



UNIVERSIDAD JOSÉ CARLOS MARIÁTEGUI

VICERRECTORADO DE INVESTIGACIÓN

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y
ARQUITECTURA**

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

T E S I S

**ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y DISEÑO SÍSMICO
COMPARATIVO POR CAPACIDAD Y RESISTENCIA, DE
UN EDIFICIO PARA OFICINAS EN EL CENTRO POBLADO
DE LOS ÁNGELES - MOQUEGUA 2017**

PRESENTADO POR

BACHILLER GINNO NILS CALIZAYA TORRES

ASESOR:

ING. EMERSHON ESCOBEDO CABRERA

PARA OPTAR TÍTULO PROFESIONAL DE

INGENIERO CIVIL

MOQUEGUA – PERÚ

2018

CONTENIDO

	Pág.
Portada	
Página de jurado	i
Homenaje	ii
Dedicatoria	iii
Agradecimientos	iv
Contenido	vi
Índice de tablas.....	xv
Índice de figuras	xxiii
Índice de apéndices	xxxii
Índice de ecuaciones	xxxiii
RESUMEN.....	xxxvi
ABSTRACT.....	xxxvii
INTRODUCCIÓN	xxxviii

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

1.1 Descripción de la realidad del problema.....	1
1.1.1 En América del Norte.....	4
1.1.1.1 Terremoto de San Fernando de 1971	5
1.1.1.2 Terremoto de Loma Prieta 1989	6
1.1.1.3 Terremoto de Northridge 1994.....	7
1.1.2 En países de Asia Oriental	8
1.1.2.1 Terremoto de Kobe 1995	8
1.1.3 En países de América del Sur.....	9
1.1.3.1 Terremoto del sur del Perú 2001	9

1.1.3.2 Terremoto de Pisco 2007	11
1.1.3.3 Terremoto de Chile 2010	11
1.1.3.4 Terremoto de Ecuador 2016.....	12
1.1.4 Países de Medio Oriente.....	13
1.1.4.1 Terremoto de Turquía 2011	13
1.1.5 Países de Oceanía.....	15
1.1.5.1 Terremoto de Kaikoura 2016	15
1.1.6 Países de América Central	16
1.1.6.1 Terremoto de México 2017	16
1.2 Definición del Problema	19
1.2.1 Problema general.....	19
1.2.2 Problemas derivados o específicos.....	19
1.3 Objetivos de la investigación	19
1.3.1 Objetivo general	19
1.3.2 Objetivo específico.....	19
1.4 Justificación.....	20
1.4.1 Justificación teórica.....	20
1.4.2 Justificación práctica.....	20
1.4.3 Justificación metodológica.....	20
1.5 Alcances y limitaciones.....	21
1.6 Variables	21
1.6.1 Identificación de variables	21
1.6.1.1 Variable independiente.....	21
1.6.1.2 Variable dependiente.....	21
1.6.2 Operacionalización de variables	21
1.6.2.1 De la variable independiente	21

1.6.2.2 De la variable dependiente	23
1.7 Hipótesis de la investigación.....	23
1.7.1 Hipótesis general.....	23
1.7.2 Hipótesis específicas	24

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de la investigación	25
2.2 Bases teóricas	28
2.2.1 Diseño por capacidad	28
2.2.1.1 Rigidez efectiva de los elementos considerandos en el Análisis sísmico .	29
2.2.1.2 Combinación de cargas	30
2.2.1.3 Factores de reducción de resistencia	31
2.2.1.4 Redistribución de momentos.....	32
2.2.1.5 Factor de sobrerresistencia de los materiales	36
2.2.1.6 Diseño por flexión.....	37
2.2.1.7 Cálculo de la sobrerresistencia de las rótulas plásticas	40
2.2.1.8 Cálculo del factor de sobrerresistencia	40
2.2.1.9 Cálculo del factor de sobrerresistencia del sistema.....	41
2.2.1.10 Cálculo de la fuerza cortante y diseño de las vigas por corte	41
2.2.1.11 Cálculo de los factores de magnificación dinámica de las columnas, ω .	42
2.2.1.12 Cálculo de las fuerzas axiales de diseño	43
2.2.1.13 Cálculo de la cortante de diseño de las columnas	44
2.2.1.14 Cálculo del momento de diseño de las columnas.....	45
2.2.1.15 Diseño del refuerzo transversal de la columna	46
2.2.2 Diseño por resistencia	47

2.3 Definición de términos	48
2.3.1 Análisis estructural.....	48
2.3.2 Diseño sísmico.	48
2.3.2.1 Ductilidad.....	48
2.3.2.2 Disipación	48
2.3.3 Diseño en concreto armado.....	48
2.3.4 Deriva.....	49
2.3.5 Sismos de gran magnitud.	49
2.3.6 FEMA.....	49
2.3.7 NERPTH.....	49
2.3.8 NIST.....	49
2.3.9 PCA.....	50
2.3.10 USGS.....	50

CAPÍTULO III

MÉTODO

3.1 Tipo y nivel de investigación	51
3.1.1 Tipo de investigación	51
3.1.2 Nivel de investigación.....	51
3.2 Diseño de investigación	51
3.3 Población y muestra	52
3.3.1 Población.....	52
3.3.2 Tamaño de la muestra	52
3.4 Descripción de instrumentos para la recolección de datos.....	53

CAPÍTULO IV
DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

4.1 Descripción del edificio de estudio	55
4.1.1 Normas y reglamentos	58
4.1.2 Especificaciones y materiales empleados	58
4.1.3 Cargas unitarias empleadas	59
4.2 Estructuración	60
4.2.1 Pre dimensionamiento de elementos estructurales.....	60
4.2.1.1 Losa aligerada	60
4.2.1.2 Vigas	62
4.2.1.3 Columnas	63
4.2.1.4 Muros estructurales de corte	65
4.3 Análisis sísmico	68
4.3.1 Técnica de modelación empleada	68
4.3.2 Acciones sísmicas en el edificio basado en el código E.030-2016.....	75
4.3.3 Análisis estático	82
4.3.4 Análisis modal de respuesta espectral.....	83
4.3.4.1 Irregularidad de rigidez-piso blando	97
4.3.4.2 Irregularidad de resistencia-piso débil	98
4.3.4.3 Irregularidad extrema rigidez.....	98
4.3.4.4 Irregularidad extrema de resistencia	99
4.3.4.5 Irregularidad de masa peso.....	100
4.3.4.6 Irregularidad geometría vertical.....	101
4.3.4.7 Discontinuidad de sistemas resistentes	101
4.3.4.8 Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes.....	102

4.3.4.9 Irregularidad torsional.....	102
4.3.4.10 Irregularidad torsional extrema.....	103
4.3.4.11 Esquinas entrantes.....	104
4.3.4.12 Discontinuidad del diafragma.....	106
4.3.4.13 Sistemas no paralelos.....	106
4.4 Diseño por capacidad.....	107
4.4.1 Análisis estructural.....	107
4.4.2 Factores de reducción de rigidez.....	107
4.4.3 Parámetros sísmicos.....	109
4.4.4 Periodos y modos de vibración.....	112
4.4.5 Cálculo del cortante basal método estático.....	114
4.4.6 Cálculo de cortante basal método análisis modal de respuesta espectral...	114
4.4.7 Desplazamientos y distorsiones de entrepiso.....	115
4.4.8 Escalamiento de fuerzas para el diseño de elementos estructurales.....	117
4.4.9 Combinaciones de carga.....	118
4.4.10 Diseño de vigas por capacidad.....	120
4.4.10.1 Redistribución de momentos en vigas.....	120
4.4.10.2 Diseño por flexión.....	131
4.4.10.3 Cálculo de la sobrerresistencia de rotulas plásticas.....	134
4.4.10.4 Cálculo del factor de sobrerresistencia.....	136
4.4.10.5 Cálculo del factor de sobrerresistencia del sistema.....	136
4.4.10.6 Diseño de estribos por capacidad.....	137
4.4.10.7 Diseño de viga VC-2.....	142
4.4.10.8 Diseño de viga VC-3.....	148
4.4.10.9 Diseño de viga VC-4.....	154
4.4.11 Diseño de columnas por capacidad.....	160

4.4.11.1 Cargas actuantes.....	160
4.4.11.2 Factores de sobrerresistencia.....	162
4.4.11.3 Factor de amplificación dinámica	164
4.4.11.4 Cálculo de las fuerzas axiales de diseño	165
4.4.11.5 Cálculo de la cortante de diseño.....	169
4.4.11.6 Momentos de diseño en columnas	172
4.4.11.7 Diseño del acero longitudinal.....	177
4.4.11.8 Diseño de los estribos por corte	184
4.4.12 Diseño de muros estructurales por capacidad (placas)	193
4.4.12.1 Cargas actuantes.....	193
4.4.12.2 Factores de sobrerresistencia.....	196
4.4.12.3 Factor de amplificación dinámica	197
4.4.12.4 Cálculo de las fuerzas axiales de diseño	198
4.4.12.5 Relación de refuerzo para muros con responsabilidad sísmica.....	203
4.4.12.6 Diseño por cortante del alma y extremos del muro.....	207
4.4.12.7 Calculo de confinamiento de los muros estructurales.....	211
4.5 Diseño por resistencia	218
4.5.1 Análisis estructural.....	218
4.5.2 Parámetros sísmicos	218
4.5.3 Periodos y modos de vibración	219
4.5.4 Cálculo del cortante basal método estático	222
4.5.5 Cálculo de cortante basal método análisis modal de respuesta espectral...	223
4.5.6 Desplazamientos y distorsiones de entrepiso.....	224
4.5.7 Escalamiento de fuerzas para el diseño de elementos estructurales	225
4.5.8 Combinaciones de carga	226
4.5.9 Factores de reducción de resistencia	226

4.5.10 Diseño por flexión en vigas	227
4.5.10.1 Diseño de viga VC-1	231
4.5.10.2 Diseño por corte en vigas	234
4.5.10.3 Diseño de viga VC-2.....	237
4.5.10.4 Diseño de viga VC-3.....	240
4.5.10.5 Diseño de viga VC-4.....	244
4.5.11 Diseño de columnas	248
4.5.11.1 Diseño por flexo compresión en columnas	248
4.5.11.2 Cargas actuantes.....	248
4.5.11.3 Diseño por corte en columnas	253
4.5.12 Diseño de muros estructurales	255
4.5.12.1 Diseño por flexo compresión en muros estructurales	255
4.5.12.2 Diseño de los confinamientos de borde del muro	261
4.5.12.3 Diseño por corte en muros estructurales	264

CAPÍTULO V

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

5.1 Comparación del análisis sísmico para ambas metodologías	266
5.1.1 Periodos y frecuencias.....	266
5.1.2 Cortante basal.....	267
5.1.3 Desplazamientos	268
5.1.4 Derivas y/o distorsión de entrepiso	268
5.2 Comparación del diseño sísmico para ambas metodologías	270
5.2.1 Comparación de diseño por flexión y corte en vigas	270
5.2.2 Comparación de diseño sísmico a flexo compresión en columnas	272
5.2.3 Comparación de diseño sísmico en muros estructurales de cortante	273

5.3 Contrastación de hipótesis	274
5.3.1 Comparación de periodos de la estructura	274
5.3.2 Comparación de frecuencias de la estructura	277
5.3.3 Comparación de desplazamientos en la estructura	279
5.3.4 Comparación de derivas de entrepiso	282
5.3.5 Aceros en vigas eje 3.....	285
5.3.6 Comparación de columnas mediante diagramas de interacción	291
5.3.7 Comparación de muros mediante diagramas de interacción.....	295
5.4 Discusión de Resultados	298
5.4.1 Resultados del diseño por capacidad.....	298
5.4.2 Resultados del diseño por resistencia.....	299

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones	300
6.2 Recomendaciones.....	301
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	303
MATRIZ DE CONSISTENCIA	307
APÉNDICES.....	308

ÍNDICE DE TABLAS

Contenido de tablas	Pág.
Tabla 1. Operacionalización de la variable independiente.....	22
Tabla 2. Operacionalización de la variable dependiente.....	23
Tabla 3. Niveles e índices de agrietamiento.....	30
Tabla 4. Síntesis del diseño, para la investigación.....	52
Tabla 5. Espesores típicos y luces máximas recomendadas.	60
Tabla 6. Valores de α para diferentes condiciones de carga viva (s/c).....	62
Tabla 7. Valores de λ y η para cada tipo de columna	63
Tabla 8. Metrado de cargas verticales columna central C6.	64
Tabla 9. Valores de peso de ladrillo para diferentes tipos de aligerados.	68
Tabla 10. Valores de periodo vs aceleración para la direcciones X, Y.....	86
Tabla 11. Sismo X+, para el nudo 1.....	92
Tabla 12. Sismo Y+, para en nudo 1.....	92
Tabla 13. Sismo X+, para el nudo 2.....	92
Tabla 14. Sismo Y+, para el nudo 2.....	93
Tabla 15. Sismo X+, para el nudo 3.....	93
Tabla 16. Sismo Y+, para el nudo 3.....	93
Tabla 17. Sismo X+, para el nudo 4.....	93
Tabla 18. Sismo Y+, para el nudo 4.....	93
Tabla 19. Distorsión de entrepiso para el sismo X+.	94
Tabla 20. Distorsión de entrepiso para el sismo Y+.	94
Tabla 21. Fuerza cortante por nivel X+, Y+.	95
Tabla 22. Desplazamiento para sismo X+.	95

Tabla 23. Desplazamiento para sismo Y+.	96
Tabla 24. Rigidez para la dirección X+.	96
Tabla 25. Rigidez para la dirección Y+.	96
Tabla 26. Parámetros de diseño para el análisis sísmico estático.	106
Tabla 27. Parámetros de diseño para en análisis sísmico dinámico.....	107
Tabla 28. Niveles e índices de agrietamiento empleados en el estudio	107
Tabla 29. Valores aceleración ingresados en SAP2000.....	111
Tabla 30. Periodos y frecuencias de los primeros 12 modos de 100 empleados.	112
Tabla 31. Porcentaje de participación modal de masas.....	112
Tabla 32. Peso sísmico y cortante en la base del edificio.	114
Tabla 33. Distorsión de entrepiso para los nudos, sismo dinámico X+.	115
Tabla 34. Distorsión de entrepiso o deriva promedio, sismo dinámico X+.	115
Tabla 35. Distorsión de entrepiso para nudos, sismo dinámico Y+.	116
Tabla 36. Distorsión de entrepiso o deriva promedio, sismo dinámico Y+.	116
Tabla 37. Factores de redistribución FR %	125
Tabla 38. Redistribución de momentos para 1,4cm+1,7cv.....	126
Tabla 39. Redistribución de momentos para 1,25cm+1,25cv± sismo Y.	127
Tabla 40. Redistribución de momentos para 0,9cm± sismo Y.	128
Tabla 41. Momentos flectores antes y después de la redistribución.	129
Tabla 42. Resumen para diseño final.	129
Tabla 43. Acero de refuerzo, pórtico C nivel 1.....	132
Tabla 44. Acero colocado y momento nominal, pórtico C nivel 1.	132
Tabla 45. Cálculo de momento sobre resistente en zona de rotula plástica.	135
Tabla 46. Cálculo del factor de sobrerresistencia.	136

Tabla 47. Factor de sobrerresistencia para la viga.	136
Tabla 48. Cálculo del cortante ultimo de diseño.....	138
Tabla 49. Cálculo de la separación de estribos alternativa 1.	139
Tabla 50. Cálculo de la separación de estribos alternativa 2.	140
Tabla 51. Factores de redistribución FR % VC-2.....	142
Tabla 52. Redistribución de momentos VC-2.....	143
Tabla 53. Diseño por flexión VC-2.....	143
Tabla 54. Colocación de refuerzo y cálculo del momento nominal, VC-2.....	144
Tabla 55. Momento sobre resistentes en rotula plástica, VC-2.	144
Tabla 56. Factor de sobrerresistencia para la viga, VC-2.	144
Tabla 57. Cálculo del cortante ultimo de diseño, VC-2.....	145
Tabla 58. Cálculo de la separación de estribos, VC-2.	146
Tabla 59. Factores de redistribución FR % VC-3.....	148
Tabla 60. Redistribución de momentos VC-3.....	149
Tabla 61. Diseño por flexión VC-3.....	150
Tabla 62. Colocación de refuerzo y cálculo del momento nominal, VC-3.....	150
Tabla 63. Momento sobre resistentes en zona de rotula plástica, VC-3.	150
Tabla 64. Factor de sobrerresistencia para la viga, VC-3.	151
Tabla 65. Cálculo del cortante ultimo de diseño, VC-3.....	151
Tabla 66. Cálculo de la separación de estribos, VC-3.	152
Tabla 67. Factores de redistribución FR % VC-4.....	154
Tabla 68. Redistribución de momentos VC-4.....	155
Tabla 69. Diseño por flexión VC-4.....	155
Tabla 70. Colocación de refuerzo y cálculo del momento nominal, VC-4.....	156

Tabla 71. Momento sobre resistentes en zona de rotula plástica, VC-4.	156
Tabla 72. Factor de sobrerresistencia para la viga, VC-4.	156
Tabla 73. Cálculo del cortante ultimo de diseño, VC-4.	157
Tabla 74. Cálculo de la separación de estribos, VC-4.	158
Tabla 75. Cargas axiales, momentos flectores y cortantes para X, Y.	161
Tabla 76. Factores de sobrerresistencia para C-1.	163
Tabla 77. Factores de amplificación dinámica para C-1.	164
Tabla 78. Momentos sobre resistentes de vigas adyacentes a la col. Dir. X.	166
Tabla 79. Fuerzas axiales para C-1.	166
Tabla 80. Momentos sobre resistentes de vigas adyacentes a la col. Dir. Y.	167
Tabla 81. Fuerzas axiales para C-1.	167
Tabla 82. Σ cortante de todos los pisos encima del nivel considerado, C-1.	167
Tabla 83. Factor de reducción Rv de carga axial.	168
Tabla 84. Carga axial debido al sismo, para C-1.	168
Tabla 85. Fuerza axial inducida por cargas de gravedad C-1.	168
Tabla 86. Carga Axial de diseño Pu, para C-1.	169
Tabla 87. Fracciones de carga axial, para C-1.	169
Tabla 88. Cortante de diseño para la dirección X, C-1.	171
Tabla 89. Cortante de diseño para la dirección Y, C-1.	171
Tabla 90. Valores interpolados de reducción de momento dirección X, C-1.	173
Tabla 91. Valores interpolados de reducción de momento dirección Y, C-1.	173
Tabla 92. Momentos de diseño Mu, dirección X, sismo (+).	174
Tabla 93. Momentos de diseño Mu, dirección X, sismo (-).	174
Tabla 94. Momentos de diseño Mu, dirección Y, sismo (+).	175

Tabla 95. Momentos de diseño Mu, dirección Y, sismo (-).....	175
Tabla 96. Cargas de diseño para la dirección X.....	176
Tabla 97. Cargas de diseño para la dirección Y.....	176
Tabla 98. Propiedad de los materiales empleados.	178
Tabla 99. Valores de carga axial para corregir el diagrama de interacción.	178
Tabla 100. Valores corregidos para el diagrama de interacción, C-1.	179
Tabla 101. Cortante producido por el concreto, C-1.....	184
Tabla 102. Cortante remanente para la dirección X.....	187
Tabla 103. Cortante remanente para la dirección Y.....	188
Tabla 104. Cálculo de espaciamiento del estribo para la columna C-1.	188
Tabla 105. Estribos para columnas C-1.	192
Tabla 106. Fuerzas cortante (F1) axial (F3), y momento flector (M2).	194
Tabla 107. Cargas actuantes sobre el muro de corte C-7.....	195
Tabla 108. Factores de sobrerresistencia para el muro de corte C-7.	197
Tabla 109. Factores de amplificación dinámica, muro C-7.	197
Tabla 110. Momentos sobre resistentes de las vigas adyacentes al muro C-7....	198
Tabla 111. Fuerzas axiales para el muro C-7.....	199
Tabla 112. Momentos sobre resistentes de las vigas adyacentes al muro C-7....	200
Tabla 113. Fuerzas axiales para el muro C-7.....	200
Tabla 114. Factor de reducción Rv de carga axial.	200
Tabla 115. Carga axial debido al sismo, para el muro C-7.....	201
Tabla 116. Carga axial inducida por gravedad, muro C-7.	201
Tabla 117. Carga axial considerando el sismo, muro C-7.	202
Tabla 118. Carga últimas en la base del muro, del análisis dinámico, Dir. X. ...	202

Tabla 119. Carga últimas en la base del muro, del análisis dinámico, Dir. Y. ...	202
Tabla 120. Propiedad de los materiales, muro C-7.	204
Tabla 121. Valores para corregir el diagrama de interacción, muro C-7.	205
Tabla 122. Interpolación de Mn del diagrama de interacción, muro C-7.	207
Tabla 123. Aporte del concreto a acorte, muro C-7.	208
Tabla 124. Cortante probable y demanda de corte, muro C-7, Dir. X.	209
Tabla 125. Cortante probable y demanda de corte, muro C-7, Dir. Y.	209
Tabla 126. Separación de estribo horizontal en muro C-7, ambas direcciones. .	209
Tabla 127. Cargas última de diseño, muro C-7.	212
Tabla 128. Diseño de estribos de los núcleos de muro, C-7.	217
Tabla 129. Parámetros sísmicos, según el código E.030-2016.	218
Tabla 130. Períodos y frecuencias modales 12 de 100 empleados.	219
Tabla 131. Porcentaje de participación modal de masas.	219
Tabla 132. Cortante en la base del edificio y peso sísmico.	222
Tabla 133. Distorsión de entrepiso para los nudos, Sismo Dinámico X+.	224
Tabla 134. Distorsión de entrepiso o deriva promedio, sismo dinámico X+.	224
Tabla 135. Distorsión de entrepiso para nudos, sismo dinámico Y+.	225
Tabla 136. Distorsión de entrepiso o deriva promedio, sismo dinámico Y+.	225
Tabla 137. Factores de reducción de resistencia-norma peruana.	226
Tabla 138. Propiedades de diseño por flexión y corte para viga VC-1.	231
Tabla 139. Calculo del acero de refuerzo pro flexión, viga VC-1.	231
Tabla 140. Acero colocado y cálculo del momento nominal, viga VC-1.	232
Tabla 141. Calculo de cortante ultimo de diseño VC-1.	235
Tabla 142. Cálculo de la separación de estribos VC-1.	236

Tabla 143. Diseño por flexión VC-2.....	237
Tabla 144. Colocación de refuerzo y cálculo del momento nominal, VC-2.....	237
Tabla 145. Cálculo del cortante ultimo de diseño, VC-2.....	238
Tabla 146. Cálculo de la separación de estribos, VC-2.....	238
Tabla 147. Diseño por flexión VC-3.....	240
Tabla 148. Colocación de refuerzo y cálculo del momento nominal, VC-3.....	240
Tabla 149. Cálculo del cortante ultimo de diseño, VC-3.....	241
Tabla 150. Cálculo de la separación de estribos, VC-3.....	242
Tabla 151. Diseño por flexión VC-4.....	244
Tabla 152. Colocación de refuerzo y cálculo del momento nominal, VC-4.....	244
Tabla 153. Cálculo del cortante ultimo de diseño, VC-4.....	245
Tabla 154. Cálculo de la separación de estribos, VC-4.....	246
Tabla 155. Element Joint Forces – Frames C-1 para sismo X_{\pm}	249
Tabla 156. Element Joint Forces – Frames C-1 para sismo Y_{\pm}	250
Tabla 157. Propiedad de los materiales empleados.....	251
Tabla 158. Valores de carga axial para corregir el diagrama de interacción.....	251
Tabla 159. Carga última del 1° @ 4° nivel, del análisis dinámico, Dir. X-X.....	256
Tabla 160. Combinacion de carga de diseño.....	256
Tabla 161. % variación en el análisis modal entre ambas metodologías.....	266
Tabla 162. Comparación de frecuencias entre ambas metodologías.....	267
Tabla 163. Fuerza cortante en la base del edificio.....	267
Tabla 164. Fuerza cortante en la base del edificio.....	267
Tabla 165. Dirección X_{+}	268
Tabla 166. Dirección Y_{+}	268

Tabla 167. Dirección X+.....	268
Tabla 168. Dirección Y+.....	269
Tabla 169. Resumen estadístico.....	274
Tabla 170. Resumen estadístico.....	277
Tabla 171. Resumen estadístico.....	279
Tabla 172. Resumen estadístico.....	280
Tabla 173. Resumen estadístico.....	282
Tabla 174. Resumen estadístico.....	283
Tabla 175. Resumen estadístico.....	285
Tabla 176. Resumen estadístico.....	286
Tabla 177. Resumen estadístico.....	288
Tabla 178. Resumen estadístico.....	289
Tabla 179. Resumen estadístico.....	291
Tabla 180. Resumen estadístico.....	292
Tabla 181. Resumen estadístico.....	295
Tabla 182. Resumen estadístico.....	296
Tabla 183. Matriz de consistencia.....	307

ÍNDICE DE FIGURAS

Contenido de figuras	Pág.
Figura 1. Colapso del hospital Olive View después del terremoto	5
Figura 2. Terremoto de Loma Prieta 1989, Distrito Marina de San Francisco	6
Figura 3. Cal State Northridge, después del terremoto de Northridge 1994.....	7
Figura 4. Colapso de edificios de concreto armado, Kobe de 1995.....	8
Figura 5. Área de Sannomiya de Kobe, Japón, - enero 1995.....	9
Figura 6. Daños en columnas, tabiquerías y viga intermedia, UJCM-2001	10
Figura 7. Vivienda colapsada por uso de pórticos flexibles, Tacna 2001	10
Figura 8. Escombros del hotel Embassy tras el tremendo remezón.....	11
Figura 9. Primer edificio de muros que colapso en el mundo, Chile 2010.....	12
Figura 10. Daños en edificio después del terremoto de Ecuador, 2016.....	13
Figura 11. Daños en edificaciones terremoto de Turquía de 2011	14
Figura 12. Daños en estructura de albañilería después del terremoto de Kaikura	15
Figura 13. Colapso parcial de edificio después del terremoto de México 2017 ...	17
Figura 14. Deformación límite controladas por tracción y compresión.....	32
Figura 15. Curvas límite de redistribución para distintos valores de f^c	35
Figura 16. Diagrama de esfuerzos y deformaciones	37
Figura 17. Esquema de cálculo de la fuerza cortante en vigas.....	41
Figura 18. Factor de amplificación dinámica para estructuras híbridas.....	42
Figura 19. Ubicación del Proyecto.....	53
Figura 20. Vista 3D del edificio de estudio.....	55
Figura 21. Planimetría de desarrollo arquitectónico	56
Figura 22. Sección de corte transversal 3D.....	57

Figura 23. Sección de corte longitudinal 3D.....	57
Figura 24. Orientación del aligerado unidireccional h: 30cm.....	61
Figura 25. Predimensionamiento de columnas	64
Figura 26. Modelo estructural de verificación de elementos pre dimensionados. 65	
Figura 27. Estructuración final del edificio- primer y segundo nivel	66
Figura 28. Estructuración final del edificio- tercer nivel	67
Figura 29. Estructuración final del edificio- cuarto nivel	67
Figura 30. Conexión de viga con un elemento tipo Shell en sap2000	68
Figura 31. Propiedades del concreto en la modelación.....	69
Figura 32. Propiedades del brazo rígido en la modelación	69
Figura 33. Modelación del edificio modelo vista en planta y 3D-sap2000.....	70
Figura 34. Modelación de la losa unidireccional h: 30 cm-sap2000	70
Figura 35. Características de sección modelada de vigueta en sap2000.....	71
Figura 36. Modelado de vigueta de30cm y losa maciza de 5cm.	71
Figura 37. Elevación del eje C muestra la conexión viga con muro de corte	72
Figura 38. Modelo 3D muestra las conexiones de brazos rígidos.....	72
Figura 39. Asignación de cargas a los elementos tipo Shell 1° -3° nivel	73
Figura 40. Asignación de cargas a los elementos tipo Shell 4° nivel	74
Figura 41. Modelo matemático empleado sap2000	78
Figura 42. Vista de tabiques eje1	79
Figura 43. Tabiquería en volado eje D.....	79
Figura 44. Tabiquería en volado del eje 3.....	80
Figura 45. Asignación de carga muerta al modelo matemático empleado	81
Figura 46. Definición de la combinación para calcular el peso sísmico	81

Figura 47. Cortante proveniente del análisis sísmico estático	82
Figura 48. Espectro de aceleraciones para la dirección X-X	83
Figura 49. Espectro de aceleraciones para la dirección Y-Y	83
Figura 50. Definición de la fuente de masa para el análisis.....	84
Figura 51. Definición del número de modos para el análisis modal.....	84
Figura 52. Definición del espectro en sap2000.....	85
Figura 53. Respuesta máxima para la dirección X principal	87
Figura 54. Respuesta máxima para las direcciones X, Y.....	87
Figura 55. Fuerza basal dinámica en la dirección X=279,7764 toneladas.....	88
Figura 56. Fuerza basal dinámica en la dirección Y=277,6868 toneladas.....	88
Figura 57. Cortante $V_{col-x}=68,928$ ton, % $V = 68,928 \times 100 / 352,7936 = 19,5$ % ...	89
Figura 58. Cortante $V_{muros-x}=283,8567$ ton % $V=80,5$ %	89
Figura 59. Cortante $V_{col-y}=73,1692$ ton, % $V = 20,7$ %	90
Figura 60. Cortante $V_{muros-y}=279,6209$ ton, % $V = 79,3$ %	90
Figura 61. Fuerza cortante basal corregida para X, Y.....	91
Figura 62. Extremos de losa considerados para cálculo de derivas	92
Figura 63. Deriva de entrepiso dirección X-X.....	94
Figura 64. Deriva de entrepiso dirección Y-Y	95
Figura 65. Elevación pórtico C	101
Figura 66. Voladizos más sobresalientes, planta primer y segundo nivel	105
Figura 67. Factor de reducción de rigidez para vigas	108
Figura 68. Factor de reducción de rigidez para columnas	108
Figura 69. Factores de reducción de rigidez para muros	109
Figura 70. Espectro de aceleraciones para las Dir. X, Y empleado	110

Figura 71. Primer modo de traslacional $T_x=0,4425$ seg	112
Figura 72. Segundo modo traslacional $T_y=0,3944$ seg.....	113
Figura 73. Primer modo torsional $T_z=0,3506$ seg.	113
Figura 74. Cortante en la base dinámica=317,0438 ton, Para sismo Y+	114
Figura 75. Cortante en la base dinámica =323,1698 ton, Para sismo X+	114
Figura 76. Amplificación del análisis dinámico para el diseño X+	117
Figura 77. Amplificación del análisis dinámico para el diseño Y+	118
Figura 78. Combinaciones de carga empleados en el sap2000	119
Figura 79. Diagrama de deformaciones	120
Figura 80. Pórtico C, diagrama de momentos flectores: 1,4cm+1,7cv	121
Figura 81. Pórtico C, momentos flectores: 1,25 (cm + cv) \pm sismo Y	122
Figura 82. Pórtico C, diagrama de momentos flectores: 0,9cm \pm sismo Y.....	122
Figura 83. Pórtico C, diagrama de momentos flectores: sismo Y \pm	123
Figura 84. Envolvente de diseño en sap2000, para sismo Y+	124
Figura 85. Envolvente de diseño para sismo Y+	124
Figura 86 Diagrama de momentos redistribuido para diseño	130
Figura 87. Diagrama de esfuerzos y deformaciones	131
Figura 88. Colocación del refuerzo longitudinal VC-1.....	133
Figura 89. Secciones de diseño, VC-1	133
Figura 90. Diagrama de momentos sobre resistentes para sismo Y+	134
Figura 91. Momento sobre resistentes	135
Figura 92. Diagrama de momentos por sismo Y \pm	136
Figura 93. Esquema de cálculo de la fuerza cortante en vigas.....	137
Figura 94. Diagrama de fuerza cortante por cargas de gravedad (1,2cm+cv)	137

Figura 95. Disposición de acero por cortante –alternativa 1.....	140
Figura 96. Disposición de estribos, alternativa2	141
Figura 97. Disposición de acero por cortante –alternativa 2.....	141
Figura 98. Envolvente de diseño viga del eje C nivel 2; VC-2.....	142
Figura 99. Refuerzo por flexión y corte, VC-2	147
Figura 100. Secciones, VC-2	147
Figura 101. Envolvente de diseño viga del eje C nivel 3; VC-3.....	148
Figura 102. Refuerzo por flexión y corte, VC-3	153
Figura 103. Secciones, VC-3	153
Figura 104. Envolvente de diseño viga del eje C nivel 4; VC-4.....	154
Figura 105. Refuerzo por flexión y corte, VC-4	159
Figura 106. Secciones, VC-4	159
Figura 107. Esfuerzos en columnas, axial, cortante y momento flector	160
Figura 108. Factores de sobrerresistencia Eje 1	162
Figura 109. Factores de sobrerresistencia Eje A.....	163
Figura 110. Momentos sobrerresistentes eje 1	165
Figura 111. Momentos sobrerresistentes eje A	166
Figura 112. Software de diseño e investigación para columnas y muros	177
Figura 113. Geometría y disposición de refuerzo, C-1	178
Figura 114. Interacción para sismo X_{\pm} , C-1	180
Figura 115. Interacción para sismo Y_{\pm} , C-1	181
Figura 116. Segundo tanteo $\rho=1,80\%$	182
Figura 117. Interacción 2 para sismo X_{\pm} , C-1	182
Figura 118. Interacción 2 para sismo Y_{\pm} , C-1	183

Figura 119. Sección C-1 para diagrama de interacción nominal	186
Figura 120. Diagrama de interacción nominal C-1	187
Figura 121. Aporte de cortante para cada dirección del sismo X, Y	189
Figura 122. Esfuerzos de caga axial, cortante y momento flectora placa (C-7) .	193
Figura 123. Factor de sobrerresistencia del Eje 2	196
Figura 124. Factor de sobrerresistencia del Eje C.....	196
Figura 125. Momentos sobrerresistentes del eje 2	198
Figura 126. Momentos sobrerresistentes del eje C	199
Figura 127. Muro C-7, distribución de refuerzo inicial	203
Figura 128. Geometría y disposición de acero de refuerzo, muro C-7	204
Figura 129. Diagrama de interacción, ACI 318-14 dirección larga, muro C-7 ..	205
Figura 130. Interacción para sismo $X\pm$ muro C-7.....	206
Figura 131. Interacción para sismo $Y\pm$ muro C-7.....	206
Figura 132. Envolvente para diseño por fuerza de corte para muros híbridos....	208
Figura 133. Acero horizontal en muro	210
Figura 134. Diagramas de cálculo para métodos simplificados y software.....	211
Figura 135. Valor de C, para todas las combinaciones de carga P_u , M_u	212
Figura 136. Desplazamiento lateral inelástico $\delta u=8\text{cm}$	213
Figura 137. Diseño final de la longitud de confinamiento en muro C-7.....	214
Figura 138. Sección a-a, núcleo de muro	215
Figura 139. Sección b-b, núcleo de muro	216
Figura 140. Espectro de aceleraciones para el análisis, muros estructurales	219
Figura 141. Primer modo traslacional $T_x=0,38$ seg.....	220
Figura 142. Segundo modo traslacional $T_y=0,34$ seg.....	220

Figura 143. Primer modo rotacional $T_z=0,30$ seg	221
Figura 144. Cortante basal dinámica $V_x=313,7323$ ton, para Sismo X+	223
Figura 145. Cortante basal dinámica $V_y=311,7007$ ton, para Sismo Y+	223
Figura 146. Combinaciones de carga empleados	226
Figura 147. Diagrama de secciones controladas por tracción y compresión	227
Figura 148. Pórtico C, diagrama de momento flector: $1,4cm+1,7cv$	228
Figura 149. Pórtico C, diagrama de momento flector: $1,25 (cm+cv) \pm S_y$	229
Figura 150. Pórtico C, diagrama de momento flector: $0,9cm \pm S_y$	229
Figura 151. Pórtico C, diagrama de momento flector: $\pm S_y$	230
Figura 152. Envolvente de diseño viga del eje C nivel 1; VC-1	231
Figura 153. Secciones VC-1	233
Figura 154. Acero longitudinal por flexión VC-1	233
Figura 155. Cálculo de la fuerza cortante para diseño de vigas	234
Figura 156. Diagrama de fuerza cortante de diseño (envolvente) VC-1	235
Figura 157. Disposición de acero por cortante VC-1	236
Figura 158. Envolvente de diseño VC-2	237
Figura 159. Refuerzo por flexión y corte, VC-2	239
Figura 160. Secciones, VC-2	239
Figura 161. Envolvente de diseño VC-3	240
Figura 162. Envolvente de fuerza cortante de diseño VC-3	241
Figura 163. Refuerzo por flexión y corte, VC-3	243
Figura 164. Secciones, VC-3	243
Figura 165. Envolvente de diseño VC-4	244
Figura 166. . Envolvente de fuerza cortante de diseño VC-4	245

Figura 167. Refuerzo por flexión y corte, VC-4	247
Figura 168. Secciones, VC-4	247
Figura 169. Esfuerzos en columnas, axial, cortante y momento flector	248
Figura 170. Geometría y disposición de refuerzo, C-1	250
Figura 171. Interacción para sismo X_{\pm} , C-1	252
Figura 172. Interacción para sismo Y_{\pm} , C-1	252
Figura 173. Diseño del refuerzo longitudinal C-1	253
Figura 174. Diseño final, corte y flexocompresión C-1.....	255
Figura 175. Elementos de confinamiento, muro C-7	257
Figura 176. Muro C-7, distribución de refuerzo inicial	257
Figura 177. Diagrama de interacción ACI 318-14, muro C-7	258
Figura 178. Diagrama de interacción corregido $\rho=1,67\%$, Muro C-7	259
Figura 179. Diagrama de interacción $\rho=2,41\%$, Muro C-7	260
Figura 180. Diseño del acero vertical y núcleos confinados muro C-7	260
Figura 181. Cálculo del valor de C para la combinación $1,4cm+1,7cv$	261
Figura 182. Desplazamiento máximo del muro $\delta u=5,81cm$	262
Figura 183. Diseño por corte y flexocompresión Muro C-7	265
Figura 184. Sección de diseño, viga VC1, viga del pórtico C, primer nivel	270
Figura 185. Diseño de VC1 por ambas metodologías.....	271
Figura 186. Diseño a flexocompresión y corte por ambas metodologías, C-1 ...	272
Figura 187. Diseño a flexocompresión y corte por ambos métodos	273
Figura 188. Diagrama de cajas-Periodos de la estructura	275
Figura 189. t de Student, para un valor crítico de $t=1,972$, si $gl > 140$	275
Figura 190. Diagrama de cajas-frecuencias de la estructura.....	277

Figura 191. Diagrama de cajas-desplazamiento X de la estructura	279
Figura 192. Diagrama de cajas-desplazamiento Y de la estructura	281
Figura 193. Diagrama de cajas-deriva X de la estructura	282
Figura 194. Diagrama de cajas-deriva Y de la estructura	283
Figura 195. Diagrama de cajas-acero en vigas.....	285
Figura 196. Diagrama de cajas-acero en vigas.....	287
Figura 197. Diagrama de cajas-acero en vigas.....	288
Figura 198. Diagrama de cajas-acero en vigas.....	290
Figura 199. Diagrama de cajas-diagramas de interacción Y-Y	291
Figura 200. Diagrama de cajas-diagramas de interacción X-X	293
Figura 201. Diagrama de cajas-diagramas de interacción Y-Y	295
Figura 202. Diagrama de cajas-diagramas de interacción X-X	297

ÍNDICE DE APÉNDICES

Contenido de apéndices	Pág.
Apéndice A: Estructuración nivel 1, 2	308
Apéndice B: Estructuración nivel 2	309
Apéndice C: Estructuración nivel 3	309

ÍNDICE DE ECUACIONES

Contenido de ecuaciones	Pág.
Ecuación 1. Combinación de cargas de gravedadv	30
Ecuación 2. Combinación de carga de gravedad mas sismo.....	30
Ecuación 3. Combinación de carga de gravedad mas sismo.....	30
Ecuación 4. Cálculo del % de redistribución de momentos.....	34
Ecuación 5. Factor de sobrerresistencia	36
Ecuación 6. Parámetro β_1 en función de la resistencia del concreto	37
Ecuación 7. Distancia max. desde la fibra extrema en compresión al eje neutro .	37
Ecuación 8. Profundidad máx. del bloque rectangular equivalente de esfuerzos .	38
Ecuación 9. Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos	38
Ecuación 10. Area de acero.....	38
Ecuación 11. Fuerza de compresión desarrollada por el concreto	38
Ecuación 12. Momento resistido por el concreto y acero a tracción	38
Ecuación 13. Momento resistido por el acero a compresión y tensión	38
Ecuación 14. Esfuerzo máximo de fluencia dela acero.....	39
Ecuación 15. Acero a compresión requerido	39
Ecuación 16. Área de acero que equilibra la compresión del concreto	39
Ecuación 17. Área de acero a tensión para equilibrar la compresión en el acero	39
Ecuación 18. Área de acero total a tracción.....	39
Ecuación 19. Momento nominal	40
Ecuación 20. Sobrerresistencia por flexión de las vigas	40
Ecuación 21. Factor de sobrerresistencia	40
Ecuación 22. factor de sobrerresistencia del sistema	41

Ecuación 23. Carga axial ultima, gravedad mas sismo.....	43
Ecuación 24. Fuerza axial producida por las cargas de gravedad.....	43
Ecuación 25. Fuerza axial producida por carga muerta.	43
Ecuación 26. Fuerza axial producida por el sismo.....	43
Ecuación 27. Factor de reducción de fuerza axial.....	43
Ecuación 28. Fuerza cortante en columnas	44
Ecuación 29. Fuerza cortante en columnas	44
Ecuación 30. Momento flector en columnas.....	45
Ecuación 31. Factor de reducción de momento	45
Ecuación 32. Fuerza cortante	46
Ecuación 33. Fuerza cortante por carga axial	46
Ecuación 34. Separacion de estribos.....	46
Ecuación 35. Peralte de losas aligeradas.....	60
Ecuación 36. Peralte de vigas con responsabilidad sísmica.....	62
Ecuación 37. Ancho de viga.....	62
Ecuación 38. Area de la columna.....	63
Ecuación 39. Carga muerta	73
Ecuación 40. Carga viva de entrepiso	73
Ecuación 41. Carga viva de azotea	73
Ecuación 42. Coeficiente de reducción de la fuerza sísmica.	77
Ecuación 43. Fuerza cortante en la base	82
Ecuación 44. Espectro inelástico de pseudo-aceleraciones.....	85
Ecuación 45. Respuesta máxima.....	86
Ecuación 46. Irregularidad de rigidez	97

Ecuación 47. Irregularidad de resistencia-piso débil	98
Ecuación 48. Irregularidad extrema en la rigidez	98
Ecuación 49. Irregularidad extrema de resistencia	99
Ecuación 50. Irregularidad de masa o peso.....	100
Ecuación 51. Irregularidad torsional	102
Ecuación 52. Irregularidad torsional extrema	103
Ecuación 53. Punto de inflexion	134
Ecuación 54. Momento flector en la cara A.....	134
Ecuación 55. Momento flector en la cara B.....	134
Ecuación 56. Factor de amplificación dinámica	164
Ecuación 57. Fuerzas axiales de diseño	165
Ecuación 58. Separacion de estribos	184
Ecuación 59. Cortante de diseño.....	184
Ecuación 60. Cortante por fuerza axial	184
Ecuación 61. Area de acero horizontal metodo 1	189
Ecuación 62. Area de acero horizontal metodo 2	190

RESUMEN

La presente investigación tiene como objetivo Analizar y comparar el diseño sísmico por capacidad y resistencia, en un edificio para oficinas, en el Centro Poblado de los Ángeles Moquegua, mediante la aplicación de ambas metodologías de diseño sísmico. Para lograr los objetivos propuestos en la presente investigación se hizo el uso de un modelo de edificio de 4 niveles ubicado en zona sísmica, y se usaron herramientas para el análisis sísmico correspondiente, basados en la normativa de nuestro país E.030-2016, y para el diseño de los elementos códigos nacionales e internacionales respectivamente E.060-2009, ACI 318-2011, ACI 318-2014 Y NZ300.01 EURO CÓDIGO 8. También se ha empleado software con licencia original otorgada por la compañía StructurePoint, es un grupo de software de ingeniería del Portland Cement Association (PCA). El método de investigación empleado fue el de recopilación y estudio de la información existente al respecto es decir investigaciones anteriores, artículos científicos, libros. Como conclusión relevante de lo investigado, este es un método de diseño y revisión alternativo de proyectos de estructuras de edificaciones, para asegurar y al mismo tiempo evitar el fallo frágil en vigas, columnas y muros estructurales de concreto armado, de manera práctica y sencilla sin la necesidad de hacer análisis complejo de estructuras.

Palabras clave: análisis estructural, análisis sísmico, diseño por capacidad, diseño en concreto Armado.

