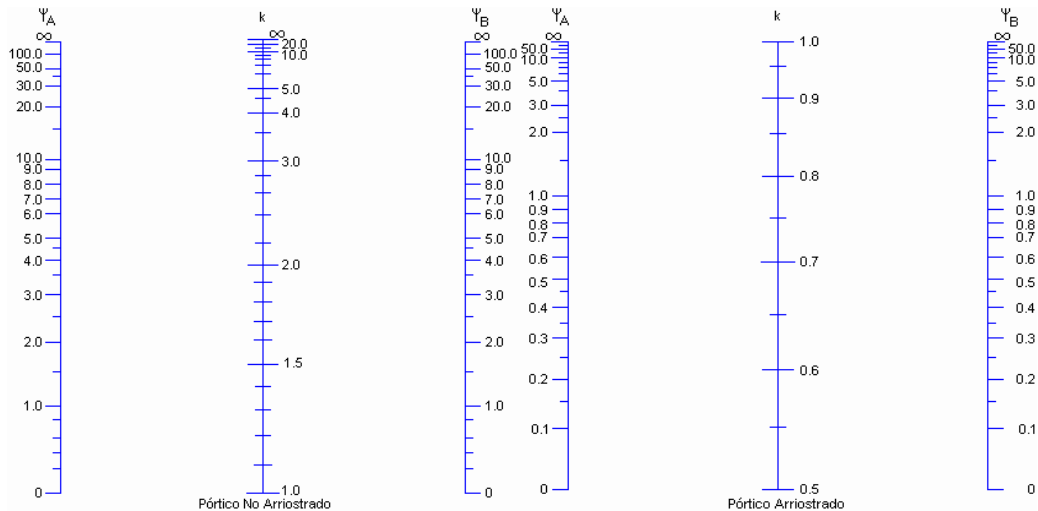


Figura 38. Ábacos de Alineamiento de Jackson

Fuente: Temas de Hormigón Armado – Marcelo Romo.

Se permite ignorar los efectos de esbeltez siempre que se cumpla:

Tabla 216. Condiciones para considerar o no efectos de esbeltez en columnas.

ACI 318-14		
Para columnas no arriostradas contra desplazamientos laterales.	$\frac{k * l_u}{r} \leq 22$	Ecuación 6.2.5(a)
Para columnas arriostradas contra desplazamientos Laterales.	$\frac{k * l_u}{r} \leq 34 + 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$	Ecuación 6.2.5(b)
	$\frac{k * l_u}{r} \leq 40$	Ecuación 6.2.5(c)
$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}}$; $r = 0.30h_{\text{col. cuadr. ó rect.}}$; $r = 0.25D_{\text{col. circular}}$		Ecuación 6.2.5.1
<p>Dónde:</p> <p>k: Factor de longitud efectiva.</p> <p>l_u: Longitud libre de pandeo.</p> <p>r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.</p> <p>I_g: Momento de inercia de la sección bruta con respecto al eje que pasa por el centroide.</p> <p>A_g: Área bruta de la sección de concreto.</p>		

Fuente: ACI 318-14.

c) **Diseño conexión viga - columna**

Con la finalidad de garantizar un buen comportamiento del nudo se debe tomar ciertas recomendaciones al momento de diseño.

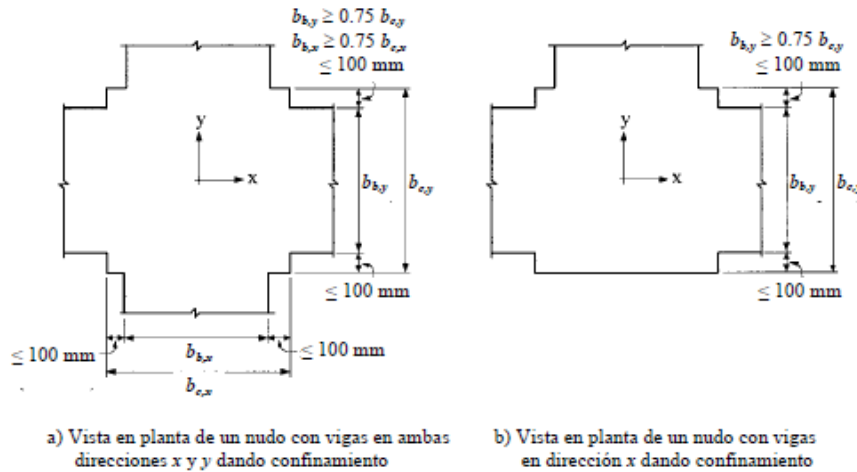


Figura 39. Requerimientos para una adecuada conexión viga – columna.

Fuente: ACI 352.

d) **Resistencia mínima a flexión de columnas**

Tabla 217. Resistencia mínima a flexión.

ACI 318-14	
$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb}$	Ecuación (18.7.3.2)
<p>Dónde:</p> <p>M_{nc}: Es la suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja.</p> <p>M_{nb}: Es la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo.</p>	

Fuente: ACI 318-14.

e) **Cuantía máxima y mínima de refuerzo longitudinal**

Tabla 218. Cuantía de refuerzo longitudinal en columnas.

ACI 318-14	
$0.01 \leq \frac{\rho_g}{A_g} \leq 0.06$	Numeral 18.7.4.1
Dónde: A_{st} : Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado. ρ_g : Área de refuerzo longitudinal. A_g : Área bruta de la sección.	

Fuente: ACI 318-14.

f) **Diseño a corte**

Para poder determinar la capacidad resistente a corte del concreto se utilizara las siguientes expresiones de las cuales se elegirá el menor valor obtenido.

Tabla 219. Capacidad resistente a corte del concreto.

ACI 318-14	
$V_{c1} = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$	Ecuación (22.5.5.1)
$V_{c2} = 0.53 * \left(1 + \frac{0.0071 * N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} * b * d$	Ecuación (22.5.6.1)
Dónde: V_c : Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto. b : Ancho del alma. d : Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. A_g : Área bruta de la sección. N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.	

Fuente: ACI 318-14.

g) **Diseño a corte por capacidad**

Se utilizara las siguientes expresiones para poder determinar el diseño a corte por capacidad, de las cuales para la capacidad resistente a corte del acero se elegirá el menor valor obtenido.

Tabla 220. Cortante por capacidad.

ACI 318-14	
Cortante por capacidad	
$V_{cp} = \frac{M_{pie} + M_{cab}}{L_u}$	Figura (R18.6.5)
$V_{cp} \leq V_n$; Necesita estribos.	
Capacidad resistente a corte del acero	
$V_{s1} = V_n - V_{cp}$	Ecuación (22.5.1.2)
$V_{s\text{máx}} = 2.20 * \sqrt{f'_c} * b * d$	
Área de refuerzo a corte	
$A_v = \frac{V_s * s}{f_y * d}$	Ecuación (22.5.10.5.3)
<p>Dónde:</p> <p>V_{cp}: Cortante por capacidad.</p> <p>M_{pie}: Momento en el pie de la columna en análisis.</p> <p>M_{cab}: Momento en la cabeza de la columna en análisis.</p> <p>V_n: Resistencia nominal a cortante.</p> <p>V_s: Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.</p> <p>A_v: Área de refuerzo de corte con un espaciamiento s.</p> <p>s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo.</p> <p>b: Ancho del alma.</p> <p>d: Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.</p>	

Fuente: ACI 318-14.

h) Diseño a corte por confinamiento

Para determinar el área de acero por confinamiento se elegirá el mayor valor obtenido mediante las siguientes expresiones.

Tabla 221. Área de acero transversal por confinamiento.

ACI 318-14	
$A_{sh1} = 0.30 * \frac{s * b_c * f'_c}{f_y} * \left[\left(\frac{A_g}{A_c} \right) - 1 \right]$	Tabla 18.7.5.4
$A_{sh2} = 0.09 * \frac{s * b_c * f'_c}{f_y}$	
<p>Dónde:</p> <p>A_{sh}: Área total de las varillas que forman los estribos y amarres suplementarios con separación s y perpendicular a la dimensión b_c.</p>	

Fuente: ACI 318-14.

i) Ubicación de los estribos para confinamiento

La ubicación de estribos por confinamiento se la debe realizar para evitar que exista una falla a corte en las zonas más críticas del elemento.

La longitud L_o no puede ser menor que:

- Una sexta parte de la luz libre del elemento.
- La máxima dimensión de su sección transversal.
- 450 mm.

El espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos, h_x dentro de una sección del elemento no debe exceder de 350 mm centro a centro. La separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal del elemento no debe exceder la menor de:

- La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento
- Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor
- $s_o = 100 + \left(\frac{350-h_x}{3}\right)$

Dónde:

s_o : Espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal dentro de una longitud L_o (mm); s_o no debe ser mayor a 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.

h_x : Espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos.

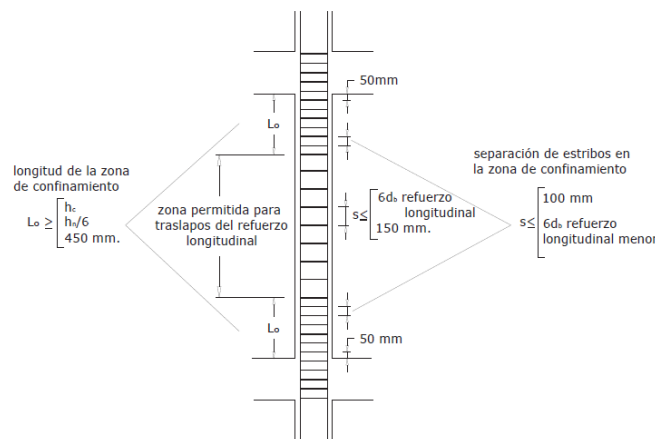


Figura 40. Separación de estribos.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Estructuras de hormigón armado (NEC, 2015).

6.5.15.6.3. Diseño de muros de corte

a) Espesor mínimo para muros de corte

Tabla 222. Espesor del muro de corte.

ACI 318-14	
$h_1 = \frac{h_w}{25}$ $h_2 = \frac{l_w}{25}$ $h_3 = 10 \text{ cm}$	Tabla 11.3.1.1
<p>Dónde:</p> <p>h: Espesor total o altura de un elemento.</p> <p>h_w: Altura total del muro medida desde la base hasta la parte superior.</p> <p>l_w: Longitud del muro completo o longitud del segmento de muro considerado en dirección de la fuerza de cortante.</p>	

Fuente: ACI 318-14.

b) Cuantía mínima de refuerzo y espaciamiento del refuerzo

Tabla 223. Cuantía mínima de refuerzo horizontal y vertical.

ACI 318-14	
$\rho_l = 0.0025$ $\rho_t = 0.0025$	Numeral (18.10.2.1)
<p>si: $V_u < 0.27A_{cv}\sqrt{f'c}$</p> <p>$\rho_l = 0.0012$; para varilla corrugada no mayor a 16. mm.</p> <p>$\rho_l = 0.0015$; para otras varillas corrugadas.</p> <p>$\rho_l = 0.0012$; para refuerzo electrosoldado.</p> <p>$\rho_t = 0.0020$; para varilla corrugada no mayor a 16. mm.</p> <p>$\rho_t = 0.0025$; para otras varillas corrugadas.</p> <p>$\rho_t = 0.0020$; para refuerzo electrosoldado.</p>	
<p>El espaciamiento del refuerzo en cada dirección no debe exceder de 45 cm.</p>	
<p>Dónde:</p> <p>ρ_l: Cuantía mínima para refuerzo vertical.</p> <p>ρ_t: Cuantía mínima para refuerzo horizontal.</p> <p>V_u: Fuerza cortante mayorada.</p> <p>A_{cv}: Área bruta de la sección de concreto limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza de cortante considerada.</p>	

Fuente: ACI 318-14.

c) Elementos de borde o de confinamiento

Los elementos de borde en caso de ser necesarios le darán confinamiento al muro de corte.

Tabla 224. Necesidad del uso de elementos de borde.

ACI 318-14	
$c \geq \frac{l_w}{600 \left(1.50 \frac{\delta_u}{h_w} \right)}$; Necesita Se deberá cumplir que: $\delta_u/h_w \geq 0.005$	Ecuación (18.10.6.2)
Para lo cual: $c = \left(\frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} \right) l_w$ $w = \frac{\rho_1 * f_y}{f'c}$ $\alpha = \frac{N_u}{l_w * t * f'c}$	Cárdenas y Magura
<p>c: Distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro. l_w: Longitud del muro completo o longitud del segmento de muro considerado en dirección de la fuerza de cortante. δ_u: Desplazamiento de diseño. ρ₁: Cuantía mínima para refuerzo vertical. h_w: Altura total del muro medida desde la base hasta la parte superior.</p>	

Fuente: ACI 318-14.

El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia mayor que:

$$c - 0.10l_w$$

$$\frac{c}{2}$$

El refuerzo transversal de los elementos de borde debe cumplir los requisitos antes mencionados para el diseño de columnas con la diferencia de que el espaciamiento máximo para el refuerzo transversal se lo hará de acuerdo a la sección 11.7.3.1.

d) Diseño por compresión

Tabla 225. Resistencia axial de diseño.

ACI 318-14	
$\phi P_n = 0.55\phi * f'_c * A_g \left[1 - \left(\frac{kl_c}{32h} \right)^2 \right]$	Ecuación (18.10.2.1)
$\phi P_n > P_u$	
<p>P_n: Resistencia axial nominal de la sección trasversal. P_u: Fuerza axial mayorada. Ø: Factor de reducción de resistencia. k: Factor de longitud efectiva para muros. l_c: Longitud del elemento en compresión. h: Espesor total o altura de un elemento. A_g: Área bruta de la sección de concreto.</p>	

Fuente: ACI 318-14.

Tabla 226. Factores de longitud efectiva para muros.

ACI 318-14		
Condiciones de borde	k	Tabla 11.5.3.2
Muros arriostrados en la parte superior e inferior contra desplazamiento latera:		
➤ Restringidos contra rotación en uno o ambos extremos (superior, inferior o ambos).	0.80	
➤ No restringidos contra la rotación en ambos extremos.	1.00	
Muros no arriostrados contra desplazamiento lateral.	2.00	

Fuente: ACI 318-14.

e) **Diseño a corte**

Tabla 227. Corte nominal máximo permitido y sección crítica.

ACI 318-14	
Corte máximo admisible	
$V_n = 2.65\sqrt{f'_c} * h * d$	Numeral (11.5.4.3)
$\phi V_n \geq V_u$	
Para lo cual: $d = 0.80l_w$	Numeral (11.5.4.2)
Sección crítica por corte	
Se tomara el menor valor obtenido de : $h_{sc1} \leq \frac{l_w}{2}$ $h_{sc2} \leq \frac{h_w}{2}$	Numeral (R11.5.4.7)
<p>V_n: Esfuerzo resistente nominal de cortante. h: Espesor total o altura de un elemento. d: Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. l_w: Longitud del muro completo o longitud del segmento de muro considerado en dirección de la fuerza de cortante. h_w: Altura total del muro medida desde la base hasta la parte superior. V_u: Fuerza cortante mayorada. h_{sc}: Altura medida desde la base del muro.</p>	

Fuente: ACI 318-14.

Para determinar la capacidad resistente a corte del concreto, se elegirá el menor valor obtenido.

Tabla 228. Capacidad resistente a corte del concreto.

ACI 318-14	
$V_{c1} = 0.88\sqrt{f'_c} + \frac{N_u * d}{4l_w}$	Tabla 11.5.4.6 (d)
$V_{c2} = \left[0.16\sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left(0.33\sqrt{f'_c} + 0.20 \frac{N_u}{l_w * h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] hd$	Tabla 11.5.4.6 (e)

Fuente: ACI 318-14.

f) **Áreas de acero horizontal y vertical**

Tabla 229. Capacidad resistente a corte del concreto.

ACI 318-14	
$A_{sh} = \frac{(V_n - V_c)s}{f_y * d}$	Ecuación (11.5.4.8)
$A_{sv} = \rho_t * b * h ; b = 1m$	
<p>Dónde:</p> <p>A_{sh}: Área de acero en sentido horizontal.</p> <p>A_{sv}: Área de acero en sentido vertical.</p> <p>V_n: Esfuerzo resistente nominal de cortante.</p> <p>V_c: Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.</p> <p>s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo.</p> <p>d: Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.</p> <p>ρ_t: Cuantía mínima para refuerzo horizontal.</p> <p>h: Espesor total o altura de un elemento.</p>	

Fuente: ACI 318-14.

6.5.15.6.4. Diseño de losa alivianada

a) **Área de acero mínima en puentes (Parte superior)**

Para poder determinar el área de acero que se colocara en la parte superior se tomara el menor valor obtenido entre el $A_{s\ min1}$ y $A_{s\ min2}$ y dicho resultado se comparara con el $A_{s\ min3}$ optando por el mayor valor.

Tabla 230. Área de acero mínima en puentes.

ACI 318-08	ACI 318-14
$A_{s \min 1} = \frac{0.80 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b * d$	Numeral 9.6.1.2 (a)
$A_{s \min 2} = \frac{1.60 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b_w * d$	
$A_{s \min 3} = \frac{14}{f_y} * b_w * d$	Numeral 9.6.1.2 (b)
<p>Dónde: A_{s min}: Área de acero mínima. b: Ancho de la cara en compresión del elemento. d: Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. b_w: Ancho del alma.</p>	

Fuente: ACI 318-14.

b) Área de acero mínima en nervios (Parte inferior)

Para poder determinar el área de acero que se colocara en la parte inferior se tomara el mayor valor obtenido entre el $A_{s \min 1}$ y $A_{s \min 2}$.

Tabla 231. Área de acero mínima en nervios.

ACI 318-14	
$A_{s \min 1} = \frac{0.80 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b_w * d$	Numeral 9.6.1.2 (a)
$A_{s \min 2} = \frac{14}{f_y} * b_w * d$	Numeral 9.6.1.2 (b)
<p>Dónde: A_{s min}: Área de acero mínima. b: Ancho de la cara en compresión del elemento. d: Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. b_w: Ancho del alma.</p>	

Fuente: ACI 318-14.

6.6. DISEÑO ORGANIZACIONAL

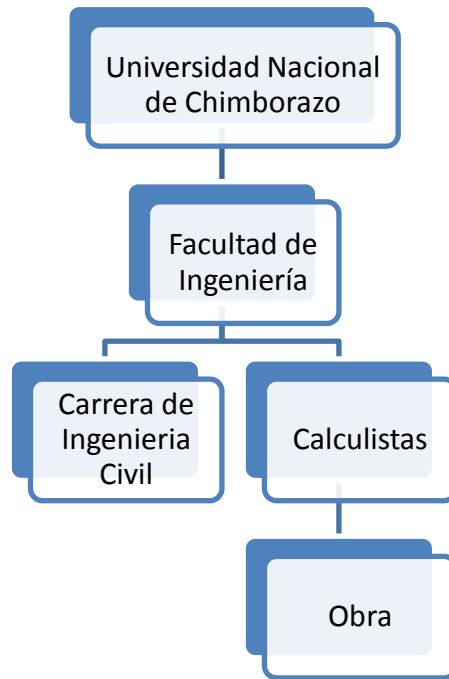


Figura 41. Diseño organizacional.

6.7. MONITOREO Y EVALUACIÓN DE LA PROPUESTA

Con el código ACI 318 -14 no sólo se estimula la mejora en el diseño del concreto estructural, sino también éste se apoya en una mejor comunicación entre los involucrados: diseñadores, ingenieros, contratistas y profesionales de la construcción en general.

Se puede verificar que en esta nueva edición se combina las disposiciones del contratista en un capítulo, en lugar de quedar esparcidas por todo el código; hecho con el que se reducen al mínimo los posibles errores.

Se ha logrado un código didáctico en el cual se mantiene un lenguaje que no requiere de mayor entrenamiento para poder interpretar sus disposiciones y aspectos, facilitando una mayor interpretación a la hora de aplicar en el sector laboral.

El ACI 318-14 combina las disposiciones del contratista en un capítulo, en lugar de quedar esparcidas por todo el código; hecho con el que se reducen al mínimo los posibles errores.

Los Comentarios del ACI 318-14 discuten algunas de las consideraciones que el comité tuvo en cuenta al redactar el Reglamento, haciendo énfasis en explicar los requisitos nuevos, o que fueron modificados.

Se citan las referencias bibliográficas del material proveniente de investigaciones empleado en la redacción del Reglamento con el fin de que las personas que deseen estudiar asuntos particulares en mayor detalle lo puedan hacer, de igual manera se citan otros documentos que traen sugerencias acerca de cómo cumplir los requisitos del Reglamento.

7. BIBLIOGRAFÍA


- Aguiar, R. (2008); Primera Edición. *Análisis Sísmico de Edificios*, Quito – Ecuador.
- ASTM D: 1586. (2002). *Método Estándar de Ensayo de Penetración y muestreo de suelos con caña partida*. Centro Peruano Japonés de Investigaciones sísmicas y mitigación de desastres.
- Braja, M. (1999); Cuarta Edición. *Principios de ingeniería de Cimentaciones*, California – USA: International Thomson Editores.
- Briceño, A., Carreras, N. (2013). *Análisis y diseño de muros estructurales de concreto, considerando las experiencias de los terremotos de Chile 2010 y Nueva Zelanda 2011* (tesis de pregrado). Universidad Católica Andrés Bello, Caracas, Venezuela.
- CAMICON (2016); Novena Edición. *Manual de Costos de la Construcción*, Quito – Ecuador.
- Cardenas, A., Magura, D. (1973). Strength of High-Rise Shear Walls – Rectangular cross sections. *Response of Multistory Concrete Structures to Lateral Forces*. Publicación Especial, 36. 119-150 pp. American Concrete Institute. Detroit, Michigan.
- Contraloría General del Estado – Dirección de Auditoría de Proyectos y Ambiental – Reajuste de Precios (2017). *Salarios Mínimos por Ley*, Quito – Ecuador.
- Cuevas, Ò. (2005); Cuarta Edición. *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*; Limusa – México: Noriega Editores, S.A.