ABSTRACT

This Project has the objective to analyze and compares two methods of designing the first is the seismic design by capacity, the second is the method by resistance; in one building of offices in Centro Poblado de Los Angeles Moquegua. To achieve the objectives proposed in the present investigation, a four-level model was used, located in the seismic zone, also tools were used for the corresponding seismic analysis, established on the regulations of our country E.030 -2016, and for the design in reinforced concrete, the national and international codes, respectively E,060-2009, ACI 318-2011, ACI 318-2014 Y NZ300,01 EURO CÓDIGO 8. Also, we used software original given by the company Structurepoint, this company is a group of engineering of the Portland cement association. The research method used was the compilation and study of the existing information about it, that is, previous research, scientific articles, books. The transcendent conclusion reached in the present research work that has been studied and learned; is that this is a method of alternative for the design and revision of building structure projects, to ensure and at the same time avoid the fragile failure in beams, columns and reinforced concrete structural walls, in a practical and simple way without the need to make complex analysis of structures.

Keywords: structural analysis, seismic analysis, design by capacity, design in reinforced concrete.

INTRODUCCIÓN

La presente investigación, titulada “Análisis estructural y diseño sísmico comparativo por capacidad y resistencia, de un edificio para oficinas, en el Centro Poblado de los Ángeles - Moquegua 2017” se ha enfocado en estudiar el diseño por capacidad en sistemas estructurales denominados híbridos, en nuestro medio conocidos como sistemas duales debido a que no hay estudios al respecto y este el aporte de la presente investigación, adicionalmente este estudio se ha elaborado de acuerdo al manual de elaboración de tesis, trabajo de suficiencia profesional y artículos científicos proporcionada por la oficina de investigación de la facultad de ingeniería y arquitectura de la Universidad José Carlos Mariátegui.

Las partes que componen el presente trabajo de investigación corresponden a las recomendaciones y formatos establecidos e implementados por la Universidad José Carlos Mariátegui, conjuntamente con de la Oficina de Investigación.

El capítulo I, aborda la descripción de la realidad del problema en donde también se define puntos como los objetivos, también se hace mención a la justificación los alcances y limitaciones, variables de la presente investigación y finalmente las hipótesis.

El capítulo II, se tocan temas referidos a los antecedentes de la Investigación, las bases teóricas de la variables antes definidas y definición de términos.

El capítulo III, se presenta la descripción de la metodología de investigación para nuestro caso de estudio.

El capítulo IV, se ha desarrollado de manera práctica la aplicación de ambas metodologías de diseño estudiadas y se presentan el desarrollo de diseños de elementos estructurales de manera detallada incluyendo cálculos y resultados gráficos.

El capítulo V, se presenta las comparaciones de resultados de diseño entre ambos métodos de diseño sísmico, además se presenta la variación de los diseños para vigas, columnas y muros de corte.

El capítulo VI, se encuentra las conclusiones del estudio, recomendaciones y se anexa información relevante en el apartado de apéndices.

La presente investigación desde luego pretende ser un aporte al conocimiento para toda la comunidad de ingenieros dedicada al cálculo y diseño sísmico de edificios de concreto armado. Finalmente, el presente trabajo se desarrolló en función a los objetivos propuestos y recomendaciones del Jurado.

No creamos, descubrimos.

Antonio Gaudí

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

1.1 Descripción de la realidad del problema

EFE, El 62 % de las fallas que se identifican en la infraestructura después de un desastre natural en Latinoamérica están vinculadas a problemas de diseño, declaró el experto de la Oficina de las Naciones Unidas de Servicios para Proyectos (UNOPS), Lucio Cáceres (Gestion, 2017).

El especialista de infraestructura en América Latina y el Caribe de la UNOPS, remarcó que "el diseño es algo que cuesta el 3 % del valor de una obra" por lo que consideró que ahorrar en él "es un mal negocio, porque después hay que gastar en la obra, modificar los proyectos o rehacerlos" (Gestion, 2017).

De los 500 000 terremotos detectables que ocurren en el Planeta Tierra cada año, la gente "sentirá" alrededor de 100 000 de ellos y alrededor de 100 causará daño, Aunque la mayoría de los terremotos son de tamaño moderado y potencial destructivo, un terremoto severo ocasionalmente golpea a una comunidad que no está adecuadamente preparada y miles de vidas y miles de millones de dólares en inversión económica se pierden (FEMA, 2010).

Durante las últimas décadas, la ingeniería sismorresistente se ha desarrollado como una rama de la ingeniería relacionada con la estimación de las consecuencias del terremoto y la mitigación de estas consecuencias, Se ha convertido en un tema interdisciplinario que involucra sismólogos, ingenieros estructurales y geotécnicos, arquitectos, planificadores urbanos y científicos sociales.

Esta característica interdisciplinaria hace a la ingeniería sísmica emocionante y compleja, requiriendo que sus participantes se mantengan al tanto de una amplia gama de disciplinas que evolucionan rápidamente, En los últimos años, la comunidad de ingenieros sísmicos ha reevaluado sus procedimientos, a raíz de devastadores terremotos que causaron daños extensos, pérdida de vidas y propiedades (por ejemplo, Northridge, California, 17 de enero de 1994, 30 000 millones de dólares y 60 muertos, Hyogo - ken Nanbu, Japón, 17 de enero de 1995, 150 000 millones de dólares y 6 000 muertos) (Elnashai & Di Sarno, 2008).

La ingeniería sísmica es un arte, más que una ciencia expreso el profesor José Restrepo de la Universidad de California de San Diego EEUU, y al mismo tiempo hace énfasis en lo que actualmente afronta la ingeniería estructural, lo que según su experiencia como docente e investigador de una de las más prestigiosas universidades del mundo compartió en el simposio facilitado en Lima Perú 2017 organizado por SENCICO, (Servicio nacional de capacitación para la Industria de la Construcción).

El avance acelerado de las herramientas de diseño estructural (modelaje, análisis lineal y detalle automático) hace posible producir diseños estructurales en un tiempo reducido, incluyendo aquellos de edificaciones de geometría compleja.

Es común ver que detalles de refuerzo que se especifican en edificaciones modernas son a menudo precarios, y que resultan directamente de un programa de computador que solo satisface la norma o código, pero que no tienen ningún criterio que acepte la gran incertidumbre que se introduce en el desarrollo de los modelos lineales elásticos y que se suma a la gran incertidumbre en las demandas sísmicas.

Debe entenderse que la respuesta no lineal de una edificación está lejos de ser reproducida por herramientas de análisis lineal, por lo cual parece ser recomendable entender como parte del diseño estructural aquellos parámetros que puedan afectar la respuesta no lineal y ajustar el detalle del refuerzo para permitir una respuesta no lineal deseada.

Así mismo un aspecto importante es reconocer en nuestro medio la filosofía y principios de diseño sismorresistente que ha orientado el diseño a lo largo de todos estos años.

La mejora en el análisis estructural fue notable desde la aparición de las computadoras, ha contribuido mucho a poder interpretar bajo el estudio de modelos matemáticos desarrollados por los genios de la ingeniería estructural.

El diseño sísmico hoy en día es relevante para la comunidad de ingenieros estructurales lo ha entendido de esta manera, además en cada desastre que ocurre en la nuestra patria como el alrededor del mundo los investigadores siempre tratan de hacer la modificaciones y correcciones de los códigos en diferentes aspectos.

1. Evitar pérdida de vidas.
2. Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
3. Minimizar los daños a la propiedad.

Las normativas de diseño sísmico alrededor del mundo se han ido ajustando empíricamente a medida que se observan sus deficiencias, El problema de análisis y diseño sismo aún está en procesos de cambios y mejoras continuas alrededor del mundo.

Una de las principales maneras en que una comunidad se protege a sí misma y a sus ciudadanos individuales de posibles desastres de terremoto es adoptando y haciendo cumplir un código de construcción con los requisitos de construcción y diseño sísmico apropiados.

Las normas de diseño generalmente están destinadas a ser aplicados por arquitectos e ingenieros, pero también son utilizados para diversos fines por los inspectores de seguridad, Promotores inmobiliarios, contratistas y subcontratistas, fabricantes de productos y materiales de construcción, compañías de seguros, administradores de instalaciones, arrendatarios y otros.

A continuación, se describe la problemática del análisis y diseño sísmico en diferentes tipos de edificios en América, Asia, Oceanía y América Latina.

1.1.1 En América del Norte

En Norte América, se han presentado terremotos de gran magnitud que han hecho posible la mejora y evolución de los códigos de diseño alrededor del mundo, porque en alguna medida los devastadores eventos y la gran pérdida de vidas humanas y materiales, hizo naturalmente que se puedan realizar ajustes obligatorios para en lo posible evitar más desgracias.

1.1.1.1 Terremoto de San Fernando de 1971

Por su parte, el terremoto de San Fernando de 1971 que ocurrió en la madrugada del 9 de febrero en las estribaciones de las montañas de San Gabriel del sur de California EEUU, afectó el área de los Ángeles a finales del siglo XX, y el daño fue localmente severo.

Además, el edificio de Tratamiento Médico y Cuidado de concreto armado de cinco pisos fueron uno de los tres nuevos agregados al complejo (los tres sufrieron daños) y fue diseñado con técnicas de construcción resistentes a los terremotos y fue completado en diciembre de 1970, Pero en 1972 se tomó la decisión de abandonar el sitio y las estructuras restantes fueron demolidas más tarde, convirtiéndose el sitio en un parque de la ciudad.



Figura 1. Colapso del hospital Olive View después del terremoto

Fuente: Gettyimages, 2017

1.1.1.2 Terremoto de Loma Prieta 1989

El terremoto de 1989 Loma Prieta ocurrió en el norte de California el 17 de octubre a las 5:04 p.m. hora local. El choque se centró en el Bosque de Nisene Marks State Park a 16 km al noreste de Santa Cruz en una sección del Sistema de Fallas de San Andrés y fue nombrado para el cercano Loma Prieta Peak en las montañas de Santa Cruz. Con una magnitud de momento de 6,9 y una intensidad máxima de Mercalli de IX (violenta), el choque fue responsable de 63 muertes y 3 757 lesiones.



Figura 2. Terremoto de Loma Prieta 1989, Distrito Marina de San Francisco

Fuente: Gettyimages, 2017

El área del Distrito Marina de San Francisco es sólo 4,0 km²-menos del 0,1 por ciento de la zona más afectada por el terremoto, pero su importancia con respecto a la ingeniería, la sismología y la planificación supera con creces su proporción de terreno sacudido y lo hace una pieza central para las lecciones aprendidas del terremoto.

1.1.1.3 Terremoto de Northridge 1994

En la mañana del 17 de enero de 1994, un terremoto de 6,7 grados de magnitud centrado en Northridge alcanzó el área de Los Ángeles, colapsando varios edificios, destruyendo tramos de autopistas y provocando varios incendios en la zona, En el último conteo, el terremoto resultó en al menos 57 muertes y dejó sin hogar a unas 125 000 personas.



Figura 3. Cal State Northridge, después del terremoto de Northridge 1994

Fuente: USGS.Publications, 2017

En Cal State Northridge, lugar de los principales daños causados por el terremoto de 1994, los recuerdos se han desvanecido y la preparación para terremotos varía ampliamente.

1.1.2 En países de Asia Oriental

1.1.2.1 Terremoto de Kobe 1995

El 17 de enero de 1995 la tierra tembló en el noreste de Japón. Un terremoto de magnitud de 7,2 en la escala Richter con epicentro en el extremo norte de la isla de Awaji destruyó la ciudad de Kobe, de 1,5 millones de habitantes.

Los japoneses recuerdan aquello como el gran terremoto de Hanshin, en el que murieron 6,434 personas. Eso le convirtió en el peor seísmo en el país desde el Gran terremoto de Kanto en 1923, que se cobró 140 000 vidas.



Figura 4. Colapso de edificios de concreto armado, Kobe de 1995

Fuente: USGS.Publications, 2017



Figura 5. Área de Sannomiya de Kobe, Japón, - enero 1995

Fuente: USGS.Publications, 2017

1.1.3 En países de América del Sur

1.1.3.1 Terremoto del sur del Perú 2001

El terremoto del sur de Perú de 2001 o el terremoto de Arequipa de 2001 fue un terremoto de magnitud 8,4 ocurrido a las 20:33:14 UTC (15:33:14 hora local) el sábado 23 de junio de 2001 con epicentro a 82 kilómetros de la localidad de Ocoña en la región Arequipa, latitud 16,26S longitud 73,64O y afectó las regiones del Perú, región de Arequipa región de Moquegua y región de Tacna.

La intensidad del sismo en las diferentes localidades de los departamentos de Arequipa, Moquegua y Tacna fluctuó entre VI y VIII de la escala de mercalli modificada. Por tanto, para fines ingenieriles el sismo ha sido moderado.



Figura 6. Daños en columnas, tabiquerías y viga intermedia, UJCM-2001

Fuente: Blanco, 2016



Figura 7. Vivienda colapsada por uso de pórticos flexibles, Tacna 2001

Fuente: Blanco, 2016

1.1.3.2 Terremoto de Pisco 2007

El último gran terremoto que soportó el Perú se registró en Pisco el 2007. Tuvo una magnitud de 7,9 grados Richter.



Figura 8. Escombros del hotel Embassy tras el tremendo remezón

Fuente: Blanco, 2016

1.1.3.3 Terremoto de Chile 2010

Daños catastróficos por terremoto en el edificio Alto Río, Concepción Chile debido al terremoto del 27 de febrero de 2010 M8,8. Edificio de apartamentos en Alto Río, el terremoto hizo que el edificio se derrumbara hacia la parte trasera del edificio.



Figura 9. Primer edificio de muros que colapso en el mundo, Chile 2010

Fuente: USGS.Publications, 2017

1.1.3.4 Terremoto de Ecuador 2016

El terremoto de Ecuador de 2016 ocurrió el 16 de abril a las 18:58:37 ECT con una magnitud de momento de 7,8 y una intensidad Mercalli máxima de VIII (Grave). El terremoto de empuje muy grande se centró a aproximadamente 27 km de las ciudades de Muisne y Pedernales en una parte escasamente poblada del país ya 170 km de la capital Quito, donde se sentía fuertemente. Se produjo un daño generalizado en toda la provincia de Manabí, con estructuras a cientos de kilómetros del epicentro que se derrumbó, al menos 676 personas murieron y 16 600 resultaron heridas.



Figura 10. Daños en edificio después del terremoto de Ecuador, 2016

Fuente: USGS.Publications, 2017

1.1.4 Países de Medio Oriente

1.1.4.1 Terremoto de Turquía 2011

El terremoto de Turquía de 2011 fue un sismo ocurrido el 23 de octubre de 2011 a las 01:41:21 hora local (10:41:21 UTC) que tuvo una magnitud de 7,4 MW. Su hipocentro se ubicó a 16 km tierra adentro y su epicentro fue la localidad de Van al este de Turquía. El sismo fue todo el sentido en Irán y en Armenia según los informes de los ciudadanos al Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS por sus siglas en inglés). Los expertos turcos afirmaron que las víctimas fatales dieron ascender a más de mil debido a las normas deficientes de construcción y la potencia del sismo en la región.



Figura 11. Daños en edificaciones terremoto de Turquía de 2011

Fuente: USGS.Publications, 2017

El terremoto tuvo una magnitud de 7,2 grados en la Escala de Richter y tuvo su epicentro en la localidad de Tabanlı, cerca de la frontera con Irán.

El terremoto de Turquía de 2011 fue un sismo ocurrido el 23 de octubre de 2011 a las 01:41:21 hora local (10:41:21 UTC) que tuvo una magnitud de 7,4 MW. Su hipocentro se ubicó a 16 km tierra adentro y su epicentro fue la localidad de Van al este de Turquía. El sismo fue sentido en Irán y en Armenia según los informes de los ciudadanos al Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS por sus siglas en inglés). Los expertos turcos afirmaron que las víctimas fatales dieron ascender a más de mil debido a las normas deficientes de construcción y la potencia del sismo en la región.

1.1.5 Países de Oceanía

1.1.5.1 Terremoto de Kaikoura 2016

El terremoto de 2016 en Kaikoura fue un terremoto de magnitud 7,8 (Mw) en la isla sur de Nueva Zelanda que ocurrió dos minutos después de la medianoche del 14 de noviembre de 2016 NZDT (11:02 el 13 de noviembre UTC). El terremoto comenzó a unos 15 kilómetros al noreste de Culverden ya 60 kilómetros al suroeste de la ciudad turística de Kaikoura ya una profundidad de aproximadamente 15 kilómetros. Las rupturas se produjeron en múltiples líneas de falla en una secuencia compleja que duró unos dos minutos. La magnitud acumulada de las rupturas fue de 7,8 con la mayor cantidad de energía liberada al norte del epicentro.



Figura 12. Daños en estructura de albañilería después del terremoto de Kaikoura

Fuente: USGS.Publications, 2017

Los terremotos son verdaderamente un problema mundial. Una de las principales maneras en que una comunidad se protege a sí misma y a sus ciudadanos individuales de posibles desastres de terremoto es adoptando y haciendo cumplir un código de construcción con los requisitos de construcción y diseño sísmico apropiados.

1.1.6 Países de América Central

1.1.6.1 Terremoto de México 2017

El terremoto de México Central 2017 se produjo a las 13:14 CDT (18:14 UTC) del 19 de septiembre de 2017 con una magnitud estimada de Mw 7,1 y fuertes sacudidas durante unos 20 segundos. Su epicentro se encontraba a unos 55 km (34 millas) al sur de la ciudad de Puebla. El terremoto causó daños en los estados mexicanos de Puebla y Morelos y en el área de la Gran Ciudad de México, incluidos el colapso de más de 40 edificios, 370 personas murieron a causa del terremoto y los colapsos relacionados con la construcción, incluidos 228 en la Ciudad de México, y más de 6 000 resultaron heridos.

El terremoto ocurrió casualmente en el 32° aniversario del terremoto de 1985 en la Ciudad de México, que mató a unas 10 000 personas. El terremoto de 1985 fue conmemorado y se llevó a cabo un simulacro nacional de terremoto a las 11 a.m. hora local, solo dos horas antes del terremoto de 2017, doce días antes, el terremoto aún más grande de Chiapas en 2017 azotó a 650 km de distancia, frente a la costa del estado de Chiapas.



Figura 13. Colapso parcial de edificio después del terremoto de México 2017

Fuente: USGS.Publications, 2017

Las normas de diseño generalmente están destinadas a ser aplicados por arquitectos e ingenieros, pero también son utilizados para diversos fines por los inspectores de seguridad. Promotores inmobiliarios, contratistas y subcontratistas, fabricantes de productos y materiales de construcción, compañías de seguros, administradores de instalaciones, arrendatarios y otros.

¿Cómo asegurar que no haya colapso?, definitivamente este es una pregunta que la ingeniería ha ido resolviendo desde diferentes perspectivas, una de las cuales en el presente trabajo de investigación se pretende hacer conocer y hacer un ejercicio de aplicación para poder comprender de que se trata y, que opciones nos otorga para el buen comportamiento de una estructura frente a un sismo de gran magnitud. Actualmente tenemos 3 tendencias u opciones que no presenta la ingeniería estructural y la ingeniería sísmica, denominada en otros países.

El diseño por desempeño.

Diseño por capacidad: diseño para conseguir un mecanismo estable.

Análisis inelástico: evaluación de mecanismo último.

Así mismo primeramente es el presente trabajo de investigación se ha elegido una de las 3 opciones mencionadas líneas arriba que corresponde al estudio de la metodología del diseño por capacidad para estructuras de concreto armado.

Segundo estudiar el uso de secciones agrietadas para el análisis de acuerdo nuestro código de diseño y de acuerdo a todas las recomendaciones que se han encontrado en la bibliografía y estudios al respecto, también estudiar los mecanismos de colapso de las estructuras en función a las experiencias reales pasadas y empleado las recomendaciones existentes al respecto.

Finalmente realizar el análisis estructural y realizar un diseño sísmico comparativo, empleando la metodología denominada diseño por capacidad, frente al diseño por resistencia con la finalidad de comparar los resultados.

1.2 Definición del Problema

1.2.1 Problema general

¿En qué medida el análisis estructural y diseño sísmico por capacidad y resistencia, Contribuyen a que las estructuras de concreto armado puedan estar preparadas para enfrentar sismos de gran magnitud y al mismo tiempo evitar el colapso?

1.2.2 Problemas derivados o específicos

¿Cuáles son los criterios y consideraciones para realizar el análisis estructural, en un edificio para oficinas de concreto armado que influyen en el diseño por resistencia y diseño por capacidad?

¿Cómo realizar el diseño sísmico por capacidad para elementos que trabajan a flexión y flexo compresión, en un edificio para oficinas de concreto armado?

1.3 Objetivos de la investigación

1.3.1 Objetivo general

Analizar y comparar el diseño sísmico por capacidad y resistencia, en un edificio para oficinas, en el Centro Poblado de los Ángeles-Moquegua, mediante la aplicación de ambas metodologías de diseño.

1.3.2 Objetivo específico

Demostrar que los criterios y consideraciones para realizar el análisis estructural, en edificios para oficinas de concreto armado influyen en el diseño por resistencia y el diseño por capacidad.

Realizar el diseño sísmico por capacidad para elementos que trabajan a flexión y flexo compresión.

1.4 Justificación

1.4.1 Justificación teórica

El propósito de la presente investigación en principio es de orden reflexiva. También generar y hacer comprender a la comunidad dedicada al cálculo de estructuras la gran importancia que la ingeniería ha enfrentado y seguirá enfrentando, en cuanto a los terremotos y los posibles daños que puedan ocasionar si no se pone cuidado al momento de diseñar los elementos estructurales de un edificio.

1.4.2 Justificación práctica

Estudiar la metodología de diseño por capacidad en estructuras de concreto armado, permitirá valorar el aporte de este método como una buena alternativa o herramienta de diseño, basado en los estudios hechos por el profesor T. Paulay. Profesor emérito de la Universidad de Canterbury Christchurch. Nueva Zelanda.

Al mismo tiempo contribuir con su uso y aplicación para una concepción más amplia del diseño sismorresistente de edificios de concreto armado.

1.4.3 Justificación metodológica

La presente investigación toma como guía los principios del método científico, los procedimientos son de acuerdo a las guías especificadas y se pretende encontrar resultado a partir de las hipótesis planteadas en la presente investigación y desde luego estos resultados deben ser tomados por otros investigadores para fines estrictamente académicos.

1.5 Alcances y limitaciones

El alcance principal es profundizar temas de diseño sismorresistente y a su vez presentar resultados de este trabajo de manera sencilla y práctica, que pueda ser útil para la comunidad universitaria y profesional.

La metodología del diseño sísmico por capacidad no aborda el estudio de los elementos no estructurales en edificios de concreto armado.

La presente investigación tiene los niveles exigidos a nivel académico, se persigue los objetivos propuestos en este documento.

1.6 Variables

En este punto para la presente investigación se contempla solo dos tipos de variables una que condiciona y la otra variable que se ve afectada por la misma.

1.6.1 Identificación de variables

1.6.1.1 Variable independiente

Análisis estructural y diseño sísmico por capacidad.

Análisis estructural y diseño sísmico por resistencia.

1.6.1.2 Variable dependiente

Edificio para oficinas de concreto armado de 4 niveles.

1.6.2 Operacionalización de variables

1.6.2.1 De la variable independiente

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

Tabla 1*Operacionalización de la variable independiente.*

Análisis estructural y diseño sísmico			
Dimensiones	Definición	Indicadores	Escala de Medición
Criterios y consideraciones para realizar el análisis estructural.	Por lo general estas están basadas en los códigos de diseño de cada país, para la presente investigación se empleara la norma de diseño sismorresistente E.030-2016	Análisis estático Análisis Dinámico Análisis no lineal estático	Deriva $\leq 0,007$ Deriva $\leq 0,007$ Degradación de la rigidez (ubicación de rotulas plásticas)
Diseño sísmico por Capacidad.	Es una herramienta de diseño que permite apropiadamente diseñar y detallar los elementos estructurales para ser capaces de disipar energía por deformaciones inelásticas en zonas preestablecidas, para la presente investigación se empleara la normativa: NZS 3101-2006 INPRES 2005 ACI 318-2011 ACI 318-2014	Elementos a flexión Elementos a flexo compresión Nudos	cm ² cm ² cm ² /m
Diseño sísmico por Resistencia	Este método es en esencia un diseño por estados límites, con la particularidad que la atención se centra en los estados límites últimos, para la presente investigación se empleara la norma de Concreto Armado E.060-2009 Concreto Armado E.060-1989	Elementos a flexión Elementos a flexo compresión Nudos	cm ² cm ² cm ² /m

1.6.2.2 De la variable dependiente

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

Tabla 2

Operacionalización de la variable dependiente.

Edificio para oficinas de concreto armado de 4 niveles			
Dimensiones	Definición	Indicadores	Escala de Medición
Edificios de concreto armado	Es una construcción fija donde el material predominante es el concreto.	Configuración estructural. Irregularidad en planta. Irregularidad en elevación.	Buena/mala Regular/Irregular Regular/Irregular
Elementos que trabajan a flexión y flexo compresión	Parte esenciales que conforman un edificio, para resistir cargas gravitacionales y provenientes del sismo.	Cuantía(ρ) Acero longitudinal Acero transversal	% cm ² cm ² /m

1.7 Hipótesis de la investigación

1.7.1 Hipótesis general

Con la Aplicación del análisis estructural y diseño sísmico comparativo por capacidad y resistencia, en un edificio para oficinas de concreto armado se conocerá cuál de los métodos contribuye a obtener estructuras mejor resistentes a sismos de gran magnitud.

1.7.2 Hipótesis específicas

Los criterios y consideraciones para realizar el análisis estructural y diseño sísmico comparativo por capacidad y resistencia, influyen en el diseño final de un edificio para oficinas de concreto armado.

Si se realiza el diseño sísmico por capacidad para elementos que trabajan a flexión y flexo compresión, se espera un buen comportamiento, de estos elementos ante un sismo de gran magnitud.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de la investigación

Para realizar el análisis estructural y comparar el diseño sísmico por capacidad y resistencia, en un edificio para oficinas, en el Centro Poblado de los Ángeles-Moquegua, mediante la aplicación de ambas metodologías de diseño, se ha tomado como antecedentes estudios realizados a nivel internacional y estudios a nivel nacional, para el cual se han seguido los procedimientos desarrollados de estos autores que se hace referencia a continuación:

Según Rasmin Rajan Sahoo, en su tesis *Analysis and capacity based earthquake resistant desing of multi bay multi storeyed 3d-rc frame*, (2008) de departamento de Ingeniería Civil del Instituto Nacional de Tecnología de Rokuela-Orussa, India. Afirmando que, el diseño por capacidad es un concepto o un método de diseño de capacidades de flexión de las secciones de miembros críticos de una estructura de edificio basada en un comportamiento hipotético de la estructura en la respuesta a acciones sísmicas.

Este comportamiento hipotético se refleja en los supuestos de que la acción sísmica es de una naturaleza estática equivalente que aumenta gradualmente hasta que la estructura alcanza su estado de colapso próximo y que la articulación plástica se produce simultáneamente en posiciones predeterminadas para formar un mecanismo de colapso que simula un comportamiento dúctil.

El comportamiento real de una estructura de edificio durante un fuerte terremoto está lejos de lo descrito anteriormente, con acciones sísmicas que tienen un carácter vibratorio y articulaciones plásticas que ocurren bastante aleatoriamente.

Sin embargo, al aplicar el concepto de diseño por capacidad en el diseño de los miembros de flexión de la estructura, se cree que la estructura tendrá una resistencia sísmica adecuada, como se ha demostrado en muchos fuertes terremotos en el pasado.

Según Maribel Burgos Namuche, en sus tesis Estudio de la Metodología “diseño por capacidad” en edificios conformados por pórticos de concreto armado para ser incorporado a la norma peruana E.060 como alternativa de diseño (2007) de la sección Post Grado de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería. Afirma que, existe una tendencia en muchos países de utilizar metodologías modernas de diseño con el fin de mejorar el desempeño de las edificaciones. En general, estas metodologías modernas de diseño, como el “diseño por capacidad”, refieren la resistencia estructural última de la edificación en base a la formación explícita del mecanismo de colapso de la misma. En tal sentido, se considera necesario introducir en el Perú la metodología “diseño por capacidad”, así como incorporarla gradualmente en la norma técnica de concreto armado E-060, como alternativa o complemento de diseño para edificios conformados por pórticos. La implementación de esta metodología en nuestro medio se propone después de haber realizado un previo estudio para su adaptación a los requerimientos mínimos de la norma peruana E-060 y de la norma del ACI. El “diseño por capacidad” se caracteriza por lo siguiente:

- a. Se definen claramente las zonas de formación potencial de rótulas plásticas (mecanismo de colapso), las que se diseñan para que tengan una resistencia nominal mayor a la resistencia requerida que proviene de las combinaciones de cargas especificadas más adelante. Estas zonas se detallan cuidadosamente con el fin de asegurar que las demandas de ductilidad en estas regiones sean las esperadas. Esto se logra, principalmente, con menores espaciamientos de la armadura transversal.

- b. Se evita, en los elementos que tienen rótulas plásticas, las formas indeseables de deformación inelástica tales como los originados por corte o fallas de anclaje e inestabilidad, asegurando que la resistencia de estas formas exceda la capacidad de las rótulas plásticas a causa de la sobre resistencia flexional.

- c. Las zonas potencialmente frágiles, o aquellos elementos que no puedan estar aptos para disipar energía, se protegen asegurando que su resistencia sea mayor que las demandas que se originan por la sobre resistencia flexional de las rótulas plásticas. Por lo tanto, estas zonas se diseñan para que permanezcan elásticas independientemente de la intensidad del sismo y de las magnitudes de las deformaciones inelásticas que puedan ocurrir.

2.2 Bases teóricas

2.2.1 Diseño por capacidad

A inicio de los años 60, se establece en Nueva Zelanda una estrategia de diseño de edificios denominada “Diseño por Capacidad” la cual se extendió posteriormente a EEUU y el resto de países con acción sísmica. Esta estrategia ha estado dirigida a prevenir el colapso de edificaciones ante sismos severos a través de controlar las posibles fallas frágiles que pudieran presentarse y propiciar mecanismos dúctiles, en un rango de desplazamientos que superen la condición elástica. Las estructuras deben ser capaces de incursionar en el rango inelástico de forma estable, y disipar energía controlando el daño ocasionado por un evento sísmico.

Un sistema se puede considerar dúctil cuando es capaz de experimentar deformaciones importantes bajo carga constante, sin sufrir daños excesivos o pérdida de resistencia bajo ciclos repetidos de carga y descarga. Por esta razón, la ductilidad es la propiedad singular más importante en el diseño sismorresistente de edificaciones ubicadas en regiones de significativa actividad sísmica, y debido a ello, es necesario estudiar qué condiciones y parámetros la afectan.

2.2.1.1 Rigidez efectiva de los elementos considerandos en el Análisis sísmico

Como ya es conocido, una edificación de concreto armado, debidamente diseñada y detallada, a medida que responda a un sismo severo va ingresando al rango inelástico, Este hecho produce que la rigidez efectiva decrezca y la capacidad para disipar energía aumente.

Teniendo en cuenta que la filosofía del “diseño por capacidad” considera lo antes mencionado, es necesario realizar un análisis sísmico elástico considerando la rigidez efectiva de los elementos. Este proceso tiende a reducir la aceleración espectral o las fuerzas de inercia inducidas, en relación con las obtenidas con un análisis lineal elástico de una estructura no fisurada.

Para la presente investigación se ha tomado las consideraciones estudiadas para edificios peruanos, los cuales se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 3

Niveles e índices de agrietamiento.

Niveles de agrietamiento				
Elemento	N-1	N-2	N-3	N-4
Vigas	1	0,9	0,6	0,35
Columnas	1	0,9	0,8	0,7
Muros	1	0,9	0,8	0,7

Fuente: Muñoz , 2015

El primer nivel de agrietamiento, N-1, corresponde a la estructura con secciones brutas. El último nivel, N-4 corresponde a los valores de agrietamiento sugeridos por el ACI y la norma peruana de diseño en concreto armado. El nivel N-3 se ha tomado como el representativo de los edificios peruanos.

2.2.1.2 Combinación de cargas

Las combinaciones de carga que se han considerado para diseñar los elementos estructurales, son las establecidas por la norma E.060 en su edición 2009.

$$U = 1,4cm + 1,7cv \quad \text{Ecuación 1}$$

$$U = 1,25cm + 1,25cv \pm Sismo \quad \text{Ecuación 2}$$

$$U = 0,9cm \pm Sismo \quad \text{Ecuación 3}$$

2.2.1.3 Factores de reducción de resistencia

El factor de reducción por flexión para las vigas, las cuales se diseñan por resistencia, es el normalmente usado, $\phi = 0,9$

Sin embargo, cuando el momento requerido se basa en las máximas solicitaciones posibles inducidas cuando las rótulas plásticas desarrollan su sobre resistencia flexional, de acuerdo con los principios del “diseño por capacidad”, como es el caso de las columnas (excepto en la base y/o en el nivel del techo), sería muy conservador reducir la resistencia nominal por un factor menor que 1. Por lo tanto, el factor de reducción por flexión de las columnas, excepto en la base y en el extremo superior del último nivel, si se ha previsto rótula plástica, es igual a: $\phi = 1$; es decir, $M_u = M_i$.

Para la resistencia al corte valen los mismos argumentos antes mencionados. Es decir; tanto para las vigas como para las columnas, la resistencia al corte se basa en la sobre resistencia flexional de las rótulas plásticas de las vigas. Por lo tanto, se adopta un valor de $\phi = 1$; es decir, $V_u = V_i$.

2.2.1.4 Redistribución de momentos

El código ACI318S-05 reglamento los valores de límites máximos de redistribución que hasta la actualidad de han mantenido dichos porcentajes de ajustes, para diferentes características de la resistencia del concreto.

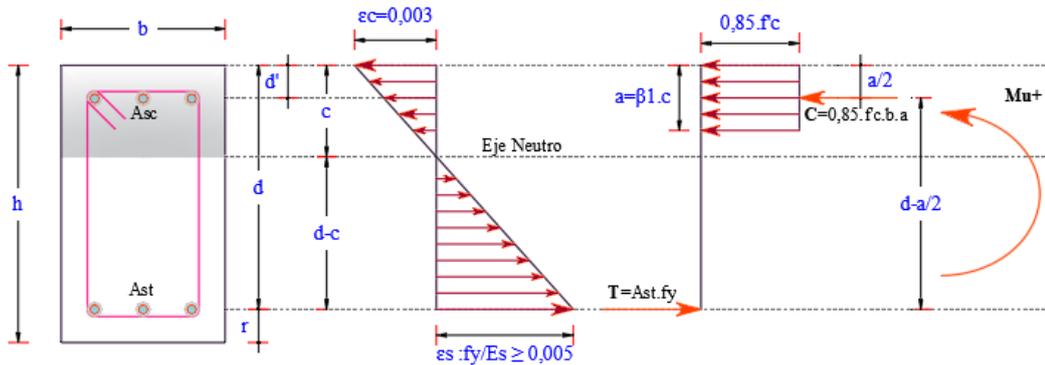


Figura 14. Deformación límite controladas por tracción y compresión

Fuente: ACI318S-14, 2014

Por semejanza de triángulos, tenemos:

$$\frac{\varepsilon_t}{d - c} = \frac{0,003}{c}$$

$$\varepsilon_t = \frac{0,003}{c} \times (d - c)$$

$$\varepsilon_t = 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) \dots \dots (1)$$

Proporcionamos una parte del peralte vs la altura de compresión del rectángulo equivalente, como cuando se calcula el factor de escala. (r)

$$d \cdot r = c$$

$$\text{Ordenando: } c = r \cdot d$$

$$a = \beta_1 \cdot c$$

$$a = \beta_1 \cdot r \cdot d$$

Sabemos que $c = 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot a$, reemplazando el valor de **a**

$$c = 0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot \beta 1 \cdot r \cdot d$$

El momento nominal seria:

$$M_n = C \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot \beta 1 \cdot r \cdot d \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \text{ Volvemos a remplazar el valor de } a$$

$$M_n = 0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot \beta 1 \cdot r \cdot d \cdot \left(d - \frac{\beta 1 \cdot r \cdot d}{2} \right)$$

$$M_n = 0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot \beta 1 \cdot r \cdot d^2 - 0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot \beta 1 \cdot r \cdot d^2 \cdot \frac{\beta 1 \cdot r}{2}$$

$$M_n = 0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot \beta 1 \cdot r \cdot d^2 - 0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot \beta 1 \cdot r \cdot d^2 \cdot \frac{\beta 1 \cdot r}{2}$$

$$M_n = 0,85 \cdot \beta 1 \cdot r \cdot f'c \cdot b \cdot d^2 \cdot \left(1 - \frac{\beta 1 \cdot r}{2} \right)$$

$$\frac{M_n}{f'c \cdot b \cdot d^2} = 0,85 \cdot \beta 1 \cdot r \left(1 - \frac{\beta 1 \cdot r}{2} \right)$$

$$\frac{M_n}{f'c \cdot b \cdot d^2} = 0,85 \cdot \beta 1 \cdot r - \frac{0,85(\beta 1 \cdot r)^2}{2}$$

$$\frac{0,85 \cdot (\beta 1 \cdot r)^2}{2} - 0,85 \cdot \beta 1 \cdot r + \frac{M_n}{f'c \cdot b \cdot d^2} = 0$$

Resolviendo la ecuación de segundo grado

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$x = \beta 1 \cdot r$$

$$0,85 \cdot x = 0,85 \pm \sqrt{0,85^2 - 4(0,425) \left(\frac{M_n}{f'c \cdot b \cdot d^2} \right)}$$

$$x = \frac{0,85}{0,85} \pm \frac{1}{0,85} \sqrt{0,85^2 - (1,7) \left(\frac{M_n}{f'c \cdot b \cdot d^2} \right)}$$

$$x = 1,0 \pm \sqrt{\frac{0,85^2}{0,85^2} - \frac{(1,7)}{0,85^2} \left(\frac{M_n}{f'c \cdot b \cdot d^2} \right)}$$

$$x = 1,0 \pm \sqrt{1 - \frac{2}{0,85} \left(\frac{M_n}{f'c \cdot b \cdot d^2} \right)}$$

$$r \cdot \beta_1 = 1,0 \pm \sqrt{1 - \frac{40}{17} \left(\frac{M_n}{f'c \cdot b \cdot d^2} \right)}$$

Si sabemos que:

$$Ku = \frac{Mu}{b \cdot d^2}$$

$$r \cdot \beta_1 = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{40}{17} \left(\frac{Ku}{f'c} \right)}$$

$$r = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{40}{17} \left(\frac{Ku}{f'c} \right)}}{\beta_1}$$

$$\varepsilon_t = 0,003 \left(\frac{1 \cdot c}{c \cdot r} - 1 \right)$$

$$\varepsilon_t = 0,003 \left(\frac{1}{r} - 1 \right)$$

$$\varepsilon_t = 0,003 \left(\frac{\beta_1}{\sqrt{1 - \frac{40}{17} \frac{ku}{f'c}}} - 1 \right)$$

Ecuación 4

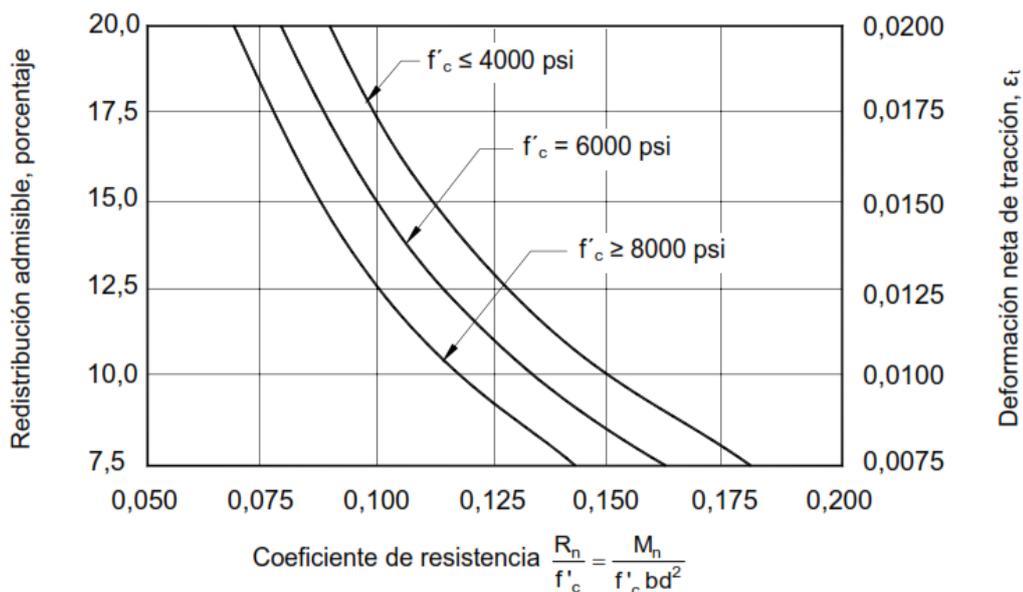


Figura 15. Curvas límite de redistribución para distintos valores de f'_c

Fuente: PCA, 2008

Se debe tener en cuenta que M_u es el máximo momento de todas las combinaciones indicadas en las caras de los apoyos de las vigas.

Se debe iterar hasta que converja el momento redistribuido o el factor de redistribución, FR, con el fin de obtener la máxima redistribución permitida. Asimismo, se debe indicar que el ACI 318S-05 establece que la redistribución de momentos puede tomar lugar cuando ϵ_t es igual o mayor a 0,0075.

Con el FR se redistribuyen todos los momentos para cada combinación de carga, reduciendo los momentos negativos y aumentando los momentos positivos manteniendo el equilibrio. De todas las combinaciones de carga, se determina el máximo momento negativo redistribuido en las caras de los nudos y el máximo momento positivo en la luz de las vigas para el diseño.

2.2.1.5 Factor de sobrerresistencia de los materiales

El factor de sobrerresistencia, λ_o , toma en consideración todas las fuentes de incremento de resistencia del acero y del concreto.

Valores de λ_o para el acero:

Las características deseables del acero para su utilización en construcciones sismorresistente de concreto armado son: una platea de fluencia extendida seguida por un endurecimiento gradual y una baja variabilidad entre la tracción de fluencia real y la tracción de fluencia especificada. Estas propiedades resultan esenciales para que la aplicación del “diseño por capacidad” sea efectiva, principalmente para lograr que la resistencia al corte de todos los elementos y la resistencia a flexión de las secciones donde no se pretenda la formación de dichas rótulas plásticas, excedan la sobrerresistencia flexional de dichas rótulas plásticas.

Así el factor de sobrerresistencia λ_o es igual a:

$$\lambda_o = \lambda_1 + \lambda_2$$

Ecuación 5

Dónde:

λ_1 = representa la relación de la resistencia actual y la resistencia especificada de fluencia.

λ_2 = representa el incremento potencial de la resistencia resultante de la deformación por endurecimiento.

De acuerdo a lo que establece el ACI (318S-05) en su artículo 21.2.5 para aceros de refuerzo Grado 40 y 60, se interpreta que λ_1 no puede ser mayor a 1,30 y λ_2 no puede ser menor a 0,25. De esta forma, el factor de sobrerresistencia, para los aceros Grado 40 y 60, se puede considerar como mínimo 1,25 y como máximo 1,55.

Si se considera un incremento promedio de la resistencia de fluencia especificada, λ_1 se puede considerar igual a 1,15. Por lo tanto, el factor de sobrerresistencia se puede tomar igual a $\lambda_0 = 1,40$.

2.2.1.6 Diseño por flexión

Se diseña por resistencia a la flexión las secciones críticas o las potenciales rótulas plásticas de las vigas, teniendo en cuenta el acero mínimo y máximo.

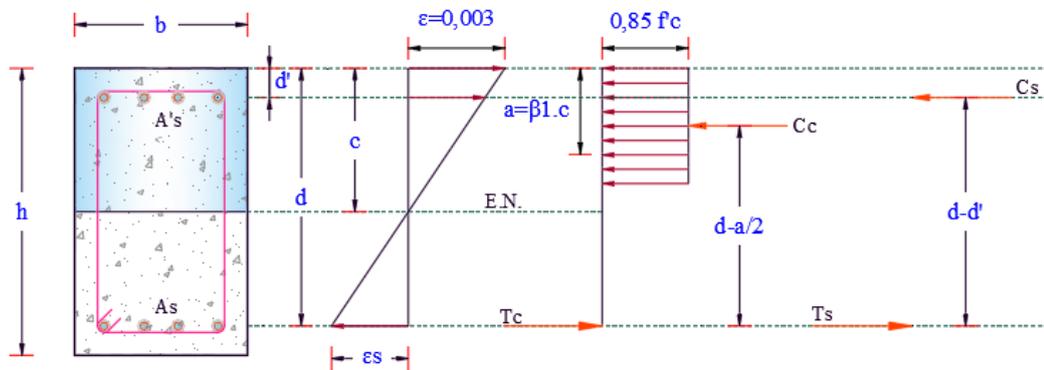


Figura 16. Diagrama de esfuerzos y deformaciones

Fuente: ACI318S-14, 2014

Seguidamente se describe el proceso de diseño para elementos sometidos a flexión

Paso 1. Unidades ton-cm

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \left(\frac{f'_c - 0,28}{0,07} \right) \quad 0,65 \leq \beta_1 \leq 0,85 \quad \text{Ecuación 6}$$

Paso2. Si $\epsilon_c \text{ máx.} = 0,003$ $\epsilon_s \text{ min} = 0,005$

$$C_{max} = \frac{\epsilon_{c,max}}{\epsilon_{c,max} + \epsilon_{s,min}} d \quad \text{Ecuación 7}$$

Paso 3. El máximo valor que puede tomar el bloque de compresión

$$a_{max} = \beta_1 \cdot C_{max} \quad \text{Ecuación 8}$$

Paso 4. Con el momento ultimo de evaluamos la altura del bloque de compresión

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_U}{0,85 \cdot f'c \cdot \phi \cdot b}} \quad \text{Ecuación 9}$$

Si $a \leq a_{m\acute{a}x}$. el dise\u00f1o concluye en el paso 5

Paso 5. Encontramos el \u00e1rea de acero

$$A_s = \frac{M_U}{\phi \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \quad \text{Ecuaci\u00f3n 10}$$

Si $a \geq a_{m\acute{a}x}$. continuar desde el Paso6 @ Paso 13

Paso 6. Fuerza de compresion desarrollada por el concreto est\u00e1 dada por:

$$C = 0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot a_{max} \quad \text{Ecuaci\u00f3n 11}$$

Paso7.El momento resistido por el concreto y acero a tracci\u00f3n est\u00e1 dada por:

$$M_{uc} = C \left(d - \frac{a_{max}}{2} \right) \phi \quad \text{Ecuaci\u00f3n 12}$$

Paso 8. El momento resistido por el acero a compresion y tension est\u00e1 dado por:

$$M_{us} = M_u - M_{uc} \quad \text{Ecuaci\u00f3n 13}$$

Paso 9. El esfuerzo máximo de fluencia del acero está dado por:

$$f's = E_s \cdot \varepsilon_{c, max} \left[\frac{C_{max} - d'}{C_{max}} \right] \leq fy \quad \text{Ecuación 14}$$

Paso 10. El acero a compresión requerido viene dado por:

$$A's = \frac{M_{us}}{(f's - 0,85 \cdot f'c)(d - d')\phi} \quad \text{Ecuación 15}$$

Paso 11. El acero que equilibra la compresión del concreto se calcula como:

$$A_{s1} = \frac{M_{uc}}{fy \left[d - \frac{a_{max}}{2} \right] \phi} \quad \text{Ecuación 16}$$

Paso 12. El acero a tensión para equilibrar la compresión en el acero es:

$$A_{s2} = \frac{M_{us}}{fy(d - d')\phi} \quad \text{Ecuación 17}$$

Paso 13. Por lo tanto, el área de acero total a tracción está dado por:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \quad \text{Ecuación 18}$$

2.2.1.7 Cálculo de la sobrerresistencia de las rótulas plásticas

Previamente se determina el momento ideal o nominal real con el refuerzo proporcionado a las vigas

$$M_i = M_n = A_{s_{colocado}} \cdot f_y \left(d - \frac{A_{s_{colocado}} \cdot f_y}{1,7 f'_{c} \cdot b} \right) \quad \text{Ecuación 19}$$

Se calcula la sobrerresistencia de la viga. M_o en el eje de la columna: $M_o = \lambda_o \cdot M_i$

El factor de sobrerresistencia de los materiales λ_o considera sólo la sobrerresistencia del acero, cuyo valor se ha especificado en la sección anterior.

2.2.1.8 Cálculo del factor de sobrerresistencia

La sobrerresistencia por flexión de las vigas se mide a través del factor de sobrerresistencia, φ_o , el cual, se determina en la línea central de cada columna para cada sentido del sismo.

$$\varphi_o = M_o / M_{sismo} \quad \text{Ecuación 20}$$

Se calcula como la razón entre momento sobre resistente en el eje. M_o y el momento de sismo en el nudo, M_{sismo} . Los factores, φ_o , no se aplican donde se espera rótulas plásticas en columnas, como en las bases de columnas del primer piso y en el extremo superior del último piso. El valor de φ_o en el centro de una columna interior se obtiene de la razón de la suma de los momentos sobre resistentes y de los momentos sólo debido al sismo de las vigas concurrentes en el nudo.

$$\varphi_o = \sum M_o / \sum M_{sismo} \quad \text{Ecuación 21}$$

2.2.1.9 Cálculo del factor de sobrerresistencia del sistema

Para distinguir y cuantificar la sobrerresistencia relevante para la estructura como un todo, se calcula el factor de sobrerresistencia del sistema.

$$\psi_0 = \frac{\sum_1^n M_{o,j}}{\sum_1^n M_{sismo,j}} = \frac{\sum_1^n (\phi_o, M_{sismo,j})}{\sum_1^n (M_{sismo,j})} \quad \text{Ecuación 22}$$

2.2.1.10 Cálculo de la fuerza cortante y diseño de las vigas por corte

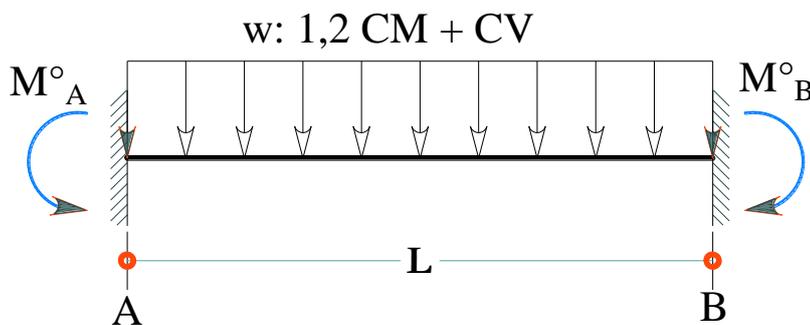


Figura 17. Esquema de cálculo de la fuerza cortante en vigas

De acuerdo a la filosofía de diseño hay consideraciones a tener en cuenta:

1. $\phi = 1$ factor de reducción de resistencia del concreto
2. $V_c = 0$ en zonas de rotulas plásticas la contribución del concreto es nula
3. Se deberá de comprobar que $V_u < V_s = 2,11\sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$. cortante limite.
4. La separación de estribo propuesto se calcula con: $S = A_{te} \cdot d \cdot f_y / V_u$
5. La separación máxima dentro de zona de rotula plástica se tomara el menor valor de, $\min(d/4, 8d_b, 24d_{be})$
6. Fuera de la zona de rotula plástica el estribo no deberá estar espaciado más de $d/2$.

2.2.1.11 Cálculo de los factores de magnificación dinámica de las columnas, ω

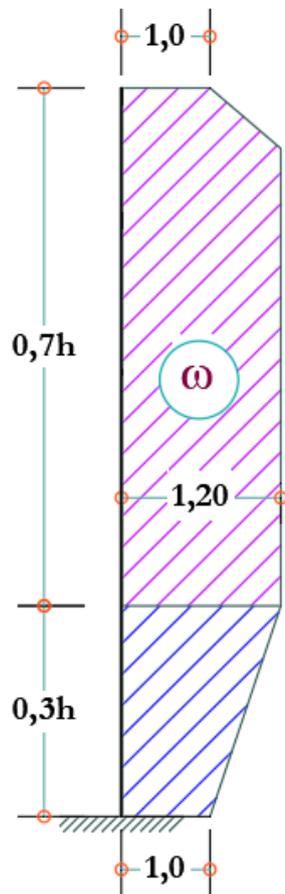


Figura 18. Factor de amplificación dinámica para estructuras híbridas

Fuente: Paulay & Priestley, 1992

De la figura anterior se muestra que el valor mínimo del factor de amplificación dinámica es de 1 y el máximo valor que puede tomar es el 20 %.

2.2.1.12 Cálculo de las fuerzas axiales de diseño

Las fuerzas axiales de diseño en las columnas se determinan en cada piso con la siguiente expresión:

$$P_U = P_g \pm P_{sismo} \quad \text{Ecuación 23}$$

P_g es la fuerza axial producida por las cargas de gravedad y se obtiene considerando las siguientes combinaciones de carga:

$$P_{gi} = 1,25P_{cm} + 1,25P_{cv} \quad \text{Ecuación 24}$$

$$P_{gi} = 0,9P_{cm} \quad \text{Ecuación 25}$$

P_{sismo} es la fuerza axial producida por el sismo y proviene de la suma de las fuerzas de corte producidas por el sismo de las vigas adyacentes de todos los pisos encima del nivel considerado, las cuales, se calculan con los momentos sobre resistentes de la viga en el eje de la columna en el sentido apropiado del sismo. De esta forma, las fuerzas axiales inducidas por el sismo se obtienen con la siguiente expresión:

$$P_{sismo} = R_v \sum V_{sismo} \quad \text{Ecuación 26}$$

Donde R_v , es el factor de reducción de fuerza axial y se calcula con la siguiente expresión:

$$R_v = (1 - n/67) \geq 0,7 \quad \text{Ecuación 27}$$

Donde n: número de pisos encima del nivel de análisis

2.2.1.13 Cálculo de la cortante de diseño de las columnas

El procedimiento para la evaluación de las fuerzas de corte del diseño de columna es muy similar al utilizado en el diseño por capacidad de pórticos dúctiles. Refleja un mayor grado de conservación debido a la intención de evitar una falla de cortante de columna, en cualquier caso.

$$V_{col} = \omega_c \varphi_o V_{codigo} \quad \text{Ecuación 28}$$

Donde el factor de amplificación de corte dinámica de columna, ω_c , es 2,5, 1,3 y 2,0 para los pisos inferior, intermedio y superior, respectivamente. La fuerza de corte de diseño en las columnas del piso inferior no debe ser menor que:

$$V_{col} = \frac{M_{col}^o + 1,3\varphi_o M_{code.top}}{L_n + 0,5h_b} \quad \text{Ecuación 29}$$

Dónde:

M^o_{col} = momento en la base de la columna

$M_{code.top}$ =momento en la parte superior de la columna

L_n = altura efectiva de la columna

h_b = altura de la viga adyacente superior

2.2.1.14 Cálculo del momento de diseño de las columnas

Los momentos de diseño críticos para las columnas en el lado superior o inferior de la viga, para ser considerados junto con la carga axial P_u , se obtiene con la siguiente expresión:

$$M_{col} = R_m(\omega \varphi_0 M_{code} - 0,3h_b V_{col}) \quad \text{Ecuación 30}$$

ω = factor de amplificación de momento dinámico

φ_0 = factor de sobrerresistencia de flexión

h_b = altura de la viga concurrente a la columna

R_m = factor de reducción de momento, el cual se calcula con:

$$R_m = 1 + 0,55(\omega - 1)\left(10 \frac{P_u}{f'_c \cdot A_g} - 1\right) \leq 1 \quad \text{Ecuación 31}$$

2.2.1.15 Diseño del refuerzo transversal de la columna

Para diseñar el refuerzo transversal por corte se considera la contribución del concreto:

$$V_i = V_n = V_c + V_s \quad \text{Ecuación 32}$$

La contribución del concreto en elementos sometidos a compresión axial es igual:

$$V_c = 0,53 \left(1 + 0,00728 \frac{Nu}{Ag} \right) \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad \text{Ecuación 33}$$

Para elementos sometidos a tracción axial:

Si $V_c < 0$, entonces $V_c = 0$

La separación del estribo se calcula con:

$$s = \frac{A_{vt} \cdot d \cdot f_y}{(V_i - V_c)} \quad \text{Ecuación 34}$$

2.2.2 Diseño por resistencia

Las consideraciones de diseño tanto para vigas, columnas y muros estructurales se encuentran en los reglamentados de (SENCICO, Reglamento Nacional de Edificaciones E.060 Diseño en Concreto Armado, 2009).

Este método es en esencia un diseño por estados límites, con la particularidad que la atención se centra en los estados límites últimos.

En sus inicios se le denominó diseño por resistencia última o diseño a la rotura (Ultimate Strength Design o USD), hoy en día se le conoce con el nombre de diseño por resistencia (Streng Desing Method) (Ottazzi, Apuntes del Curso Concreto Armado I, 2011, pág. 87).

Se centra en la capacidad de resistencia de los miembros en las condiciones que corresponde a la falla. Las propiedades del material se evalúan y se usan en el diseño.

Las cargas se multiplican por un factor.

Más económico.

Fue un método de diseño adoptada por el American Concrete Institute desde 1971.

Se selecciona primeramente las dimensiones y los refuerzos de concreto de modo que la resistencia del miembro sea adecuada para resistir las fuerzas resultantes de ciertas etapas de sobrecarga hipotéticas, significativamente por encima de las cargas que realmente se esperan en servicio. El concepto de diseño se conoce como "diseño de resistencia". Basándose en el diseño de resistencia, la resistencia nominal de un miembro debe calcularse sobre la base del comportamiento inelástico del material. En otras palabras, tanto el acero de refuerzo como el concreto se comportan inelásticamente a la resistencia final condición.

2.3 Definición de términos

2.3.1 Análisis estructural.

El análisis estructural es la determinación de los efectos de las cargas sobre las estructuras físicas y sus componentes. Para nuestro caso de estudio es el esfuerzo en las columnas, vigas y muros estructurales.

2.3.2 Diseño sísmico.

Un procedimiento de ingeniería normalizado destinado a planificar estructuras o sistemas nuevos o modernizados sujetos a la exposición de terremotos. El diseño sísmico de edificios posee 3 cualidades que permite soportar estas cargas:

2.3.2.1 Ductilidad

Impide la disipación del sismo por las estructuras. Resistencia: fortalece las estructuras, haciéndolas más resistentes ante estos embates.

2.3.2.2 Disipación

Introducir elementos en la estructura, y los cuales puedan disipar la energía sísmica.

2.3.3 Diseño en concreto armado.

Es el tema básico para todos los ingenieros civiles tanto para aquellos que luego deviene en proyectistas estructurales, como también para los residentes o supervisores que deben aplicarlo en la obra. El concreto armado es el material de construcción predominante en casi todos los países del mundo. Esta excepción universal se debe, a la disponibilidad de los elementos con los cuales se fabrica el concreto armado: piedra, arena, cemento, agua y acero de refuerzo.

2.3.4 Deriva.

Medición adimensional de la relación de docencia de desplazamiento amplificado entre cada altura de entrepiso.

2.3.5 Sismos de gran magnitud.

Cuando se habla de "sismos de gran magnitud" se refiere a un sismo de magnitud mayor a 6.

2.3.6 FEMA.

La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias es una agencia del Departamento de Seguridad Nacional de los Estados Unidos, cuya misión es: reducir la pérdida de vidas y propiedades y proteger a la nación de todos los peligros, incluidos desastres naturales, actos de terrorismo y otros desastres provocados por el hombre, por líderes y apoyando a la Nación en una gestión integral de emergencias basada en el riesgo sistema de preparación, protección, respuesta, recuperación y mitigación.

2.3.7 NERPTH.

Programa Nacional de Reducción de Riesgos de Terremotos. Cuya misión es desarrollar, difundir y promover conocimiento, herramientas y prácticas para la reducción del riesgo sísmico mediante colaboraciones coordinadas, multidisciplinarias e interinstitucionales entre las agencias de NEHRP y sus partes interesadas que mejoren la capacidad de recuperación de la nación ante los terremotos en seguridad pública, solidez económica y seguridad nacional.

2.3.8 NIST.

El Instituto Nacional de Estándares y Tecnología (NIST) fue fundado en 1901 y ahora es parte del Departamento de Comercio de EEUU. Hoy en día, las medicio-

nes NIST admiten las tecnologías más pequeñas para las creaciones más grandes y complejas hechas por el hombre, desde dispositivos a nano escala tan pequeños que decenas de miles pueden caber en el extremo de un solo cabello humano hasta rascacielos resistentes a terremotos y redes de comunicación globales.

2.3.9 PCA.

Asociación del Cemento Portland organización sin fines de lucro, promueve la seguridad, la sostenibilidad y la innovación en todos los aspectos de la construcción, fomenta la mejora continua en la fabricación y distribución de cemento y, en general, promueve el crecimiento económico y una sólida inversión en infraestructura.

2.3.10 USGS.

El Servicio Geológico de los Estados Unidos o USGS por sus siglas en inglés (United States Geological Survey), es una agencia científica del gobierno federal de los Estados Unidos. Los científicos de la USGS estudian el terreno, los recursos naturales, y los peligros naturales que los amenazan. La agencia se divide en 4 disciplinas científicas mayores: biología, geografía, geología e hidrología, su lema es ciencia para un mundo cambiante. La USGS es una organización investigadora sin responsabilidades reguladoras.

CAPÍTULO III

MÉTODO

3.1 Tipo y nivel de investigación

3.1.1 Tipo de investigación

Corresponde al tipo de investigación descriptiva comparativa, su interés se centra en explicar por qué ocurre un fenómeno y en qué condiciones se da este o porque dos o más variables están relacionadas, (Vento R & Zanabria G, 2004).

3.1.2 Nivel de investigación

La presente investigación se ubica en un nivel de investigación descriptiva, miden y evalúan diversos aspectos dimensiones y componentes del fenómeno a investigar, (Vento R & Zanabria G, 2004).

3.2 Diseño de investigación

El presente trabajo utiliza el diseño para una investigación descriptiva comparativa, en el presente trabajo está basada en la comparación de dos métodos de diseño como a continuación se describe en la tabla 4 es decir todas las consideraciones de análisis estructural y diseño sísmico se aplica a los mismos elementos estructurales por ambas metodologías.

Tabla 4*Síntesis del diseño, para la investigación.*

Diseño sísmico / Elemento estructural	Por resistencia	Por capacidad
Elementos a flexión X	$V_{x1}, V_{x2}, V_{x3} \dots V_{xn}$	$V_{x1}, V_{x2}, V_{x3} \dots V_{xn}$
Elementos a flexión Y	$V_{y1}, V_{y2}, V_{y3} \dots V_{yn}$	$V_{y1}, V_{y2}, V_{y3} \dots V_{yn}$
Elementos a flexo compresión	$C_1, C_2, C_3 \dots C_n$	$C_1, C_2, C_3 \dots C_n$
Derivas de entrepiso	$\Delta_1, \Delta_2, \Delta_3 \dots \Delta_n$	$\Delta_1, \Delta_2, \Delta_3 \dots \Delta_n$
Desplazamiento X	$D_{x1}, D_{x2}, D_{x3} \dots D_{xn}$	$D_{x1}, D_{x2}, D_{x3} \dots D_{xn}$
Desplazamiento Y	$D_{y1}, D_{y2}, D_{y3} \dots D_{yn}$	$D_{y1}, D_{y2}, D_{y3} \dots D_{yn}$
Periodos	$T_{x1}, T_{y1}, T_{z1} \dots T_n$	$T_{x1}, T_{y1}, T_{z1} \dots T_n$
Frecuencias	$F_1, f_2, f_3 \dots f_n$	$F_1, f_2, f_3 \dots f_n$

3.3 Población y muestra

Según (Borja, 2012, pág. 30) desde un punto de vista estadístico, se denomina población o universo, al conjunto de elementos o sujetos que serán motivo de estudio.

3.3.1 Población

La población para nuestro caso de estudio son todos los edificios de oficinas de concreto armado ubicados en el Centro Poblado de los Ángeles, Moquegua.

3.3.2 Tamaño de la muestra

Para la presente investigación, como objeto de estudio, se analizará (1) edificio para oficinas proyectado en el Centro Poblado de los Ángeles, Moquegua. Ver figura 19.



Figura 19. Ubicación del Proyecto

Fuente: Google Maps, 2018

Departamento : Moquegua
Provincia : Mariscal Nieto
Distrito : Moquegua, Centro Poblado de Los Ángeles S/N

3.4 Descripción de instrumentos para la recolección de datos

Según (Borja, 2012, pág. 33) señala que para este ítem se deben de describir las técnicas que se utilizarán para recopilar la información de campo, se deben de presentar todos los formatos utilizados en esta tarea; para el caso de proyectos de ingeniería se deben de presentar los formatos a utilizar.

El proceso de recolección de datos implica tres actividades estrechamente vinculadas entre sí:

1. Seleccionar el instrumento de recolección de datos, el mismo que debe ser válido y confiable.
2. Aplicar el instrumento a la muestra de estudio; es decir obtener observaciones registros o mediciones de variables.
3. Analizar la información recopilada.

Para el procesamiento y análisis de datos para la presente investigación se usará las siguientes herramientas:

1. Hojas de cálculo para el metrado de carga vertical y de sismo.
2. Hojas de cálculo para diseño de vigas, columnas y muros, por capacidad.
3. Hojas de cálculo para diseño de vigas, columnas y muros, por resistencia.

CAPÍTULO IV

DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

4.1 Descripción del edificio de estudio

Para la presente investigación se ha empleado un edificio modelo de 4 niveles destinado al uso de oficinas, el material predominante es de concreto armado, a su vez podemos indicar que posee una arquitectura moderna, lo cual representa una mayor rigurosidad para poder encontrar una solución desde el punto de vista ingenieril.



Figura 20. Vista 3D del edificio de estudio

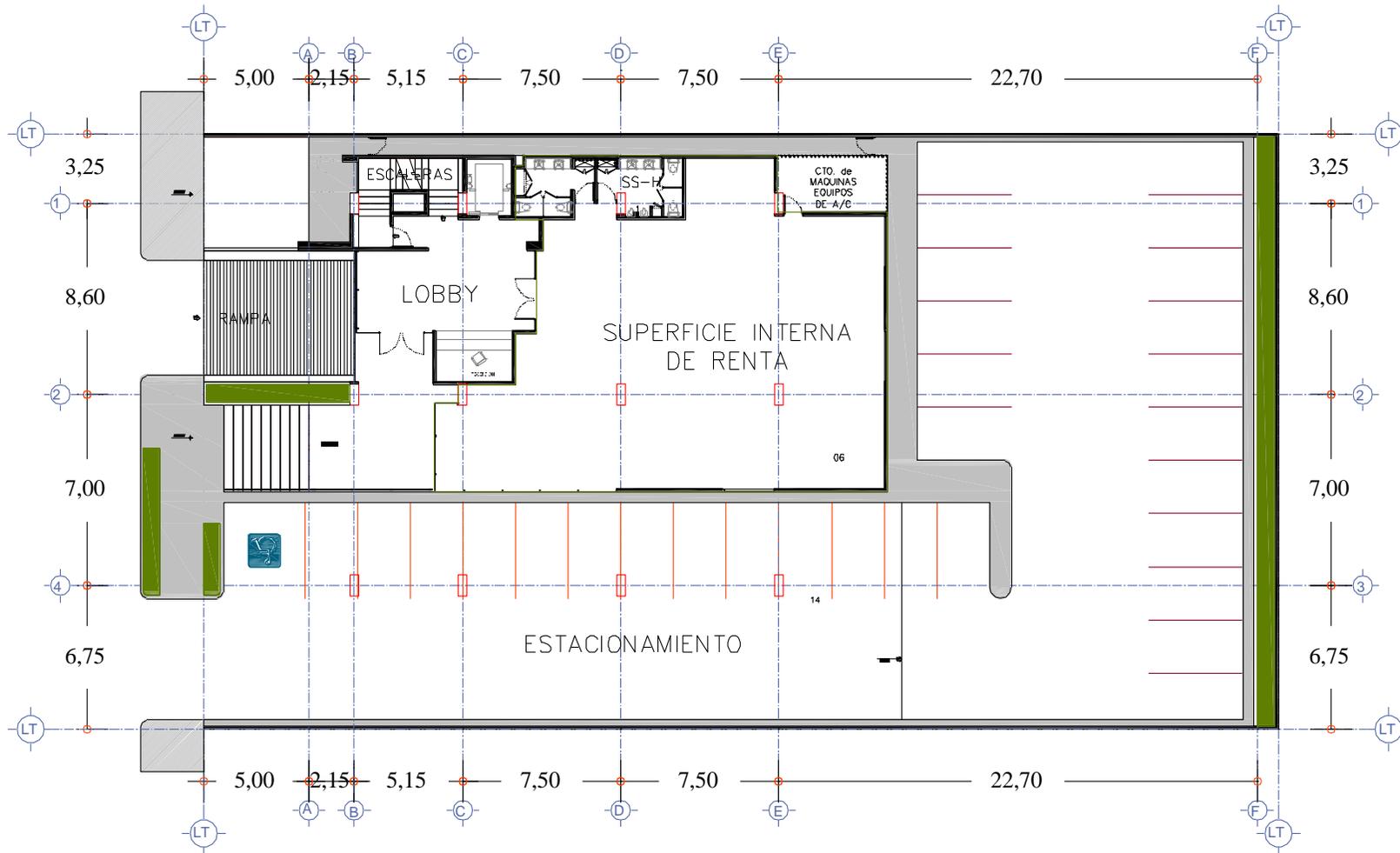


Figura 21. Planimetría de desarrollo arquitectónico



Figura 22. Sección de corte transversal 3D

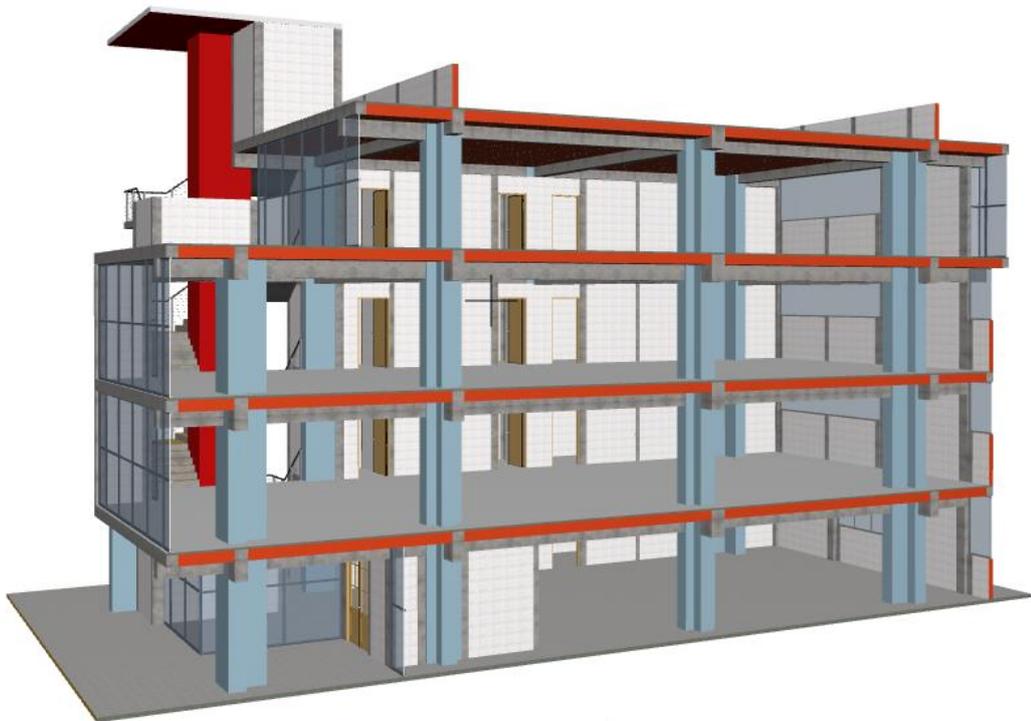


Figura 23. Sección de corte longitudinal 3D

4.1.1 Normas y reglamentos

Se siguieron las recomendaciones y disposiciones de la normatividad usada en nuestro país y normativas internacionales que describo a continuación:

1. Reglamento Nacional de Edificaciones-PERÚ.
2. NTE. E.020. Norma de cargas.
3. NTE. E.030. Norma de diseño sismorresistente.
4. NTE. E.060. Norma de concreto armado.
5. A.C.I. 318-2011 2014 (American Concrete Institute).

4.1.2 Especificaciones y materiales empleados

a. Concreto.

Resistencia a la compresión	:	$f'_c=0,210 \text{ tn/cm}^2$
Módulo de elasticidad	:	$E_c=2\ 173\ 706 \text{ tn/cm}^2$
Coefficiente de poisson	:	$\mu_c=0,20$
Peso específico	:	$\gamma_c= 2,400 \text{ tn/m}^2$

b. Acero Corrugado (ASTM A615-NTP 341.031).

Resistencia de la fluencia	:	$f_y=4,200 \text{ tn/cm}^2$
Módulo de elasticidad	:	$E_s=2000 \text{ tn/cm}^2$ (grado 60)

Recubrimientos Mínimos

Vigas peraltadas	: $r_{\text{lateral}}=4 \text{ cm}$. $r_{\text{superior e inferior}}=4 \text{ cm}$
Viga chata	: $r=2 \text{ cm}$
Vigas de cimentación	: $r = 7,5 \text{ cm}$
Columnas	: $r=4 \text{ cm}$
Placas	: $r=4 \text{ cm}$
Muros (cisternas y tanques)	: $r=4 \text{ cm}$
Losas macizas y escaleras	: $r = 2 \text{ cm}$
Zapatas	: $r= 7,5\text{cm}$
Plataea de cimentación	: $r_{\text{inferior}}=7,5\text{cm}$ $r_{\text{superior}}=4\text{cm}$

4.1.3 Cargas unitarias empleadas

S/c. Oficinas	: $0,300 \text{ tn/m}^2$
S/c. Tabiquería móvil	: $0,100 \text{ tn/m}^2$
S/c. Azotea	: $0,100 \text{ tn/m}^2$
S/c. Escalera	: $0,400 \text{ tn/m}^2$
Acabados	: $0,100 \text{ tn/m}^2$

(SENCICO, Reglamento Nacional de Edificaciones E.020 Norma de Cargas, 2006)

4.2 Estructuración

Como se aprecia en la figura 21, el edificio según los requerimientos arquitectónicos, contempla un núcleo de escaleras, el cual para el presente estará separado del bloque destinado a oficinas. Dadas las condiciones y características arquitectónicas del proyecto su uso y sismicidad de la zona, se hace indispensable incluir placas (muros de corte).

Así mismo primeramente se realizó un pre dimensionamiento empezando por techos, vigas, columnas y finalmente los muros de corte, este último es el regulador de aporte de rigidez que debe de tener el edificio normado por el código sísmico de nuestro país.

4.2.1 Pre dimensionamiento de elementos estructurales

4.2.1.1 Losa aligerada

El peralte de losas aligeradas se dimensionó considerando el siguiente criterio.

$$h = \frac{L_n}{25} \quad \text{Ecuación 35}$$

Dónde:

L_n : longitud del lado menor del paño

Por otro lado se recomienda seguir en siguiente criterio propuesto en la tabla 5.

Tabla 5

Espesores típicos y luces máximas recomendadas.

Luz	Espesor de la losa	H ladrillo	Kg/m ²
Menores a 4m	17 cm	12cm	280
De 4 @ 5,5m	20cm	15cm	300
De 5 @ 6,5 m	25cm	20cm	350
De 6 @ 7,5m	30cm	25cm	420

Referencia: Blanco, 1994

De acuerdo a la figura 24, según los requerimientos arquitectónicos, la luz del paño menor es de 7,25m (a ejes), luego reemplazando en la ecuación 35, $h=7,25/25=0,29\text{m}$, por lo tanto, se elige usar un aligerado de altura $h=0,30\text{m}$.

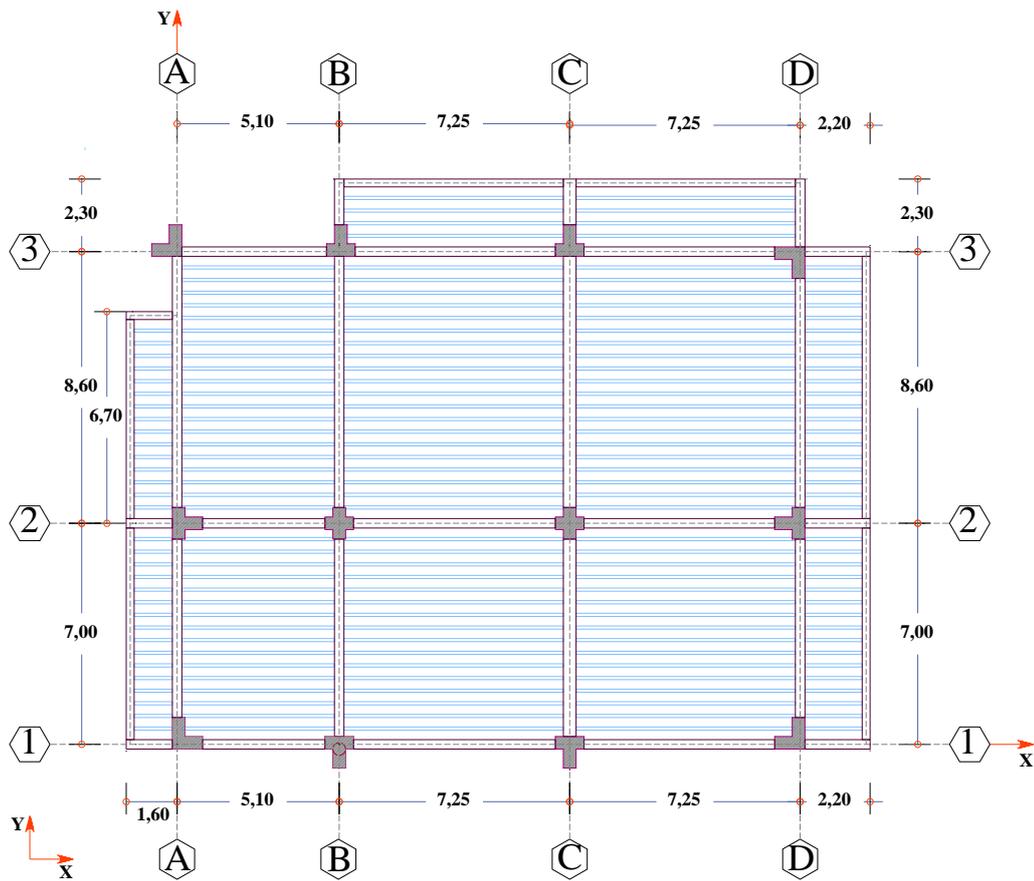


Figura 24. Orientación del aligerado unidireccional h: 30cm

4.2.1.2 Vigas

El peralte de vigas con responsabilidad sísmica se dimensionó bajo las siguientes consideraciones.

$$h = \frac{l_n}{\alpha} \quad \text{Ecuación 36}$$

Dónde:

l_n : longitud de viga medido a caras de columna.

α : Valores definidos en la tabla 6.

Tabla 6

Valores de α para diferentes condiciones de carga viva (s/c).

s/c	α
$s/c \leq 200 \text{ kg/m}^2$	12
$200 \text{ kg/m}^2 \leq s/c \leq 350 \text{ kg/m}^2$	11
$350 \text{ kg/m}^2 \leq s/c \leq 600 \text{ kg/m}^2$	10
$600 \text{ kg/m}^2 \leq s/c \leq 750 \text{ kg/m}^2$	9

En cuanto al ancho de las vigas la norma E.060 en su artículo 21.5.1.3 indica que este no debe de ser menor de 0,25 veces el peralte ni menor a 25 cm. Salvo si se tienen vigas de gran peralte, controla la segunda condición. Para el edificio en estudio se eligió usar vigas de ancho de 30cm. Además, se considera vigas de borde de 25 cm por 30 cm en los 4 niveles del edificio en estudio.

$$b = \frac{A_t}{20} \quad \text{Ecuación 37}$$

Dónde:

A_t : Ancho tributario de viga

4.2.1.3 Columnas

$$A_{col} = \frac{\lambda \cdot N_{servicio}}{\eta \cdot f'c}$$

Ecuación 38

Dónde:

λ, η = valores dependiendo del tipo de columna, mostrados en la tabla 7.

N servicio= Peso de servicio en columna.

$f'c$ = Resistencia característica del concreto.

Tabla 7

Valores de λ y η para cada tipo de columna

Tipo de columna	λ	η
Central	1,10	0,30
Perimetral	1,25	0,25
Esquina	1,50	0,20

Trabajaremos con la columna “C6” como ejemplo, de acuerdo a lo mostrado en la ecuación 37, tomar en cuenta que el plano referido de columnas es referencial.

Del metrado de cargas para columnas entre el eje 2-B, tenemos:

Tabla 8

Metrado de cargas verticales columna central C6.

Nivel	N _{CM} ton	At. m ²	k	Ai m ²	F red	N _{cv} ton	N _{servicio} ton
4	17,511	47,175	2,00	94,35	0,72	3,41	20,92
3	34,223	47,57	2,00	95,13	0,72	13,73	47,95
2	34,223	47,57	2,00	95,13	0,72	13,73	47,95
1	35,519	47,57	2,00	95,13	0,72	13,73	49,25
						Σ	166,08

Remplazando en la ecuación 38.

$$A_{col} = \frac{1,1 \times 166,08 \text{ ton}}{0,3 \times 0,21 \text{ ton/cm}^2} = 2899,8 \text{ cm}^2$$

Usar columna de 55x60cm = 3300 cm² > A_{columna} requerida



Figura 25. Predimensionamiento de columnas

4.2.1.4 Muros estructurales de corte

Este tipo de elementos a flexo compresión contribuye notablemente a que los edificios en general tengan resistencia a las fuerzas provocada por los sismos. No existen una ecuación que pueda determinar la longitud exacta del muro de corte (placa), lo mejor es realizar el análisis sísmico luego verificar las derivas exigidas por la norma sísmica de nuestro país y luego se decide colocar esto elementos de manera estratégica y simétrica, respetando la estética del edificio, se realizan las respectivas pruebas y se llega a una solución única por parte del diseñador.

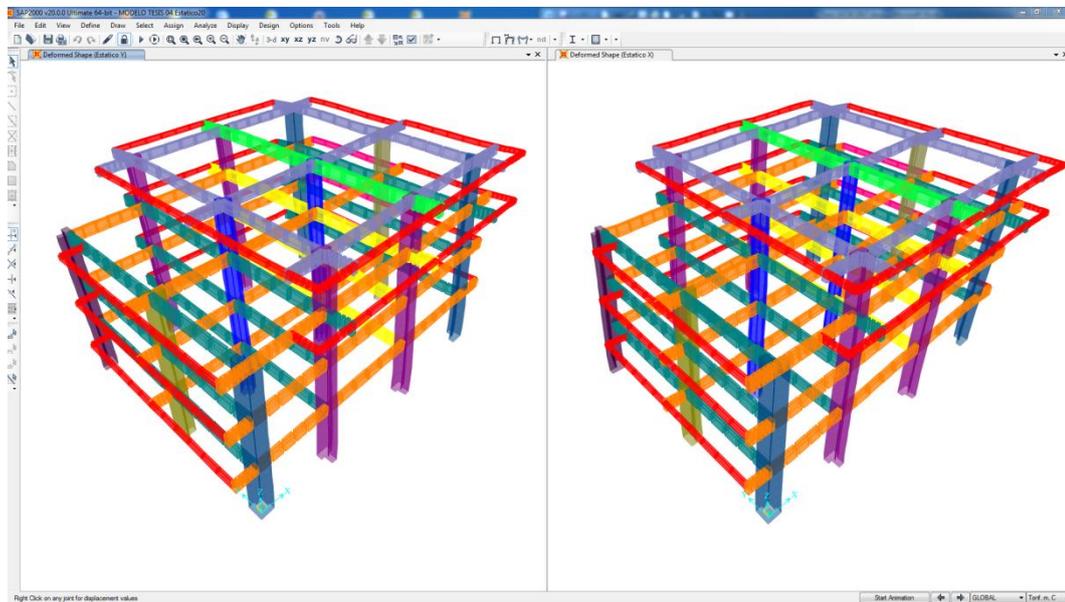


Figura 26. Modelo estructural de verificación de elementos pre dimensionados.

Como se aprecia en la figura 26, se ha realizado un análisis sísmico previo y se verifica que la deriva de entrepiso supera lo exigido por la norma E.030 diseño sismorresistente, por lo tanto, es indispensable el uso de placas para poder cumplir con el cumplimiento de parámetro de la deriva de entrepiso, a continuación de trabaja una propuesta el cual incluye el uso de muros de corte (placas)

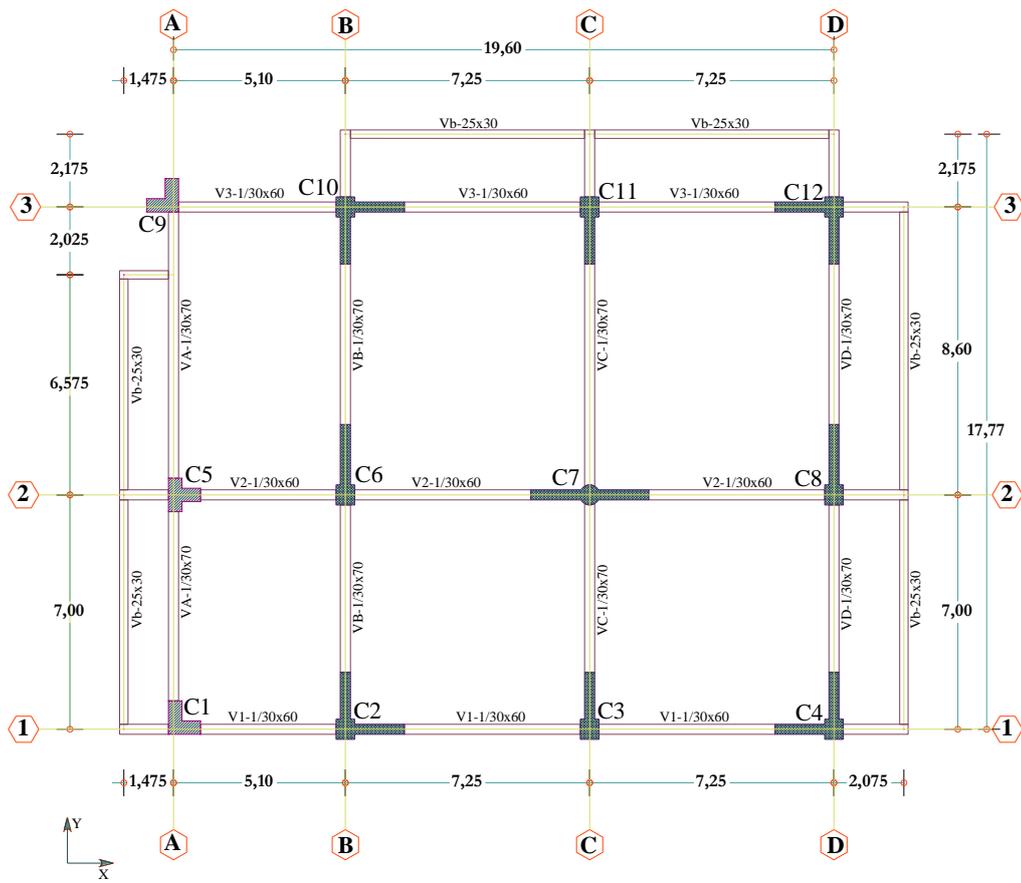


Figura 27. Estructuración final del edificio- primer y segundo nivel

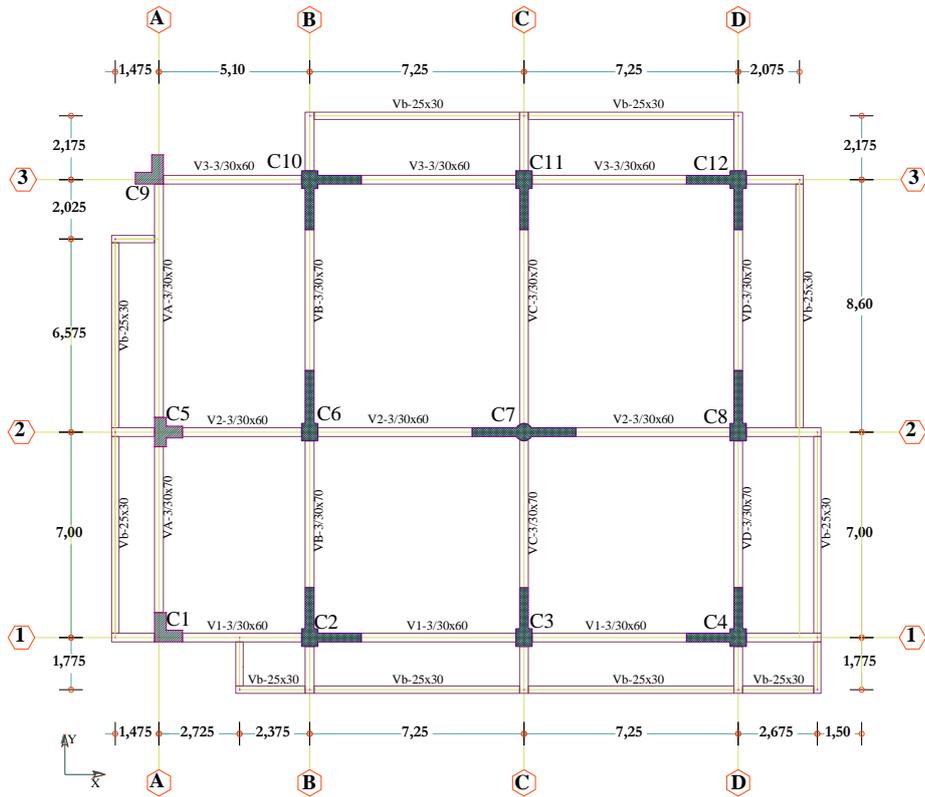


Figura 28. Estructuración final del edificio- tercer nivel

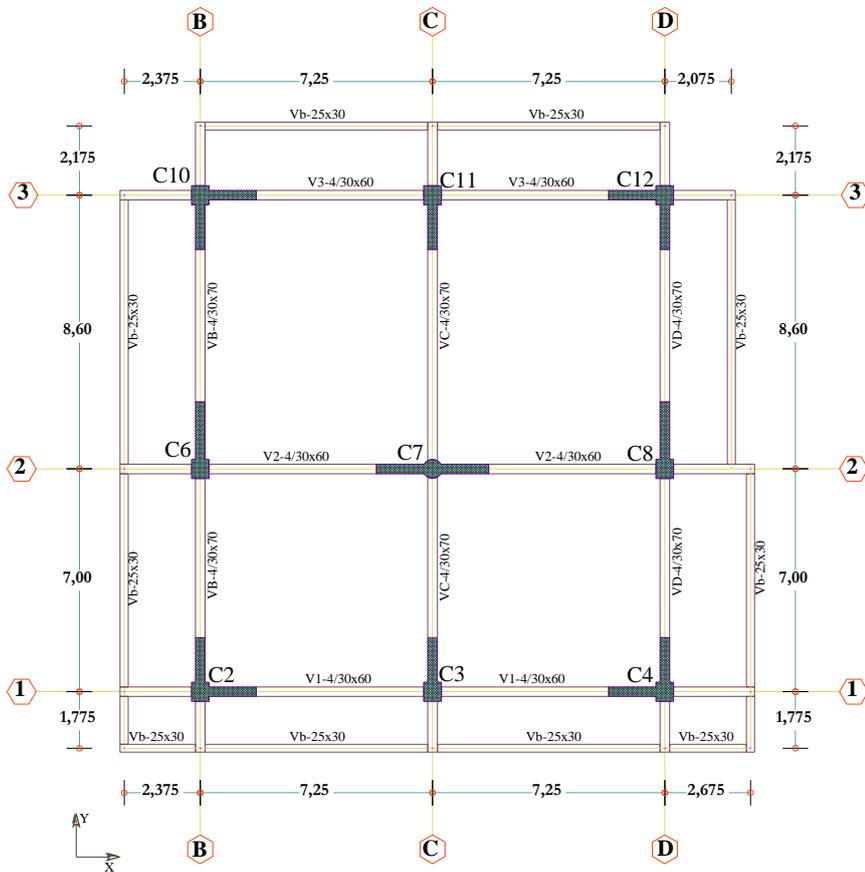


Figura 29. Estructuración final del edificio- cuarto nivel

4.3 Análisis sísmico

4.3.1 Técnica de modelación empleada

La tabla 9 muestra los valores de peso de ladrillo utilizados para modelar losas unidireccionales el cual está en relación a la carga por metro cuadrado que genera una losa para diferentes alturas de losas aligeradas unidireccionales, usando el programa SAP2000.