- Guerra, M., Chacón, D. (2013); Primera Edición. *Manual para el Diseño sismo resistente de edificios utilizando el programa ETABS*, Quito – Ecuador.
- Harmsen, T. (2002); Tercera Edición. *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*; Peru: Fondo Editorial.
- McCormac, J. (2011); Octava Edición. *Diseño de Concreto reforzado*; New Jersey – USA: Alfaomega Grupo Editor, S.A.
- McCormac, J. (2006); Tercera Edición. *Analisis Estructural – Metodo Clasico y Matricial*; New Jersey – USA: Alfaomega Grupo Editor, S.A.
- Mullo, C. (2014). *Análisis y diseño de un edificio con aisladores sísmicos, modelamiento en ETABS* (tesis de pregrado). Universidad Central del Ecuador, Quito, Ecuador.
- Nilson, A. (1999); Duodécima Edición. *Diseño de Estructuras de Concreto*; Bogotá– Colombia: McGRAW - HILL INTERAMERICANA, S.A.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción – (NEC) (2015). Cargas (No sísmicas); Código: NEC-SE-CG.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción – (NEC) (2015). Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente; Código: NEC-SE-DS.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción – (NEC) (2015). Estructuras de Hormigón Armado; Código: NEC-SE-HM.
- Poston, Randall and Dolan, Charles. “Reorganizing ACI 318”. *Concrete International*, July 2008, p. 43-47.
- Recomendaciones para el Diseño de Conexiones Viga-Columna en Estructuras Monolíticas de Concreto Reforzado (ACI 352) (2010), USA.

- Reglamento de Construcciones del American Concrete Institute (ACI 318) (2008), USA.
- Reglamento de Construcciones del American Concrete Institute (ACI 318) (2014), USA.
- Romo, M. (2008); Primera Edición. *Temas de Hormigón armado*, Quito – Ecuador.
- Tapia, G. (2014). *Diseño sismo resistente de edificios con muros estructurales, período de retorno variable y el impacto en los costos de construcción, considerando el diseño de conexiones viga-muro* (tesis de pregrado). Universidad San Francisco de Quito, Quito, Ecuador.
- Vidaud, E. (Enero de 2015). Impactos del nuevo Código ACI 318-14 en la industria. *Construcción y tecnología en concreto*, p. 12.

8. ANEXOS

8.1. Análisis de Precios Unitarios – Edificación NEC (2015)

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERÍA CIVIL						
						
ESTUDIO COMPARATIVO DE UN ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SEIS TÍTULO DEL PROYECTO: PISOS UBICADA EN LA CIUDAD DE RIOBAMBA USANDO LOS PARÁMETROS DEL ACI 318-08 CONSIDERADOS EN LA NORMA NEC (2015), Y LOS PARÁMETROS DEL ACI 318-14.						
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO:	HORMIGÓN SIMPLE COLUMNAS F'c=210 kg/cm ² , NO INC. ENCOFRADO.				UNIDAD:	m ³
DETALLE: ITEM 1						
EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR	
	I	\$	\$	I.HORA	\$	
	I	I.HORA	I.HORA	m ³	m ³	
HERRAMIENTA MENOR	5.00% (MANO DE OBRA)				1.90	
VIBRADOR	1.00	4.30	4.30	1.00	4.30	
ANDAMIO	1.00	0.05	0.05	1.00	0.05	
CONCRETERA 1 SACO	1.00	5.00	5.00	1.00	5.00	
SUBTOTAL M					11.25	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN		CANTIDAD A	JORNAL/ HORA B	COSTO / HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CxR
FUNCIÓN		CATEGORÍA				
			I	\$	I.HORA	\$
			I	I.HORA	I.HORA	m ³
ALBAÑIL	D2	3.00	3.45	10.35	1.00	10.35
PEÓN	E2	6.00	3.41	20.46	1.00	20.46
MAESTRO DE OBRA	C1	1.00	3.82	3.82	1.00	3.82
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	D2	1.00	3.45	3.45	1.00	3.45
SUBTOTAL N					38.08	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN			UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB
			DEL MATERIAL	1.00	\$	\$
				1.00		
ARENA			m ³	0.65	13.50	8.78
CEMENTO PORTLAND			sac	7.21	7.50	54.08
RIPIO			m ³	0.95	13.50	12.83
AGUA			m ³	0.25	0.74	0.19
ADITIVO PLASTIMET			kg	2.10	2.09	4.39
SUBTOTAL O					80.25	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN			UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB
			DEL MATERIAL	1.00	\$	\$
				1.00		
SUBTOTAL P					0.00	
TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)						129.58
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)						0.00%
COSTO TOTAL DEL RUBRO						129.58
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA						
MARZO 2017						



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
INGENIERÍA CIVIL**

ESTUDIO COMPARATIVO DE UN ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SEIS
TÍTULO DEL PROYECTO: PISOS UBICADA EN LA CIUDAD DE RIOBAMBA USANDO LOS PARÁMETROS DEL
 ACI 318-08 CONSIDERADOS EN LA NORMA NEC (2015), Y LOS PARÁMETROS DEL ACI 318-14.
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: HORMIGÓN EN VIGAS F'C=210 kg/cm², NO INC. ENCOFRADO. **UNIDAD:** m³
DETALLE: ITEM 2

EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR
	<i>I</i>	\$	\$	<i>I.HORA</i>	\$
	<i>I</i>	<i>I.HORA</i>	<i>I.HORA</i>	<i>m3</i>	<i>m3</i>
HERRAMIENTA MENOR	5.00% (MANO DE OBRA)				1.73
VIBRADOR	1.00	4.30	4.30	1.00	4.30
ANDAMIO	1.00	0.05	0.05	1.00	0.05
CONCRETERA 1 SACO	1.00	5.00	5.00	1.00	5.00
SUBTOTAL M					11.08

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN		CANTIDAD A	JORNAL/ HORA B	COSTO / HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CxR
<i>FUNCIÓN</i>	<i>CATEGORÍA</i>	<i>I</i>	\$	\$	<i>I.HORA</i>	\$
		<i>I</i>	<i>I.HORA</i>	<i>I.HORA</i>	<i>m3</i>	<i>m3</i>
ALBAÑIL	D2	3.00	3.45	10.35	1.00	10.35
PEÓN	E2	6.00	3.41	20.46	1.00	20.46
MAESTRO DE OBRA	C1	1.00	3.82	3.82	1.00	3.82
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	D2	1.00	3.45	3.45	1.00	
SUBTOTAL N						34.63

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB
	<i>DEL MATERIAL</i>	<i>1.00</i>	\$	\$
		<i>1.00</i>		
ARENA	m3	0.65	13.50	8.78
CEMENTO PORTLAND	sac	7.21	7.50	54.08
RIPIO	m3	0.95	13.50	12.83
AGUA	m3	0.25	0.74	0.19
ADITIVO PLASTIMET	kg	2.16	2.09	4.51
SUBTOTAL O				80.37

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB
	<i>DEL MATERIAL</i>	<i>1.00</i>	\$	\$
		<i>1.00</i>		
SUBTOTAL P				0.00

TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)	126.08
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)	0.00%
COSTO TOTAL DEL RUBRO	126.08

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

MARZO 2017



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
INGENIERÍA CIVIL**

ESTUDIO COMPARATIVO DE UN ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SEIS
TÍTULO DEL PROYECTO: PISOS UBICADA EN LA CIUDAD DE RIOBAMBA USANDO LOS PARÁMETROS DEL
 ACI 318-08 CONSIDERADOS EN LA NORMA NEC (2015), Y LOS PARÁMETROS DEL ACI 318-14.
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : HORMIGÓN EN MUROS F'c=210 kg/cm², NO INC. ENCOFRADO. **UNIDAD:** m³
DETALLE: ITEM 3

EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR
	<i>I</i>	\$	\$	<i>I.HORA</i>	\$
	<i>I</i>	<i>I.HORA</i>	<i>I.HORA</i>	<i>m3</i>	<i>m3</i>
HERRAMIENTA MENOR 5.00% (MANO DE OBRA)					1.90
CONCRETERA 1 SACO	1.00	5.00	5.00	1.10	5.50
VIBRADOR	1.00	4.30	4.30	1.10	4.73
SUBTOTAL M					12.13

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN		CANTIDAD A	JORNAL/ HORA B	COSTO / HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CxR
FUNCIÓN	CATEGORÍA					
		<i>I</i>	\$	\$	<i>I.HORA</i>	\$
		<i>I</i>	<i>I.HORA</i>	<i>I.HORA</i>	<i>m3</i>	<i>m3</i>
ALBAÑIL	D2	2.00	3.45	6.90	1.10	7.59
PEÓN	E2	6.00	3.41	20.46	1.10	22.51
MAESTRO DE OBRA	C1	1.00	3.82	3.82	1.10	4.20
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	D2	1.00	3.45	3.45	1.10	3.80
SUBTOTAL N						38.09

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB
	<i>DEL MATERIAL</i>	<i>1.00</i>		\$
		<i>1.00</i>	\$	\$
ARENA	m ³	0.65	13.50	8.78
CEMENTO PORTLAND	sac	7.21	7.50	54.08
RIPIO	m ³	0.95	13.50	12.83
AGUA	m ³	0.25	0.74	0.19
ADITIVO PLASTIMET	kg	2.16	2.09	4.51
SUBTOTAL O				80.37

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB
	<i>DEL MATERIAL</i>	<i>1.00</i>		\$
		<i>1.00</i>	\$	\$
SUBTOTAL P				0.00

TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)	130.60
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)	0.00%
COSTO TOTAL DEL RUBRO	130.60

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

MARZO 2017



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
INGENIERÍA CIVIL**

ESTUDIO COMPARATIVO DE UN ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SEIS
TÍTULO DEL PROYECTO: PISOS UBICADA EN LA CIUDAD DE RIOBAMBA USANDO LOS PARÁMETROS DEL
 ACI 318-08 CONSIDERADOS EN LA NORMA NEC (2015), Y LOS PARÁMETROS DEL ACI 318-14.
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : HORMIGÓN EN ESCALERAS, F'C=210 kg/cm2, NO INC. UNIDAD: m3
 DETALLE: ITEM 4 ENCOFRADO.

EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR
	I	\$	\$	I.HORA	\$
	I	I.HORA	I.HORA	m3	m3
HERRAMIENTA MENOR	5.00% (MANO DE OBRA)				1.90
ANDAMIO	1.00	0.05	0.05	1.00	0.05
CONCRETERA 1 SACO	1.00	5.00	5.00	1.00	5.00
VIBRADOR	1.00	4.30	4.30	1.00	4.30
SUBTOTAL M					11.25

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN		CANTIDAD A	JORNAL/HORA B	COSTO/ HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CxR
FUNCIÓN	CATEGORÍA	I	\$	\$	I.HORA	\$
		I	I.HORA	I.HORA	m3	m3
ALBAÑIL	D2	2.00	3.45	6.90	1.10	7.59
PEÓN	E2	6.00	3.41	20.46	1.10	22.51
MAESTRO DE OBRA	C1	1.00	3.82	3.82	1.10	4.20
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	D2	1.00	3.45	3.45	1.10	3.80
SUBTOTAL N						38.09

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB
	DEL MATERIAL	1.00	\$	\$
		1.00		
ARENA	m3	0.65	13.50	8.78
CEMENTO PORTLAND	sac	7.21	7.50	54.08
RIPIO	m3	0.95	13.50	12.83
AGUA	m3	0.25	0.74	0.19
ADITIVO PLASTIMET	kg	2.16	2.09	4.51
SUBTOTAL O				80.37

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB
	DEL MATERIAL	1.00	\$	\$
		1.00		
SUBTOTAL P				0.00

TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)	129.72
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)	0.00%
COSTO TOTAL DEL RUBRO	129.72

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

MARZO 2017



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
INGENIERÍA CIVIL**

ESTUDIO COMPARATIVO DE UN ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SEIS
TÍTULO DEL PROYECTO: PISOS UBICADA EN LA CIUDAD DE RIOBAMBA USANDO LOS PARÁMETROS DEL
 ACI 318-08 CONSIDERADOS EN LA NORMA NEC (2015), Y LOS PARÁMETROS DEL ACI 318-14.
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : REPLANTILLO EN CIMENTO DE ESCALERAS H.S. 180 kg/cm2. UNIDAD: m3
 DETALLE: ITEM 5 EQUIPO: CONCRETERA 1 SACO.

EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR
	<i>I</i>	\$	\$	<i>I/HORA</i>	\$
	<i>I</i>	<i>L/HORA</i>	<i>L/HORA</i>	<i>m3</i>	<i>m3</i>
HERRAMIENTA MENOR 5.00% (MANO DE OBRA)					1.74
CONCRETERA 1 SACO	1.00	5.00	5.00	1.00	5.00
SUBTOTAL M					6.74

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN		CANTIDAD A	JORNAL/HORA B	COSTO/ HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CxR
<i>FUNCIÓN</i>	<i>CATEGORÍA</i>	<i>I</i>	\$	\$	<i>I/HORA</i>	\$
		<i>I</i>	<i>L/HORA</i>	<i>L/HORA</i>	<i>m3</i>	<i>m3</i>
ALBAÑIL	D2	6.00	3.45	20.70	1.00	20.70
PEÓN	E2	2.00	3.41	6.82	1.00	6.82
MAESTRO DE OBRA	C1	1.00	3.82	3.82	1.00	3.82
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANA	D2	1.00	3.45	3.45	1.00	3.45
SUBTOTAL N						34.79

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB
	<i>DEL MATERIAL</i>	<i>1.00</i>	\$	\$
		<i>1.00</i>		
ARENA	m3	0.65	13.50	8.78
CEMENTO PORTLAND	sac	6.18	7.50	46.35
RIPIO	m3	0.95	13.50	12.83
AGUA	m3	0.24	0.74	0.18
SUBTOTAL O				68.13

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB
	<i>DEL MATERIAL</i>	<i>1.00</i>	\$	\$
		<i>1.00</i>		
SUBTOTAL P				0.00

TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)	109.66
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)	0.00%
COSTO TOTAL DEL RUBRO	109.66

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

MARZO 2017



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
INGENIERÍA CIVIL**

ESTUDIO COMPARATIVO DE UN ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SEIS
TÍTULO DEL PROYECTO: PISOS UBICADA EN LA CIUDAD DE RIOBAMBA USANDO LOS PARÁMETROS DEL
 ACI 318-08 CONSIDERADOS EN LA NORMA NEC (2015), Y LOS PARÁMETROS DEL ACI 318-14.
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : HORMIGÓN SIMPLE CADENAS F'C=210 kg/cm2, NO INCLUYE ENCOFRADO. UNIDAD: m3
 DETALLE: ITEM 6

EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	HORA C=AxB	R	D=CxR
	<i>I</i>	\$	\$	<i>I.HORA</i>	\$
	<i>I</i>	<i>I.HORA</i>	<i>I.HORA</i>	<i>m3</i>	<i>m3</i>
HERRAMIENTA MENOR	5.00% (MANO DE OBRA)				1.73
COCNRETERA 1 SACO	1	5.00	5.00	1.00	5.00
VIBRADOR	1	4.30	4.30	1.00	4.30
SUBTOTAL M					11.03

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN		CANTIDAD	JORNAL/ HORA	COSTO / HORA	RENDIMIENTO	COSTO TOTAL
FUNCIÓN	CATEGORÍA					
		<i>I</i>	\$	\$	<i>I.HORA</i>	\$
		<i>I</i>	<i>I.HORA</i>	<i>I.HORA</i>	<i>m3</i>	<i>m3</i>
ALBAÑIL	D2	2.00	3.45	6.90	1.00	6.90
PEÓN	E2	6.00	3.41	20.46	1.00	20.46
MAESTRO DE OBRA	C1	1.00	3.82	3.82	1.00	3.82
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANA	D2	1.00	3.45	3.45	1.00	3.45
SUBTOTAL N						34.63

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A		
	<i>DEL MATERIAL</i>	<i>1.00</i>	\$	\$
		<i>1.00</i>		
ARENA	m3	0.65	13.50	8.78
CEMENTO PORTLAND	sac	7.21	7.50	54.08
RIPIO	m3	0.95	13.50	12.83
AGUA	m3	0.25	0.74	0.19
ADITIVO PLASTIMET	kg	2.10	2.09	4.39
SUBTOTAL O				80.25

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A		
	<i>DEL MATERIAL</i>	<i>1.00</i>	\$	\$
		<i>1.00</i>		
SUBTOTAL P				0.00

TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)	125.91
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)	0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO	125.91

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

MARZO 2017



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
INGENIERÍA CIVIL**

ESTUDIO COMPARATIVO DE UN ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SEIS
TÍTULO DEL PROYECTO: PISOS UBICADA EN LA CIUDAD DE RIOBAMBA USANDO LOS PARÁMETROS DEL
 ACI 318-08 CONSIDERADOS EN LA NORMA NEC (2015), Y LOS PARÁMETROS DEL ACI 318-14.
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : REPLANTILLO EN CADENAS H.S. 180 kg/cm2. EQUIPO: UNIDAD: m3
 DETALLE: ITEM 7 CONCRETERA 1 SACO.

EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR
	<i>I</i>	\$	\$	<i>I/HORA</i>	\$
	<i>I</i>	<i>L/HORA</i>	<i>L/HORA</i>	<i>m3</i>	<i>m3</i>
HERRAMIENTA MENOR 5.00% (MANO DE OBRA)					1.74
CONCRETERA 1 SACO	1.00	5.00	5.00	1.00	5.00
SUBTOTAL M					6.74

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN		CANTIDAD A	JORNAL/HORA B	COSTO/ HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CxR
<i>FUNCIÓN</i>	<i>CATEGORÍA</i>	<i>I</i>	\$	\$	<i>I/HORA</i>	\$
		<i>I</i>	<i>L/HORA</i>	<i>L/HORA</i>	<i>m3</i>	<i>m3</i>
ALBAÑIL	D2	6.00	3.45	20.70	1.00	20.70
PEÓN	E2	2.00	3.41	6.82	1.00	6.82
MAESTRO DE OBRA	C1	1.00	3.82	3.82	1.00	3.82
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANA	D2	1.00	3.45	3.45	1.00	3.45
SUBTOTAL N						34.79

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB
	<i>DEL MATERIAL</i>	<i>1.00</i>	\$	\$
		<i>1.00</i>		
ARENA	m3	0.65	13.50	8.78
CEMENTO PORTLAND	sac	6.18	7.50	46.35
RIPIO	m3	0.95	13.50	12.83
AGUA	m3	0.24	0.74	0.18
SUBTOTAL O				68.13

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB
	<i>DEL MATERIAL</i>	<i>1.00</i>	\$	\$
		<i>1.00</i>		
SUBTOTAL P				0.00

TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)	109.66
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)	0.00%
COSTO TOTAL DEL RUBRO	109.66

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

MARZO 2017



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
INGENIERÍA CIVIL**

ESTUDIO COMPARATIVO DE UN ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SEIS
TÍTULO DEL PROYECTO: PISOS UBICADA EN LA CIUDAD DE RIOBAMBA USANDO LOS PARÁMETROS DEL
ACI 318-08 CONSIDERADOS EN LA NORMA NEC (2015), Y LOS PARÁMETROS DEL ACI 318-14.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : HORMIGÓN PREMEZCLADO EN LOSAS (PISO 1-6) F'c=210 kg/cm2 UNIDAD: m3
(VACIADO Y VIBRADO).

DETALLE: ITEM 8

EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR
	I	\$	\$	I.HORA	\$
	I	I.HORA	I.HORA	m3	m3
HERRAMIENTA MENOR 5.00% (MANO DE OBRA)					1.13
VIBRADOR	2.00	4.30	8.60	0.65	5.59
SUBTOTAL M					6.72

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN		CANTIDAD A	JORNAL/ HORA B	COSTO / HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CxR
FUNCIÓN	CATEGORÍA					
		I	\$	\$	I.HORA	\$
		I	I.HORA	I.HORA	m3	m3
ALBAÑIL	D2	2.00	3.45	6.90	0.65	4.49
PEÓN	E2	6.00	3.41	20.46	0.65	13.30
MAESTRO DE OBRA	C1	1.00	3.82	3.82	0.65	2.48
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANA	D2	1.00	3.45	3.45	0.65	2.24
SUBTOTAL N						22.51

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB
	DEL MATERIAL	1.00	\$	\$
		1.00		
HORMIGÓN PREMEZCLADO F'c=210 kg/cm2	m3	1.00	81.38	81.38
SUBTOTAL O				81.38

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB
	DEL MATERIAL	1.00	\$	\$
		1.00		
SUBTOTAL P				0.00

TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)	110.61
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)	0.00%
COSTO TOTAL DEL RUBRO	110.61

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

MARZO 2017



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
INGENIERÍA CIVIL**

ESTUDIO COMPARATIVO DE UN ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SEIS
TÍTULO DEL PROYECTO: PISOS UBICADA EN LA CIUDAD DE RIOBAMBA USANDO LOS PARÁMETROS DEL
 ACI 318-08 CONSIDERADOS EN LA NORMA NEC (2015), Y LOS PARÁMETROS DEL ACI 318-14.
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : HORMIGÓN EN LOSA DE 20 cm (TAPAGRADA), F'C=210 kg/cm2, NO UNIDAD: m3
 DETALLE: ITEM 9 INCLUYE ENCOFRADO.

EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR
	<i>I</i>	<i>\$</i>	<i>\$</i>	<i>I/HORA</i>	<i>\$</i>
		<i>L/HORA</i>	<i>L/HORA</i>		<i>m3</i>
HERRAMIENTA MENOR 5.00% (MANO DE OBRA)					1.73
CONCRETERA 1 SACO	1.00	5.00	5.00	1.00	5.00
ELEVADOR 1 SACO	1.00	6.80	6.80	1.00	6.80
VIBRADOR	1.00	4.30	4.30	1.00	4.30
SUBTOTAL M					17.83

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN		CANTIDAD A	JORNAL/ HORA B	COSTO / HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CxR
<i>FUNCIÓN</i>	<i>CATEGORÍA</i>	<i>I</i>	<i>\$</i>	<i>\$</i>	<i>I/HORA</i>	<i>\$</i>
			<i>L/HORA</i>	<i>L/HORA</i>		<i>m3</i>
ALBAÑIL	D2	2.00	3.45	6.90	1.00	6.90
PEÓN	E2	6.00	3.41	20.46	1.00	20.46
MAESTRO DE OBRA	C1	1.00	3.82	3.82	1.00	3.82
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANA	D2	1.00	3.45	3.45	1.00	3.45
SUBTOTAL N						34.63

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB
	<i>DEL MATERIAL</i>	<i>L.00</i>	<i>\$</i>	<i>\$</i>
		<i>L.00</i>		
ADITIVO ACELERANTE	kg	2.16	1.10	2.38
ARENA	m3	0.65	13.50	8.78
CEMENTO PORTLAND	sac	7.21	7.50	54.08
RIPIO	m3	0.95	13.50	12.83
IMPERMEABILIZANTE	kg	1.50	1.38	2.07
AGUA	m3	0.20	0.74	0.15
SUBTOTAL O				80.27

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB
	<i>DEL MATERIAL</i>	<i>L.00</i>	<i>\$</i>	<i>\$</i>
		<i>L.00</i>		
SUBTOTAL P				0.00

TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)	132.73
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)	0.00%
COSTO TOTAL DEL RUBRO	132.73

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

MARZO 2017



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
INGENIERÍA CIVIL**

ESTUDIO COMPARATIVO DE UN ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SEIS
TÍTULO DEL PROYECTO: PISOS UBICADA EN LA CIUDAD DE RIOBAMBA USANDO LOS PARÁMETROS DEL
 ACI 318-08 CONSIDERADOS EN LA NORMA NEC (2015). Y LOS PARÁMETROS DEL ACI 318-14.
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : BLOQUE DE ALIVIANAMIENTO 15*20*40 cm TIMBRADO + UNIDAD: u
 ESTIBAJE.
 DETALLE: ITEM 10

EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	HORA	R	D=CxR
	I	\$	\$	I HORA	\$
	I	I HORA	I HORA	u	u
HERRAMIENTA MENOR	5.00%	(MANO DE OBRA)			0.02
SUBTOTAL M					0.02

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN		CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO / HORA	RENDIMIENTO	COSTO TOTAL
FUNCIÓN	CATEGORÍA					
		A	B	C=AxB	R	D=CxR
		I	\$	\$	I HORA	\$
		I	I HORA	I HORA	u	u
ALBAÑIL	D2	1.00	3.45	3.45	0.0432	0.15
PEÓN	E2	1.00	3.41	3.41	0.0432	0.15
MAESTRO DE OBRA	C1	0.05	3.82	0.19	0.0432	0.01
SUBTOTAL N						0.30

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=AxB
		I	\$	\$
	DEL MATERIAL	I	\$	\$
		I	\$	\$
BLOQUE ALIVIANADO 15X20X40 cm	u	1.05	0.37	0.39
SUBTOTAL O				0.39

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=AxB
		I	\$	\$
	DEL MATERIAL	I	\$	\$
		I	\$	\$
SUBTOTAL P				0.00

TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)	0.71
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)	0.00%
COSTO TOTAL DEL RUBRO	0.71

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

MARZO 2017



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
INGENIERÍA CIVIL**

ESTUDIO COMPARATIVO DE UN ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SEIS
TÍTULO DEL PROYECTO: PISOS UBICADA EN LA CIUDAD DE RIOBAMBA USANDO LOS PARÁMETROS DEL
ACI 318-08 CONSIDERADOS EN LA NORMA NEC (2015), Y LOS PARÁMETROS DEL ACI 318-14.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : HORMIGÓN PREMEZCLADO EN LOSA DE CIMENTACIÓN F'C=210 UNIDAD: m3
kg/cm2 (VACIADO Y VIBRADO).

DETALLE: ITEM 11

EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR
	$\frac{I}{I}$	$\frac{\$}{L.HORA}$	$\frac{\$}{L.HORA}$	$\frac{I.HORA}{m^3}$	$\frac{\$}{m^3}$
HERRAMIENTA MENOR 5.00% (MANO DE OBRA)					1.13
VIBRADOR	2.00	4.30	8.60	0.65	5.59
SUBTOTAL M					6.72

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN		CANTIDAD A	JORNAL/HORA B	COSTO/ HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CxR
FUNCIÓN	CATEGORÍA	$\frac{I}{I}$	$\frac{\$}{L.HORA}$	$\frac{\$}{L.HORA}$	$\frac{I.HORA}{m^3}$	$\frac{\$}{m^3}$
ALBAÑIL	D2	2.00	3.45	6.90	0.65	4.49
PEÓN	E2	6.00	3.41	20.46	0.65	13.30
MAESTRO DE OBRA	C1	1.00	3.82	3.82	0.65	2.48
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANA	D2	1.00	3.45	3.45	0.65	2.24
SUBTOTAL N						22.51

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB
	DEL MATERIAL	$\frac{1.00}{1.00}$	$\frac{\$}{\$}$	$\frac{\$}{\$}$
HORMIGÓN PREMEZCLADO F'C=210 kg/cm2.	m3	1.00	81.38	81.38
SUBTOTAL O				81.38

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB
	DEL MATERIAL	$\frac{1.00}{1.00}$	$\frac{\$}{\$}$	$\frac{\$}{\$}$
SUBTOTAL P				0.00

TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)	110.61
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)	0.00%
COSTO TOTAL DEL RUBRO	110.61

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

MARZO 2017



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
INGENIERÍA CIVIL**

ESTUDIO COMPARATIVO DE UN ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SEIS
TÍTULO DEL PROYECTO: PISOS UBICADA EN LA CIUDAD DE RIOBAMBA USANDO LOS PARÁMETROS DEL
 ACI 318-08 CONSIDERADOS EN LA NORMA NEC (2015), Y LOS PARÁMETROS DEL ACI 318-14.
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : REPLANTILLO EN LOSA DE CIMENTACIÓN H.S. 180 kg/cm2. UNIDAD: m3
 DETALLE: ITEM 12 EQUIPO: CONCRETERA 1 SACO.

EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR
	$\frac{I}{L}$	$\frac{\$}{L\ HORA}$	$\frac{\$}{L\ HORA}$	$\frac{I\ HORA}{m^3}$	$\frac{\$}{m^3}$
HERRAMIENTA MENOR 5.00% (MANO DE OBRA)					1.74
CONCRETERA 1 SACO	1.00	5.00	5.00	1.00	5.00
SUBTOTAL M					6.74

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN		CANTIDAD A	JORNAL/HORA B	COSTO/ HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CxR
FUNCIÓN	CATEGORÍA					
		$\frac{I}{L}$	$\frac{\$}{L\ HORA}$	$\frac{\$}{L\ HORA}$	$\frac{I\ HORA}{m^3}$	$\frac{\$}{m^3}$
ALBAÑIL	D2	6.00	3.45	20.70	1.00	20.70
PEÓN	E2	2.00	3.41	6.82	1.00	6.82
MAESTRO DE OBRA	C1	1.00	3.82	3.82	1.00	3.82
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANA	D2	1.00	3.45	3.45	1.00	3.45
SUBTOTAL N						34.79

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB
	DEL MATERIAL	$\frac{1.00}{1.00}$	$\frac{\$}{\$}$	$\frac{\$}{\$}$
ARENA	m3	0.65	13.50	8.78
CEMENTO PORTLAND	sac	6.18	7.50	46.35
RIPIO	m3	0.95	13.50	12.83
AGUA	m3	0.24	0.74	0.18
SUBTOTAL O				68.13

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB
	DEL MATERIAL	$\frac{1.00}{1.00}$	$\frac{\$}{\$}$	$\frac{\$}{\$}$
SUBTOTAL P				0.00

TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)	109.66
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)	0.00%
COSTO TOTAL DEL RUBRO	109.66

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

MARZO 2017



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
INGENIERÍA CIVIL**

ESTUDIO COMPARATIVO DE UN ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SEIS
TÍTULO DEL PROYECTO: PISOS UBICADA EN LA CIUDAD DE RIOBAMBA USANDO LOS PARÁMETROS DEL
 ACI 318-08 CONSIDERADOS EN LA NORMA NEC (2015), Y LOS PARÁMETROS DEL ACI 318-14.
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : ACERO DE REFUERZO FY=4200 kg/cm2. UNIDAD: kg
 DETALLE: ITEM 13

EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	HORA	R	D=CxR
	C=AxB				
	I	\$	\$	I.HORA	\$
	I	I.HORA	I.HORA	kg	kg
HERRAMIENTA MENOR	5.00% (MANO DE OBRA)				0.02
CORTADORA/DOBLADORA	1.00	0.51	0.51	0.05	0.03
SUBTOTAL M					0.04

MANO DE OBRA

DESCRIPCION		CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO /	RENDIMIENTO	COSTO
FUNCIÓN	CATEGORÍA	A	B	HORA	R	TOTAL
		C=AxB				
		I	\$	\$	I.HORA	\$
		I	I.HORA	I.HORA	kg	kg
FIERRERO	D2	1.00	3.45	3.45	0.05	0.17
MAESTRO DE OBRA	C1	0.10	3.26	0.33	0.05	0.02
PEÓN DE FIERRERO	E2	1.00	3.66	3.66	0.05	0.18
SUBTOTAL N						0.37

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=AxB
	DEL MATERIAL	1.00	\$	\$
		1.00		
ALAMBRE GALVANIZADO N°18	kg	0.05	2.07	0.10
ACERO DE REFUERZO FY=4200 kg/cm2	kg	1.05	1.08	1.13
SUBTOTAL O				1.24

TRANSPORTE


DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=AxB
	DEL MATERIAL	1.00	\$	\$
		1.00		
SUBTOTAL P				0.00

TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)	1.66
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)	0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO	1.66

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

MARZO 2017

8.2. Presupuesto referencial – Edificación NEC (2015)

 UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERÍA CIVIL					
ESTUDIO COMPARATIVO DE UN ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SEIS PISOS UBICADA EN LA CIUDAD DE RIOBAMBA USANDO LOS PARÁMETROS DEL ACI 318-08 CONSIDERADOS EN LA NORMA NEC (2015), Y LOS PARÁMETROS DEL ACI 318-14. PRESUPUESTO DE OBRA O TABLA DE CANTIDADES Y PRECIOS. <i>ESTRUCTURA DISEÑADA CON LA NEC (2015)</i>					
ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	HORMIGÓN SIMPLE COLUMNAS F'C=210 kg/cm2, NO INC. ENCOFRADO.	m3	72.19	129.58	9354.38
2	HORMIGÓN EN VIGAS F'C=210 kg/cm2, NO INC. ENCOFRADO.	m3	60.91	126.08	7679.53
3	HORMIGÓN EN MUROS F'C=210 kg/cm2, NO INC. ENCOFRADO.	m3	39.62	130.60	5174.37
4	HORMIGÓN EN ESCALERAS, F'C=210 kg/cm2, NO INC. ENCOFRADO.	m3	51.76	129.72	6714.31
5	REPLANTILLO EN CIMIENTO DE ESCALERAS H.S. 180 kg/cm2. EQUIPO: CONCRETERA 1 SACO.	m3	0.12	109.66	13.16
6	HORMIGÓN SIMPLE CADENAS F'C=210 kg/cm2, NO INCLUYE ENCOFRADO.	m3	11.10	125.91	1397.60
7	REPLANTILLO EN CADENAS H.S. 180 kg/cm2. EQUIPO: CONCRETERA 1 SACO.	m3	2.78	109.66	304.85
8	HORMIGÓN PREMEZCLADO EN LOSAS (PISO 1-6) F'C=210 kg/cm2 (VACIADO Y VIBRADO).	m3	95.23	110.61	10533.39
9	HORMIGÓN EN LOSA DE 20 cm (TAPAGRADA), F'C=210 kg/cm2, NO INCLUYE ENCOFRADO.	m3	1.27	132.73	168.57
10	BLOQUE DE ALIVIANAMIENTO 15*20*40 cm TIMBRADO + ESTIBAJE.	u	3997.00	0.71	2837.87
11	HORMIGÓN PREMEZCLADO EN LOSA DE CIMENTACIÓN F'C=210 kg/cm2 (VACIADO Y VIBRADO).	m3	108.22	110.61	11970.21
12	REPLANTILLO EN LOSA DE CIMENTACIÓN H.S. 180 kg/cm2. EQUIPO: CONCRETERA 1 SACO.	m3	15.46	109.66	1695.34
13	ACERO DE REFUERZO FY=4200 kg/cm2.	kg	50854.28	1.66	84418.10
TOTAL:					\$ 142 261.68