Tabla 9

Valores de peso de ladrillo para diferentes tipos de aligerados.

H aligerado	17	20	25	30	35
W losa/m ²	280	300	350	420	475
Ladrillo (kg)	6,48	6,8	9	13,2	15,9
Ladrillo (ton)	0,0648	0,068	0,09	0,132	0,159

Para la modelación de conexión de elementos tipo frame (barra) con elementos tipo Shell (lamina), en SAP2000 se ha empleado el modelo del lado izquierdo de la figura 30.

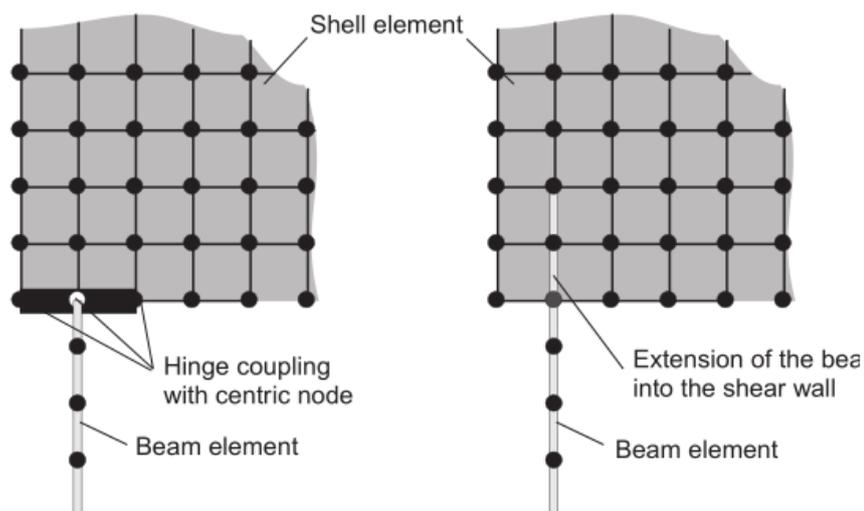


Figura 30. Conexión de viga con un elemento tipo Shell en sap2000

Referencia: Rombach, 2011

General Data	
Material Name and Display Color	fc: 210 kg/cm2
Material Type	Concrete
Material Notes	Modify/Show Notes...

Weight and Mass		Units
Weight per Unit Volume	2.4	Tonf, m, C
Mass per Unit Volume	0.2447	

Isotropic Property Data	
Modulus of Elasticity, E	2173706.5
Poisson, U	0.2
Coefficient of Thermal Expansion, A	9.900E-06
Shear Modulus, G	905711.

Figura 31. Propiedades del concreto en la modelación

Fuente: SAP2000,2014

General Data	
Material Name and Display Color	E rig
Material Type	Concrete
Material Notes	Modify/Show Notes...

Weight and Mass		Units
Weight per Unit Volume	0.	Tonf, m, C
Mass per Unit Volume	0.	

Isotropic Property Data	
Modulus of Elasticity, E	2.174E+08
Poisson, U	0.15
Coefficient of Thermal Expansion, A	9.900E-06
Shear Modulus, G	94508978.

Figura 32. Propiedades del brazo rígido en la modelación

Fuente: SAP2000,2014

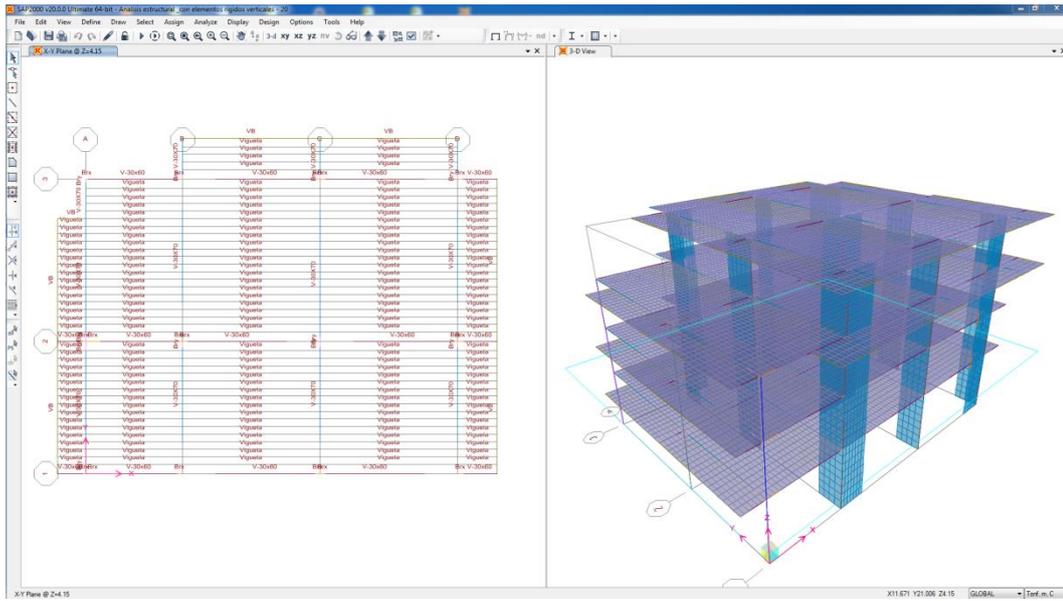


Figura 33. Modelación del edificio modelo vista en planta y 3D-sap2000

Fuente: SAP2000,2014

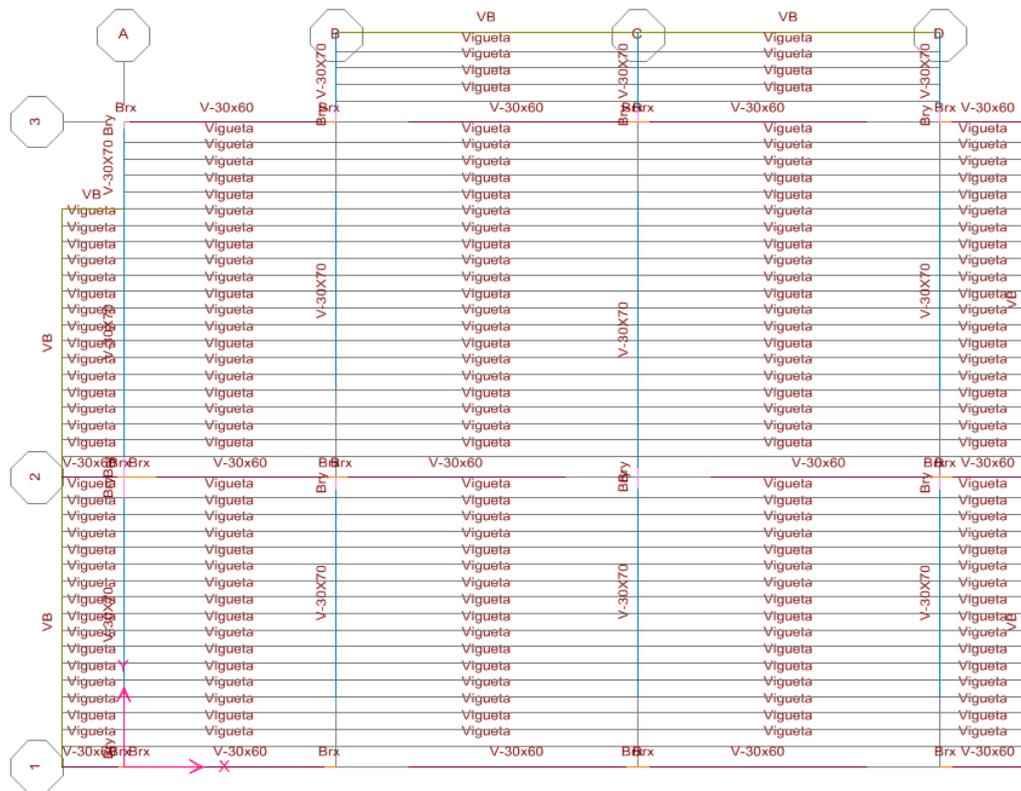


Figura 34. Modelación de la losa unidireccional h: 30 cm-sap2000

Fuente: SAP2000,2014

Detalle del aligerado unidireccional empleado h: 30 cm se muestran en la figura 35 y figura 36 respectivamente.

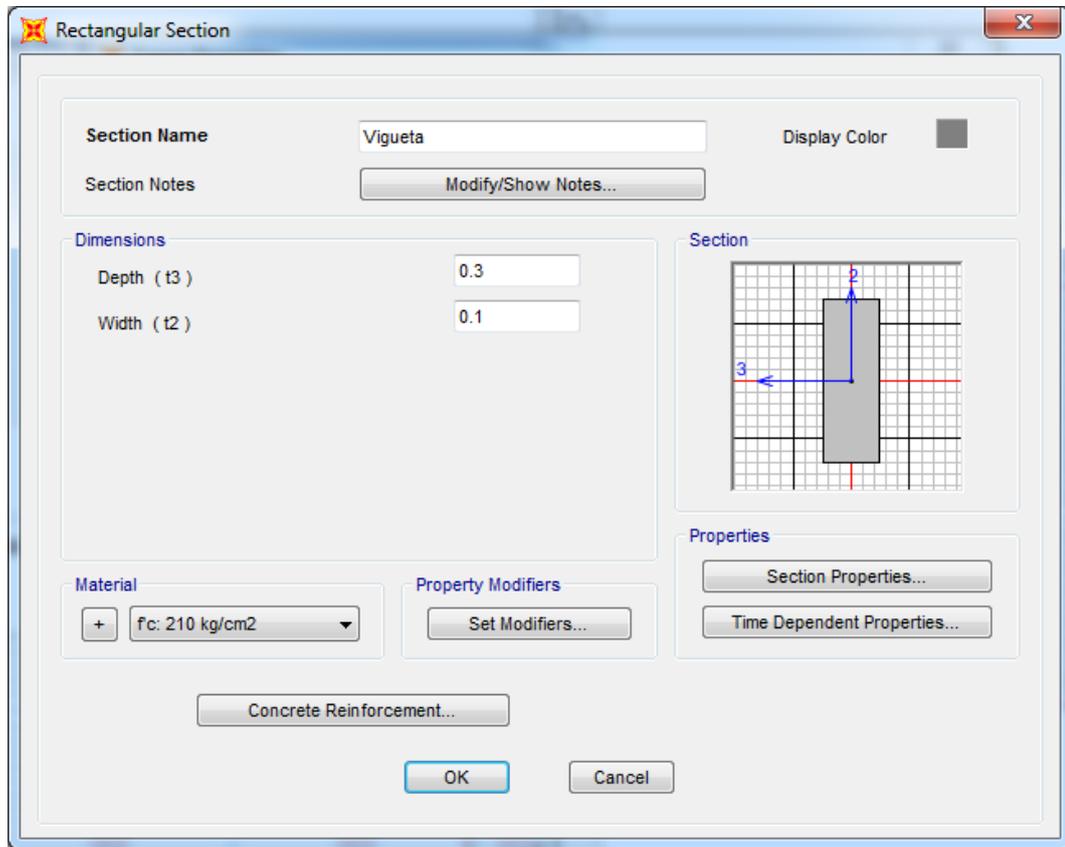


Figura 35. Características de sección modelada de vigueta en sap2000

Fuente: SAP2000, 2014

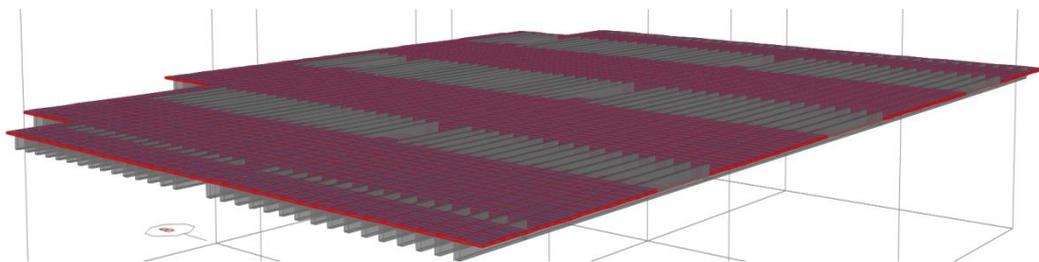


Figura 36. Modelado de vigueta de 30cm y losa maciza de 5cm.

Fuente: SAP2000, 2014

Modelación de brazos rígidos y conexión de viga con elemento muro de corte (Shell), muestran en figura 37 a continuación:

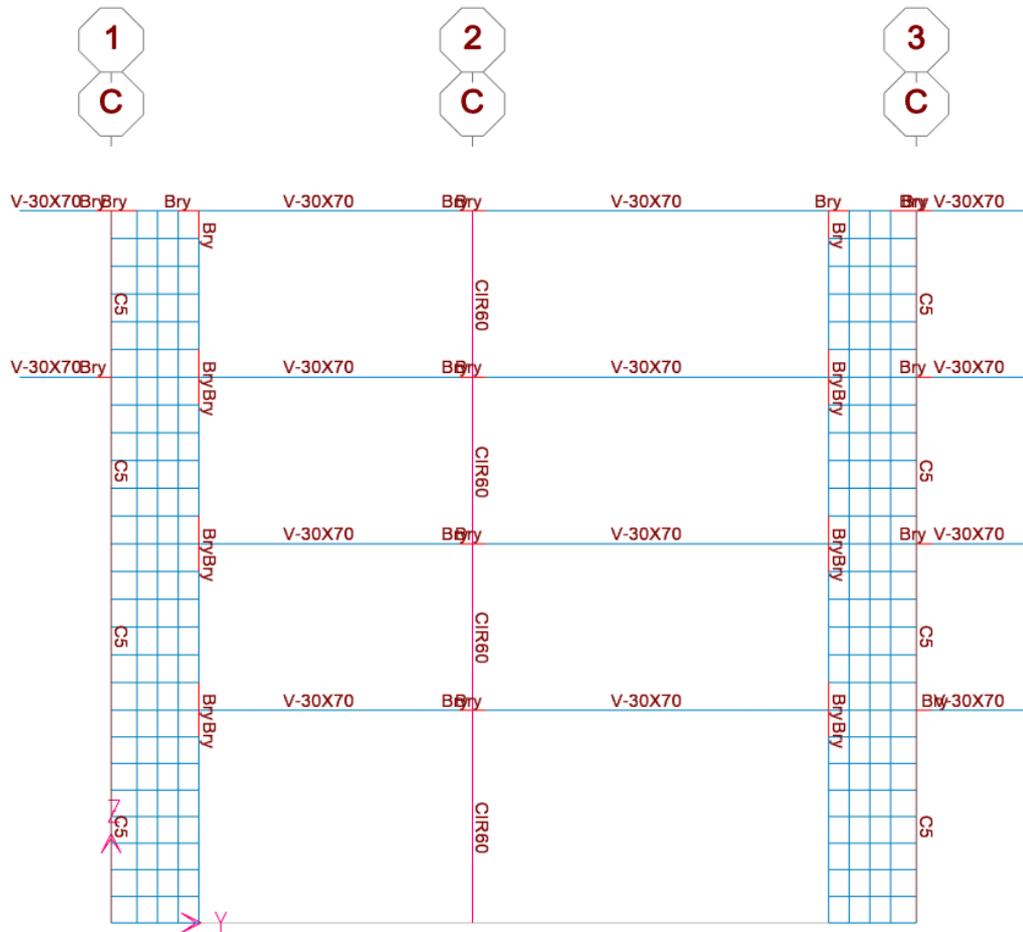


Figura 37. Elevación del eje C muestra la conexión viga con muro de corte

Fuente: SAP2000, 2014

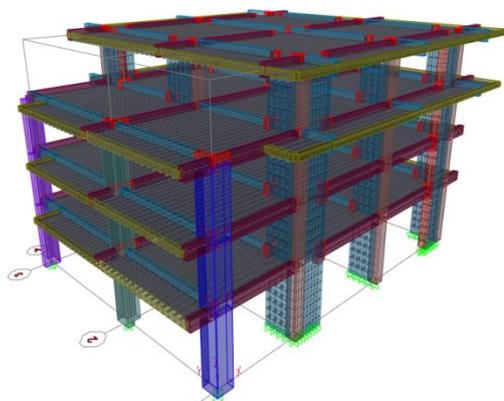


Figura 38. Modelo 3D muestra las conexiones de brazos rígidos

Fuente: SAP2000, 2014

Asignación de cargas el modelo empleado

$$CM_{1^{\circ}-4^{\circ} \text{ nivel}} = W_{ladrillos} + W_{acabados} \quad \text{Ecuación 39}$$

$$CV_{entrepiso(1^{\circ}.3^{\circ} \text{ nivel})} = S/C_{oficinas} + S/C_{tabiqueria \text{ movil}} \quad \text{Ecuación 40}$$

$$CV_{azotea \text{ y/o } techo(4^{\circ} \text{ nivel})} = S/C_{azotea} \quad \text{Ecuación 41}$$

Remplazando los valores en las ecuaciones anteriores, tenemos lo siguiente:

$$CM_{1^{\circ}-4^{\circ} \text{ nivel}} = 0,132 \text{ ton/m}^2 + 0,1 \text{ ton/m}^2 = 0,232 \text{ ton/m}^2$$

$$CV_{entrepiso} = 0,3 \text{ ton/m}^2 + 0,1 \text{ ton/m}^2 = 0,4 \text{ ton/m}^2$$

$$CV_{azotea} = 0,1 \text{ ton/m}^2$$

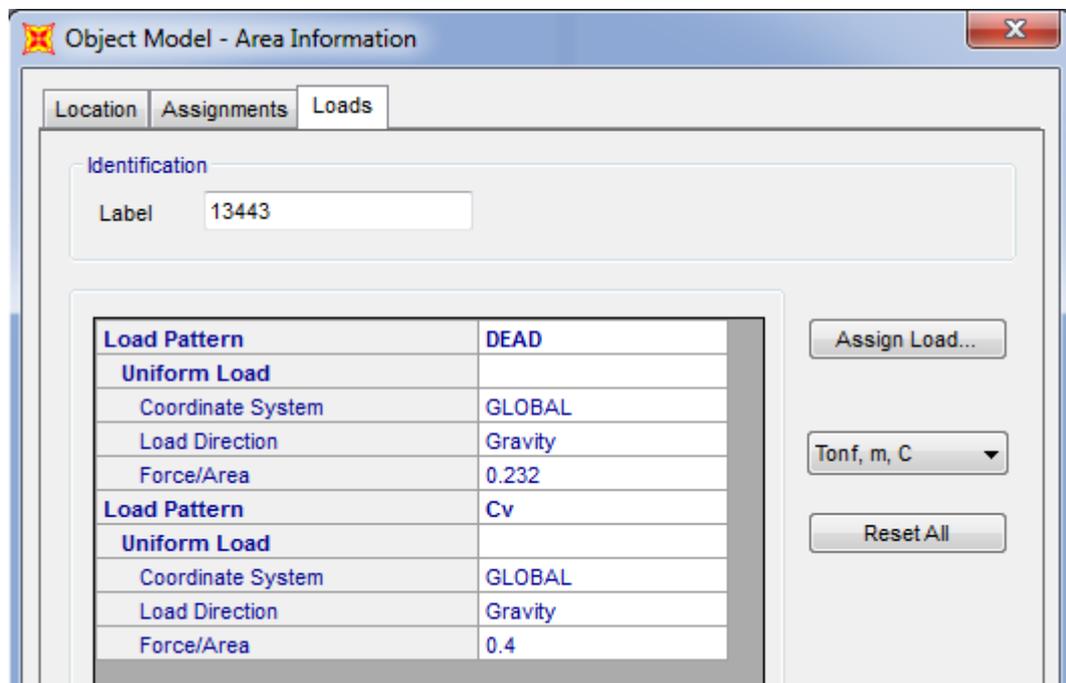


Figura 39. Asignación de cargas a los elementos tipo Shell 1° -3° nivel

Fuente: SAP2000, 2014

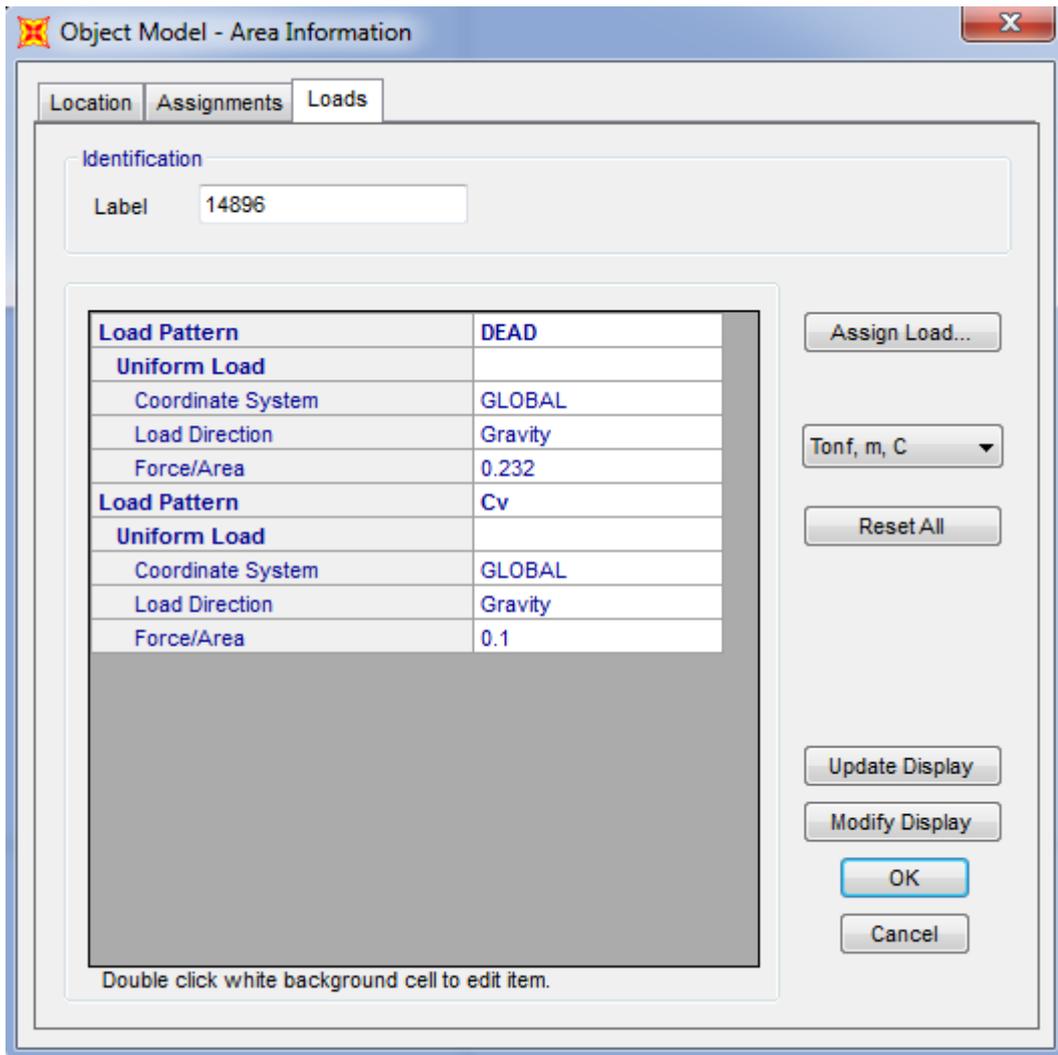


Figura 40. Asignación de cargas a los elementos tipo Shell 4° nivel

Fuente: SAP2000,2014

4.3.2 Acciones sísmicas en el edificio basado en el código E.030-2016

Paso 1, determinación de la zona sísmica donde se ubica el proyecto en base al mapa de zona sísmica, (Numeral 2.1)

Distrito : Moquegua

Provincia : Mariscal Nieto

Región : Moquegua

Zona : 4,0

Factor : 0,45

Paso 2, determinaciones del perfil de suelo y parámetros de sitio (numeral 2.3. 2.4)

S₂ : suelo intermedios

S : 1,05

T_p : 0,6

T_L : 2,0

Paso3, factor de amplificación sísmica C, se define el factor de amplificación sísmica(C) por las siguientes expresiones:

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

$$T_P < T < T_L \rightarrow C = 2,5 \left(\frac{T_P}{T} \right)$$

$$T > T_L \rightarrow C = 2,5 \left(\frac{T_P, T_L}{T^2} \right)$$

T, es el periodo de acuerdo al numeral 4.5.4

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

Para nuestro caso C_T=45 debido a la presencia de muros y pórticos.

$T=13,9/45=0,31$ segundos, entonces comparamos en las expresiones anteriores $0,31 < 0,6$, entonces $C=2,5$, también $0,6 < 0,31 < 2$ no cumple con esta condición, Por lo tanto, el valor de $C=2,5$

Paso4, categoría de la edificación y factor de uso (numeral 3,1), el cual lo obtenemos de la tabla N°5 E.030-2016

C : Edificaciones comunes-oficinas

U : 1,0

Paso5, coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas (numeral 3.4), este ítem depende únicamente del sistema estructural de la tabla N°7 (SENCICO, Reglamento Nacional de Edificaciones E.030 Diseño Sismorresistente, 2016)

Paralelo al eje X : Mixta combinación de muros y pórticos

Rox : 7,0

Paralelo al eje Y : Mixta combinación de muros y pórticos

Roy : 7,0

De acuerdo a nuestra normativa este coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas se corrige considerando que la fuerza cortante que toman los muros está entre 20 % y 70 % del cortante en la base del edificio; y los pórticos deberán ser diseñados para resistir por lo menos el 30 % de la fuerza cortante.

Paso 5, factores de irregularidad (numeral 3,6), evaluaremos las irregularidades de según la tabla N°8 E.030-2016, para las irregularidades estructurales en altura, De acuerdo a la configuración estructural inicial se asume los valores correspondientes.

Irregularidad de rigidez-piso blando, I_a	: 0,0
Irregularidad de resistencia-piso débil, I_a	: 0,0
Irregularidad extrema rigidez, I_a	: 0,0
Irregularidad extrema de resistencia, I_a	: 0,0
Irregularidad de masa peso, I_a	: 0,0
Irregularidad geometría vertical, I_a	: 0,9
Discontinuidad de sistemas resistentes, I_a	: 0,0
Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes, I_a	: 0,0

Para el caso de irregularidades estructurales en planta se asume de acuerdo a la configuración estructural los valores siguientes:

Irregularidad torsional, I_p	: 0,0
Irregularidad torsional extrema, I_p	: 0,0
Esquinas entrantes, I_p	: 0,9
Discontinuidad del diafragma, I_p	: 0,0
Sistemas no paralelos, I_p	: 0,0

Paso 6, coeficiente de reducción de la fuerza sísmica R (numeral 3.8)

$$R_i = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

Ecuación 42

Remplazando en la ecuación 41, encontramos para las direcciones principales de análisis los valores de R_i

Paralelo al eje X, $R_x = 7 \times 0,9 \times 0,9 = 5,67$

Paralelo al eje Y, $R_y = 7 \times 0,9 \times 0,9 = 5,67$

Haciendo un resumen de los parámetros sísmicos

Z : 0,45

U : 1,0

S : 1,05

Cx : 2,50

Cy : 2,50

Rx : 5,67

Ry : 5,67

Tp : 0,6

TL : 2

Paso 7, modelo de análisis, se ha desarrollado un modelo en SAP2000 basado en el uso de elementos finitos.

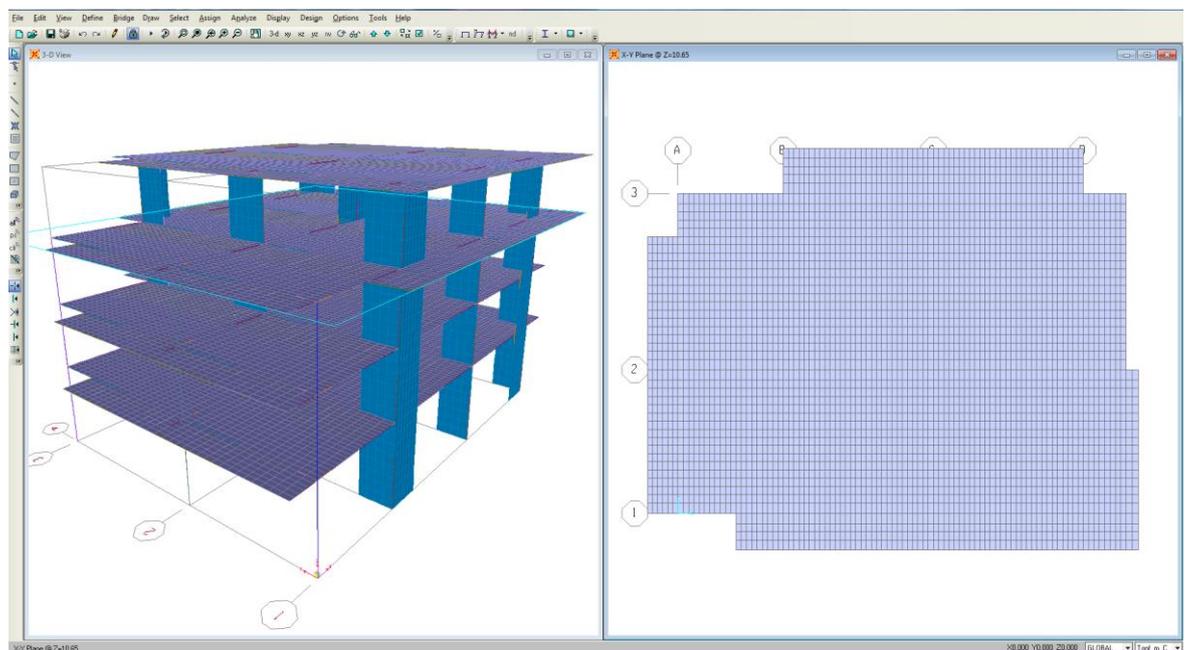


Figura 41. Modelo matemático empleado sap2000

Fuente: SAP2000,2014

Paso 8, estimación del peso sísmico de la estructura, para ello he ha realizado el metrado de cargas correspondiente a la tabiquería del edificio tal como se muestra en las figuras siguientes:



Figura 42. Vista de tabiques eje I



Figura 43. Tabiquería en volado eje D

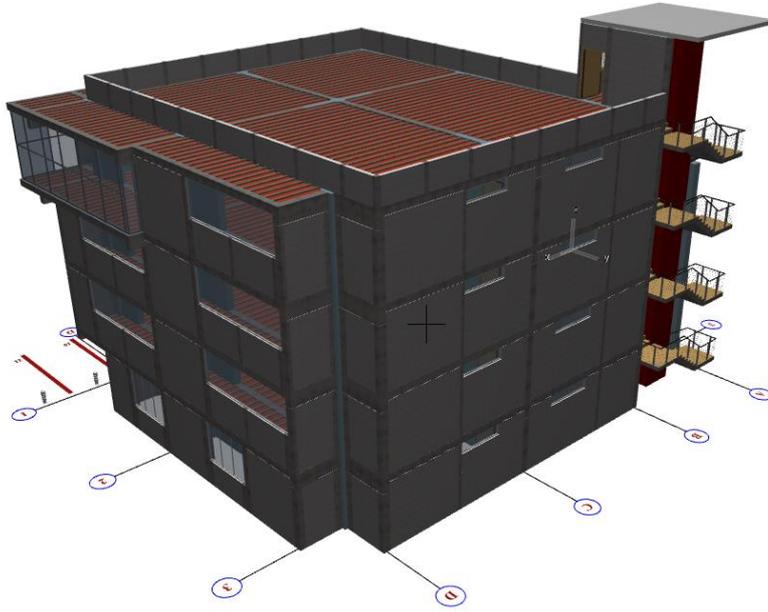


Figura 44. Tabiquería en volado del eje 3

A continuación en la figura 45 se muestra la asignación de cargas provenientes del peso de la tabiquería.

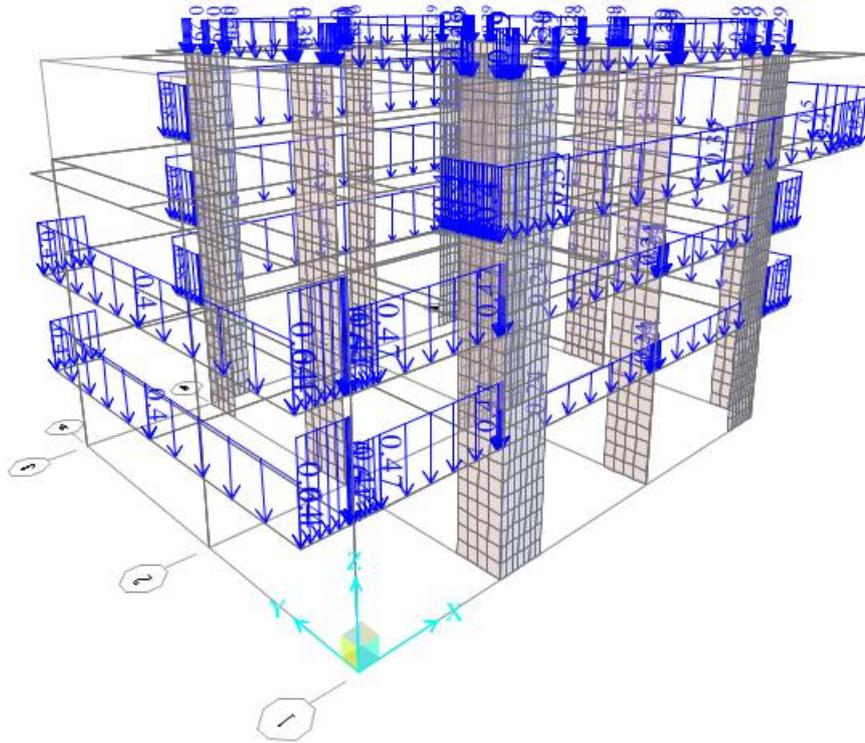


Figura 45. Asignación de carga muerta al modelo matemático empleado

Se analiza el modelo y encontramos en peso sísmico de la estructura modelada, De acuerdo a la categoría el nuestro edificio el peso sismo se ha determinado así como se muestra en la figura 46.

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1.
DEAD	Linear Static	1.
Cv	Linear Static	0.25

Add
Modify
Delete

Figura 46. Definición de la combinación para calcular el peso sísmico

4.3.3 Análisis estático

Procedemos de esta manera a encontrar la fuerza cortante en la base:

$$V_i = \frac{Z \cdot U \cdot C_i \cdot S}{R_i} \quad \text{Ecuación 43}$$

Reemplazando en la ecuación anterior calculamos la cortante para cada dirección principal del edificio.

$$V_x = 0,45 \times 1 \times 2,5 \times 1,05 / 5,67 = 0,2083 \times 1693,6801 = 352,7936 \text{ ton}$$

$$V_y = 0,45 \times 1 \times 2,5 \times 1,05 / 5,67 = 0,2083 \times 1693,6801 = 352,7936 \text{ ton}$$

También se puede hacer una verificación del cálculo de la cortante basal en el programa empleado, SAP2000.

LoadPat Text	Dir Text	PercentEcc Unitless	EccOverride Yes/No	UserZ Yes/No	C Unitless	K Jnitless	WeightUsed Tonf	BaseShear Tonf
Static x	X	0.05	No	No	0.2083	1	1693.6801	352.7936
Static y	Y	0.05	No	No	0.2083	1	1693.6801	352.7936

Figura 47. Cortante proveniente del análisis sísmico estático

Fuente: SAP2000,2014

4.3.4 Análisis modal de respuesta espectral

Espectro de aceleraciones empleado en la investigación, con un valor de aceleración de gravedad de $9,80665 \text{ m/s}^2$

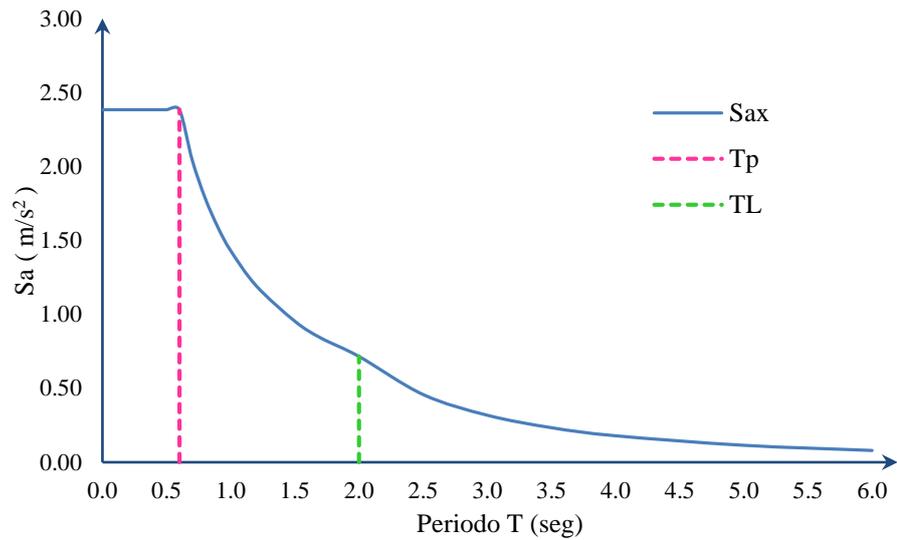


Figura 48. Espectro de aceleraciones para la dirección X-X

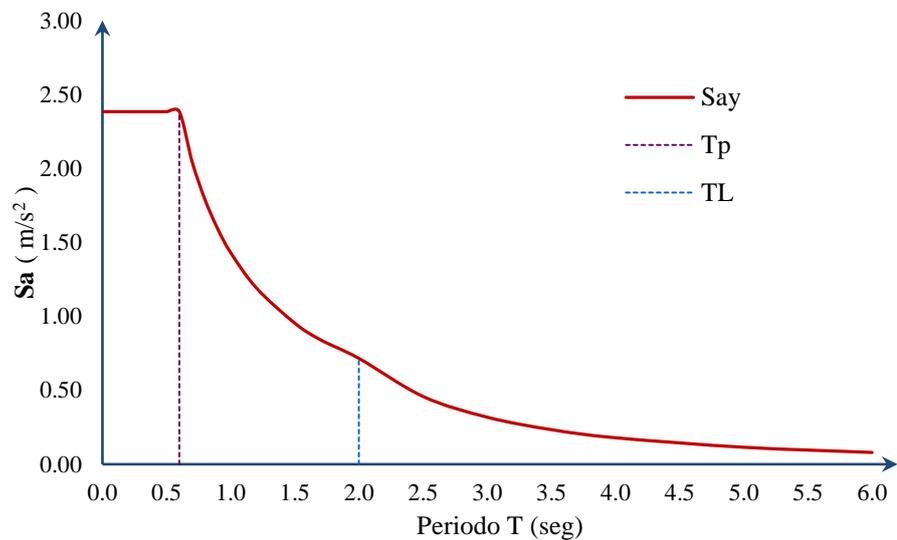


Figura 49. Espectro de aceleraciones para la dirección Y-Y

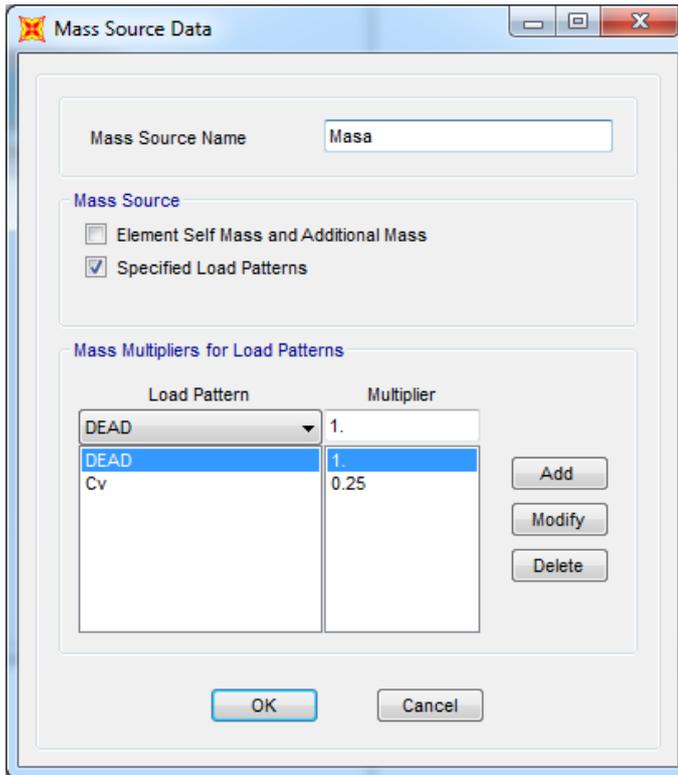


Figura 50. Definición de la fuente de masa para el análisis

Fuente: SAP2000,2014

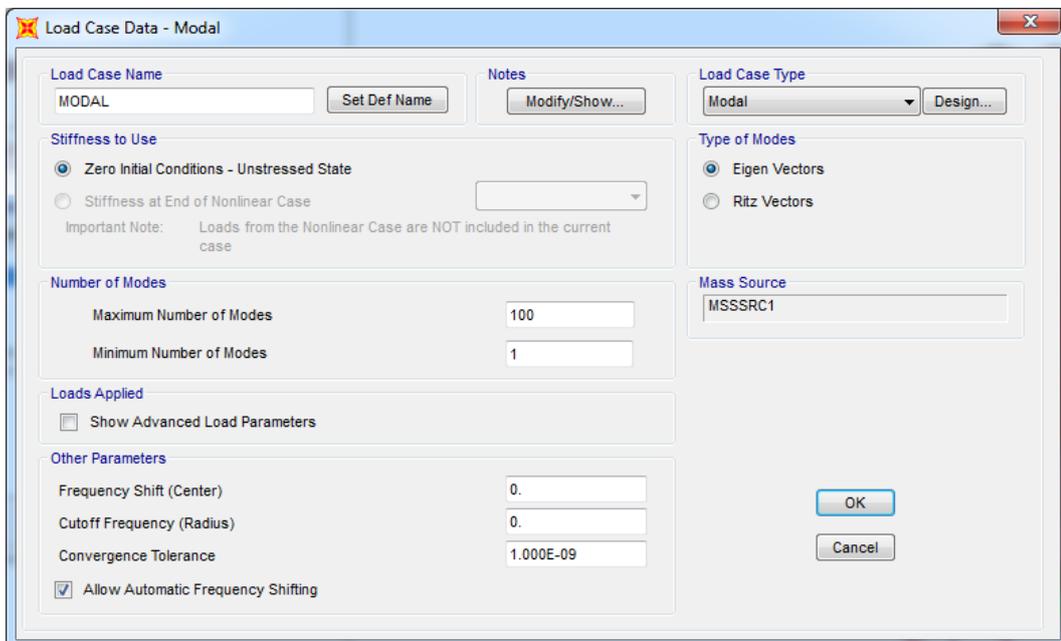


Figura 51. Definición del número de modos para el análisis modal

Fuente: SAP2000,2014

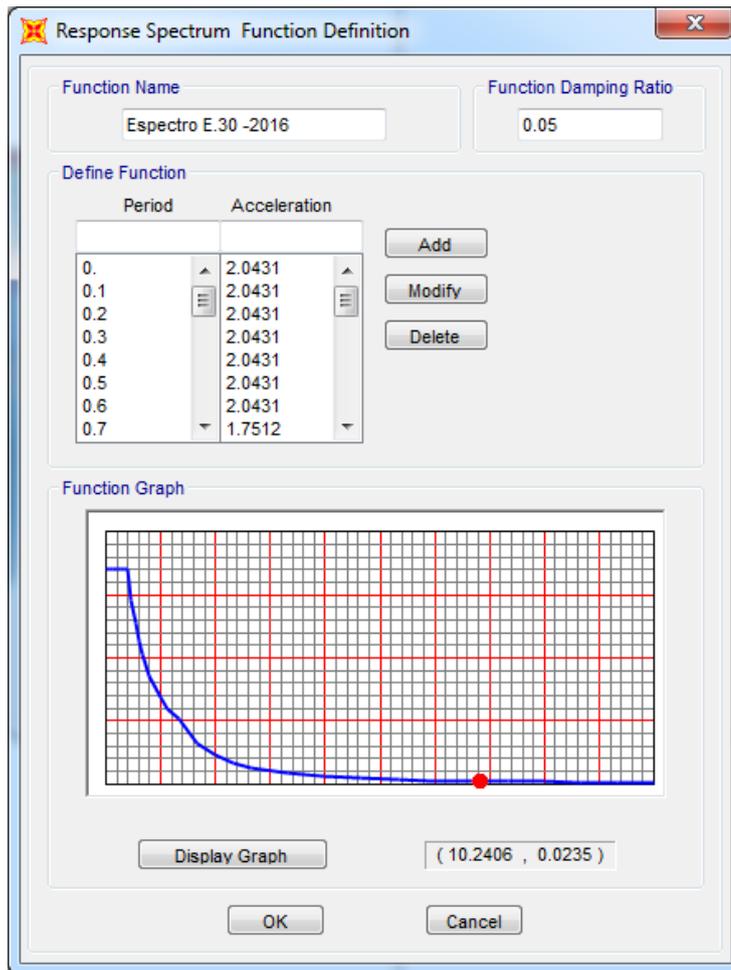


Figura 52. Definición del espectro en sap2000

Fuente: SAP2000,2014

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizó un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C_i \cdot S}{R_i} \cdot g$$

Ecuación 44

A continuación en la tabla 10 se muestra los valores calculados.

Tabla 10*Valores de periodo vs aceleración para la direcciones X, Y*

Tx	Ceval	Sax	Ty	Ceval	Say
0	2,50	2,0431	0	2,50	2,0431
0,1	2,50	2,0431	0,1	2,50	2,0431
0,2	2,50	2,0431	0,2	2,50	2,0431
0,3	2,50	2,0431	0,3	2,50	2,0431
0,4	2,50	2,0431	0,4	2,50	2,0431
0,5	2,50	2,0431	0,5	2,50	2,0431
0,6	2,50	2,0431	0,6	2,50	2,0431
0,7	2,14	1,7512	0,7	2,14	1,7512
0,8	1,88	1,5323	0,8	1,88	1,5323
0,9	1,67	1,3620	0,9	1,67	1,3620
1	1,50	1,2258	1	1,50	1,2258
1,2	1,25	1,0215	1,2	1,25	1,0215
1,5	1,00	0,8172	1,5	1,00	0,8172
1,7	0,88	0,7211	1,7	0,88	0,7211
2	0,75	0,6129	2	0,75	0,6129
2,5	0,48	0,3923	2,5	0,48	0,3923
3	0,33	0,2724	3	0,33	0,2724
3,5	0,24	0,2001	3,5	0,24	0,2001
4	0,19	0,1532	4	0,19	0,1532
5	0,12	0,0981	5	0,12	0,0981
6	0,08	0,0681	6	0,08	0,0681
7	0,06	0,0500	7	0,06	0,0500
8	0,05	0,0383	8	0,05	0,0383
9	0,04	0,0303	9	0,04	0,0303
10	0,03	0,0245	10	0,03	0,0245
11	0,02	0,0203	11	0,02	0,0203
12	0,02	0,0170	12	0,02	0,0170
13	0,02	0,0145	13	0,02	0,0145
14	0,02	0,0125	14	0,02	0,0125
15	0,01	0,0109	15	0,01	0,0109

La respuesta máxima se estimó mediante la siguiente expresión:

$$r_i = 0,25 \sum_{i=1}^m |r_i| + 0,75 \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

Ecuación 45

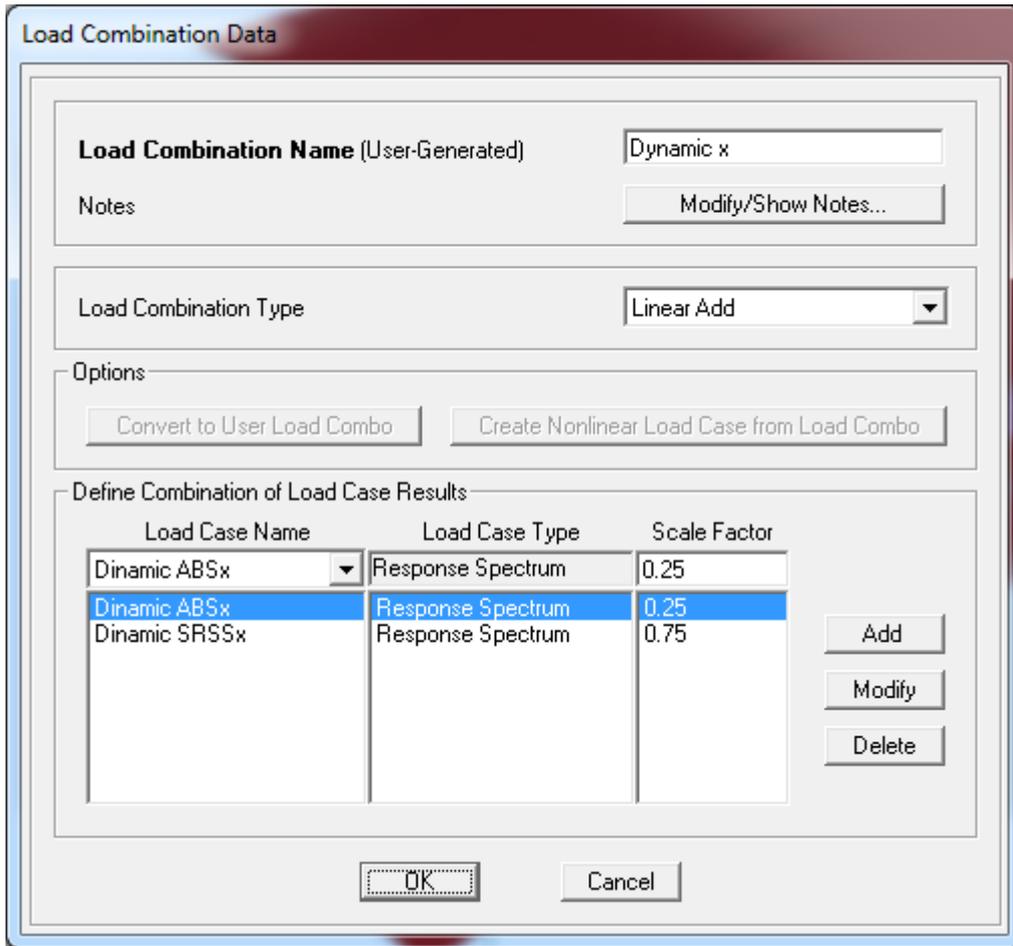


Figura 53. Respuesta máxima para la dirección X principal

Fuente: SAP2000,2014

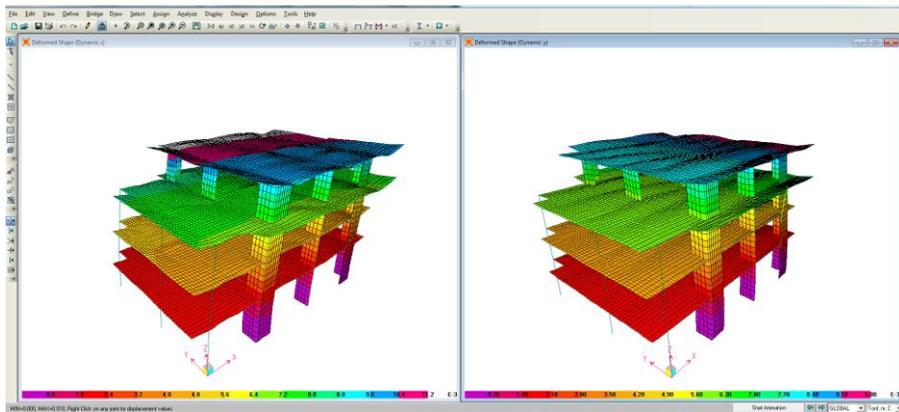


Figura 54. Respuesta máxima para las direcciones X, Y

Fuente: SAP2000,2014

Cálculo de la fuerza e basal debido al análisis modal de respuesta espectral

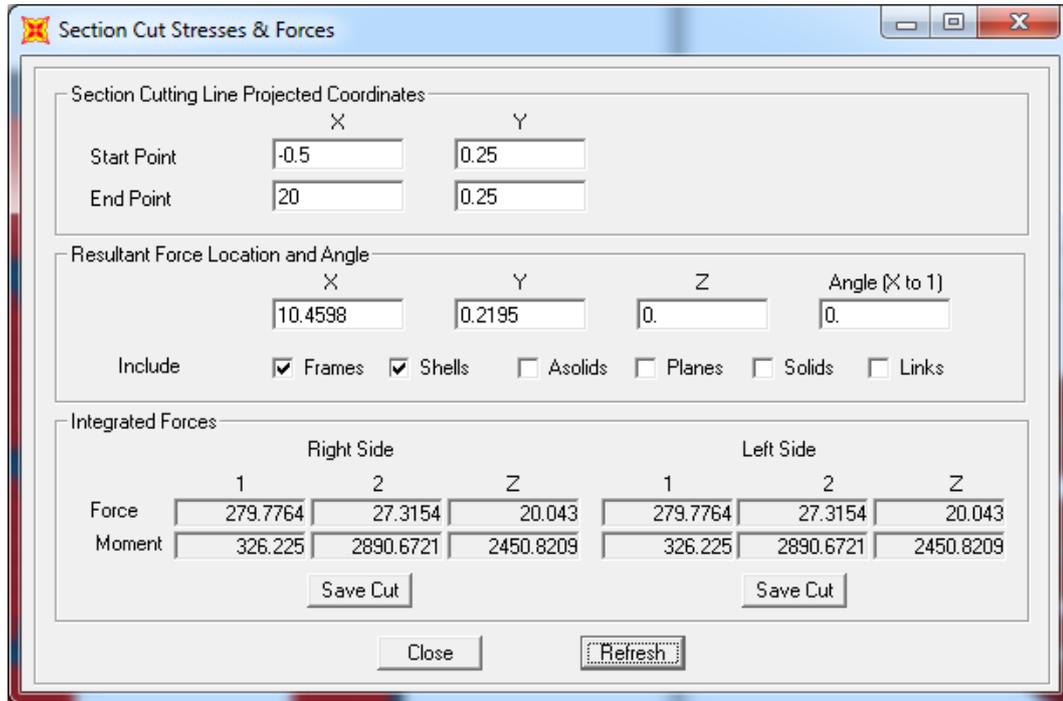


Figura 55. Fuerza basal dinámica en la dirección X=279,7764 toneladas

Fuente: SAP2000, 2014

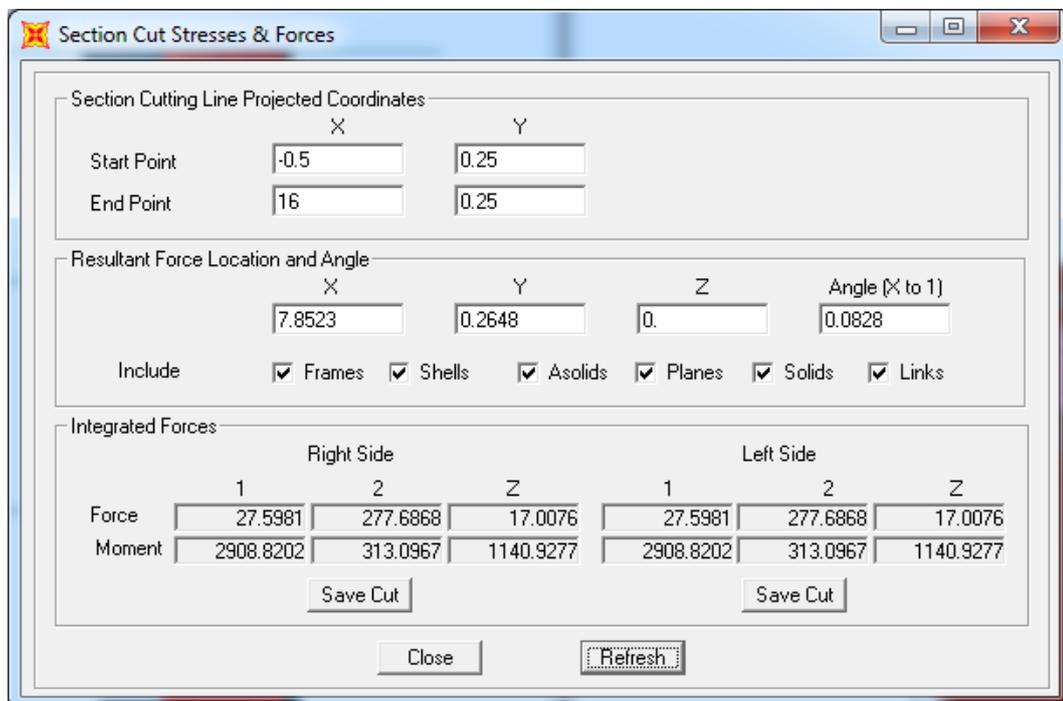


Figura 56. Fuerza basal dinámica en la dirección Y=277,6868 toneladas

Fuente: SAP2000, 2014

Revisión de la hipótesis de análisis, encontraremos el valor del R_i de diseño-X

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-0.5	0.25
End Point	20	0.25

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle (X to 1)
	10.0859	0.2046	0.	0.4075

Include Frames Shells Asolids Planes Solids Links

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-68.928	-2.7112	-55.3436	68.928	2.7112	55.3436
Moment	-432.2346	-3767.48	599.6301	432.2346	3767.4825	-599.6301

Buttons: Save Cut, Close, Refresh

Figura 57. Cortante $V_{col-x}=68,928$ ton, $\% V = 68,928 \times 100 / 352,7936 = 19,5 \%$

Fuente: SAP2000, 2014

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-0.5	0.25
End Point	20	0.25

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle (X to 1)
	10.0859	0.2046	0.	0.4075

Include Frames Shells Asolids Planes Solids Links

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-283.8567	5.2203	55.3436	283.8567	-5.2203	-55.3436
Moment	407.1662	242.8429	2410.8531	-407.1662	-242.8429	-2410.853

Buttons: Save Cut, Close, Refresh

Figura 58. Cortante $V_{muros-x}=283,8567$ ton $\% V=80,5 \%$

Fuente: SAP2000, 2014

R_x diseño= 6 muros estructurales, debido a que actúa más del 70 % de la cortante en estos elementos estructurales, numeral 3.2.1 E.030-2016.

Revisión de la hipótesis de análisis, encontraremos el valor del R_i de diseño-Y

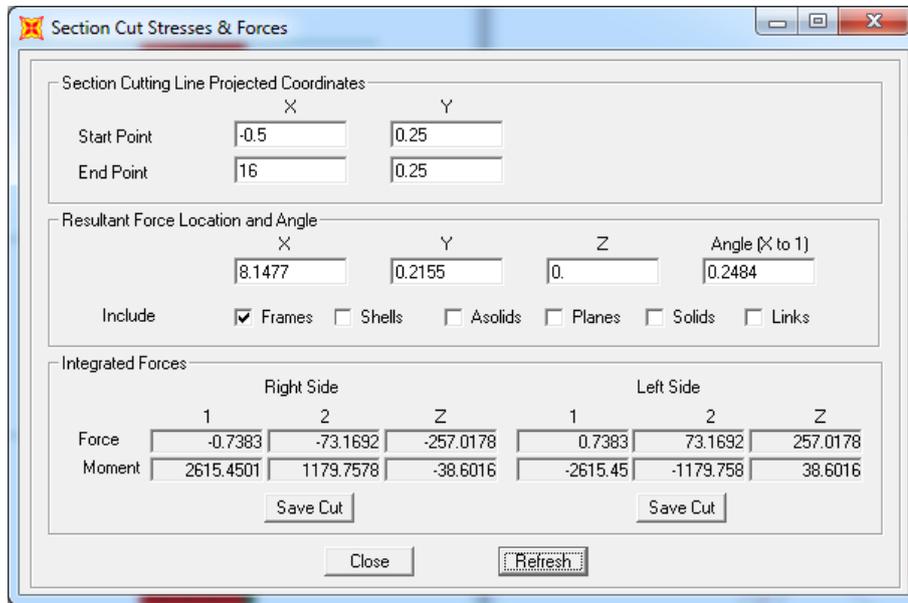


Figura 59. Cortante V_{col-y}=73,1692 ton, % V =20,7 %

Fuente: SAP2000, 2014

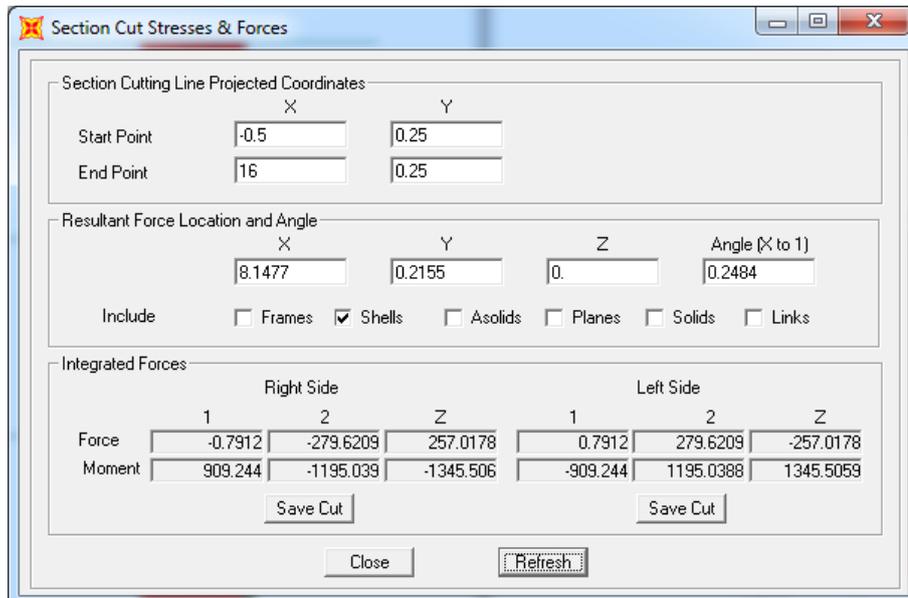


Figura 60. Cortante V_{muros-y}=279,6209 ton, % V =79,3 %

Fuente: SAP2000, 2014

$R_{y \text{ diseño}} = 6$ muros estructurales, debido a que actúa más del 70 % de la cortante en estos elementos estructurales, numeral 3.2.1 E.030-2016.

Procedemos a modificar el valor de R para un nuevo análisis, con los siguientes parámetros, para verificar irregularidades.

$R_x : 4,86$

$R_y : 4,86$

Se ha decidido verificar las irregularidades con los resultados del análisis estático y hacer las correcciones últimas para validar la estructura y realizar finalmente las modificaciones de los parámetros de irregularidad.

LoadPat Text	Dir Text	PercentEcc Unitless	EccOverride Yes/No	UserZ Yes/No	C Unitless	K Unitless	WeightUsed Tonf	BaseShear Tonf
Static x	X	0.05	No	No	0.2431	1	1693.6801	411.7336
Static y	Y	0.05	No	No	0.2431	1	1693.6801	411.7336

Figura 61. Fuerza cortante basal corregida para X, Y

Fuente: SAP2000, 2014

$$V_{x, y} = 0,45 \times 1 \times 2,5 \times 1,05 / 4,86 = 0,2431 \times P = 0,2431 \times 1693,6801 = 411,7336 \text{ ton}$$

Debido a que la edificación presenta irregularidad, para calcular el desplazamiento real se amplifica el desplazamiento elástico por $R=4,86$ para ambas direcciones principales de análisis, para una mejor comprensión del método usaremos como referencias la figura 62.

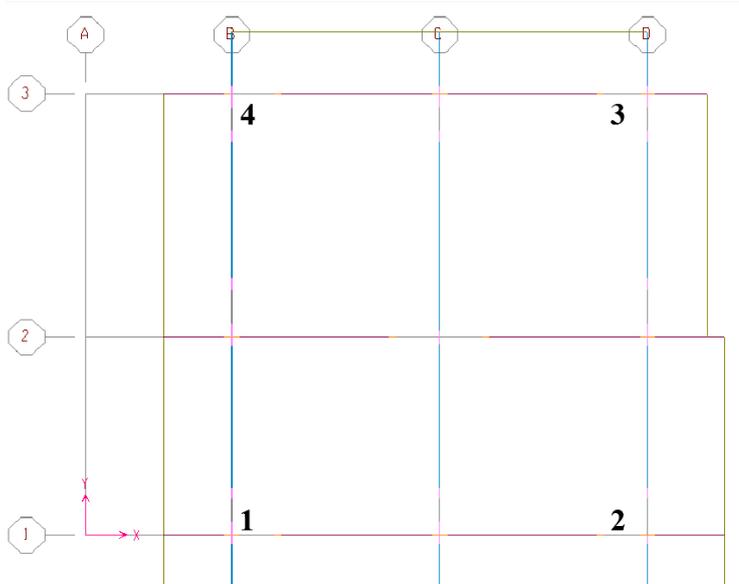


Figura 62. Extremos de losa considerados para cálculo de derivas

Tabla 11

Sismo X+, para el nudo 1.

Nivel	hi-cm	Desplazamiento, x-cm	Desplazamiento x-relativo	Deriva
4	325	6,7263	1,77	0,0055
3	325	4,9546	1,86	0,0057
2	325	3,0957	1,75	0,0054
1	415	1,3412	1,34	0,0032

Tabla 12

Sismo Y+, para en nudo 1.

Nivel	hi-cm	Desplazamiento, y-cm	Desplazamiento y-relativo	Deriva
4	325	5,4023	1,36	0,0042
3	325	4,0454	1,48	0,0045
2	325	2,5669	1,45	0,0044
1	415	1,1218	1,12	0,0027

Tabla 13

Sismo X+, para el nudo 2.

Nivel	hi-cm	Desplazamiento, x-cm	Desplazamiento x-relativo	Deriva
4	325	6,7263	1,77	0,0055
3	325	4,9546	1,86	0,0057
2	325	3,0957	1,75	0,0054
1	415	1,3412	1,34	0,0032

Tabla 14*Sismo Y+, para el nudo 2.*

Nivel	hi-cm	Desplazamiento, y-cm	Desplazamiento y-relativo	Deriva
4	325	6,4204	1,64	0,0050
3	325	4,7829	1,79	0,0055
2	325	2,9917	1,70	0,0052
1	415	1,2885	1,29	0,0031

Tabla 15*Sismo X+, para el nudo 3.*

Nivel	hi-cm	Desplazamiento, x-cm	Desplazamiento x-relativo	Deriva
4	325	7,9831	2,10	0,0065
3	325	5,8837	2,20	0,0068
2	325	3,6799	2,08	0,0064
1	415	1,5955	1,60	0,0038

Tabla 16*Sismo Y+, para el nudo 3.*

Nivel	hi	Desplazamiento, y-cm	Desplazamiento y-relativo	Deriva
4	325	6,4204	1,64	0,0050
3	325	4,7829	1,79	0,0055
2	325	2,9917	1,70	0,0052
1	415	1,2885	1,29	0,0031

Tabla 17*Sismo X+, para el nudo 4.*

Nivel	hi-cm	Desplazamiento, x-cm	Desplazamiento x-relativo	Deriva
4	325	7,9831	2,10	0,0065
3	325	5,8837	2,20	0,0068
2	325	3,6799	2,08	0,0064
1	415	1,5955	1,60	0,0038

Tabla 18*Sismo Y+, para el nudo 4.*

Nivel	hi	Desplazamiento, y-cm	Desplazamiento y-relativo	Deriva
4	325	5,4023	1,36	0,0042
3	325	4,0454	1,48	0,0045
2	325	2,5669	1,45	0,0044
1	415	1,1218	1,12	0,0027

La distorsión o deriva de entrepiso se calculó como el promedio de las distorsiones de los nudos señalados previamente.

Tabla 19

Distorsión de entrepiso para el sismo X+.

Nivel	Deriva x-1	Deriva x-2	Deriva x-3	Deriva x-4	Distorsión de entrepiso	Cumple
4	0,0055	0,0055	0,0065	0,0065	0,0060	si
3	0,0057	0,0057	0,0068	0,0068	0,0063	si
2	0,0054	0,0054	0,0064	0,0064	0,0059	si
1	0,0032	0,0032	0,0038	0,0038	0,0035	si

Tabla 20

Distorsión de entrepiso para el sismo Y+.

Nivel	Deriva y-1	Deriva y-2	Deriva y-3	Deriva y-4	Distorsión de entrepiso	Cumple
4	0,0042	0,0050	0,0050	0,0042	0,0046	si
3	0,0045	0,0055	0,0055	0,0045	0,0050	si
2	0,0044	0,0052	0,0052	0,0044	0,0048	si
1	0,0027	0,0031	0,0031	0,0027	0,0029	si

De los resultados mostrados en la las tabla 19 y 20, se verifica que la estructura propuesta cumple con los requerimientos de distorsión máxima permitida.

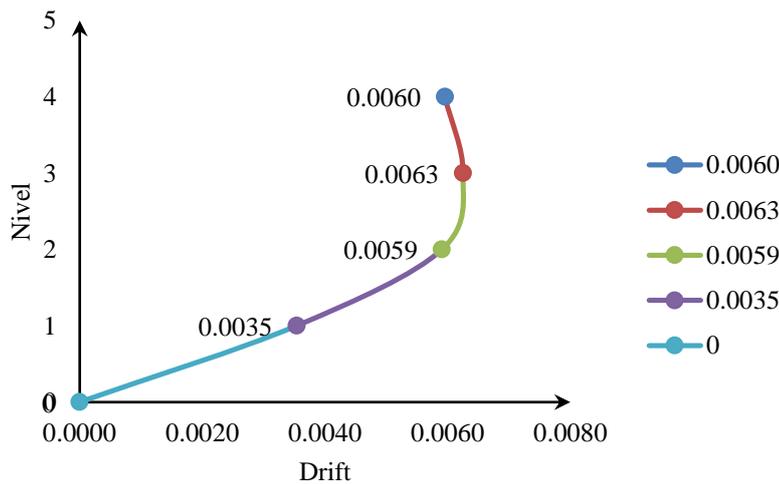


Figura 63. Deriva de entrepiso dirección X-X

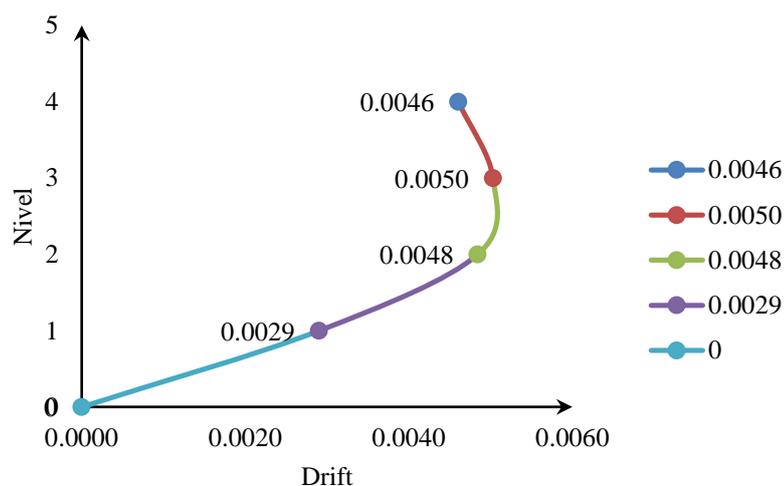


Figura 64. Deriva de entrepiso dirección Y-Y

Tabla 21

Fuerza cortante por nivel X+, Y+.

LoadPat	Diaphragm	VX Ton	VY Ton
Static x	DIAPH4	135,9265	0
Static x	DIAPH3	272,3673	0
Static x	DIAPH2	362,1347	0
Static x	DIAPH1	411,7305	0
Static y	DIAPH4	0	135,9229
Static y	DIAPH3	0	272,3601
Static y	DIAPH2	0	362,125
Static y	DIAPH1	0	411,7195

Tabla 22

Desplazamiento para sismo X+.

Nivel	$\Delta x-1$	$\Delta x-2$	$\Delta x-3$	$\Delta x-4$	Desplazamiento X-cm
4	6,7263	6,7263	7,9831	7,9831	7,3547
3	4,9546	4,9546	5,8837	5,8837	5,4192
2	3,0957	3,0957	3,6799	3,6799	3,3878
1	1,3412	1,3412	1,5955	1,5955	1,4683

Tabla 23*Desplazamiento para sismo Y+.*

Nivel	$\Delta y-1$	$\Delta y-2$	$\Delta y-3$	$\Delta y-4$	Desplazamiento Y-cm
4	5,4023	6,4204	6,4204	5,4023	5,9114
3	4,0454	4,7829	4,7829	4,0454	4,4142
2	2,5669	2,9917	2,9917	2,5669	2,7793
1	1,1218	1,2885	1,2885	1,1218	1,2052

Tabla 24*Rigidez para la dirección X+.*

Nivel	VX [ton]	Δx [cm]	$K_x=V_x/\Delta x$ [ton/cm]
4	135,9265	7,3547	18,482
3	272,3673	5,4192	50,260
2	362,1347	3,3878	106,893
1	411,7305	1,4683	280,407

Tabla 25*Rigidez para la dirección Y+.*

Nivel	VY [ton]	Δy [cm]	$K_y=V_y/\Delta y$ [ton/cm]
4	135,9229	5,9114	22,993
3	272,3601	4,4142	61,701
2	362,125	2,7793	130,292
1	411,7195	1,2052	341,632

A continuación, se verifica las irregularidades estructurales para tener los parámetros finales de análisis y diseño.

4.3.4.1 Irregularidad de rigidez-piso blando

Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes.

$$\frac{\Delta_i}{h_i} \geq 1,4 \left(\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}} \right) \text{ o } \frac{\Delta_i}{h_i} \geq \frac{1,25}{3} \left(\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}} + \frac{\Delta_{i+2}}{h_{i+2}} + \frac{\Delta_{i+3}}{h_{i+3}} \right) \quad \text{Ecuación 46}$$

Remplazando en la ecuación 46 para la dirección X+

$$0,0035 \geq 1,4 \times 0,0059 \quad 0,0035 \geq 0,0083, \text{ No es irregular}$$

$$0,0059 \geq 1,4 \times 0,0063 \quad 0,0059 \geq 0,0088, \text{ No es irregular}$$

$$0,0063 \geq 1,4 \times 0,0060 \quad 0,0063 \geq 0,0084, \text{ No es irregular}$$

$$0,0035 \geq 0,4167 \quad (0,0059 + 0,0063 + 0,0060), \quad 0,0032 \geq 0,0076, \text{ No es irregular}$$

Remplazando en la ecuación 46 para la dirección Y+

$$0,0029 \geq 1,4 \times 0,0048 \quad 0,0029 \geq 0,0067, \text{ No es irregular}$$

$$0,0048 \geq 1,4 \times 0,0050 \quad 0,0048 \geq 0,0070, \text{ No es irregular}$$

$$0,0050 \geq 1,4 \times 0,0046 \quad 0,0050 \geq 0,0064, \text{ No es irregular}$$

$$0,0029 \geq 0,4167 \quad (0,0048 + 0,0050 + 0,0046) \quad 0,0029 \geq 0,0060, \text{ No es irregular}$$

4.3.4.2 Irregularidad de resistencia-piso débil

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

$$K_i < 0,8K_{i+1}$$

Ecuación 47

Remplazando los valores en la ecuación 47, para la dirección X+

$$280,407 < 0,8 \times 106,893 \quad 280,407 < 85,514 \text{ No es irregular}$$

$$106,893 < 0,8 \times 50,260 \quad 106,893 < 40,208 \text{ No es irregular}$$

$$50,260 < 0,8 \times 18,482 \quad 50,260 < 15,074 \text{ No es irregular}$$

Remplazando los valores en la ecuación 46, para la dirección Y+

$$341,632 < 0,8 \times 130,292 \quad 341,632 < 104,234 \text{ No es irregular}$$

$$130,292 < 0,8 \times 61,701 \quad 130,292 < 49,361 \text{ No es irregular}$$

$$61,701 < 0,8 \times 22,993 \quad 61,701 < 18,394 \text{ No es irregular}$$

4.3.4.3 Irregularidad extrema rigidez

Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes.

$$\frac{\Delta_i}{h_i} \geq 1,6 \left(\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}} \right) \quad \frac{\Delta_i}{h_i} \geq \frac{1,4}{3} \left(\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}} + \frac{\Delta_{i+2}}{h_{i+2}} + \frac{\Delta_{i+3}}{h_{i+3}} \right)$$

Ecuación 48

Remplazando los valores en la ecuación 48, para la dirección X+

$$0,0035 \geq 1,6 \times 0,0059 \quad 0,0035 \geq 0,0094 \text{ No es irregular}$$

$$0,0059 \geq 1,6 \times 0,0063 \quad 0,0059 \geq 0,0101 \text{ No es irregular}$$

$$0,0063 \geq 1,6 \times 0,0060 \quad 0,0063 \geq 0,0096 \text{ No es irregular}$$

$$0,0035 \geq 0,4667 (0,0059 + 0,0063 + 0,0060) \quad 0,0035 \geq 0,0085 \text{ No es irregular}$$

Remplazando los valores en la ecuación 48, para la dirección Y+

$$0,0029 \geq 1,6 \times 0,0048 \quad 0,0029 \geq 0,0077 \text{ No es irregular}$$

$$0,0048 \geq 1,6 \times 0,0050 \quad 0,0048 \geq 0,0080 \text{ No es irregular}$$

$$0,0050 \geq 1,6 \times 0,0046 \quad 0,0050 \geq 0,0074 \text{ No es irregular}$$

$$0,0029 \geq 0,4667 (0,0048 + 0,0050 + 0,0046) \quad 0,0029 \geq 0,0067 \text{ No es irregular}$$

4.3.4.4 Irregularidad extrema de resistencia

Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

$$K_i < 0,65K_{i+1}$$

Ecuación 49.

Remplazando los valores en la ecuación 49, para la dirección X+

$$280,407 < 0,65 \times 106,893 \quad 280,407 < 69,480 \text{ No es irregular}$$

$$106,893 < 0,65 \times 50,260 \quad 106,893 < 32,669 \text{ No es irregular}$$

$$50,260 < 0,65 \times 18,482 \quad 50,260 < 12,013 \text{ No es irregular}$$

Remplazando los valores en la ecuación 49, para la dirección Y+

$$341,632 < 0,65 \times 130,292 \quad 341,632 < 84,690 \text{ No es irregular}$$

$$130,292 < 0,65 \times 61,701 \quad 130,292 < 40,106 \text{ No es irregular}$$

61,701 < 0,65x22,993 61,701<14,945 No es irregular

4.3.4.5 Irregularidad de masa peso

Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4,3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.

$$P_i > 1,5P_{i+1}$$

Ecuación 50

De acuerdo al metrado de carga manual remplazamos en la ecuación 50.

370,254 > 1,5x354,442 370,254 > 531,663 No es irregular

354,442 > 1,5x381,822 354,442 > 527,733 No es irregular

381,822 > 1,5x282,023 381,822 > 423,035 No es irregular

4.3.4.6 Irregularidad geometría vertical

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

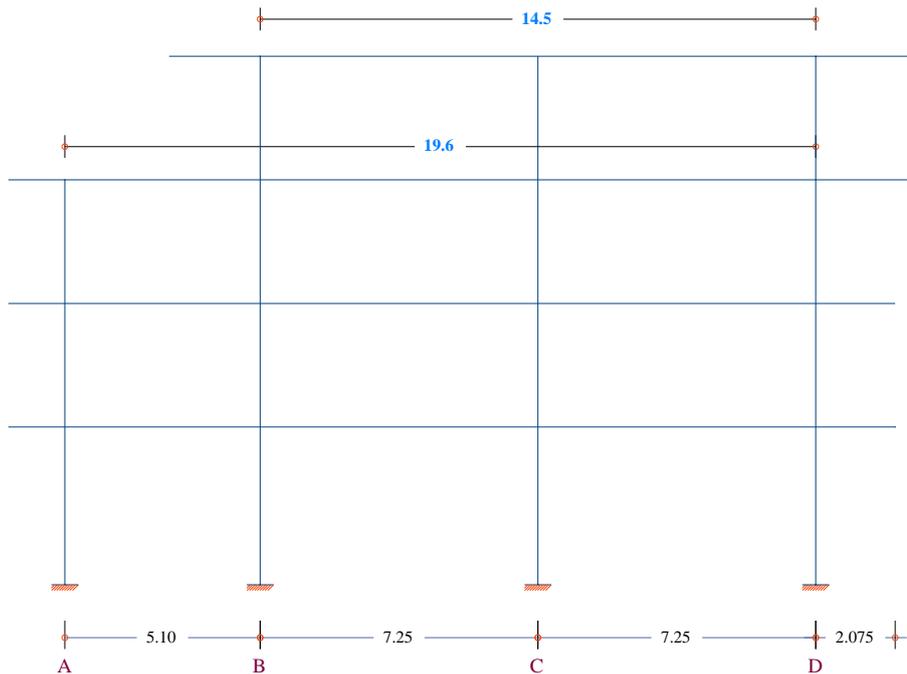


Figura 65. Elevación pórtico C

Se ha procedido a verificar la irregularidad que presenta paralela al eje X+

$19,60 > 1,3 \times 14,5$ $19,60 > 18,85$ si cumple, por lo tanto, $I_a = 0,90$

4.3.4.7 Discontinuidad de sistemas resistentes

Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.

El edificio en estudio no presenta discontinuidad de los sistemas resistentes, por lo tanto, $I_a=0$

4.3.4.8 Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes

Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25 % de la fuerza cortante total.

El edificio en estudio no presenta discontinuidad extrema de los sistemas resistentes, por lo tanto, $I_a=0$

Procedemos a verificar las irregularidades estructurales en planta:

4.3.4.9 Irregularidad torsional

Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ($\Delta_{m\acute{a}x}$), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas.

$$\frac{\Delta_{max}}{h_i} > 1,2 \frac{\Delta_{CM}}{h_i} \text{ y } \frac{\Delta_{max}}{h_i} > \left(\frac{\Delta}{h}\right)_{permisible} \quad \text{Ecuación 51}$$

Reemplazando los valores en la ecuación 51 del nivel 1 hasta el nivel 4 para la dirección X+

$0,0038 > 1,2 \times 0,0035$ y $0,0038 > 0,0035$ si se deberá verificar, entonces $0,0038 > 0,0042$ No es irregular

$0,0064 > 1,2 \times 0,0059$ y $0,0064 > 0,0035$ si se deberá verificar, entonces $0,0064 > 0,0071$ No es irregular

$0,0068 > 1,2 \times 0,0063$ y $0,0068 > 0,0035$ si se deberá verificar, entonces
 $0,0068 > 0,0076$ No es irregular

$0,0065 > 1,2 \times 0,0060$ y $0,0065 > 0,0035$ si se deberá verificar, entonces
 $0,0065 > 0,0072$ No es irregular

Reemplazando los valores en la ecuación 51 del nivel 1 hasta el nivel 4 para la
dirección Y+

$0,0031 > 1,2 \times 0,0029$ y $0,0031 > 0,0035$ no se deberá verificar, entonces
 $0,0038 > 0,0042$ No es irregular

$0,0052 > 1,2 \times 0,0048$ y $0,0052 > 0,0035$ si se deberá verificar, entonces
 $0,0052 > 0,0058$ No es irregular

$0,0055 > 1,2 \times 0,0050$ y $0,0055 > 0,0035$ no se deberá verificar, entonces
 $0,0055 > 0,0060$ No es irregular

$0,0050 > 1,2 \times 0,0046$ y $0,0050 > 0,0035$ no se deberá verificar, entonces
 $0,0050 > 0,0055$ No es irregular

4.3.4.10 Irregularidad torsional extrema

Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ_{CM}), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}).

$$\frac{\Delta_{max}}{h_i} > 1,5 \frac{\Delta_{CM}}{h_i} \text{ y } \frac{\Delta_{max}}{h_i} > \left(\frac{\Delta}{h}\right) \text{ permisible}$$

Ecuación 52

Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la tabla N° 11, (SENCICO, Reglamento Nacional de Edificaciones E.030 Diseño Sismorresistente, 2016).

En este ítem podemos indicar que las verificaciones no cumplirían debido a que en la ecuación 51, se verifica que ningún caso cumple para ambas direcciones principales de análisis.

4.3.4.11 Esquinas entrantes

La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.

Se realiza el análisis de la figura 66

Para la dirección X:

$5,1 > 0,2 \times 19,6$ $5,1 > 3,92$ si cumple, por tanto, $I_p = 0,9$

Para la dirección Y:

$2,175 > 0,2 \times 17,77$ $2,175 > 3,554$, no cumple

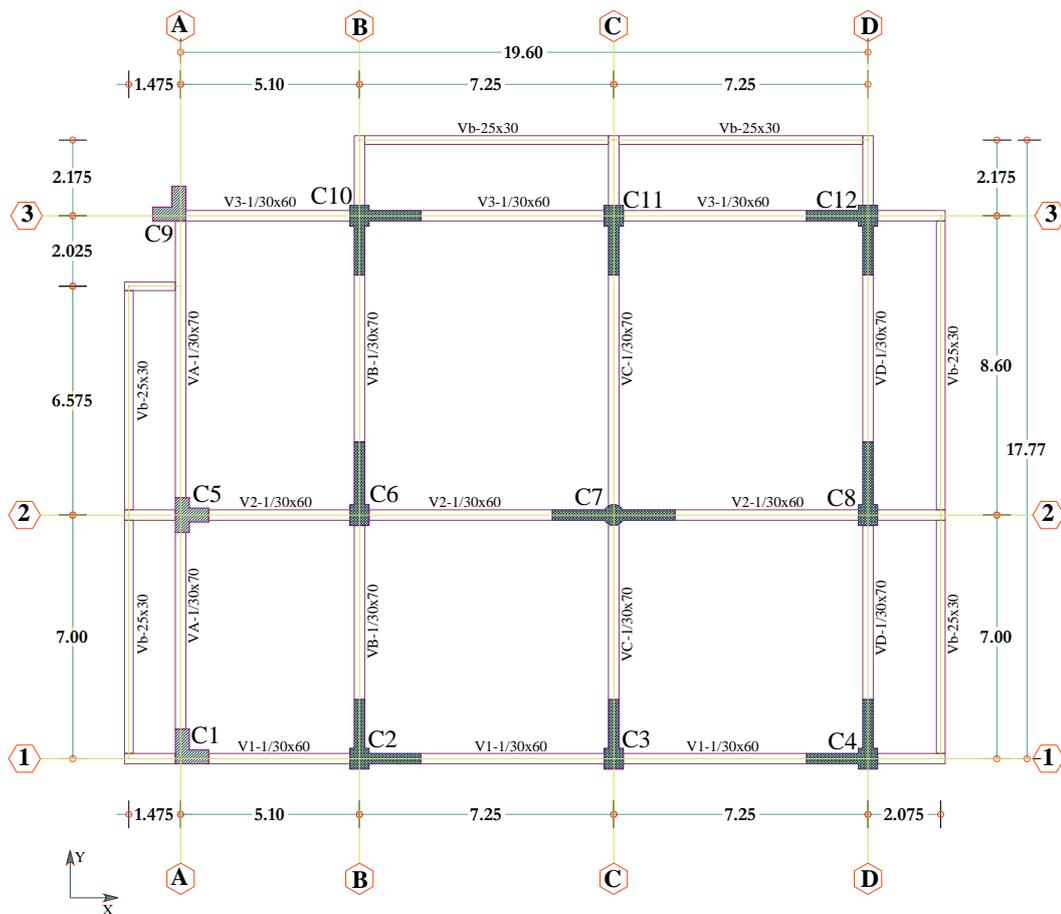


Figura 66. Voladizos más sobresalientes, planta primer y segundo nivel

4.3.4.12 Discontinuidad del diafragma

La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.