8.3. Análisis de Precios Unitarios – Edificación ACI 318-14.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERÍA CIVIL						
ESTUDIO COMPARATIVO DE UN ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SEIS PISOS UBICADA EN LA CIUDAD DE RIOBAMBA USANDO LOS PARÁMETROS DEL ACI 318-08 CONSIDERADOS EN LA NORMA NEC (2015), Y LOS PARÁMETROS DEL ACI 318-14.						
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO:	HORMIGÓN SIMPLE COLUMNAS F'c=210 kg/cm ² , NO INC. ENCOFRADO.				UNIDAD:	m ³
DETALLE: ITEM 1						
EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR	
	<i>I</i>	\$	\$	<i>I.HORA</i>	\$	
	<i>I</i>	<i>I.HORA</i>	<i>I.HORA</i>	<i>m3</i>	<i>m3</i>	
HERRAMIENTA MENOR	5.00% (MANO DE OBRA)					1.90
VIBRADOR	1.00	4.30	4.30	1.00	4.30	
ANDAMIO	1.00	0.05	0.05	1.00	0.05	
CONCRETERA 1 SACO	1.00	5.00	5.00	1.00	5.00	
SUBTOTAL M						11.25
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	JORNAL/ HORA B	COSTO / HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CxR	
<i>FUNCIÓN</i>	<i>CATEGORÍA</i>	<i>I</i>	\$	\$	<i>I.HORA</i>	
		<i>I</i>	<i>I.HORA</i>	<i>I.HORA</i>	<i>m3</i>	
ALBAÑIL	D2	3.00	3.45	10.35	1.00	10.35
PEÓN	E2	6.00	3.41	20.46	1.00	20.46
MAESTRO DE OBRA	C1	1.00	3.82	3.82	1.00	3.82
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	D2	1.00	3.45	3.45	1.00	3.45
SUBTOTAL N						38.08
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB		
	<i>DEL MATERIAL</i>	<i>1.00</i>	\$	\$		
		<i>1.00</i>				
ARENA	m ³	0.65	13.50	8.78		
CEMENTO PORTLAND	sac	7.21	7.50	54.08		
RIPIO	m ³	0.95	13.50	12.83		
AGUA	m ³	0.25	0.74	0.19		
ADITIVO PLASTIMET	kg	2.10	2.09	4.39		
SUBTOTAL O						80.25
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB		
	<i>DEL MATERIAL</i>	<i>1.00</i>	\$	\$		
		<i>1.00</i>				
SUBTOTAL P						0.00
TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)						129.58
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)					0.00%	0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO						129.58
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA						
MARZO 2017						



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
INGENIERÍA CIVIL**

ESTUDIO COMPARATIVO DE UN ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SEIS
TÍTULO DEL PROYECTO: PISOS UBICADA EN LA CIUDAD DE RIOBAMBA USANDO LOS PARÁMETROS DEL
 ACI 318-08 CONSIDERADOS EN LA NORMA NEC (2015), Y LOS PARÁMETROS DEL ACI 318-14.
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: HORMIGÓN EN VIGAS F'C=210 kg/cm², NO INC. ENCOFRADO. **UNIDAD:** m³
 DETALLE: ITEM 2

EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	HORA	R	D=CxR
			C=AxB		
	I	\$	\$	I.HORA	\$
	I	I.HORA	I.HORA	m3	m3
HERRAMIENTA MENOR	5.00% (MANO DE OBRA)				1.73
VIBRADOR	1.00	4.30	4.30	1.00	4.30
ANDAMIO	1.00	0.05	0.05	1.00	0.05
CONCRETERA 1 SACO	1.00	5.00	5.00	1.00	5.00
SUBTOTAL M					11.08

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN		CANTIDAD A	JORNAL/ HORA B	COSTO / HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CxR
FUNCIÓN	CATEGORÍA					
		I	I.HORA	I.HORA	m3	m3
ALBAÑIL	D2	3.00	3.45	10.35	1.00	10.35
PEÓN	E2	6.00	3.41	20.46	1.00	20.46
MAESTRO DE OBRA	C1	1.00	3.82	3.82	1.00	3.82
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	D2	1.00	3.45	3.45	1.00	
SUBTOTAL N						34.63

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=AxB
		DEL MATERIAL		
		1.00	\$	\$
		1.00		
ARENA	m3	0.65	13.50	8.78
CEMENTO PORTLAND	sac	7.21	7.50	54.08
RIPIO	m3	0.95	13.50	12.83
AGUA	m3	0.25	0.74	0.19
ADITIVO PLASTIMET	kg	2.16	2.09	4.51
SUBTOTAL O				80.37

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=AxB
		DEL MATERIAL		
		1.00	\$	\$
		1.00		
SUBTOTAL P				0.00

TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)	126.08
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)	0.00%
COSTO TOTAL DEL RUBRO	126.08

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

MARZO 2017



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
INGENIERÍA CIVIL**

ESTUDIO COMPARATIVO DE UN ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SEIS
TÍTULO DEL PROYECTO: PISOS UBICADA EN LA CIUDAD DE RIOBAMBA USANDO LOS PARÁMETROS DEL
 ACI 318-08 CONSIDERADOS EN LA NORMA NEC (2015), Y LOS PARÁMETROS DEL ACI 318-14.
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : HORMIGÓN EN MUROS F'c=210 kg/cm², NO INC. ENCOFRADO. **UNIDAD:** m³
DETALLE: ITEM 3

EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR
	<i>I</i>	\$	\$	<i>I.HORA</i>	\$
	<i>I</i>	<i>I.HORA</i>	<i>I.HORA</i>	<i>m3</i>	<i>m3</i>
HERRAMIENTA MENOR 5.00% (MANO DE OBRA)					1.90
CONCRETERA 1 SACO	1.00	5.00	5.00	1.10	5.50
VIBRADOR	1.00	4.30	4.30	1.10	4.73
SUBTOTAL M					12.13

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN		CANTIDAD A	JORNAL/ HORA B	COSTO / HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CxR
FUNCIÓN	CATEGORÍA					
		<i>I</i>	\$	\$	<i>I.HORA</i>	\$
		<i>I</i>	<i>I.HORA</i>	<i>I.HORA</i>	<i>m3</i>	<i>m3</i>
ALBAÑIL	D2	2.00	3.45	6.90	1.10	7.59
PEÓN	E2	6.00	3.41	20.46	1.10	22.51
MAESTRO DE OBRA	C1	1.00	3.82	3.82	1.10	4.20
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	D2	1.00	3.45	3.45	1.10	3.80
SUBTOTAL N						38.09

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB
	<i>DEL MATERIAL</i>	<i>1.00</i>		\$
		<i>1.00</i>	\$	\$
ARENA	m ³	0.65	13.50	8.78
CEMENTO PORTLAND	sac	7.21	7.50	54.08
RIPIO	m ³	0.95	13.50	12.83
AGUA	m ³	0.25	0.74	0.19
ADITIVO PLASTIMET	kg	2.16	2.09	4.51
SUBTOTAL O				80.37

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB
	<i>DEL MATERIAL</i>	<i>1.00</i>		\$
		<i>1.00</i>	\$	\$
SUBTOTAL P				0.00

TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)	130.60
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)	0.00%
COSTO TOTAL DEL RUBRO	130.60

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

MARZO 2017



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
INGENIERÍA CIVIL**

ESTUDIO COMPARATIVO DE UN ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SEIS
TÍTULO DEL PROYECTO: PISOS UBICADA EN LA CIUDAD DE RIOBAMBA USANDO LOS PARÁMETROS DEL
 ACI 318-08 CONSIDERADOS EN LA NORMA NEC (2015), Y LOS PARÁMETROS DEL ACI 318-14.
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : HORMIGÓN EN ESCALERAS, F'C=210 kg/cm², NO INC. UNIDAD: m³
 DETALLE: ITEM 4 ENCOFRADO.

EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR
	I	\$	\$	I.HORA	\$
	I	I.HORA	I.HORA	m3	m3
HERRAMIENTA MENOR	5.00% (MANO DE OBRA)				1.90
ANDAMIO	1.00	0.05	0.05	1.00	0.05
CONCRETERA 1 SACO	1.00	5.00	5.00	1.00	5.00
VIBRADOR	1.00	4.30	4.30	1.00	4.30
SUBTOTAL M					11.25

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN		CANTIDAD A	JORNAL/HORA B	COSTO/ HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CxR
FUNCIÓN	CATEGORÍA	I	\$	\$	I.HORA	\$
		I	I.HORA	I.HORA	m3	m3
ALBAÑIL	D2	2.00	3.45	6.90	1.10	7.59
PEÓN	E2	6.00	3.41	20.46	1.10	22.51
MAESTRO DE OBRA	C1	1.00	3.82	3.82	1.10	4.20
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	D2	1.00	3.45	3.45	1.10	3.80
SUBTOTAL N						38.09

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB
	DEL MATERIAL	1.00	\$	\$
		1.00		
ARENA	m3	0.65	13.50	8.78
CEMENTO PORTLAND	sac	7.21	7.50	54.08
RIPIO	m3	0.95	13.50	12.83
AGUA	m3	0.25	0.74	0.19
ADITIVO PLASTIMET	kg	2.16	2.09	4.51
SUBTOTAL O				80.37

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB
	DEL MATERIAL	1.00	\$	\$
		1.00		
SUBTOTAL P				0.00

TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)	129.72
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)	0.00%
COSTO TOTAL DEL RUBRO	129.72

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

MARZO 2017



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
INGENIERÍA CIVIL**

ESTUDIO COMPARATIVO DE UN ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SEIS
TÍTULO DEL PROYECTO: PISOS UBICADA EN LA CIUDAD DE RIOBAMBA USANDO LOS PARÁMETROS DEL
 ACI 318-08 CONSIDERADOS EN LA NORMA NEC (2015), Y LOS PARÁMETROS DEL ACI 318-14.
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : REPLANTILLO EN CIMENTO DE ESCALERAS H.S. 180 kg/cm2. UNIDAD: m3
 DETALLE: ITEM 5 EQUIPO: CONCRETERA 1 SACO.

EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR
	<i>I</i>	\$	\$	<i>I/HORA</i>	\$
	<i>I</i>	<i>L/HORA</i>	<i>L/HORA</i>	<i>L/HORA</i>	<i>m3</i>
HERRAMIENTA MENOR 5.00% (MANO DE OBRA)					1.74
CONCRETERA 1 SACO	1.00	5.00	5.00	1.00	5.00
SUBTOTAL M					6.74

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN		CANTIDAD A	JORNAL/HORA B	COSTO/ HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CxR
<i>FUNCIÓN</i>	<i>CATEGORÍA</i>	<i>I</i>	\$	\$	<i>I/HORA</i>	\$
		<i>I</i>	<i>L/HORA</i>	<i>L/HORA</i>	<i>m3</i>	<i>m3</i>
ALBAÑIL	D2	6.00	3.45	20.70	1.00	20.70
PEÓN	E2	2.00	3.41	6.82	1.00	6.82
MAESTRO DE OBRA	C1	1.00	3.82	3.82	1.00	3.82
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANA	D2	1.00	3.45	3.45	1.00	3.45
SUBTOTAL N						34.79

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB
	<i>DEL MATERIAL</i>	<i>1.00</i>	\$	\$
		<i>1.00</i>		
ARENA	m3	0.65	13.50	8.78
CEMENTO PORTLAND	sac	6.18	7.50	46.35
RIPIO	m3	0.95	13.50	12.83
AGUA	m3	0.24	0.74	0.18
SUBTOTAL O				68.13

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB
	<i>DEL MATERIAL</i>	<i>1.00</i>	\$	\$
		<i>1.00</i>		
SUBTOTAL P				0.00

TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)	109.66
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)	0.00%
COSTO TOTAL DEL RUBRO	109.66

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

MARZO 2017



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
INGENIERÍA CIVIL**

ESTUDIO COMPARATIVO DE UN ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SEIS
TÍTULO DEL PROYECTO: PISOS UBICADA EN LA CIUDAD DE RIOBAMBA USANDO LOS PARÁMETROS DEL
 ACI 318-08 CONSIDERADOS EN LA NORMA NEC (2015), Y LOS PARÁMETROS DEL ACI 318-14.
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : HORMIGÓN SIMPLE CADENAS F'C=210 kg/cm2, NO INCLUYE ENCOFRADO. UNIDAD: m3

DETALLE: ITEM 6

EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	HORA C=AxB	R	D=CxR
	<i>I</i>	\$	\$	<i>L.HORA</i>	\$
	<i>I</i>	<i>L.HORA</i>	<i>L.HORA</i>	<i>m3</i>	<i>m3</i>
HERRAMIENTA MENOR	5.00% (MANO DE OBRA)				1.73
COCNRETERA 1 SACO	1	5.00	5.00	1.00	5.00
VIBRADOR	1	4.30	4.30	1.00	4.30
SUBTOTAL M					11.03

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN		CANTIDAD	JORNAL/ HORA	COSTO / HORA	RENDIMIENTO	COSTO TOTAL
FUNCIÓN	CATEGORÍA					
		<i>I</i>	\$	\$	<i>L.HORA</i>	\$
		<i>I</i>	<i>L.HORA</i>	<i>L.HORA</i>	<i>m3</i>	<i>m3</i>
ALBAÑIL	D2	2.00	3.45	6.90	1.00	6.90
PEÓN	E2	6.00	3.41	20.46	1.00	20.46
MAESTRO DE OBRA	C1	1.00	3.82	3.82	1.00	3.82
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANA	D2	1.00	3.45	3.45	1.00	3.45
SUBTOTAL N						34.63

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A		
	<i>DEL MATERIAL</i>	<i>1.00</i>	\$	\$
		<i>1.00</i>		
ARENA	m3	0.65	13.50	8.78
CEMENTO PORTLAND	sac	7.21	7.50	54.08
RIPIO	m3	0.95	13.50	12.83
AGUA	m3	0.25	0.74	0.19
ADITIVO PLASTIMET	kg	2.10	2.09	4.39
SUBTOTAL O				80.25

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A		
	<i>DEL MATERIAL</i>	<i>1.00</i>	\$	\$
		<i>1.00</i>		
SUBTOTAL P				0.00

TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)	125.91
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)	0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO	125.91

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

MARZO 2017



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
INGENIERÍA CIVIL**

ESTUDIO COMPARATIVO DE UN ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SEIS
TÍTULO DEL PROYECTO: PISOS UBICADA EN LA CIUDAD DE RIOBAMBA USANDO LOS PARÁMETROS DEL
 ACI 318-08 CONSIDERADOS EN LA NORMA NEC (2015), Y LOS PARÁMETROS DEL ACI 318-14.
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : REPLANTILLO EN CADENAS H.S. 180 kg/cm2. EQUIPO: UNIDAD: m3
 DETALLE: ITEM 7 CONCRETERA 1 SACO.

EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR
	<i>I</i>	\$	\$	<i>I/HORA</i>	\$
	<i>I</i>	<i>L/HORA</i>	<i>L/HORA</i>	<i>m3</i>	<i>m3</i>
HERRAMIENTA MENOR 5.00% (MANO DE OBRA)					1.74
CONCRETERA 1 SACO	1.00	5.00	5.00	1.00	5.00
SUBTOTAL M					6.74

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN		CANTIDAD A	JORNAL/HORA B	COSTO/ HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CxR
<i>FUNCIÓN</i>	<i>CATEGORÍA</i>	<i>I</i>	\$	\$	<i>I/HORA</i>	\$
		<i>I</i>	<i>L/HORA</i>	<i>L/HORA</i>	<i>m3</i>	<i>m3</i>
ALBAÑIL	D2	6.00	3.45	20.70	1.00	20.70
PEÓN	E2	2.00	3.41	6.82	1.00	6.82
MAESTRO DE OBRA	C1	1.00	3.82	3.82	1.00	3.82
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANA	D2	1.00	3.45	3.45	1.00	3.45
SUBTOTAL N						34.79

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB
	<i>DEL MATERIAL</i>	<i>1.00</i>	\$	\$
		<i>1.00</i>		
ARENA	m3	0.65	13.50	8.78
CEMENTO PORTLAND	sac	6.18	7.50	46.35
RIPIO	m3	0.95	13.50	12.83
AGUA	m3	0.24	0.74	0.18
SUBTOTAL O				68.13

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB
	<i>DEL MATERIAL</i>	<i>1.00</i>	\$	\$
		<i>1.00</i>		
SUBTOTAL P				0.00

TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)	109.66
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)	0.00%
COSTO TOTAL DEL RUBRO	109.66

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

MARZO 2017



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
INGENIERÍA CIVIL**

ESTUDIO COMPARATIVO DE UN ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SEIS
TÍTULO DEL PROYECTO: PISOS UBICADA EN LA CIUDAD DE RIOBAMBA USANDO LOS PARÁMETROS DEL
ACI 318-08 CONSIDERADOS EN LA NORMA NEC (2015), Y LOS PARÁMETROS DEL ACI 318-14.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : HORMIGÓN PREMEZCLADO EN LOSAS (PISO 1-6) F'c=210 kg/cm2 UNIDAD: m3
(VACIADO Y VIBRADO).

DETALLE: ITEM 8

EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR
	I	\$	\$	I.HORA	\$
	I	I.HORA	I.HORA	m3	m3
HERRAMIENTA MENOR	5.00% (MANO DE OBRA)				1.13
VIBRADOR	2.00	4.30	8.60	0.65	5.59
SUBTOTAL M					6.72

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN		CANTIDAD A	JORNAL/ HORA B	COSTO / HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CxR
<i>FUNCIÓN</i>	<i>CATEGORÍA</i>	I	\$	\$	I.HORA	\$
		I	I.HORA	I.HORA	m3	m3
ALBAÑIL	D2	2.00	3.45	6.90	0.65	4.49
PEÓN	E2	6.00	3.41	20.46	0.65	13.30
MAESTRO DE OBRA	C1	1.00	3.82	3.82	0.65	2.48
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANA	D2	1.00	3.45	3.45	0.65	2.24
SUBTOTAL N						22.51

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB
	DEL MATERIAL	1.00	\$	\$
		1.00		
HORMIGÓN PREMEZCLADO F'c=210 kg/cm2	m3	1.00	81.38	81.38
SUBTOTAL O				81.38

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB
	DEL MATERIAL	1.00	\$	\$
		1.00		
SUBTOTAL P				0.00

TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)	110.61
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)	0.00%
COSTO TOTAL DEL RUBRO	110.61

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

MARZO 2017



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
INGENIERÍA CIVIL**

ESTUDIO COMPARATIVO DE UN ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SEIS
TÍTULO DEL PROYECTO: PISOS UBICADA EN LA CIUDAD DE RIOBAMBA USANDO LOS PARÁMETROS DEL
 ACI 318-08 CONSIDERADOS EN LA NORMA NEC (2015), Y LOS PARÁMETROS DEL ACI 318-14.
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : HORMIGÓN EN LOSA DE 20 cm (TAPAGRADA), F'C=210 kg/cm2, NO UNIDAD: m3
 DETALLE: ITEM 9 INCLUYE ENCOFRADO.

EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR
	<i>I</i>	\$	\$	<i>I/HORA</i>	\$
	<i>I</i>	<i>L/HORA</i>	<i>L/HORA</i>	<i>L/HORA</i>	<i>m3</i>
HERRAMIENTA MENOR 5.00% (MANO DE OBRA)					1.73
CONCRETERA 1 SACO	1.00	5.00	5.00	1.00	5.00
ELEVADOR 1 SACO	1.00	6.80	6.80	1.00	6.80
VIBRADOR	1.00	4.30	4.30	1.00	4.30
SUBTOTAL M					17.83

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN		CANTIDAD A	JORNAL/ HORA B	COSTO / HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CxR
<i>FUNCIÓN</i>	<i>CATEGORÍA</i>	<i>I</i>	\$	\$	<i>L/HORA</i>	\$
		<i>I</i>	<i>L/HORA</i>	<i>L/HORA</i>	<i>L/HORA</i>	<i>m3</i>
ALBAÑIL	D2	2.00	3.45	6.90	1.00	6.90
PEÓN	E2	6.00	3.41	20.46	1.00	20.46
MAESTRO DE OBRA	C1	1.00	3.82	3.82	1.00	3.82
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANA	D2	1.00	3.45	3.45	1.00	3.45
SUBTOTAL N						34.63

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB
	<i>DEL MATERIAL</i>	<i>L.00</i>	\$	\$
	<i>DEL MATERIAL</i>	<i>L.00</i>	\$	\$
ADITIVO ACELERANTE	kg	2.16	1.10	2.38
ARENA	m3	0.65	13.50	8.78
CEMENTO PORTLAND	sac	7.21	7.50	54.08
RIPIO	m3	0.95	13.50	12.83
IMPERMEABILIZANTE	kg	1.50	1.38	2.07
AGUA	m3	0.20	0.74	0.15
SUBTOTAL O				80.27

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB
	<i>DEL MATERIAL</i>	<i>L.00</i>	\$	\$
	<i>DEL MATERIAL</i>	<i>L.00</i>	\$	\$
SUBTOTAL P				0.00

TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)	132.73
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)	0.00%
COSTO TOTAL DEL RUBRO	132.73