De acuerdo al modelo de análisis se verifica que no hay presencia de aberturas en la losa en ningún nivel del edificio.

4.3.4.13 Sistemas no paralelos

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

De la figura 66 se puede ver que todas las conformaciones de pórticos y muros forman sistemas paralelos entre sí, por lo tanto no presenta irregularidad.

Visto los ítems de verificación de irregularidad del edificio en estudio, tanto en planta como en elevación se da por validado el modelo con los siguientes parámetros de diseño final:

Tabla 26

Parámetros de diseño para el análisis sísmico estático.

Z	U	S	Cx	Cy	Rx	Ry	T_p	T_L
0,45	1,0	1,05	2,50	2,50	4,86	4,86	0,6	2,0

Tabla 27*Parámetros de diseño para en análisis sísmico dinámico.*

Z	U	S	R_x	R_y	T_p	T_L	g
0,45	1,0	1,05	4,86	4,86	0,6	2,0	9,80665

4.4 Diseño por capacidad

4.4.1 Análisis estructural

Para la presente investigación se ha tomado estudios recientes para tomarlos como representativos y útiles en nuestro medio al mismo tiempo aplicables , existe un estudio de investigación financiado por SENCICO del año 2015 a cargo del Ing. Juan Alejandro Muños Peláez, cuya investigación titula “Estudio de la influencia del agrietamiento en la respuesta sísmica de estructuras de concreto armado” el autor concluye de que el nivel N-3 es representativo de edificios peruanos el cual se muestra en la tabla 28.

4.4.2 Factores de reducción de rigidez

Los factores de reducción empleados en el modelo son los de la columna N-3

Tabla 28*Niveles e índices de agrietamiento empleados en el estudio*

Elemento	Niveles de agrietamiento			
	N-1	N-2	N-3	N-4
Vigas	1,0	0,90	0,60	0,35
Columnas	1,0	0,90	0,80	0,70
Muros	1,0	0,90	0,80	0,70

Fuente: Muñoz , 2015

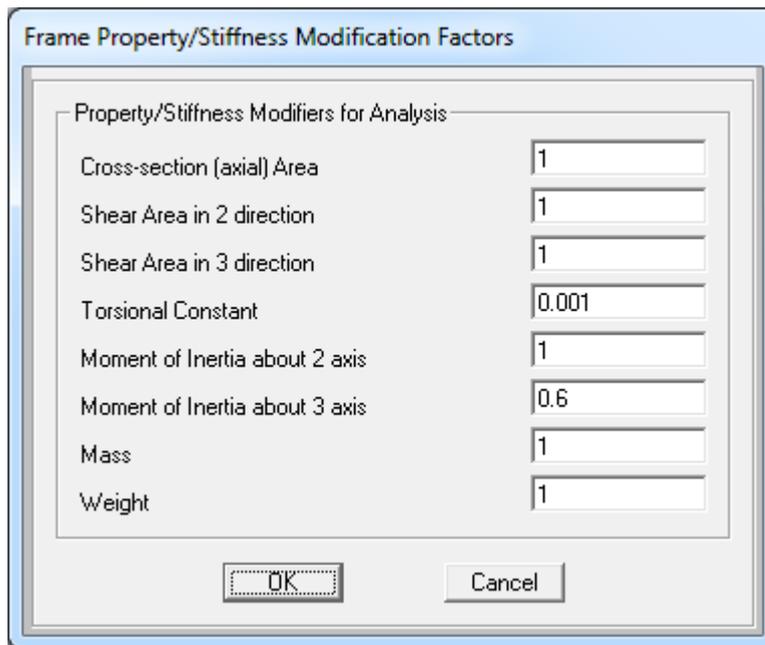


Figura 67. Factor de reducción de rigidez para vigas

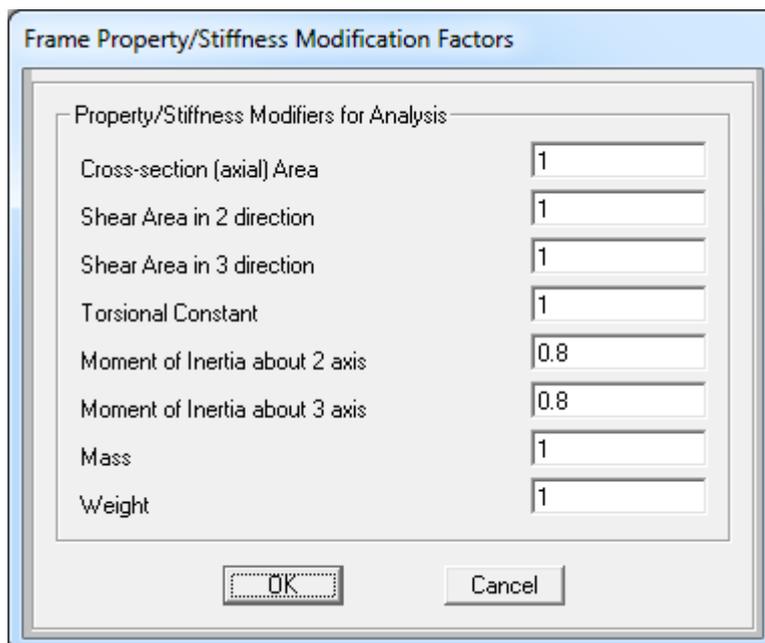


Figura 68. Factor de reducción de rigidez para columnas

Fuente: SAP2000, 2014

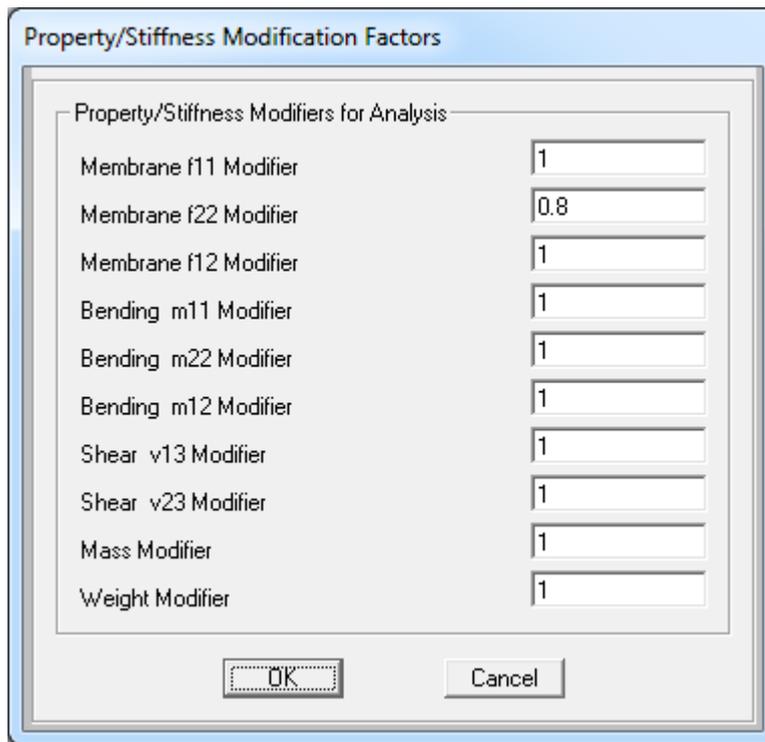


Figura 69. Factores de reducción de rigidez para muros

Fuente: SAP2000, 2014

En la figura 67, figura 68, figura 69, se muestran los valores empleados para la reducción de rigidez en el modelo empleado para el análisis y diseño sísmico.

4.4.3 Parámetros sísmicos

Los parámetros sísmicos empleados son los que se muestran en la tabla 26 y tabla 27 el cual ya trae los ajustes necesarios y correcciones que dan validez al modelo según la norma E-0,30-2016 Diseño sismorresistente.

Para el análisis sísmico Estático, tenemos:

$$V_{x,y} = 24,31 \% P_{\text{sismico}}$$

Para el análisis sísmico dinámico tenemos:

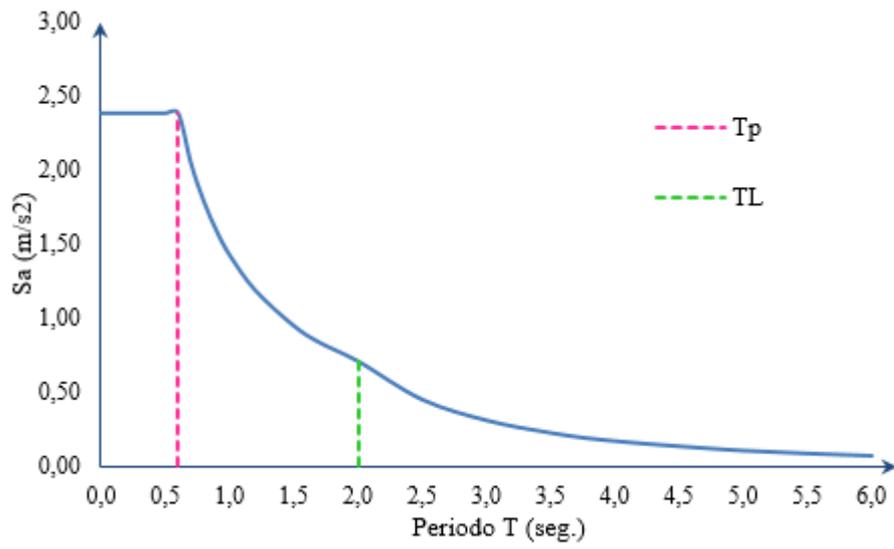


Figura 70. Espectro de aceleraciones para las Dir. X, Y empleado

Tabla 29*Valores aceleración ingresados en SAP2000*

Tx	Ceval	Sa	Ty	Ceval	Sa
0	2,50	2,3836	0	2,50	2,3836
0,1	2,50	2,3836	0,1	2,50	2,3836
0,2	2,50	2,3836	0,2	2,50	2,3836
0,3	2,50	2,3836	0,3	2,50	2,3836
0,4	2,50	2,3836	0,4	2,50	2,3836
0,5	2,50	2,3836	0,5	2,50	2,3836
0,6	2,50	2,3836	0,6	2,50	2,3836
0,7	2,14	2,0431	0,7	2,14	2,0431
0,8	1,88	1,7877	0,8	1,88	1,7877
0,9	1,67	1,5890	0,9	1,67	1,5890
1	1,50	1,4301	1	1,50	1,4301
1,2	1,25	1,1918	1,2	1,25	1,1918
1,5	1,00	0,9534	1,5	1,00	0,9534
1,7	0,88	0,8413	1,7	0,88	0,8413
2	0,75	0,7151	2	0,75	0,7151
2,5	0,48	0,4576	2,5	0,48	0,4576
3	0,33	0,3178	3	0,33	0,3178
3,5	0,24	0,2335	3,5	0,24	0,2335
4	0,19	0,1788	4	0,19	0,1788
5	0,12	0,1144	5	0,12	0,1144
6	0,08	0,0795	6	0,08	0,0795
7	0,06	0,0584	7	0,06	0,0584
8	0,05	0,0447	8	0,05	0,0447
9	0,04	0,0353	9	0,04	0,0353
10	0,03	0,0286	10	0,03	0,0286
11	0,02	0,0236	11	0,02	0,0236
12	0,02	0,0199	12	0,02	0,0199
13	0,02	0,0169	13	0,02	0,0169
14	0,02	0,0146	14	0,02	0,0146
15	0,01	0,0127	15	0,01	0,0127

4.4.4 Periodos y modos de vibración

Tabla 30

Periodos y frecuencias de los primeros 12 modos de 100 empleados.

OutputCase	StepType	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²
MODAL	Mode	1	0,44246	2,2601	14,201	201,66
MODAL	Mode	2	0,394387	2,5356	15,932	253,81
MODAL	Mode	3	0,350638	2,8519	17,919	321,1
MODAL	Mode	4	0,283705	3,5248	22,147	490,48
MODAL	Mode	5	0,283696	3,5249	22,148	490,52
MODAL	Mode	6	0,283343	3,5293	22,175	491,74
MODAL	Mode	7	0,255463	3,9145	24,595	604,93
MODAL	Mode	8	0,241175	4,1464	26,052	678,73
MODAL	Mode	9	0,240193	4,1633	26,159	684,29
MODAL	Mode	10	0,23932	4,1785	26,254	689,29
MODAL	Mode	11	0,234203	4,2698	26,828	719,74
MODAL	Mode	12	0,22733	4,3989	27,639	763,92

Fuente: SAP2000, 2014

Tabla 31

Porcentaje de participación modal de masas.

OutputCase	ItemType	Item Text	Static Percent	Dynamic Percent
MODAL	Acceleration	UX	99,8999	91,7763
MODAL	Acceleration	UY	99,7474	89,0595
MODAL	Acceleration	UZ	87,6134	42,9962

Fuente: SAP2000, 2014

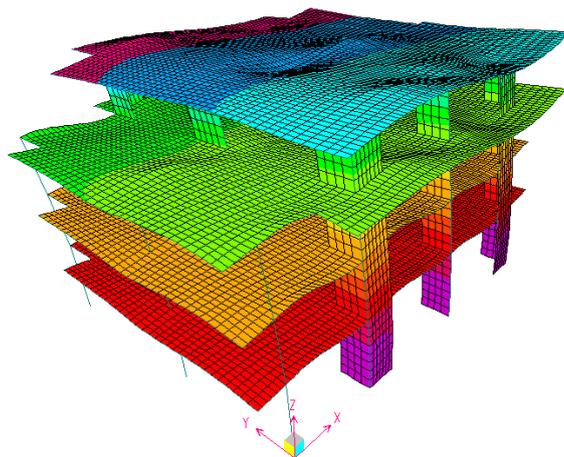


Figura 71. Primer modo de traslacional Tx=0,4425 seg

Fuente: SAP2000, 2014

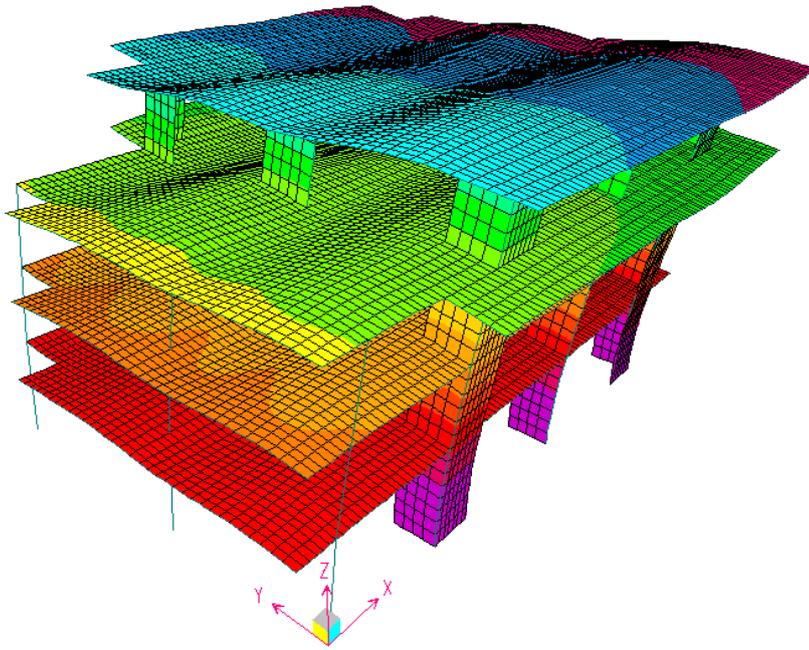


Figura 72. Segundo modo traslacional $T_y=0,3944$ seg.

Fuente: SAP2000, 2014

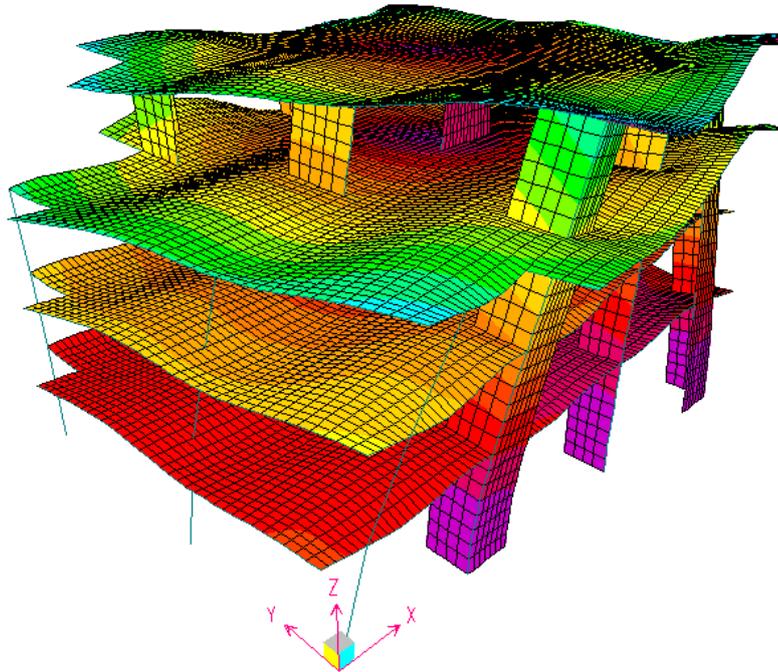


Figura 73. Primer modo torsional $T_z=0,3506$ seg.

Fuente: SAP2000, 2014

4.4.5 Cálculo del cortante basal método estático

Tabla 32

Peso sísmico y cortante en la base del edificio.

LoadPat Text	Dir Text	PercentEcc Unitless	UserZ Yes/No	C Unitless	K Unitless	WeightUsed ton	BaseShear ton
Static x	X	0,05	No	0,2431	1	1693,6801	411,7336
Static y	Y	0,05	No	0,2431	1	1693,6801	411,7336

4.4.6 Cálculo de cortante basal método análisis modal de respuesta espectral

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-0.5	0.25
End Point	16	0.25

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle (X to 1)
	8.2984	0.1569	0.	0.5104

Include Frames Shells Asolids Planes Solids Links

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	26.9164	317.0438	18.5048	26.9164	317.0438	18.5048
Moment	3350.8411	323.1179	1158.0713	3350.8411	323.1179	1158.0713

Save Cut Save Cut

Close Refresh

Figura 74. Cortante en la base dinámica=317,0438 ton, Para sismo Y+

Fuente: SAP2000, 2014

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-0.5	0.25
End Point	22	0.25

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle (X to 1)
	10.6014	0.1733	0.	0.3548

Include Frames Shells Asolids Planes Solids Links

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	323.1698	26.1272	11.9744	323.1698	26.1272	11.9744
Moment	266.5657	3314.8511	2812.9416	266.5657	3314.8511	2812.9416

Save Cut Save Cut

Figura 75. Cortante en la base dinámica =323,1698 ton, Para sismo X+

Fuente: SAP2000, 2014

4.4.7 Desplazamientos y distorsiones de entrepiso

Tomamos como referencia los extremos a considerar de la figura 62, para poder determinar las distorsiones máximas de entrepiso para este caso de análisis empleado.

Tabla 33

Distorsión de entrepiso para los nudos, sismo dinámico X+.

Nudo	Nivel	hi-cm	Desplazamiento cm	Desplazamiento relativo	Deriva máx. < 0,007
1	4	325	7,522082	2,1108	0,0065
	3	325	5,411318	2,0947	0,0064
	2	325	3,316603	1,9218	0,0059
	1	415	1,394822	1,3948	0,0034
2	4	325	7,522082	2,1108	0,0065
	3	325	5,411318	2,0947	0,0064
	2	325	3,316603	1,9218	0,0059
	1	415	1,394822	1,3948	0,0034
3	4	325	8,739202	2,4510	0,0075
	3	325	6,288238	2,4258	0,0075
	2	325	3,86239	2,2346	0,0069
	1	415	1,627771	1,6278	0,0039
4	4	325	8,739202	2,4510	0,0075
	3	325	6,288238	2,4258	0,0075
	2	325	3,86239	2,2346	0,0069
	1	415	1,627771	1,6278	0,0039

Tabla 34

Distorsión de entrepiso o deriva promedio, sismo dinámico X+.

Nivel	Deriva Nudo 1	Deriva Nudo 2	Deriva Nudo 3	Deriva Nudo 4	Distorsión de entrepiso	cumple
4	0,0065	0,0065	0,0075	0,0075	0,0070	si
3	0,0064	0,0064	0,0075	0,0075	0,0070	si
2	0,0059	0,0059	0,0069	0,0069	0,0064	si
1	0,0034	0,0034	0,0039	0,0039	0,0036	si

Tabla 35*Distorsión de entrepiso para nudos, sismo dinámico Y+.*

Nudo	Nivel	hi-cm	Desplazamiento cm	Desplazamiento relativo	Deriva máx. < 0,007
1	4	325	6,043608	1,6447	0,0051
	3	325	4,398894	1,6647	0,0051
	2	325	2,734185	1,5737	0,0048
2	1	415	1,160458	1,1605	0,0028
	4	325	6,880783	1,8730	0,0058
	3	325	5,0078	1,9412	0,0060
	2	325	3,066564	1,7848	0,0055
3	1	415	1,281774	1,2818	0,0031
	4	325	6,043608	1,6447	0,0051
	3	325	4,398894	1,6647	0,0051
	2	325	2,734185	1,5737	0,0048
4	1	415	1,160458	1,1605	0,0028
	4	325	6,880783	1,8730	0,0058
	3	325	5,0078	1,9412	0,0060
	2	325	3,066564	1,7848	0,0055
	1	415	1,281774	1,2818	0,0031

Tabla 36*Distorsión de entrepiso o deriva promedio, sismo dinámico Y+.*

Ni- vel	Deriva Nudo 1	Deriva Nudo 2	Deriva Nudo 3	Deriva Nudo 4	Distorsión de entrepiso	Cumple
4	0,0051	0,0058	0,0051	0,0058	0,0054	si
3	0,0051	0,0060	0,0051	0,0060	0,0055	si
2	0,0048	0,0055	0,0048	0,0055	0,0052	si
1	0,0028	0,0031	0,0028	0,0031	0,0029	si

4.4.8 Escalamiento de fuerzas para el diseño de elementos estructurales

De acuerdo al numeral 4.6.4 de la norma E.030-2016, según el edificio en estudio como presenta irregularidades, deberá cumplirse que la fuerza cortante mínima en el primer nivel debe de ser por lo menos el 90 % del cortante estático.

$$F_{e_x} = 0,90 \times V_{Estatico-x} / V_{Dinamico-x} = 0,90 \times 411,7336 / 323,1698 = 1,14664$$

$$F_{e_y} = 0,90 \times V_{Estatico-y} / V_{Dinamico-y} = 0,90 \times 411,7336 / 317,0438 = 1,16880$$

The screenshot shows the 'Load Combination Data' dialog box. The 'Load Combination Name' is 'Diseño x'. The 'Load Combination Type' is 'Linear Add'. The 'Options' section has two buttons: 'Convert to User Load Combo' and 'Create Nonlinear Load Case from Load Combo'. The 'Define Combination of Load Case Results' section contains a table with the following data:

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
Dynamic x	Combination	1.14664
Dynamic x	Combination	1.14664

Buttons for 'Add', 'Modify', and 'Delete' are located to the right of the table. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom of the dialog.

Figura 76. Amplificación del análisis dinámico para el diseño X+

Fuente: SAP2000, 2014

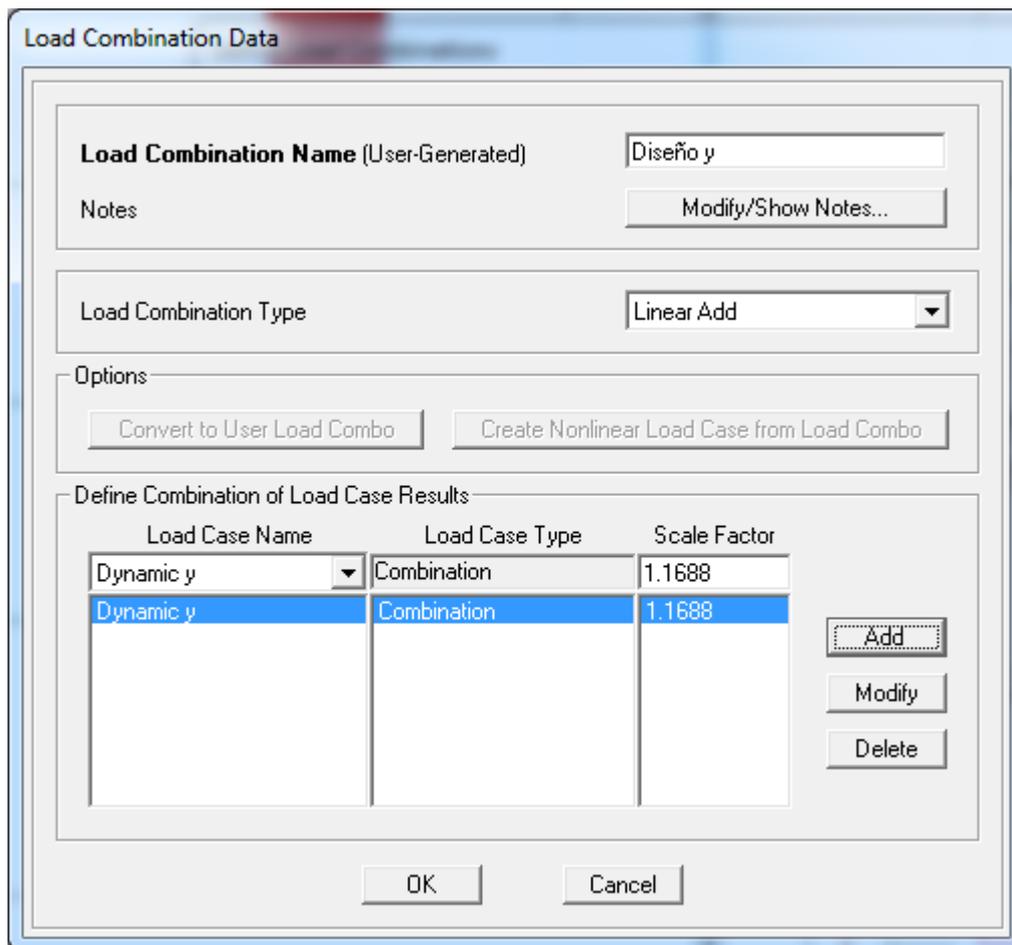


Figura 77. Amplificación del análisis dinámico para el diseño Y+

Fuente: SAP2000, 2014

4.4.9 Combinaciones de carga

Para el presente estudio se ha tomado como referencia de diseño la norma de nuestro país E.060 Diseño en concreto armado.

La resistencia requerida para cargas muerta, viva y sismo se tomó como:

$$U = 1,4CM + 1,7CV$$

$$U = 1,25(CM + CV) \pm CS_i$$

$$U = 0,9CM \pm CS_i$$

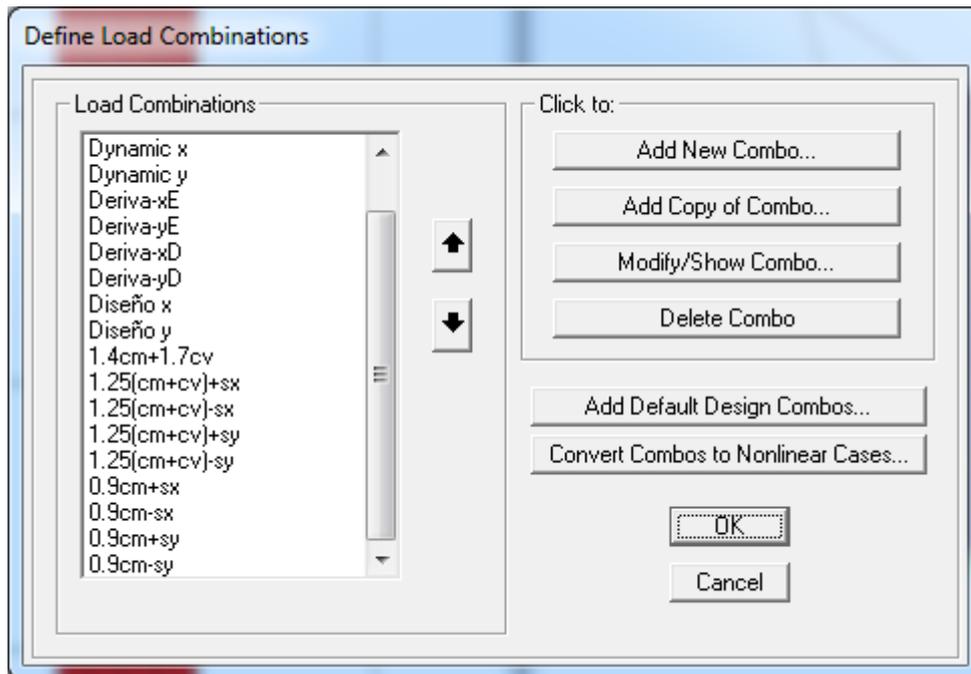


Figura 78. Combinaciones de carga empleados en el sap2000

Fuente: SAP2000, 2014

4.4.10 Diseño de vigas por capacidad

Con la finalidad de hacer una demostración del procedimiento de diseño por capacidad se diseñó los elementos estructurales del pórtico del eje C.

4.4.10.1 Redistribución de momentos en vigas

De acuerdo a las ecuaciones simplificadas en el capítulo anterior se ha empleado las siguientes ecuaciones.

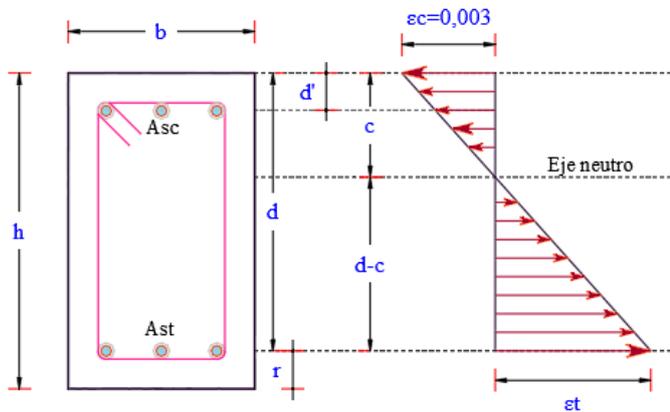


Figura 79. Diagrama de deformaciones

Fuente: ACI318S-14, 2014

$$Ku = \frac{Mu}{b \cdot d^2}$$

$$\epsilon_t = 0,003 \left(\frac{\beta_1}{\sqrt{1 - \frac{40 \cdot Ku}{f'c}}} - 1 \right)$$

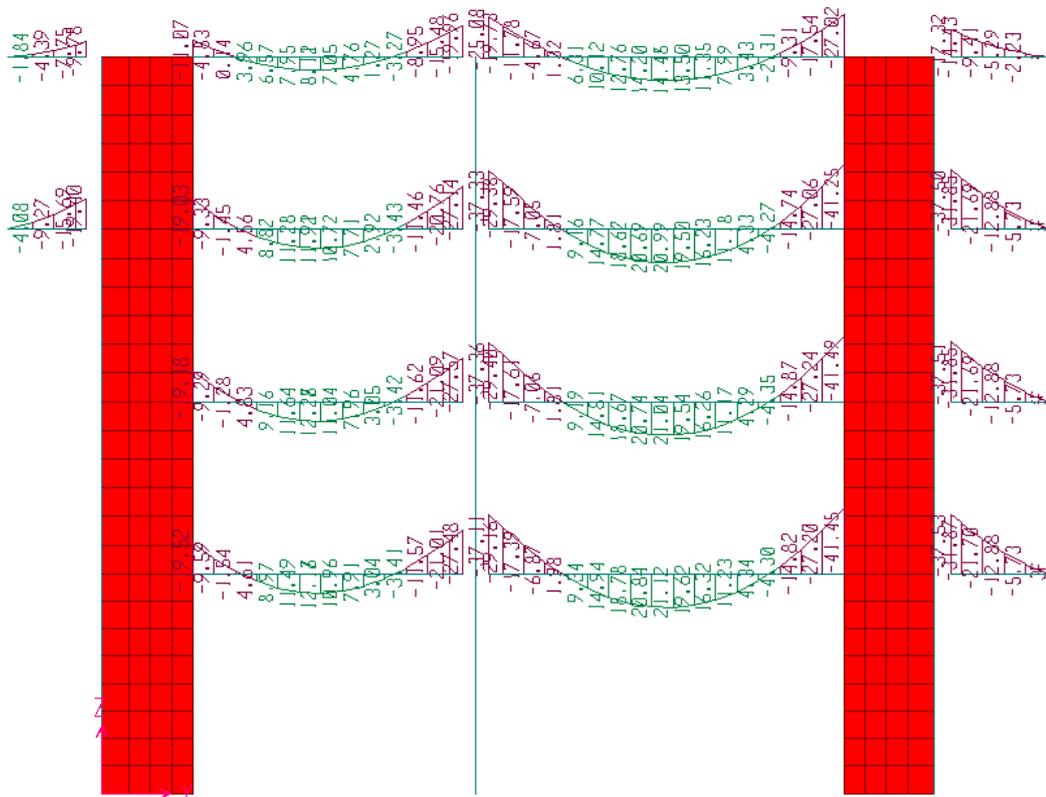


Figura 80. Pórtico C, diagrama de momentos flectores: 1,4cm+1,7cv

Fuente: SAP2000, 2014

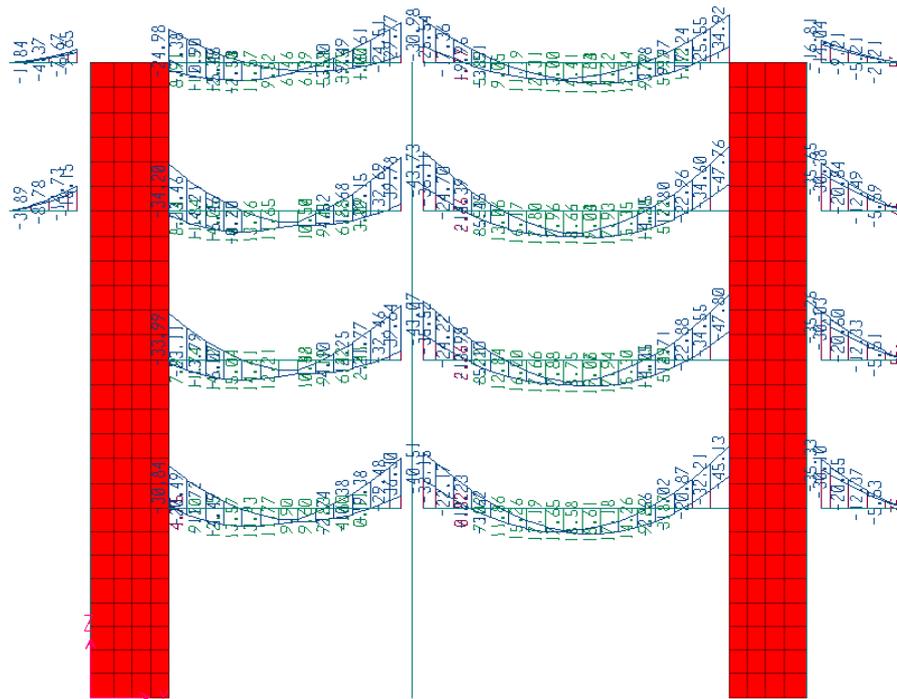


Figura 81. Pórtico C, momentos flectores: 1,25 (cm + cv) ± sismo Y

Fuente: SAP2000, 2014

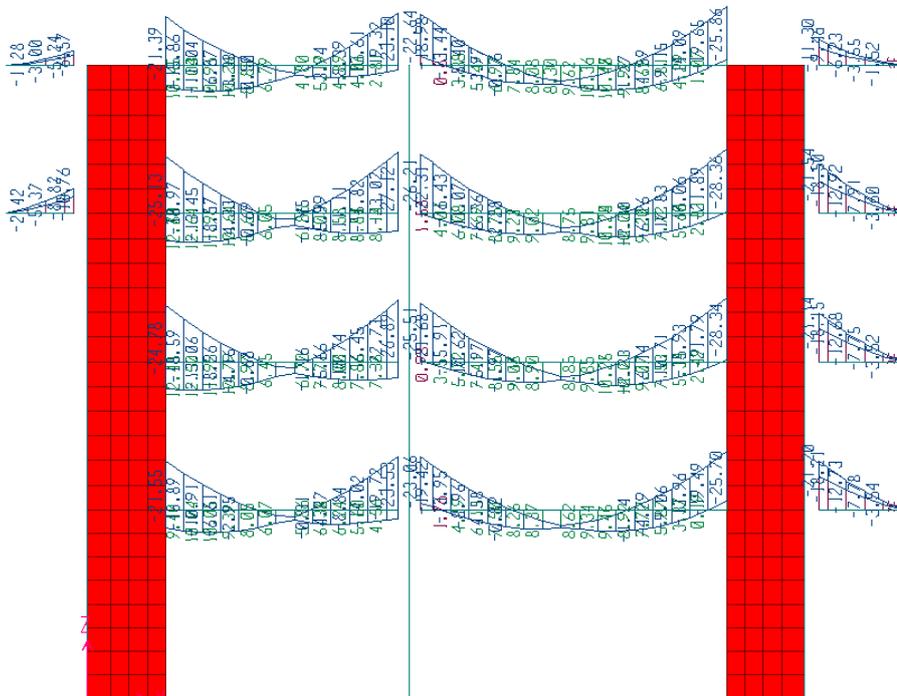


Figura 82. Pórtico C, diagrama de momentos flectores: 0,9cm ± sismo Y

Fuente: SAP2000, 2014

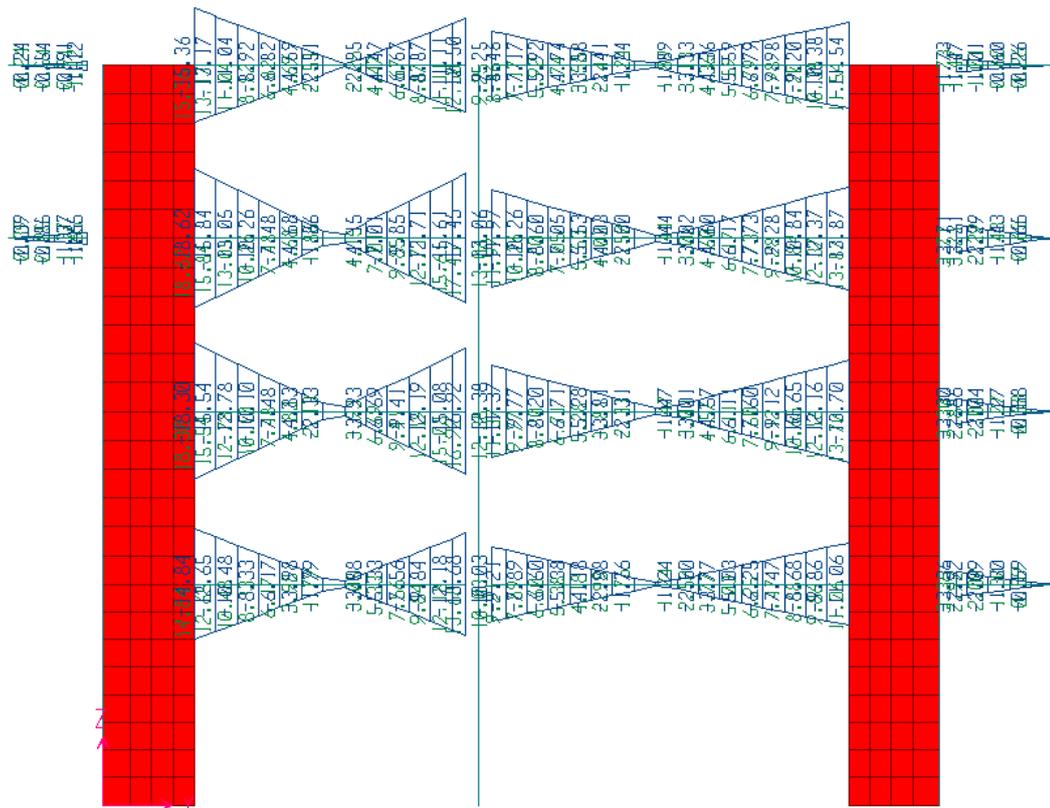


Figura 83. Pórtico C, diagrama de momentos flectores: sismo Y ±

Fuente: SAP2000, 2014

De las combinaciones de carga elegimos el mayor, o con la ayuda del programa generamos la envolvente de diseño para obtener los valores máximos y mínimos para todas las combinaciones de carga.

Características geométricas de la viga a analizar:

$f'c: 210 \text{ kg/cm}^2$

$f_y: 4200 \text{ kg/cm}^2$

$b: 30 \text{ cm}$

$d: 64 \text{ cm}$

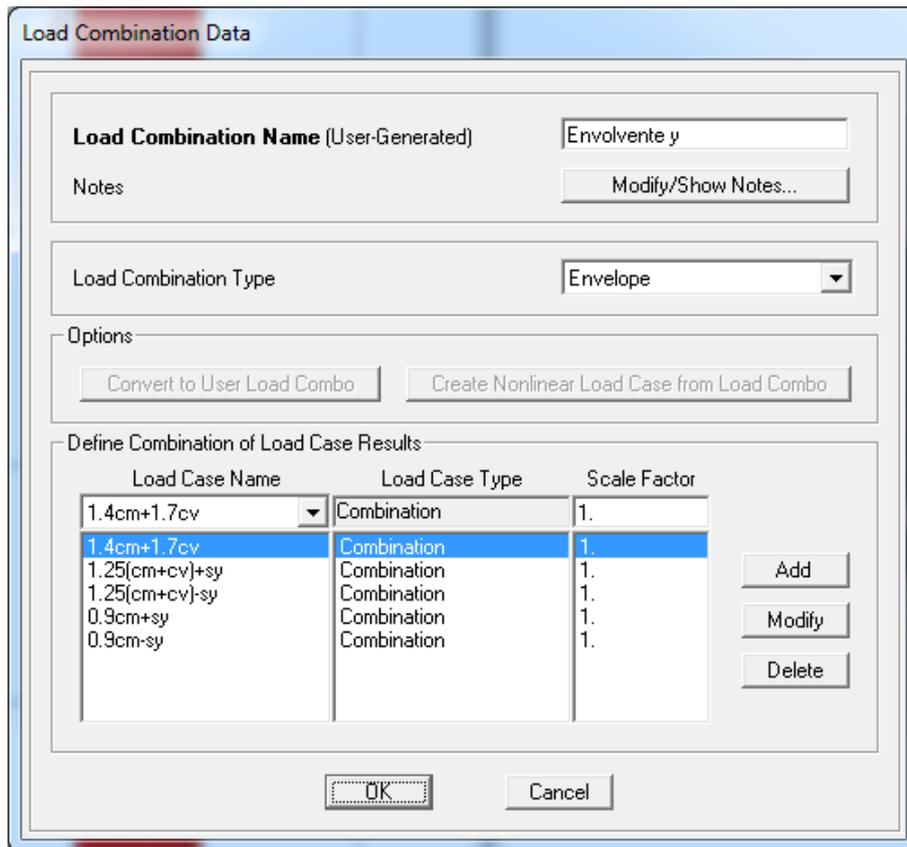


Figura 84. Envolvente de diseño en sap2000, para sismo Y+

Fuente: SAP2000, 2014

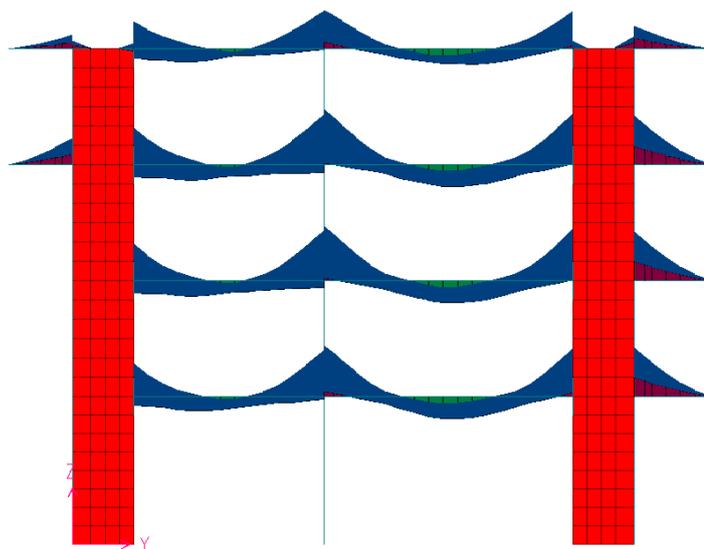


Figura 85. Envolvente de diseño para sismo Y+

Fuente: SAP2000, 2014

Tabla 37*Factores de redistribución FR %*

Apoyo		A		B		C	
		Derecho	Izquierdo	Derecho	Izquierdo		
iteración 1	Mu	30,840	42,894	47,636	45,126		
	Rn/fc	0,1328	0,1847	0,2051	0,1943		
	e t	0,0119	0,0073	0,0061	0,0067		
	Ajuste (%)	<i>11,9</i>	<i>7,3</i>	<i>6,1</i>	<i>6,7</i>		
iteración 2	Mu	<i>27,2</i>	<i>39,8</i>	<i>44,7</i>	<i>42,1</i>		
	Rn/fc	0,1170	0,1712	0,1926	0,1813		
	e t	0,0142	0,0082	0,0068	0,0075		
	Ajuste (%)	<i>14,2</i>	<i>8,2</i>	<i>6,8</i>	<i>7,5</i>		
iteración 3	Mu	<i>26,5</i>	<i>39,4</i>	<i>44,4</i>	<i>41,7</i>		
	Rn/fc	0,1140	0,1695	0,1912	0,1797		
	e t	0,0146	0,0084	0,0069	0,0076		
	Ajuste (%)	<i>14,6</i>	<i>8,4</i>	<i>6,9</i>	<i>7,6</i>		
iteración 4	Mu	<i>26,3</i>	<i>39,3</i>	<i>44,4</i>	<i>41,7</i>		
	Rn/fc	0,1134	0,1693	0,1910	0,1795		
	e t	0,0147	0,0084	0,0069	0,0076		
	Ajuste (%)	<i>14,7</i>	<i>8,4</i>	<i>6,9</i>	<i>7,6</i>		
iteración 5	Mu	<i>26,3</i>	<i>39,3</i>	<i>44,4</i>	<i>41,7</i>		
	Rn/fc	0,1132	0,1692	0,1910	0,1795		
	e t	0,0148	0,0084	0,0069	0,0076		
	Ajuste (%)	<i>14,8</i>	<i>8,4</i>	<i>6,9</i>	<i>7,6</i>		
iteración 6	Mu	<i>26,3</i>	<i>39,3</i>	<i>44,4</i>	<i>41,7</i>		
	Rn/fc	0,1132	0,1692	0,1910	0,1795		
	e t	0,0148	0,0084	0,0069	0,0076		
	Ajuste (%)	<i>14,8</i>	<i>8,4</i>	<i>6,9</i>	<i>7,6</i>		
% final de Ajuste		14,8	8,4	6,9	7,6		

Tabla 38

Redistribución de momentos para 1,4cm+1,7cv.

Ubicación	ED i A	CD A righth face	tramo1 Mid-span A-B	CI B left face	EI B left center	ED B righth center	CD B righth face	tramo2 Mid-span B-C	CI C left face	ED j C
Fr %		14,8			8,4	6,9			7,63	
	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0
Wu : ton/m			11,033					10,794		
e i		0,00			0,30	0,30			0,0	
Ln			5,3					6,9		
xb			5,00					6,90		
Mu	-19,52	-15,92	12,14	-27,48	-33,68	-44,78	-37,11	21,12	-41,45	-41,45
Ma, Mb	-19,52				-30,860	-41,697				-41,45
Ri	27,098				31,377	37,273				37,202
X max			2,46					3,45		
Madj	-19,52	-19,520	13,757	-21,94	-30,86	-41,70	-31,001	22,66	-41,45	-41,45

Tabla 39

Redistribución de momentos para 1,25cm+1,25cv± sismo Y.

Ubicación	ED i A	CD A righth face	tramo1 Mid-span A-B	CI B left face	EI B left center	ED B righth center	CD B righth face	tramo2 Mid-span B-C	CI C left face	ED j C
Fr %		14,8			8,4	6,9			7,6	
	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0
Wu : ton/m			14,364					10,921		
e i		0,00			0,30	0,30			0	
Ln			5,3					6,9		
xb			5,00					6,90		
Mu	-30,84	-30,84	13,57	-36,3	-42,89	-47,64	-23,114	18,61	-45,13	-45,13
Ma, Mb	-30,84				-39,30	-44,36				-45,13
Ri	36,47				39,66	37,57				37,79
X max			2,54					3,44		
Madj	-30,84	-30,84	15,45	-28,05	-39,30	-44,36	-33,58	20,25	-45,13	-45,13

Tabla 40*Redistribución de momentos para 0,9cm± sismo Y.*

Ubicación	ED i A	CD A righth face	tramo1 Mid-span A-B	CI B left face	EI B left center	ED B righth center	CD B righth face	tramo2 Mid-span B-C	CI C left face	ED j C
Fr %		14,8			8,4	6,9			7,6	
	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0
Wu : ton/m			9,810					5,984		
e i		0,00			0,30	0,30			0	
Ln			5,3					6,9		
xb			5,00					6,90		
Mu	-21,55	-21,55	10,05	-23,53	-27,24	-26,6	-23,06	9,46	-25,7	-25,70
Ma, Mb	-21,55				-24,96	-24,77				-25,70
Ri	25,35				26,64	20,51				20,78
X max			2,58					3,43		
Madj	-21,55	-21,55	11,21	-17,41	-24,96	-24,77	-18,89	10,38	-25,70	-25,70

Tabla 41*Momentos flectores antes y después de la redistribución.*

Location	Fr %	COMBO 1		COMBO 2		COMBO 3		COMBO 4		COMBO 5	
		Mu	Madj								
A		-19,5	-19,5	-30,8	-30,8	-30,8	-30,8	-21,5	-21,6	-21,5	-21,6
A righth face	14,8	-15,9	-19,5	-30,8	-30,8	-30,8	-30,8	-21,5	-21,6	-21,5	-21,6
Mid-span A-B		12,14	13,76	13,6	15,5	13,57	15,5	10,05	11,2	10,05	11,2
B left face		-27,4	-21,9	-36,3	-28,0	-36,3	-28,0	-23,5	-17,4	-23,5	-17,4
B left center	8,4	-33,6	-30,8	-42,8	-39,3	-42,8	-39,3	-27,2	-25,0	-27,2	-25,0
B righth center	6,9	-44,7	-41,7	-47,6	-44,4	-47,6	-44,4	-26,6	-24,8	-26,6	-24,8
B righth face		-37,1	-31,0	-23,1	-33,6	-23,1	-33,6	-23,0	-18,9	-23,0	-18,9
Mid-span B-C		21,12	22,66	18,61	20,3	18,61	20,3	9,46	10,4	9,46	10,4
C left face	7,6	-41,4	-41,4	-45,1	-45,1	-45,1	-45,1	-25,7	-25,7	-25,7	-25,7
C		-41,4	-41,4	-45,1	-45,1	-45,1	-45,1	-25,7	-25,7	-25,7	-25,7

Tabla 42*Resumen para diseño final.*

Locación		Mu (ton-m)
Support A	righth face	-30,84
Midspan A-B		15,45
Support B	left face	-28,05
	righth face	-33,58
Midspan B-C		22,66
Support C	left face	-45,13

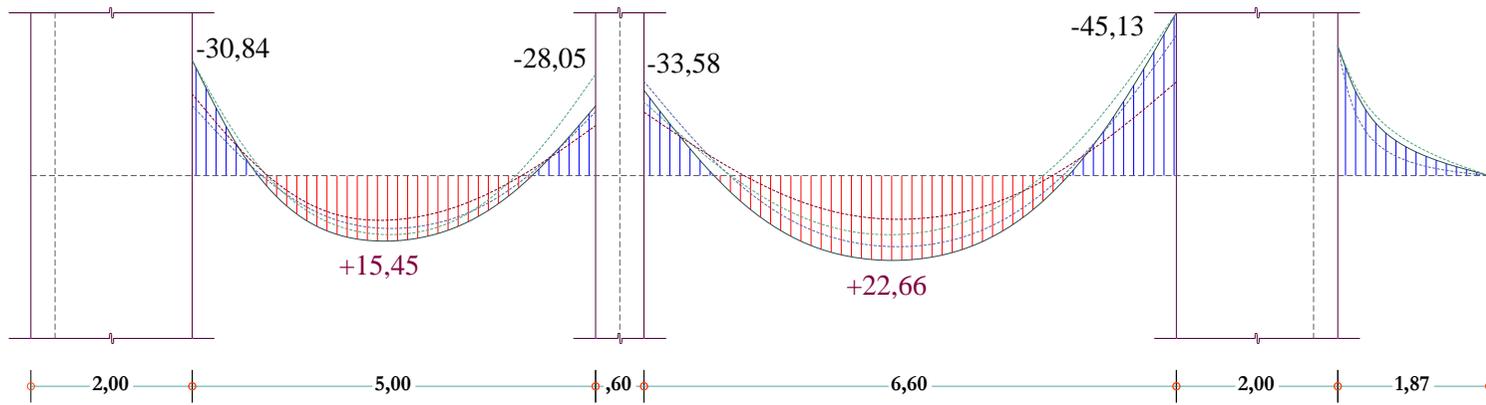


Figura 86 Diagrama de momentos redistribuido para diseño

4.4.10.2 Diseño por flexión

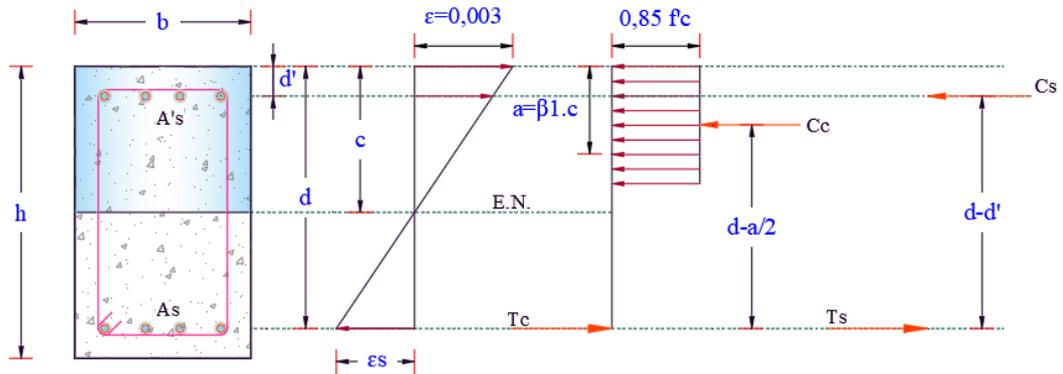


Figura 87. Diagrama de esfuerzos y deformaciones

Fuente: ACI318S-14, 2014

Calculamos el área necesaria para resistir los momentos calculados en la tabla 42

1. Características de la sección de diseño, [cm]

h : 70 b: 30 r : 6 d = 64 d': 6

2. Propiedades consideradas para el diseño, [ton/cm²]

f_c : 0,210 f_y : 4,200 E_s : 2000 φ : 0,9 β₁ = 0,85

ε_{c,max}: 0,003 ε_{s,min}: 0,005

c_{max}= 0,375 d = 24,00 cm a_{max} = β₁c_{max} = 20,40 cm

f'_s= 4,20 ton/cm² AS superior corrido : 2 ø 3/4" 5,68 cm²

Tabla 43*Acero de refuerzo, pórtico C nivel 1.*

Tramo	Apoyo	Mi	Mu ton.m	a cm	Vsr ? Vdr ?	A's cm ²	As cm ²	A's cm ²	As cm ²
1	Izq.	Mu -	30,84	10,9	Vsr		13,94		13,9
		Mu +	30,84	10,9	Vsr		13,94		13,9
	Centro	Mu +	15,45	5,2	Vsr		6,66		6,7
		Der.	Mu -	28,05	9,9	Vsr		12,56	
			Mu +	28,05	9,9	Vsr		12,56	
		2	Izq.	Mu -	33,58	12,0	Vsr		15,32
Mu +	33,58			12,0	Vsr		15,32		15,3
Centro	Mu +		22,6	7,8	Vsr		9,95		9,9
	Der.		Mu -	45,13	16,8	Vsr		21,48	
			Mu +	45,13	16,8	Vsr		21,48	

Nota: para las tablas empleadas para el cálculo de acero en vigas se a empleado la siguiente nomenclatura en cual se detalla a continuación.

Vsr: viga simplemente reforzada

Vdr: viga doblemente reforzada

Tabla 44*Acero colocado y momento nominal, pórtico C nivel 1.*

Tramo	As		As real cm ²	chek	ratio >1	Mn Ton.m	
	Bastón princ.	Bastón secun.					
1	2	ø 1"	0	15,88	ok	1,14	38,53
	2	ø 1"	0	15,88	ok	1,14	38,53
	2	ø 5/8"	0	9,66	ok	1,45	24,43
	2	ø 1"	0	15,88	ok	1,26	38,53
	2	ø 1"	0	15,88	ok	1,26	38,53
	2	ø 1"	0	15,88	ok	1,04	38,53
2	2	ø 1"	0	15,88	ok	1,04	38,53
	2	ø 3/4"	0	11,36	ok	1,14	28,41
	2	ø 1 3/8"	0	25,8	ok	1,20	58,39
	2	ø 1 3/8"	0	25,8	ok	1,20	58,39

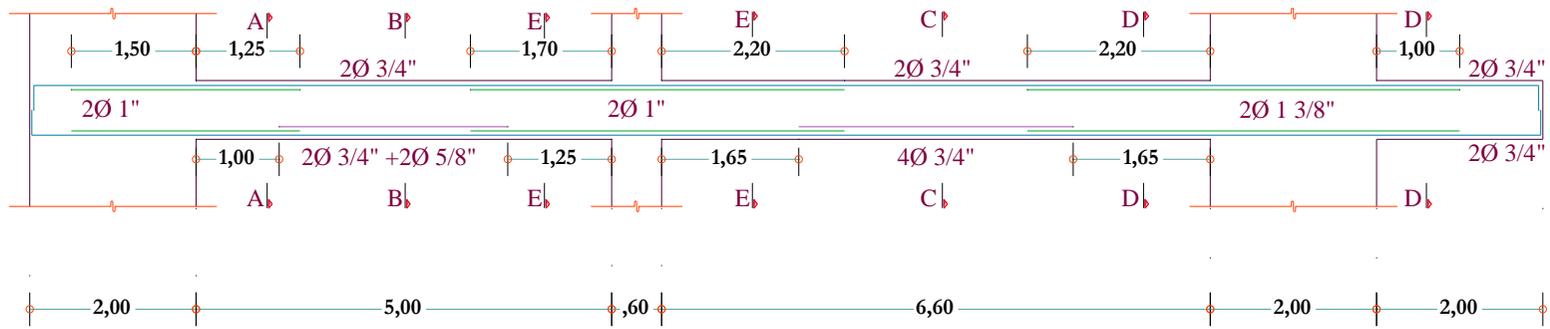


Figura 88. Colocación del refuerzo longitudinal VC-1

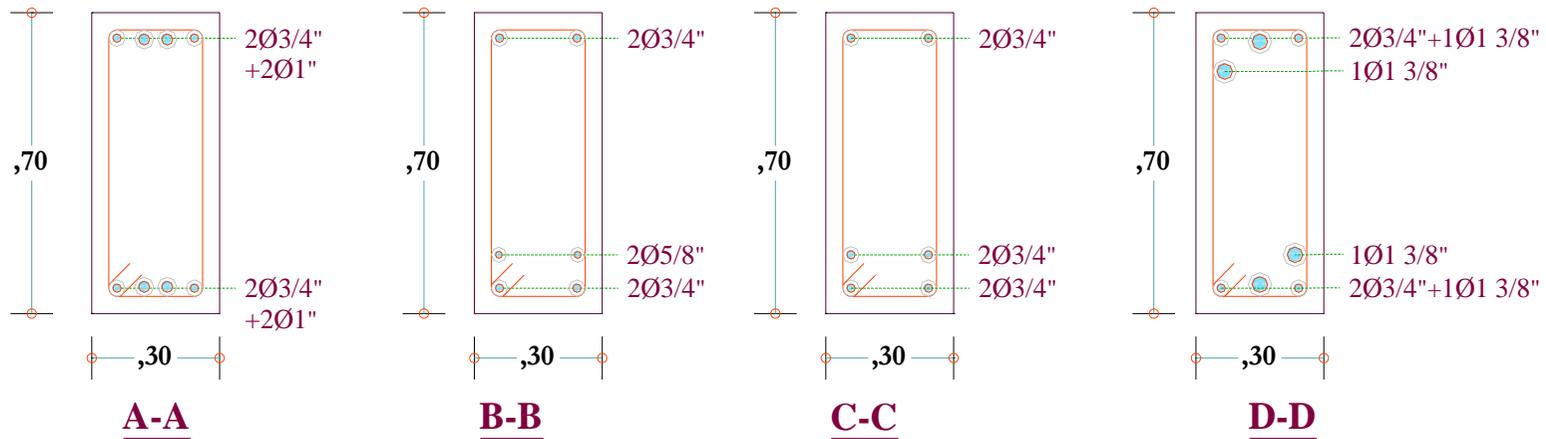


Figura 89. Secciones de diseño, VC-1

4.4.10.3 Cálculo de la sobrerresistencia de rotulas plásticas

Teniendo en cuenta la sobrerresistencia de la viga, M_o debe ser al eje de las columnas, el cual se calcula por semejanza de triángulos dichos valores, a continuación, se expresa la sobrerresistencia se expresa en términos de momentos de sismo.

Además, el factor de sobrerresistencia es de $\lambda_0=1,4$

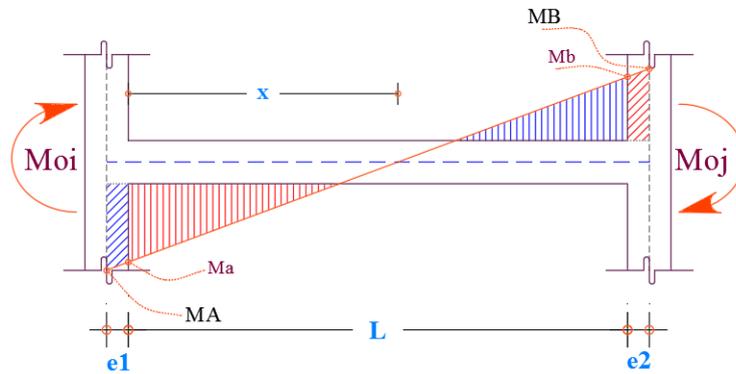


Figura 90. Diagrama de momentos sobre resistentes para sismo Y+

$$X = \frac{M_a \cdot L}{M_a + M_b} \quad \text{Ecuación 53}$$

$$M_A = \frac{M_a}{X} (e_1 + X) \quad \text{Ecuación 54}$$

$$M_B = \frac{M_b}{(L - X)} (L - X + e_2) \quad \text{Ecuación 55}$$

En base a las ecuaciones deducidas a partir de la figura 90, se ha procedido a calcular los momentos sobre resistentes en zona de rotulas plásticas.

$$\lambda_o / \varphi = 1,4 / 0,9 = 1,5556$$

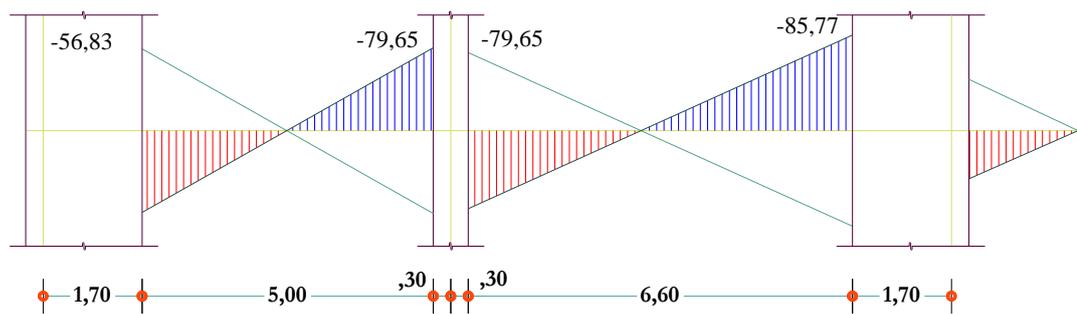


Figura 91. Momento sobre resistentes

Tabla 45

Cálculo de momento sobre resistente en zona de rotula plástica.

	Locación	Mn	Mo:$\lambda\phi$	L	ei	Xo	MoA,B
Support A	right face	36.53	-56.83		0		-56.83
Midspan A-B		23.21	-36.11	5.3		2.33	
Support B	left face	46.50	-72.33		0.3		-79.65
	right face	46.50	-72.33	6.9	0.3	3.16	-79.21
Midspan B-C		26.98	-41.97				
Support C	left face	55.14	-85.77		0		-85.77

4.4.10.4 Cálculo del factor de sobrerresistencia

Con los momentos sobre resistentes y los momentos producidos por sismo se calculan el factor de sobrerresistencia en la viga que se muestra en la figura 92.

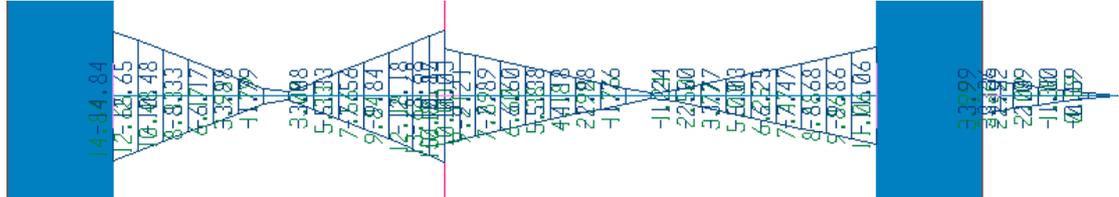


Figura 92. Diagrama de momentos por sismo Y_{\pm}

Fuente: SAP2000, 2014

Tabla 46

Cálculo del factor de sobrerresistencia.

Location		MoA,B	M sismo	ϕ_o
Support A	righth face	-56.83	14.84	3.8
Midspan A-B				
Support B	left face	-79.65	15.17	6.1
	righth face	-79.21	10.85	
Midspan B-C				
Support C	left face	-85.77	11.06	7.8
	Σ	-301.45	51.92	

4.4.10.5 Cálculo del factor de sobrerresistencia del sistema

Se calcula el factor de sobrerresistencia como un sistema completo en función a los momentos que generan las rotulas plásticas y momento generados por sismo.

Tabla 47

Factor de sobrerresistencia para la viga.

Location		MoA,B	M sismo	ψ_{o+}
Support A	righth face	-56.83	14.84	
Midspan A-B				
Support B	left face	-79.65	15.17	
	righth face	-79.21	10.85	
Midspan B-C				
Support C	left face	-85.77	11.06	
	Σ	-301.45	51.92	5.8

4.4.10.6 Diseño de estribos por capacidad

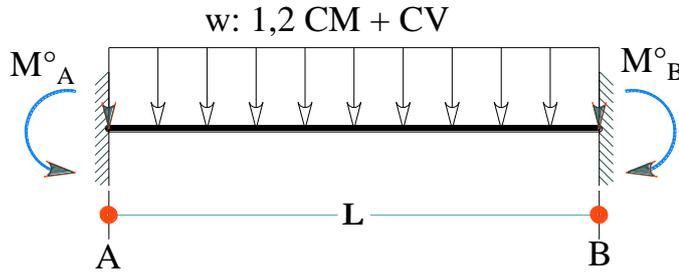


Figura 93. Esquema de cálculo de la fuerza cortante en vigas

La siguiente figura muestra la fuerza cortante por cargas de gravedad a caras de columnas y/o muros de corte (placas).

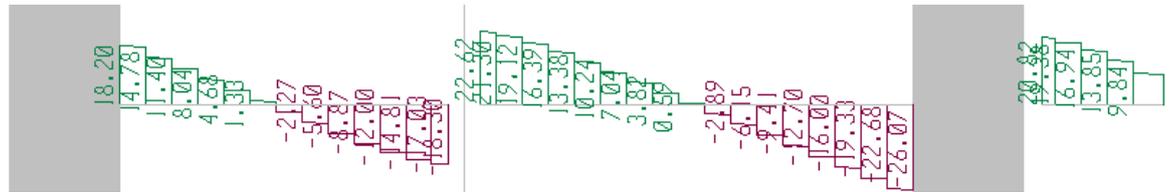


Figura 94. Diagrama de fuerza cortante por cargas de gravedad (1,2cm+cv)

Fuente: SAP2000

La fuerza cortante por acción de sismo se obtuvo en la tabla 45.

De acuerdo a la filosofía de diseño hay consideraciones a tener en cuenta:

$\phi = 1$, factor de reducción de resistencia del concreto.

$V_c = 0$, en zonas de rotulas plásticas la contribución del concreto es nula.

Se deberá de comprobar que $V_u < V_s = 2,11\sqrt{f'_c}bd$, cortante limite.

La separación de estribo propuesto se calcula con $S = A_{te}d, fy/V_u$.

La separación máxima dentro de zona de rotula plástica se tomara el menor valor de, $\min(d/4, 8d_b, 24d_{be})$.

Fuera de la zona de rotula plástica el estribo no deberá estar espaciado más de $d/2$.

Tabla 48*Cálculo del cortante ultimo de diseño*

Tramo	Apoyo	Mi	Mpr ton.m	R wu ton	Vui ton
1	Caso 1	Mpri	56,83	18,2	44,03
		Mprd	72,33		
		Ln :	5	m	Vmax
	Caso 2	Mpri	56,83	18,3	44,13
Mprd		72,33			
2	Caso 1	Mpri	72,33	22,62	46,57
		Mprd	85,77		
		Ln :	6,6	m	Vmax
	Caso 2	Mpri	72,33	26,07	50,02
Mprd		85,77			

Tabla 49*Cálculo de la separación de estribos alternativa 1.*

Vu ton	Vs ton	Estribo	n° de Ramas	Av cm2	s1 cm	s2 d/4	s3 8db	s4 24Db	s5 30	s.final min	L conf.	N° d estribos	Fuera z conf.
						61	ø 3/4"	ø 3/8"			2d		d/2
44,13	44,1	ø 3/8"	2	1,42	8,2	15,25	15,28	22,8	30	8	122	16	30
		Estribo:	ø 3/8"	1 @5 ,16 @8, Rto @30			61	ø 3/4"	ø 3/8"		2d		d/2
50,02	50,0	ø 3/8"	2	1,42	7,3	15,25	15,28	22,8	30	7	122	18	30
		Estribo:	ø 3/8"	1 @5 ,18 @7, Rto @30									

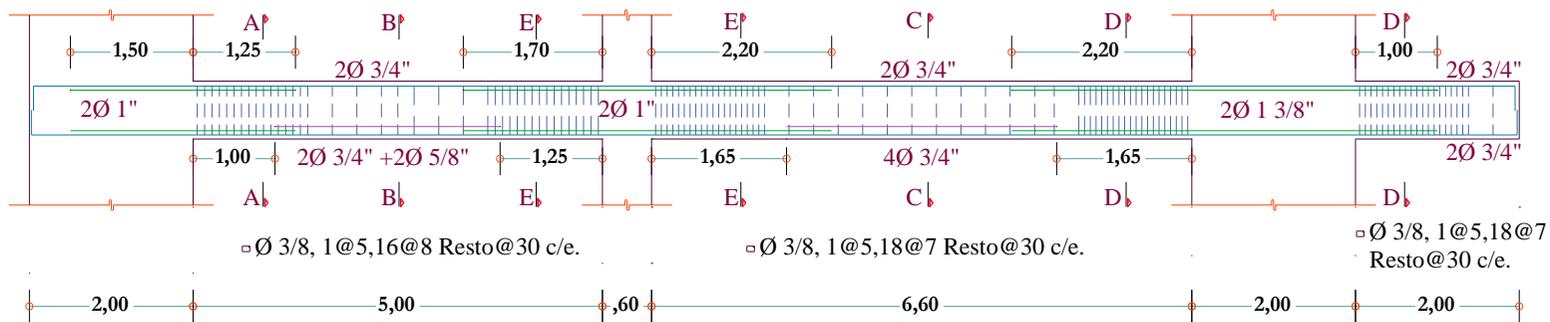


Figura 95. Disposición de acero por cortante –alternativa 1

Tabla 50

Cálculo de la separación de estribos alternativa 2.

Vu ton	Vs ton	Estribo	n° de Ramas	Av cm2	s1 cm	s2 d/4	s3 8db	s4 24Db	s5 30	s.final min	L conf.	N° d estribos	Fuera z conf.
						61	Ø 3/4"	Ø 3/8"			2d		d/2
44,13	44,1	Ø 3/8"	4	2,84	16,5	15,25	15,28	22,8	30	15	122	9	30
		Estribo:	Ø 3/8"	1 @ 5 ,9 @ 15, Rto @ 30		61	Ø 3/4"	Ø 3/8"			2d		d/2
50,02	50,0	Ø 3/8"	4	2,84	14,5	15,25	15,28	22,8	30	14	122	9	30
		Estribo:	Ø 3/8"	1 @ 5 ,9 @ 14, Rto @ 30									

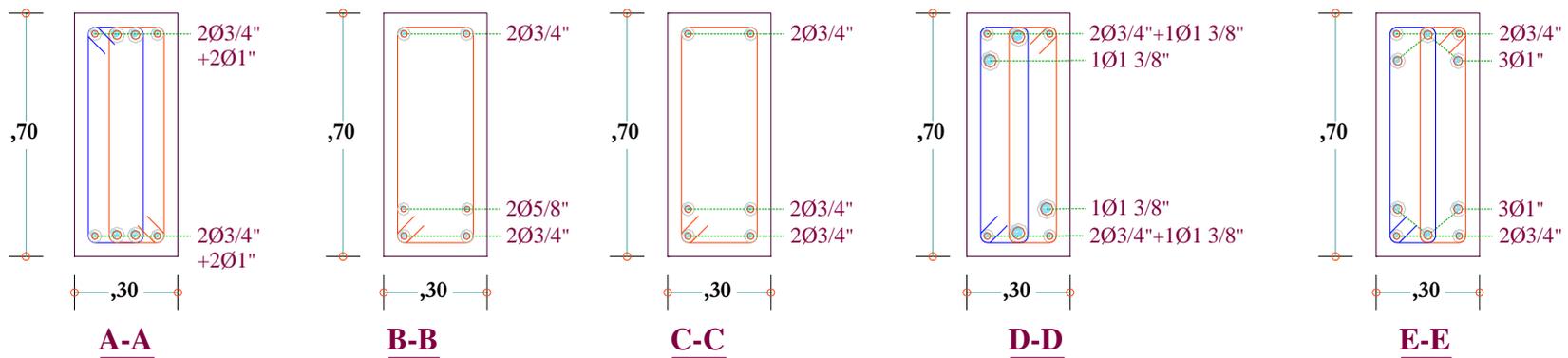


Figura 96. Disposición de estribos, alternativa2

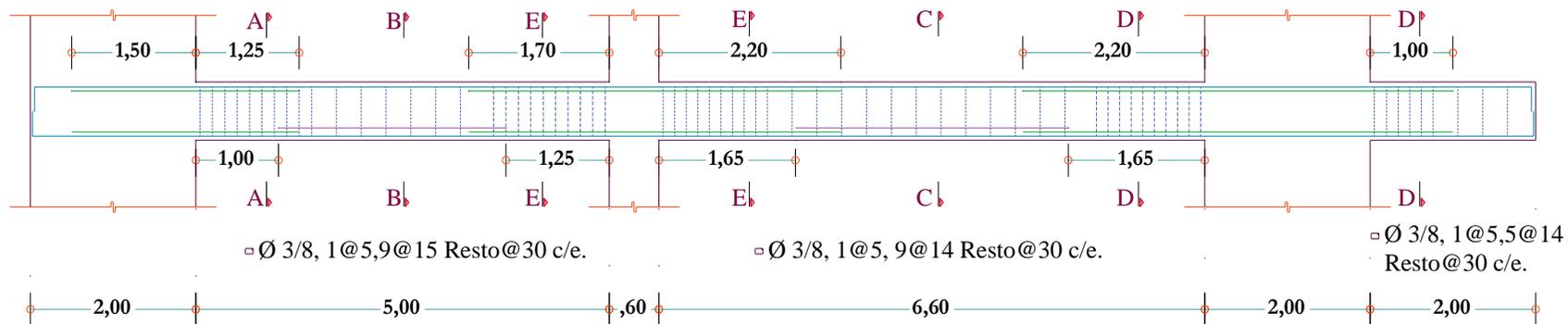


Figura 97. Disposición de acero por cortante –alternativa 2

4.4.10.7 Diseño de viga VC-2

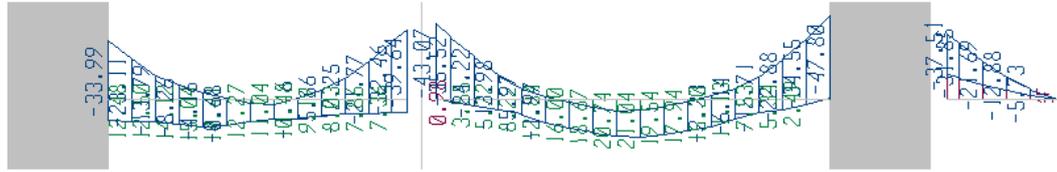


Figura 98. Envolvente de diseño viga del eje C nivel 2; VC-2

Fuente: SAP2000, 2014

Tabla 51

Factores de redistribución FR % VC-2

Apoyo		A		B		C	
		Derecho	Izquierdo	Derecho	Izquierdo		
iteración 1	Mu	33,99	39,64	43,07	47,80		
	Rn/fc	0,1464	0,1707	0,1855	0,2058		
	e t	0,0104	0,0083	0,0072	0,0060		
	Ajuste (%)	10,4	8,3	7,2	6,0		
iteración 2	Mu	30,5	36,4	40,0	44,9		
	Rn/fc	0,1311	0,1566	0,1720	0,1934		
	e t	0,0121	0,0094	0,0082	0,0067		
	Ajuste (%)	12,1	9,4	8,2	6,7		
iteración 3	Mu	29,9	35,9	39,6	44,6		
	Rn/fc	0,1286	0,1546	0,1703	0,1919		
	e t	0,0125	0,0096	0,0083	0,0068		
	Ajuste (%)	12,5	9,6	8,3	6,8		
iteración 4	Mu	29,8	35,8	39,5	44,5		
	Rn/fc	0,1281	0,1543	0,1701	0,1918		
	e t	0,0125	0,0096	0,0083	0,0068		
	Ajuste (%)	12,5	9,6	8,3	6,8		
iteración 5	Mu	29,7	35,8	39,5	44,5		
	Rn/fc	0,1280	0,1542	0,1700	0,1917		
	e t	0,0125	0,0096	0,0083	0,0068		
	Ajuste (%)	12,5	9,6	8,3	6,8		
iteración 6	Mu	29,7	35,8	39,5	44,5		
	Rn/fc	0,1280	0,1542	0,1700	0,1917		
	e t	0,0125	0,0096	0,0083	0,0068		
	Ajuste (%)	12,5	9,6	8,3	6,8		
% final de Ajuste		12,5	9,6	8,3	6,8		

Tabla 52*Redistribución de momentos VC-2.*

Location	Fr %	COMBO 1		COMBO 2		COMBO 3		COMBO 4		COMBO 5	
		Mu	Madj	Mu	Madj	Mu	Madj	Mu	Madj	Mu	Madj
A		-19,18	-19,18	-34,0	-34,0	-33,99	-34,0	-24,74	-24,7	-24,74	-24,7
A righth face	12,5	-19,18	-19,18	-34,0	-34,0	-33,99	-34,0	-24,78	-24,7	-24,78	-24,7
Mid-span A-B		12,28	14,12	15,0	17,4	15,04	17,4	6,11	7,6	6,11	7,6
B left face		-27,57	-21,61	-39,64	-29,8	-39,64	-29,8	-26,89	-20,5	-26,89	-20,5
B left center	9,6	-33,79	-30,53	-46,59	-42,1	-46,59	-42,1	-30,84	-27,9	-30,84	-27,9
B righth center	8,3	-45,05	-41,31	-50,39	-46,2	-50,39	-46,2	-29,25	-26,8	-29,25	-26,8
B righth face		-37,36	-30,62	-43,07	-35,0	-43,07	-35,0	-25,51	-20,7	-25,51	-20,7
Mid-span B-C		21,04	22,91	18,48	20,6	18,48	20,6	8,62	9,8	8,62	9,8
C left face	6,8	-41,49	-41,49	-47,8	-47,8	-47,8	-47,8	-28,34	-28,3	-28,34	-28,3
C		-41,49	-41,49	-47,8	-47,8	-47,8	-47,8	-28,34	-28,3	-28,34	-28,3

Tabla 53*Diseño por flexión VC-2.*

Tramo	Apoyo	Mi	Mu ton.m	a cm	Vsr? Vdr?	As cm ²
1	Izq.	Mu -	33,99	12,9	Vsr	16,5
		Mu +	33,99	12,9	Vsr	16,5
	Centro	Mu +	17,36	6,2	Vsr	7,9
		Der.	Mu -	29,82	11,2	Vsr
	Mu +		29,82	11,2	Vsr	14,2
	2	Izq.	Mu -	35,03	13,4	Vsr
Mu +			35,03	13,4	Vsr	17,1
Centro		Mu +	22,91	8,4	Vsr	10,7
		Der.	Mu -	47,8	19,3	Vsr
	Mu +		47,8	19,3	Vsr	24,6

Tabla 54*Colocación de refuerzo y cálculo del momento nominal, VC-2.*

Tramo	Apoyo	As		As real cm ²	chek	ratio >1	Mn ton.m
		Bastón princ.					
1	Izq.	2	ø 1 3/8"	25,8	ok	1,56	55,14
		2	ø 1 3/8"	25,8	ok	1,56	55,14
	Centro	2	ø 5/8"	9,66	ok	1,22	23,21
		2	ø 1 3/8"	25,8	ok	1,81	55,14
		2	ø 1 3/8"	25,8	ok	1,81	55,14
2	Izq.	2	ø 1 3/8"	25,8	ok	1,51	55,14
		2	ø 1 3/8"	25,8	ok	1,51	55,14
	Centro	2	ø 3/4"	11,36	ok	1,06	26,98
		2	ø 1 3/8"	25,8	ok	1,05	55,14
		2	ø 1 3/8"	25,8	ok	1,05	55,14

Tabla 55*Momento sobre resistentes en rotula plástica, VC-2.*

Location		Mn	Mo:λo/φ	L	ei	Xo	MoA,B
Support A	righth face	55,14	-85,77		0		-85,767
Midspan A-B		23,21	-36,11	5,3		2,65	
Support B	left face	55,14	-85,77		0,3		-95,477
	righth face	55,14	-85,77	6,9	0,3	3,45	-93,225
Midspan B-C		26,98	-41,97				
Support C	left face	55,14	-85,77		0		-85,767

Tabla 56*Factor de sobrerresistencia para la viga, VC-2.*

Location		MoA,B	M sismo	φ _o	ψ _{o+}
Support A	righth face	-85,77	18,3	4,7	
Midspan A-B					
Support B	left face	-95,48	16,92	6,4	
	righth face	-93,23	12,38		
Midspan B-C					
Support C	left face	-85,77	13,7	6,3	
	Σ	-360,24	61,3		5,9

Tabla 57*Cálculo del cortante ultimo de diseño, VC-2.*

Tramo	Apoyo	Mi	Mpr ton.m	R wu ton	Vui ton
1	caso1	Mpri	85,77	18,11	52,42
		Mprd	85,77		
		Ln :	5	m	
	caso2	Mpri	85,77	18,37	52,68
		Mprd	85,77		
2	caso1	Mpri	85,77	22,67	48,66
		Mprd	85,77		
		Ln :	6,6	m	
	caso2	Mpri	85,77	26,06	52,05
		Mprd	85,77		

Tabla 58*Cálculo de la separación de estribos, VC-2.*

Vu ton	Vs ton	Estribo	n° de Ramas	Av cm2	s1 cm	s2 d/4	s3 8db	s4 24Db	s5 30	s.final min	L conf.	N° d estribos	Fuera z conf.
						61	ø 3/4"	ø 3/8"			2d		d/2
52,68	52,7	ø 3/8"	4	2,84	13,8	15,25	15,28	22,8	30	13	122	10	30
		Estribo:	ø 3/8"	1 @5 ,10 @13, Rto @30			61	ø 3/4"	ø 3/8"		2d		d/2
52,05	52,1	ø 3/8"	4	2,84	14,0	15,25	15,28	22,8	30	13	122	10	30
		Estribo:	ø 3/8"	1 @5 ,10 @13, Rto @30									

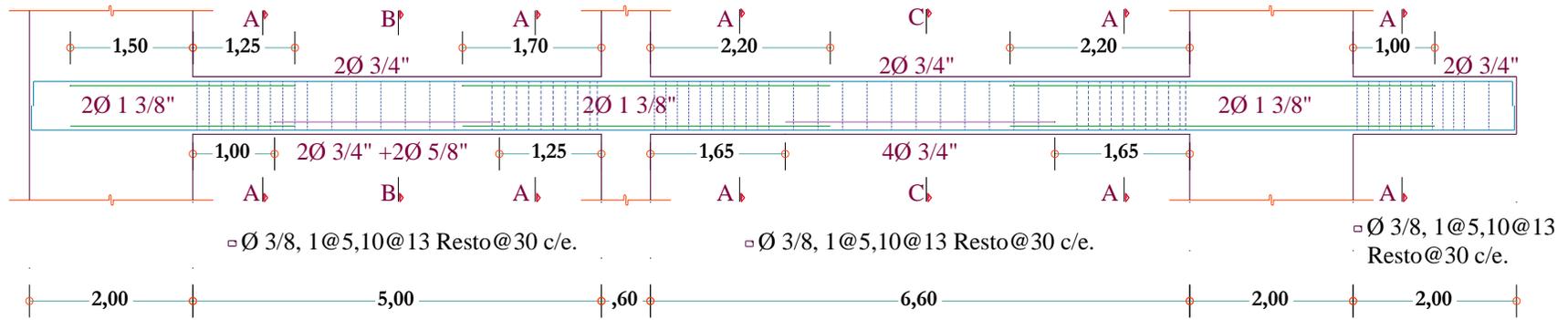


Figura 99. Refuerzo por flexión y corte, VC-2

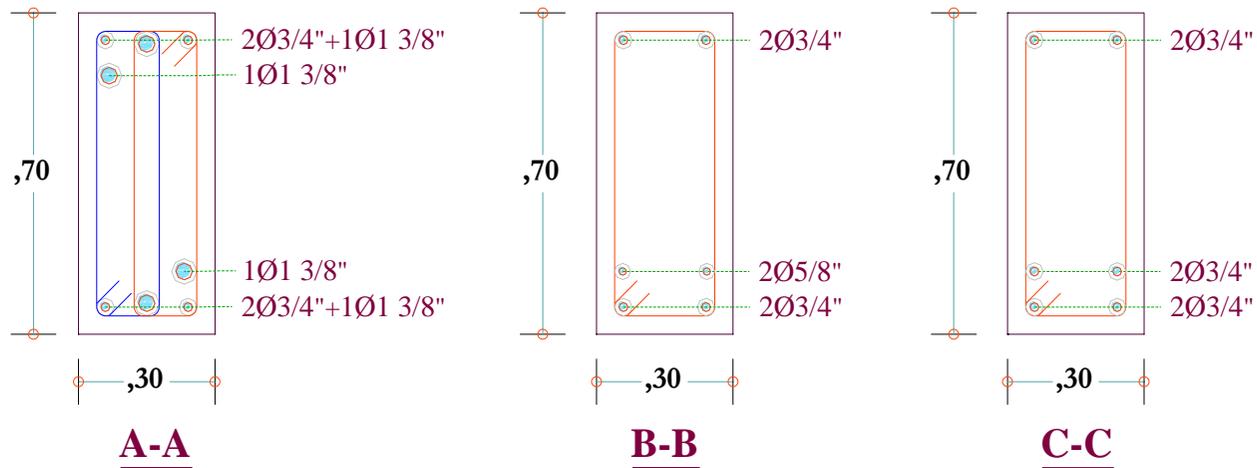


Figura 100. Secciones, VC-2

4.4.10.8 Diseño de viga VC-3

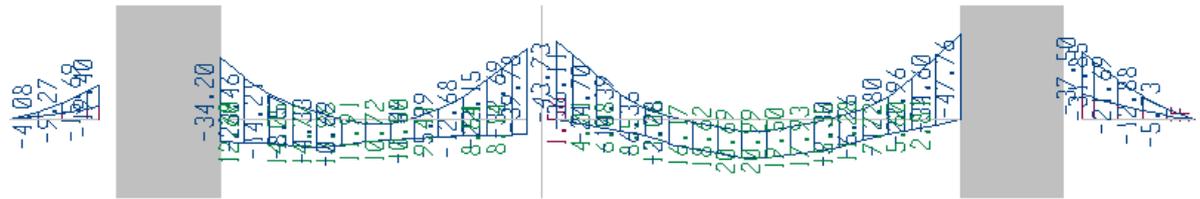


Figura 101. Envolvente de diseño viga del eje C nivel 3; VC-3

Fuente: SAP2000

Tabla 59

Factores de redistribución FR % VC-3.