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

MARZO 2017



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
INGENIERÍA CIVIL**

ESTUDIO COMPARATIVO DE UN ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SEIS
TÍTULO DEL PROYECTO: PISOS UBICADA EN LA CIUDAD DE RIOBAMBA USANDO LOS PARÁMETROS DEL
 ACI 318-08 CONSIDERADOS EN LA NORMA NEC (2015). Y LOS PARÁMETROS DEL ACI 318-14.
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : BLOQUE DE ALIVIANAMIENTO 15*20*40 cm TIMBRADO + UNIDAD: u
 ESTIBAJE.
 DETALLE: ITEM 10

EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	HORA	R	D=CxR
	I	$\$$	$\$$	$LHORA$	$\$$
	I	$LHORA$	$LHORA$	u	u
HERRAMIENTA MENOR	5.00%	(MANO DE OBRA)			0.02
SUBTOTAL M					0.02

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN		CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO / HORA	RENDIMIENTO	COSTO TOTAL
FUNCIÓN	CATEGORÍA					
		A	B	C=AxB	R	D=CxR
		I	$\$$	$\$$	$LHORA$	$\$$
		I	$LHORA$	$LHORA$	u	u
ALBAÑIL	D2	1.00	3.45	3.45	0.0432	0.15
PEÓN	E2	1.00	3.41	3.41	0.0432	0.15
MAESTRO DE OBRA	C1	0.05	3.82	0.19	0.0432	0.01
SUBTOTAL N						0.30

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=AxB
		I	$\$$	$\$$
		I	$LHORA$	$LHORA$
BLOQUE ALIVIANADO 15X20X40 cm	u	1.05	0.37	0.39
SUBTOTAL O				0.39

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=AxB
		I	$\$$	$\$$
		I	$LHORA$	$LHORA$
SUBTOTAL P				0.00

TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)	0.71
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)	0.00%
COSTO TOTAL DEL RUBRO	0.71

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

MARZO 2017



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
INGENIERÍA CIVIL**

ESTUDIO COMPARATIVO DE UN ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SEIS
TÍTULO DEL PROYECTO: PISOS UBICADA EN LA CIUDAD DE RIOBAMBA USANDO LOS PARÁMETROS DEL
ACI 318-08 CONSIDERADOS EN LA NORMA NEC (2015), Y LOS PARÁMETROS DEL ACI 318-14.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : HORMIGÓN PREMEZCLADO EN LOSA DE CIMENTACIÓN F'C=210 UNIDAD: m3
kg/cm2 (VACIADO Y VIBRADO).

DETALLE: ITEM 11

EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR
	$\frac{I}{I}$	$\frac{\$}{L.HORA}$	$\frac{\$}{L.HORA}$	$\frac{I.HORA}{m^3}$	$\frac{\$}{m^3}$
HERRAMIENTA MENOR 5.00% (MANO DE OBRA)					1.13
VIBRADOR	2.00	4.30	8.60	0.65	5.59
SUBTOTAL M					6.72

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN		CANTIDAD A	JORNAL/HORA B	COSTO/ HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CxR
FUNCIÓN	CATEGORÍA	$\frac{I}{I}$	$\frac{\$}{L.HORA}$	$\frac{\$}{L.HORA}$	$\frac{I.HORA}{m^3}$	$\frac{\$}{m^3}$
ALBAÑIL	D2	2.00	3.45	6.90	0.65	4.49
PEÓN	E2	6.00	3.41	20.46	0.65	13.30
MAESTRO DE OBRA	C1	1.00	3.82	3.82	0.65	2.48
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANA	D2	1.00	3.45	3.45	0.65	2.24
SUBTOTAL N						22.51

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB
	DEL MATERIAL	$\frac{1.00}{1.00}$	$\frac{\$}{\$}$	$\frac{\$}{\$}$
HORMIGÓN PREMEZCLADO F'C=210 kg/cm2.	m3	1.00	81.38	81.38
SUBTOTAL O				81.38

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB
	DEL MATERIAL	$\frac{1.00}{1.00}$	$\frac{\$}{\$}$	$\frac{\$}{\$}$
SUBTOTAL P				0.00

TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)	110.61
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)	0.00%
COSTO TOTAL DEL RUBRO	110.61

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

MARZO 2017



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
INGENIERÍA CIVIL**

ESTUDIO COMPARATIVO DE UN ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SEIS
TÍTULO DEL PROYECTO: PISOS UBICADA EN LA CIUDAD DE RIOBAMBA USANDO LOS PARÁMETROS DEL
 ACI 318-08 CONSIDERADOS EN LA NORMA NEC (2015), Y LOS PARÁMETROS DEL ACI 318-14.
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO :

REPLANTILLO EN LOSA DE CIMENTACIÓN H.S. 180 kg/cm2.
 EQUIPO: CONCRETERA 1 SACO.

UNIDAD: m3

DETALLE: ITEM 12

EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR
	$\frac{I}{L}$	$\frac{\$}{L.HORA}$	$\frac{\$}{L.HORA}$	$\frac{I}{L.HORA}$	$\frac{\$}{m^3}$
HERRAMIENTA MENOR 5.00% (MANO DE OBRA)					1.74
CONCRETERA 1 SACO	1.00	5.00	5.00	1.00	5.00
SUBTOTAL M					6.74

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN		CANTIDAD A	JORNAL/HORA B	COSTO/ HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CxR
<i>FUNCIÓN</i>	<i>CATEGORÍA</i>	$\frac{I}{L}$	$\frac{\$}{L.HORA}$	$\frac{\$}{L.HORA}$	$\frac{I}{L.HORA}$	$\frac{\$}{m^3}$
ALBAÑIL	D2	6.00	3.45	20.70	1.00	20.70
PEÓN	E2	2.00	3.41	6.82	1.00	6.82
MAESTRO DE OBRA	C1	1.00	3.82	3.82	1.00	3.82
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANA	D2	1.00	3.45	3.45	1.00	3.45
SUBTOTAL N						34.79

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB
	DEL MATERIAL	$\frac{1.00}{1.00}$	$\frac{\$}{1.00}$	$\frac{\$}{1.00}$
ARENA	m3	0.65	13.50	8.78
CEMENTO PORTLAND	sac	6.18	7.50	46.35
RIPIO	m3	0.95	13.50	12.83
AGUA	m3	0.24	0.74	0.18
SUBTOTAL O				68.13

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB
	DEL MATERIAL	$\frac{1.00}{1.00}$	$\frac{\$}{1.00}$	$\frac{\$}{1.00}$
SUBTOTAL P				0.00

TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)	109.66
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)	0.00%
COSTO TOTAL DEL RUBRO	109.66

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

MARZO 2017



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
INGENIERÍA CIVIL**

ESTUDIO COMPARATIVO DE UN ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SEIS
TÍTULO DEL PROYECTO: PISOS UBICADA EN LA CIUDAD DE RIOBAMBA USANDO LOS PARÁMETROS DEL
 ACI 318-08 CONSIDERADOS EN LA NORMA NEC (2015), Y LOS PARÁMETROS DEL ACI 318-14.
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : ACERO DE REFUERZO FY=4200 kg/cm2. UNIDAD: kg
 DETALLE: ITEM 13

EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	HORA	R	D=CxR
			C=AxB		
	I	\$	\$	I.HORA	\$
	I	I.HORA	I.HORA	kg	kg
HERRAMIENTA MENOR	5.00% (MANO DE OBRA)				0.02
CORTADORA/DOBLADORA	1.00	0.51	0.51	0.05	0.03
SUBTOTAL M					0.04

MANO DE OBRA

DESCRIPCION		CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO /	RENDIMIENTO	COSTO
FUNCIÓN	CATEGORÍA	A	B	HORA	R	TOTAL
				C=AxB		D=CxR
		I	\$	\$	I.HORA	\$
		I	I.HORA	I.HORA	kg	kg
FIERRERO	D2	1.00	3.45	3.45	0.05	0.17
MAESTRO DE OBRA	C1	0.10	3.26	0.33	0.05	0.02
PEÓN DE FIERRERO	E2	1.00	3.66	3.66	0.05	0.18
SUBTOTAL N						0.37

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=AxB
	DEL MATERIAL	1.00	\$	\$
		1.00		
ALAMBRE GALVANIZADO N°18	kg	0.05	2.07	0.10
ACERO DE REFUERZO FY=4200 kg/cm2	kg	1.05	1.08	1.13
SUBTOTAL O				1.24

TRANSPORTE


DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=AxB
	DEL MATERIAL	1.00	\$	\$
		1.00		
SUBTOTAL P				0.00

TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)	1.66
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)	0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO	1.66

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

MARZO 2017

8.4. Presupuesto referencial – Edificación ACI 318-14

 UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERÍA CIVIL ESTUDIO COMPARATIVO DE UN ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SEIS PISOS UBICADA EN LA CIUDAD DE RIOBAMBA USANDO LOS PARÁMETROS DEL ACI 318-08 CONSIDERADOS EN LA NORMA NEC (2015), Y LOS PARÁMETROS DEL ACI 318-14. PRESUPUESTO DE OBRA O TABLA DE CANTIDADES Y PRECIOS. <i>ESTRUCTURA DISEÑADA CON EL ACI 318-14.</i>						
ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL	
1	HORMIGÓN SIMPLE COLUMNAS F'c=210 kg/cm ² , NO INC. ENCOFRADO.	m ³	72.19	129.58	9354.38	
2	HORMIGÓN EN VIGAS F'c=210 kg/cm ² , NO INC. ENCOFRADO.	m ³	60.91	126.08	7679.53	
3	HORMIGÓN EN MUROS F'c=210 kg/cm ² , NO INC. ENCOFRADO.	m ³	39.62	130.60	5174.37	
4	HORMIGÓN EN ESCALERAS, F'c=210 kg/cm ² , NO INC. ENCOFRADO.	m ³	51.76	129.72	6714.31	
5	REPLANTILLO EN CIMIENTO DE ESCALERAS H.S. 180 kg/cm ² . EQUIPO: CONCRETERA 1 SACO.	m ³	0.12	109.66	13.16	
6	HORMIGÓN SIMPLE CADENAS F'c=210 kg/cm ² , NO INCLUYE ENCOFRADO.	m ³	11.10	125.91	1397.60	
7	REPLANTILLO EN CADENAS H.S. 180 kg/cm ² . EQUIPO: CONCRETERA 1 SACO.	m ³	2.78	109.66	304.85	
8	HORMIGÓN PREMEZCLADO EN LOSAS (PISO 1-6) F'c=210 kg/cm ² (VACIADO Y VIBRADO).	m ³	95.23	110.61	10533.39	
9	HORMIGÓN EN LOSA DE 20 cm (TAPAGRADA), F'c=210 kg/cm ² , NO INCLUYE ENCOFRADO.	m ³	1.27	132.73	168.57	
10	BLOQUE DE ALIVIANAMIENTO 15*20*40 cm TIMBRADO + ESTIBAJE.	u	3997.00	0.71	2837.87	
11	HORMIGÓN PREMEZCLADO EN LOSA DE CIMENTACIÓN F'c=210 kg/cm ² (VACIADO Y VIBRADO).	m ³	108.22	110.61	11970.21	
12	REPLANTILLO EN LOSA DE CIMENTACIÓN H.S. 180 kg/cm ² . EQUIPO: CONCRETERA 1 SACO.	m ³	15.46	109.66	1695.34	
13	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm ² .	kg	51144.95	1.66	84900.62	
TOTAL:						\$ 142 744.20

8.5. Planos