Apoyo		A		B		C	
		Derecho	Izquierdo	Derecho	Izquierdo		
iteración 1	Mu	34,2	39,78	43,73	47,76		
	Rn/fc	0,1473	0,1713	0,1883	0,2056		
	e t	0,0103	0,0082	0,0071	0,0061		
	Ajuste (%)	10,3	8,2	7,1	6,1		
iteración 2	Mu	30,7	36,5	40,6	44,9		
	Rn/fc	0,1321	0,1572	0,1750	0,1932		
	e t	0,0120	0,0094	0,0079	0,0068		
	Ajuste (%)	12,0	9,4	7,9	6,8		
iteración 3	Mu	30,1	36,1	40,3	44,5		
	Rn/fc	0,1296	0,1552	0,1733	0,1918		
	e t	0,0123	0,0095	0,0081	0,0068		
	Ajuste (%)	12,3	9,5	8,1	6,8		
iteración 4	Mu	30,0	36,0	40,2	44,5		
	Rn/fc	0,1291	0,1549	0,1731	0,1916		
	e t	0,0124	0,0096	0,0081	0,0068		
	Ajuste (%)	12,4	9,6	8,1	6,8		
iteración 5	Mu	30,0	36,0	40,2	44,5		
	Rn/fc	0,1290	0,1549	0,1731	0,1916		
	e t	0,0124	0,0096	0,0081	0,0069		
	Ajuste (%)	12,4	9,6	8,1	6,9		
iteración 6	Mu	30,0	36,0	40,2	44,5		
	Rn/fc	0,1290	0,1549	0,1731	0,1916		
	e t	0,0124	0,0096	0,0081	0,0069		
	Ajuste (%)	12,4	9,6	8,1	6,9		
% final de Ajuste		12,4	9,6	8,1	6,9		

Tabla 60*Redistribución de momentos VC-3.*

Location	Fr %	COMBO 1		COMBO 2		COMBO 3		COMBO 4		COMBO 5	
		Mu	Madj	Mu	Madj	Mu	Madj	Mu	Madj	Mu	Madj
A		-19,03	-19,03	-34,2	-34,2	-34,2	-34,2	-25,13	-25,1	-25,13	-25,1
A righth face	12,4	-19,03	-19,03	-34,2	-34,2	-34,2	-34,2	-25,13	-25,1	-25,13	-25,1
Mid-span A-B		11,92	13,71	14,8	17,1	14,77	17,1	5,5	7,0	5,5	7,0
B left face		-27,14	-21,32	-39,78	-29,9	-39,78	-29,9	-27,12	-20,8	-27,12	-20,8
B left center	9,6	-33,26	-30,08	-46,63	-42,2	-46,63	-42,2	-31,13	-28,1	-31,13	-28,1
B righth center	8,1	-45,01	-41,37	-51,11	-47,0	-51,11	-47,0	-30	-27,6	-30	-27,6
B righth face		-37,33	-30,70	-43,73	-35,7	-43,73	-35,7	-26,21	-21,3	-26,21	-21,3
Mid-span B-C		20,99	22,81	18,44	20,5	18,44	20,5	8,57	9,8	8,57	9,8
C left face	6,9	-41,25	-41,25	-47,76	-47,8	-47,76	-47,8	-28,36	-28,4	-28,36	-28,4
C		-41,25	-41,25	-47,76	-47,8	-47,76	-47,8	-28,36	-28,4	-28,36	-28,4

Tabla 61*Diseño por flexión VC-3.*

Tramo	Apoyo	Mi	Mu ton.m	a cm	Vsr? Vdr?	As cm ²
1	Izq.	Mu -	34,2	13,0	Vsr	16,6
		Mu +	34,2	13,0	Vsr	16,6
	Centro	Mu +	17,07	6,1	Vsr	7,8
		Mu -	29,93	11,2	Vsr	14,3
	Der.	Mu +	29,93	11,2	Vsr	14,3
		Mu -	35,72	13,7	Vsr	17,4
2	Izq.	Mu +	35,72	13,7	Vsr	17,4
		Mu -	22,81	8,3	Vsr	10,6
	Centro	Mu +	22,81	8,3	Vsr	10,6
		Mu -	47,76	19,3	Vsr	24,6
	Der.	Mu -	47,76	19,3	Vsr	24,6
		Mu +	47,76	19,3	Vsr	24,6

Tabla 62*Colocación de refuerzo y cálculo del momento nominal, VC-3.*

Tramo	Apoyo	As		As real cm ²	chek	ratio >1	Mn ton.m
		Bastón princ.					
1	Izq.	2	∅ 1 3/8"	25,8	ok	1,55	55,14
		2	∅ 1 3/8"	25,8	ok	1,55	55,14
	Centro	2	∅ 5/8"	9,66	ok	1,24	23,21
		2	∅ 1 3/8"	25,8	ok	1,80	55,14
	Der.	2	∅ 1 3/8"	25,8	ok	1,80	55,14
		2	∅ 1 3/8"	25,8	ok	1,48	55,14
2	Izq.	2	∅ 1 3/8"	25,8	ok	1,48	55,14
		2	∅ 1 3/8"	25,8	ok	1,48	55,14
	Centro	2	∅ 3/4"	11,36	ok	1,07	26,98
		2	∅ 1 3/8"	25,8	ok	1,05	55,14
	Der.	2	∅ 1 3/8"	25,8	ok	1,05	55,14
		2	∅ 1 3/8"	25,8	ok	1,05	55,14

Tabla 63*Momento sobre resistentes en zona de rotula plástica, VC-3.*

Location		Mn	Mo:λo/φ	L	ei	Xo	MoA,B
Support A	right face	55,14	-85,77		0		-85,767
Midspan A-B		23,21	-36,11	5,3		2,65	
Support B	left face	55,14	-85,77		0,3		-95,477
	right face	55,14	-85,77	6,9	0,3	3,45	-93,225
Midspan B-C		26,98	-41,97				
Support C	left face	55,14	-85,77		0		-85,767

Tabla 64*Factor de sobrerresistencia para la viga, VC-3.*

Location		MoA,B	M sismo	ϕ_o	ψ_{o+}
Support A	right face	-85,77	18,3	4,7	
Midspan A-B					
Support B	left face	-95,48	16,92	6,4	
	right face	-93,23	12,38		
Midspan B-C					
Support C	left face	-85,77	13,7	6,3	
	Σ	-360,24	61,3		5,9

Tabla 65*Cálculo del cortante ultimo de diseño, VC-3.*

Tramo	Apoyo	Mi	Mpr ton.m	R wu ton	Vui ton
1	caso1	Mpri	85,77		52,03
		Mprd	85,77	17,72	
		Ln :	5	m	Vmax
	caso2	Mpri	85,77		52,37
		Mprd	85,77	18,06	
2	caso1	Mpri	85,77		48,64
		Mprd	85,77	22,65	
		Ln :	6,6	m	Vmax
	caso2	Mpri	85,77		51,93
		Mprd	85,77	25,94	

Tabla 66*Cálculo de la separación de estribos, VC-3.*

Vu ton	Vs ton	Estribo	n° de Ramas	Av cm2	s1 cm	s2 d/4	s3 8db	s4 24Db	s5 30	s.final min	L conf.	N° d estribos	Fuera z conf.
						61	ø 3/4"	ø 3/8"			2d		d/2
52,37	52,4	ø 3/8"	4	2,84	13,9	15,25	15,28	22,8	30	13	122	10	30
		Estribo:	ø 3/8"	1 @5 ,10 @13, Rto @30		61	ø 3/4"	ø 3/8"			2d		d/2
51,93	51,9	ø 3/8"	4	2,84	14,0	15,25	15,28	22,8	30	14	122	9	30
		Estribo:	ø 3/8"	1 @5 ,9 @14, Rto @30									

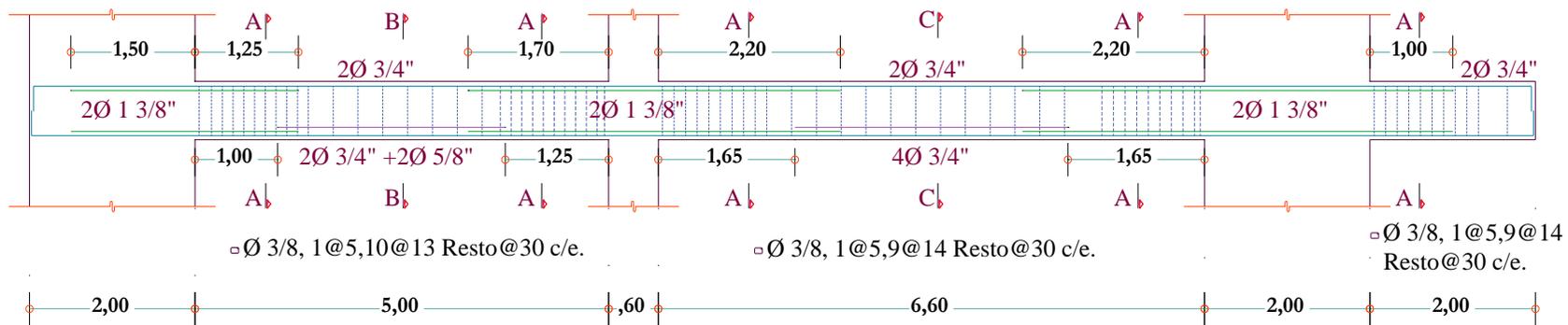


Figura 102. Refuerzo por flexión y corte, VC-3

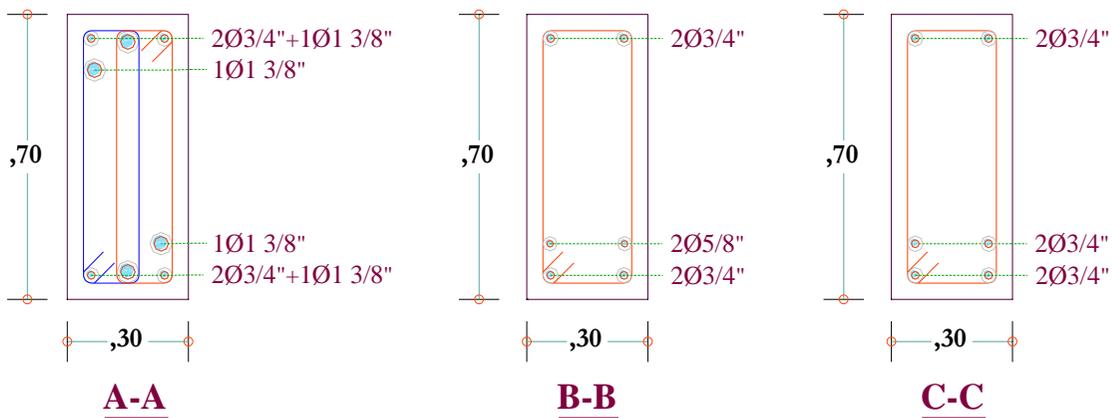


Figura 103. Secciones, VC-3

4.4.10.9 Diseño de viga VC-4

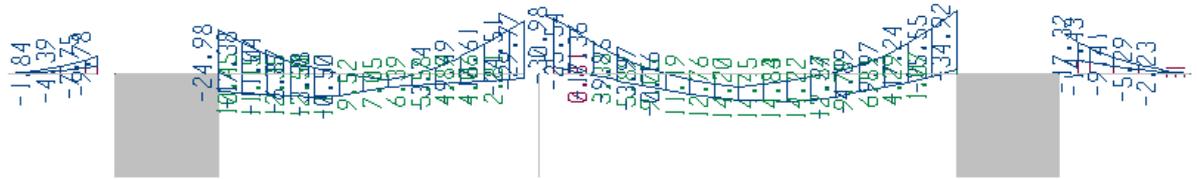


Figura 104. Envoltura de diseño viga del eje C nivel 4; VC-4

Fuente: SAP2000, 2014

Tabla 67

Factores de redistribución FR % VC-4.

Apoyo		A		B		C	
		Derecho	Izquierdo	Derecho	Izquierdo		
iteración 1	Mu	24,98	29,77	30,98	34,92		
	Rn/fc	0,1511	0,1801	0,1874	0,2112		
	e t	0,0099	0,0076	0,0071	0,0058		
	Ajuste (%)	9,9	7,6	7,1	5,8		
iteración 2	Mu	22,5	27,5	28,8	32,9		
	Rn/fc	0,1361	0,1664	0,1741	0,1990		
	e t	0,0115	0,0086	0,0080	0,0064		
	Ajuste (%)	11,5	8,6	8,0	6,4		
iteración 3	Mu	22,1	27,2	28,5	32,7		
	Rn/fc	0,1337	0,1646	0,1724	0,1977		
	e t	0,0118	0,0087	0,0081	0,0065		
	Ajuste (%)	11,8	8,7	8,1	6,5		
iteración 4	Mu	22,0	27,2	28,5	32,7		
	Rn/fc	0,1332	0,1643	0,1721	0,1975		
	e t	0,0119	0,0088	0,0082	0,0065		
	Ajuste (%)	11,9	8,8	8,2	6,5		
iteración 5	Mu	22,0	27,2	28,5	32,6		
	Rn/fc	0,1331	0,1643	0,1721	0,1975		
	e t	0,0119	0,0088	0,0082	0,0065		
	Ajuste (%)	11,9	8,8	8,2	6,5		
iteración 6	Mu	22,0	27,2	28,5	32,6		
	Rn/fc	0,1331	0,1643	0,1721	0,1975		
	e t	0,0119	0,0088	0,0082	0,0065		
	Ajuste (%)	11,9	8,8	8,2	6,5		
% final de Ajuste		11,9	8,8	8,2	6,5		

Tabla 68*Redistribución de momentos VC-4.*

Location	Fr %	COMBO 1		COMBO 2		COMBO 3		COMBO 4		COMBO 5	
		Mu	Madj	Mu	Madj	Mu	Madj	Mu	Madj	Mu	Madj
A		-11,07	-11,07	-25,0	-25,0	-24,98	-25,0	-21,39	-21,4	-21,39	-21,4
A righth face	11,9	-11,07	-11,07	-25,0	-25,0	-24,98	-25,0	-21,39	-21,4	-21,39	-21,4
Mid-span A-B		8,12	9,48	12,5	14,1	12,51	14,1	6,13	7,3	6,13	7,3
B left face		-19,96	-16,00	-29,77	-22,4	-29,77	-22,4	-23,1	-17,8	-23,1	-17,8
B left center	8,8	-24,26	-22,13	-34,88	-31,8	-34,88	-31,8	-26,78	-24,4	-26,78	-24,4
B righth center	8,2	-30,26	-27,79	-36,24	-33,3	-36,24	-33,3	-26,19	-24,1	-26,19	-24,1
B righth face		25,08	-20,59	-30,98	-25,0	-30,98	-25,0	-22,64	-18,3	-22,64	-18,3
Mid-span B-C		14,46	15,69	14,84	16,3	14,84	16,3	9,13	10,2	9,13	10,2
C left face	6,5	-27,02	-27,02	-34,92	-34,9	-34,92	-34,9	-25,86	-25,9	-25,86	-25,9
C		-27,02	-27,02	-34,92	-34,9	-34,92	-34,9	-25,86	-25,9	-25,86	-25,9

Tabla 69*Diseño por flexión VC-4.*

Tramo	Apoyo	Mi	Mu ton.m	a cm	Vsr ? Vdr ?	A's cm ²	As cm ²	A's cm ²	As cm ²
1	Izq.	Mu -	24,98	11,4	Vsr		14,60		14,6
		Mu +	24,98	11,4	Vsr		14,60		14,6
	Centro	Mu +	14,11	6,1	Vsr		7,79		7,8
		Der.	Mu -	22,37	10,1	Vsr		12,88	
	Mu +		22,37	10,1	Vsr		12,88		12,9
	2	Izq.	Mu -	24,97	11,4	Vsr		14,59	
Mu +			24,97	11,4	Vsr		14,59		14,6
Centro		Mu +	16,32	7,1	Vsr		9,10		9,1
		Der.	Mu -	34,92	17,1	Vdr	0,83	21,51	3,7
			Mu +	34,92	17,1	Vdr	0,83	21,51	3,7

Tabla 70*Colocación de refuerzo y cálculo del momento nominal, VC-4.*

T.	Apoy.	A's		chek	As		As real	chek	ratio	Mn	
		bastón adicional	cm ²		Bastón princ.	cm ²					
1	Izq.			2	∅ 1 3/8"	25,8		ok	1,77	44,30	
				2	∅ 1 3/8"	25,8		ok	1,77	44,30	
	Centro			2	∅ 5/8"	9,66		ok	1,24	19,15	
		Der.			2	∅ 1"	15,88		ok	1,23	29,86
				2	∅ 1"	15,88		ok	1,23	29,86	
		Izq.			2	∅ 1"	15,88		ok	1,09	29,86
2	Centro			2	∅ 5/8"	9,66		ok	1,06	19,15	
		Der.	2	∅ 3/4"	5,68	ok	2	∅ 1 3/8"	25,8	ok	1,24
			2	∅ 3/4"	5,68	ok	2	∅ 1 3/8"	25,8	ok	1,24

Tabla 71*Momento sobre resistentes en zona de rotula plástica, VC-4.*

Location		Mn	Mo:λo/φ	L	ei	Xo	MoA,B
Support A	right face	44,30	-68,91		0		-68,911
Midspan A-B		19,15	-29,80	5,3		3,17	
Support B	left face	29,86	-46,45		0,3		-52,981
	right face	29,86	-46,45	6,9	0,3	2,78	-51,467
Midspan B-C		19,15	-29,80				
Support C	left face	44,30	-68,91		0		-68,911

Tabla 72*Factor de sobrerresistencia para la viga, VC-4.*

Location		MoA,B	M sismo	φ _o	ψ _{o+}
Support A	right face	-68,91	15,36	4,5	
Midspan A-B					
Support B	left face	-52,98	12,5	4,8	
	right face	-51,47	9,25		
Midspan B-C					
Support C	left face	-68,91	11,54	6,0	
	Σ	-242,27	48,65		5,0

Tabla 73*Cálculo del cortante ultimo de diseño, VC-4.*

Tramo	Apoyo	Mi	Mpr ton.m	R wu ton	Vui ton
1	caso1	Mpri	68,91	12,65	35,72
		Mprd	46,45		
	caso2	Ln :	5	m	Vmax
		Mpri	68,91	13,97	37,04
		Mprd	46,45		
2	caso1	Mpri	46,45	16,84	34,32
		Mprd	68,91		
	caso2	Ln :	6,6	m	Vmax
		Mpri	46,45	19,17	36,65
		Mprd	68,91		

Tabla 74*Cálculo de la separación de estribos, VC-4.*

Vu ton	Vs ton	Est	n° de Ramas	Av cm2	s1 cm	s2 d/4	s3 8db	s4 24Db	s5 30	s.final min	L conf.	N° d estrib.	Fuera z conf.	
						51	ø 3/4"	ø 3/8"			2d		d/2	
37,04	37,0	ø 3/8"	2	1,42	8,1	12,75	15,28	22,8	30	8	102	13	25	
		Estribo:	ø 3/8"	1 @5 ,13 @8, Rto @25			51	ø 3/4"	ø 3/8"			2d		d/2
36,65	36,6	ø 3/8"	2	1,42	8,1	12,75	15,28	22,8	30	8	102	13	25	
		Estribo:	ø 3/8"	1 @5 ,13 @8, Rto @25										

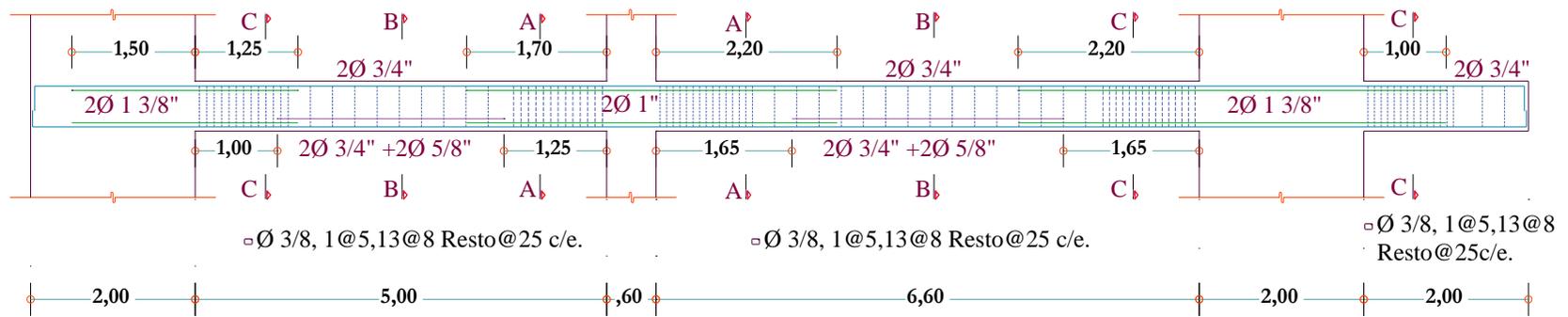


Figura 105. Refuerzo por flexión y corte, VC-4

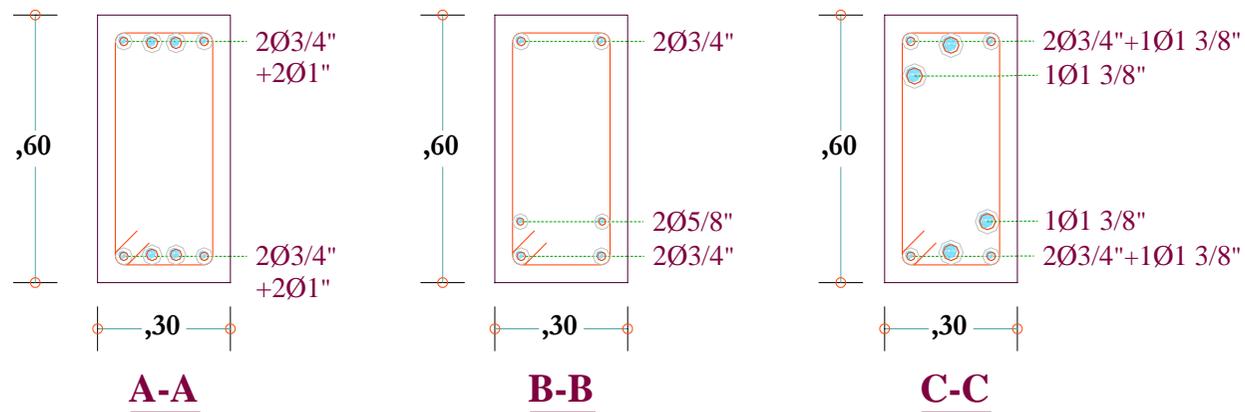


Figura 106. Secciones, VC-4

4.4.11 Diseño de columnas por capacidad

El procedimiento que se detalla es tomando en cuenta todos los niveles de la columna, de la misma forma se detallan los resultados por niveles; tomaremos como ejemplo la columna de esquina C-1, ubicado entre los ejes 1, A.

4.4.11.1 Cargas actuantes

Las cargas actuantes se muestran a continuación, obtenidas del programa de análisis estructural SAP2000.

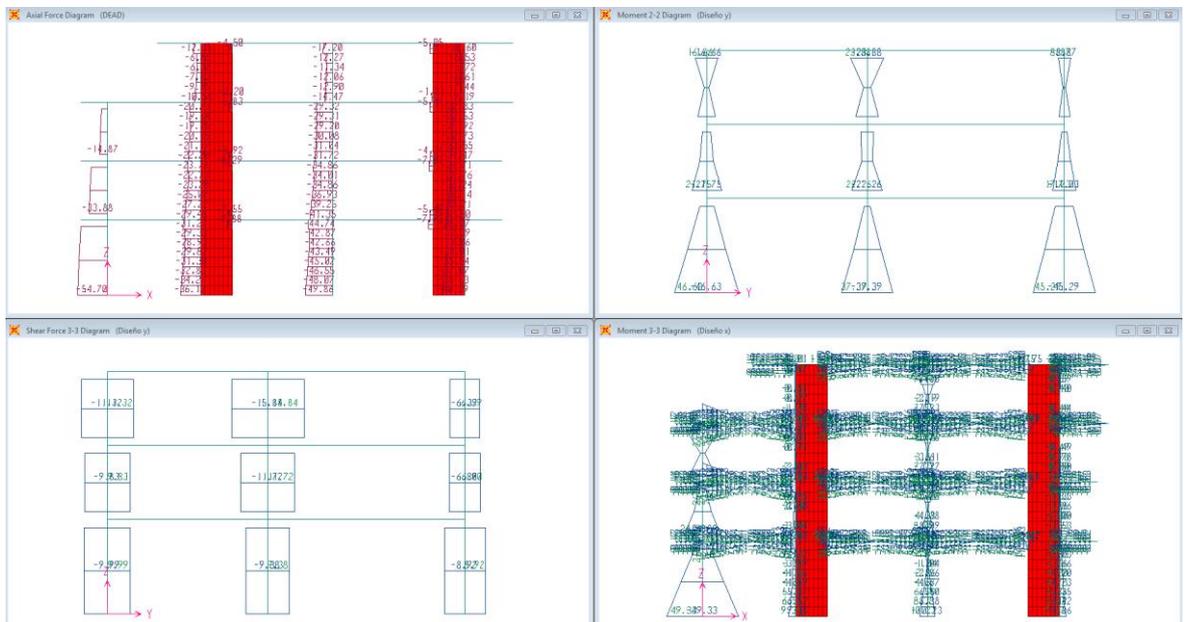


Figura 107. Esfuerzos en columnas, axial, cortante y momento flector

Fuente: SAP2000, 2014

Tabla 75*Cargas axiales, momentos flectores y cortantes para X, Y.*

Nivel	Sección	Pcm	Pcv	Dirección X				Dirección Y			
				Sismo (+)		Sismo (-)		Sismo (+)		Sismo (-)	
				Me	Ve	Me	Ve	Me	Ve	Me	Ve
3	superior	-5,44	-5,44	-22,34	15,75	22,34	-15,75	-16,65	11,32	16,65	-11,32
	inferior	-15,39	-5,44	-23,4	15,75	23,4	-15,75	-16,49	11,32	16,49	-11,32
2	superior	-30,09	-10,86	-3,59	10,55	3,59	-10,55	-5,87	9,83	5,87	-9,83
	inferior	-34,40	-10,86	-28,41	10,55	28,41	-10,55	-25,08	9,83	25,08	-9,83
1	superior	-49,00	-16,19	-10,05	10,67	10,05	-10,67	-10,15	9,99	10,15	-9,99
	inferior	-54,70	-16,19	-49,33	10,67	49,33	-10,67	-46,63	9,99	46,63	-9,99

4.4.11.2 Factores de sobrerresistencia

Se toma como referencia el estudio de (Burgos, 2007). Este valor se calcula a partir de diseño final de vigas que conectan a la columna que se está realizando el diseño, para nuestro caso sabemos que la columna C-1 está ubicada entre los ejes 1 y A, a continuación, se muestra los valores que se calcularon y tienen un efecto de amplificación de momentos y cortantes directo sobre la columna C-1. En la base de la columna se considera el mecanismo de colapso, por lo tanto, la sobrerresistencia no es considerada.

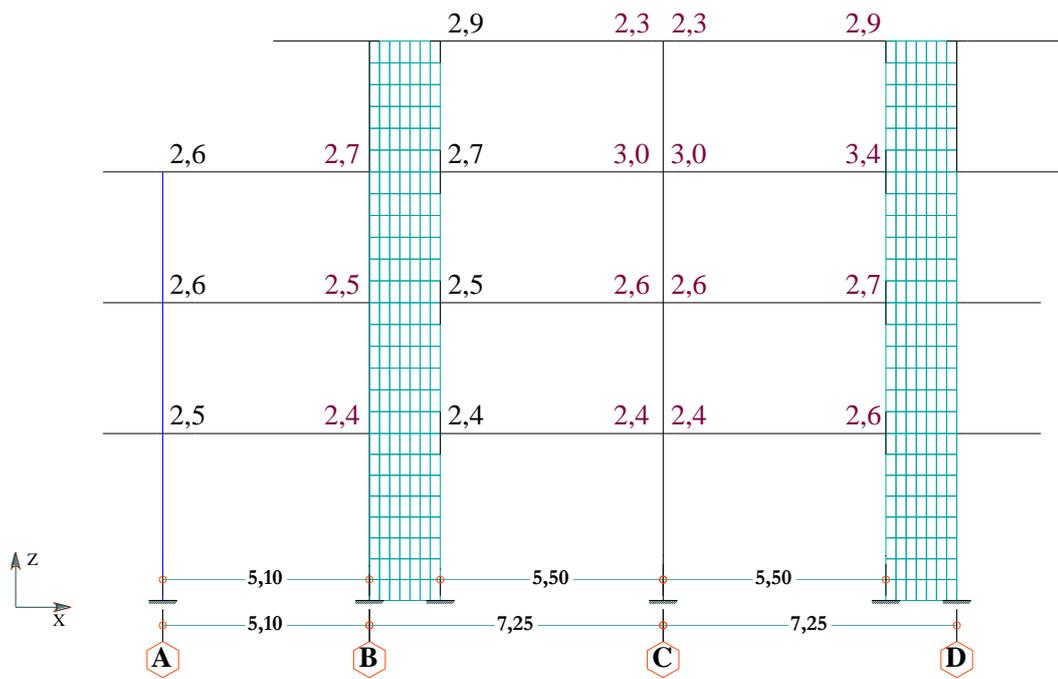


Figura 108. Factores de sobrerresistencia Eje 1

Fuente: SAP2000, 2014

Tabla 76

Factores de sobrerresistencia para C-1.

Nivel	H entrepiso	Øox		Øoy	
		sismo (+)	Sismo(-)	sismo (+)	sismo (-)
3	3,25	2,6	2,6	3	3
2	3,25	2,6	2,6	3,1	3,1
1	4,15	2,5	2,5	3,8	3,8
base	0	1	1	1	1

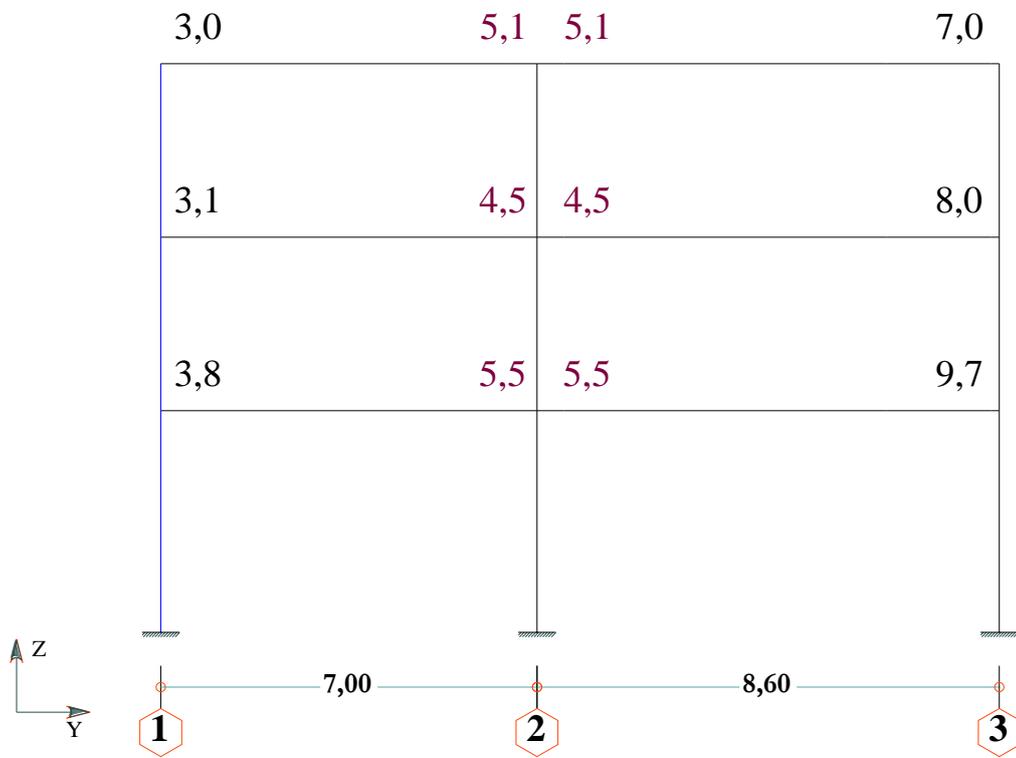


Figura 109. Factores de sobrerresistencia Eje A

4.4.11.3 Factor de amplificación dinámica

La probabilidad de concurrencia de grandes momentos ortogonales en una sección de columnas debido a respuestas en las formas de modo superiores disminuye con el alargamiento del período fundamental. Por lo tanto, la tolerancia para el ataque de momento concurrente, se reduce gradualmente con el aumento del período fundamental.

$$\omega = 0,5T_i + 1,1$$

Ecuación 56

ω , para la base de las columnas del primer y último nivel toma un valor de 1,1

ω , mínimo para el segundo y penúltimo nivel toma un valor de 1,50

ω , para niveles mayores a $0,3H_{\text{edificio}}$, aplica la ecuación descrita en el presente párrafo.

$$0,3, (10,65) = 3,195$$

$$T_x=0,44264 \text{ seg, } \omega_x=0,5, (0,442648) + 1,1=1,32$$

$$T_y=0,39439 \text{ seg, } \omega_x=0,5, (0,39439) + 1,1=1,30$$

Tabla 77

Factores de amplificación dinámica para C-1.

Nivel	H entrepiso	H total	ω_x	ω_y
3	3,25	10,65	1,1	1,1
2	3,25	7,4	1,5	1,5
1	4,15	4,15	1,5	1,5
base	0	0	1,1	1,1

4.4.11.4 Cálculo de las fuerzas axiales de diseño

La fuerza axial inducida por el sismo V_{ei} , en cada piso proviene de la fuerza cortante generada por las vigas que concurren a la comuna a diseñar, es decir se han calculado los momentos sobre resistentes al eje de la columna, de esa forma las fuerzas axiales inducidas por el sismo se obtienen con la ecuación siguiente.

$$P_{Ei} = R_v \sum V_{Ei}$$

Ecuación 57

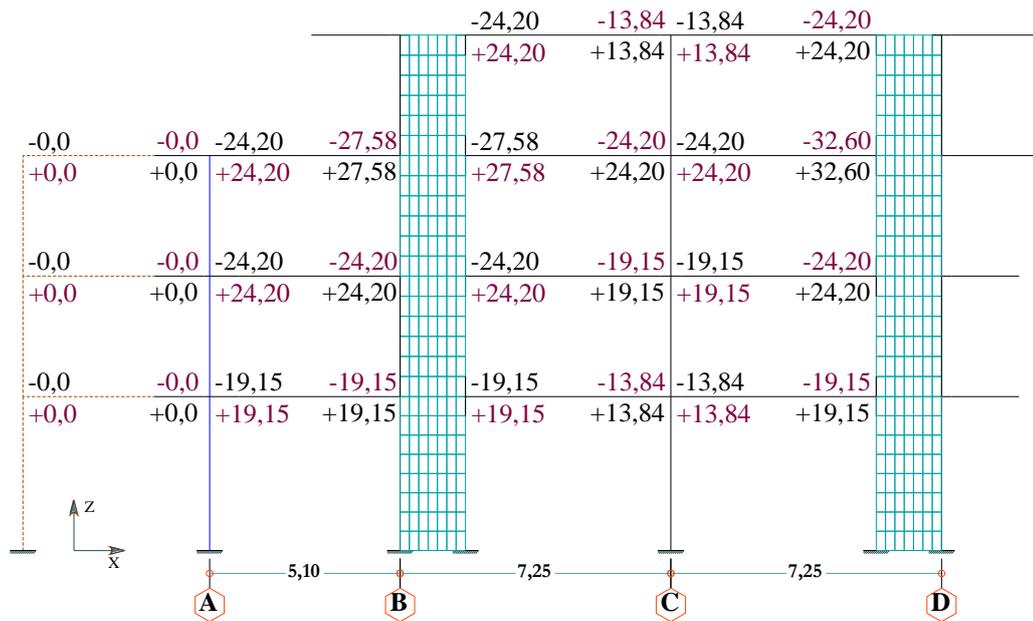


Figura 110. Momentos sobrerresistentes eje 1

Tabla 78

Momentos sobre resistentes de vigas adyacentes a la col. Dir. X.

Nivel	Dirección X-X							
	Sismo X(+)				Sismo X(-)			
	Viga -		Viga AB		Viga -		Viga AB	
	MEo(+)	MEo(-)	MEo(+)	MEo(-)	MEo(-)	MEo(+)	MEo(-)	MEo(+)
3	0	0	-24,2	27,58	0	0	24,2	-27,58
2	0	0	-24,2	24,2	0	0	24,2	-24,2
1	0	0	-19,15	19,15	0	0	19,15	-19,15
	L1:	5,5	L2:	5,1				

Tabla 79

Fuerzas axiales para C-1

	Sismo X(+)	Sismo X(-)
Vex3 :	10,15	Vex3 : -10,15
Vex2 :	9,49	Vex2 : -9,49
Vex1 :	7,51	Vex1 : -7,51



Figura 111. Momentos sobrerresistentes eje A

Tabla 80*Momentos sobre resistentes de vigas adyacentes a la col. Dir. Y*

Nivel	Dirección Y-Y							
	Sismo Y(+)				Sismo Y(-)			
	Viga -		Viga 12		Viga -		Viga 12	
	MEo(+)	MEo(-)	MEo(+)	MEo(-)	MEo(+)	MEo(-)	MEo(+)	MEo(-)
3	0	0	-23,21	36,53	0	0	23,21	-36,53
2	0	0	-26,98	36,53	0	0	26,98	-36,53
1	0	0	-27,61	36,53	0	0	27,61	-36,53
	L1:	5	L2:	7				

Tabla 81*Fuerzas axiales para C-1.*

	Sismo Y(+)	Sismo Y(-)
Vey3 :	8,53	Vey3 : -8,53
Vey2 :	9,07	Vey2 : -9,07
Vey1 :	9,16	Vey1 : -9,16

Tabla 82 *Σ cortante de todos los pisos encima del nivel considerado, C-1.*

Nivel	Sección	Sismo (+)			Sismo (-)		
		Σ VEoX	Σ VEoY	Σ VeO	Σ VEoX	Σ VEoY	Σ VeO
3	superior	10,15	8,53	18,69	-10,15	-8,53	-18,69
	inferior	10,15	8,53	18,69	-10,15	-8,53	-18,69
2	superior	19,64	17,61	37,25	-19,64	-17,61	-37,25
	inferior	19,64	17,61	37,25	-19,64	-17,61	-37,25
1	superior	27,15	26,77	53,92	-27,15	-26,77	-53,92
	inferior	27,15	26,77	53,92	-27,15	-26,77	-53,92

El factor de reducción R_v de la carga axial se obtiene según tablas especificadas de diseño, el cual está en función del número de pisos encima del nivel considerado el factor de amplificación dinámica, y se tomara el mayor valor de ω_x , ω_y , y si es necesario se interpola.

Tabla 83

Factor de reducción Rv de carga axial.

Nivel	N° pisos encima	ω	Rv
3	0	1,1	1
2	1	1,5	1
1	2	1,5	0,97

Por lo tanto, la carga axial total debido al efecto sísmico es igual a:

Tabla 84

Carga axial debido al sismo, para C-1.

Nivel	Sección	Rv	Sismo (+)		Sismo (-)	
			ΣV_{eo}	PEo	ΣV_{eo}	PEo
3	superior	1	18,69	18,69	-18,69	-18,69
	inferior	1	18,69	18,69	-18,69	-18,69
2	superior	1	37,25	37,25	-37,25	-37,25
	inferior	1	37,25	37,25	-37,25	-37,25
1	superior	0,97	53,92	52,31	-53,92	-52,31
	inferior	0,97	53,92	52,31	-53,92	-52,31

Para el cálculo de las fuerzas axiales inducidas por cargas de gravedad se tomaron en cuenta las siguientes combinaciones:

$$Pg1=1,25 \text{ (cm +cv)}$$

$$Pg2=0,9\text{cm}$$

Tabla 85

Fuerza axial inducida por cargas de gravedad C-1.

Nivel	Sección	Pcm	Pcv	1,25(cm + cv)	0,9cm
3	superior	5,44	5,44	13,60	4,90
	inferior	15,39	5,44	26,04	13,85
2	superior	30,09	10,86	51,19	27,08
	inferior	34,40	10,86	56,58	30,96
1	superior	49,00	16,19	81,49	44,10
	inferior	54,70	16,19	88,61	49,23

Tabla 86*Carga Axial de diseño Pu, para C-1.*

Nivel	Sección	Pu			
		sismo (+)		sismo (-)	
		1,25(cm +cv)+sis	0,9cm+sis	1,25(cm +cv)-sis	0,9cm-sis
3	superior	39,34	28,66	39,34	28,66
	inferior	44,72	32,54	44,72	32,54
2	superior	88,44	64,33	88,44	64,33
	inferior	93,83	68,21	93,83	68,21
1	superior	133,79	96,41	133,79	96,41
	inferior	140,92	101,54	140,92	101,54

Tabla 87*Fracciones de carga axial, para C-1.*

Nivel	Sección	f'c : t/cm2 0,210	Ag : m2 0,620	Pu/Ag,f'c			
				sismo (+)		sismo (-)	
				1,25(cm cv)+sis	0,9cm+sis	1,25(cm +cv)-sis	0,9cm-sis
3	superior			0,030	0,022	0,030	0,022
	inferior			0,034	0,025	0,034	0,025
2	superior			0,068	0,049	0,068	0,049
	inferior			0,072	0,052	0,072	0,052
1	superior			0,103	0,074	0,103	0,074
	inferior			0,108	0,078	0,108	0,078

4.4.11.5 Cálculo de la cortante de diseño

La cortante actuante en la columna se determina con: $V_u = 1,6\phi_o V_E$ para los niveles mayores al nivel 1; para el ultimo y primer nivel, considerando la formación de

rotulas plásticas, la cortante de diseño se calcula con; $V_u = \frac{\phi_o^* M_E^* + 1,6\phi_o M_{E superior}}{l_n + 0,5h_b}$

1. Para la base de las columnas del primer nivel

$\phi_o^* = \lambda_o / \phi_c$, también $\lambda_o = \lambda_{o acero} + \lambda_{o concreto}$, se debe de considerar para ambas direcciones de sismo

$$\lambda_o (+) = 1,4 + 2,35 \left(\frac{Pi}{f'c, Ag} - 0,1 \right)^2 = 1,4 + 2,35(0,078 - 0,1)^2 = 1,401$$

$$\emptyset^*o = 1,401/0,9 = 1,557$$

$$\lambda o (-) = 1,4 + 2,35 \left(\frac{Pi}{f'c, Ag} - 0,1 \right)^2 = 1,4 + 2,35(0,078 - 0,1)^2 = 1,401$$

$$\emptyset^*o = 1,401/0,9 = 1,557$$

Para la dirección X

$$Me^*(+): \omega, ME = 1,1 \times -49,33 = -54,56 \text{ tn-m}, Me^*(-): \omega, ME = 1,1 \times 49,33 = 54,56 \text{ tn-m}$$

$$\emptyset o (+, -) = 2,5$$

$$V_{ux(+, -)} = \frac{(1,557)(54,56) + 1,6(2,5)(10,05)}{3,45 + 0,5 \times 0,7} = 32,81 \text{ ton},$$

Para la dirección Y

$$Me^*(+): \omega, ME = 1,1 \times -46,63 = -51,29 \text{ tn-m}, Me^*(-): \omega, ME = 1,1 \times 46,63 = 51,29 \text{ tn-m}$$

$$\emptyset o (+, -) = 3,8$$

$$V_{ux(+, -)} = \frac{(1,557)(51,29) + 1,6(3,8)(10,05)}{3,45 + 0,5 \times 0,7} = 37,25 \text{ ton},$$

2. Para la base de las columnas del último nivel

$$\lambda o (+) = 1,4 + 2,35 \left(\frac{Pi}{f'c, Ag} - 0,1 \right)^2 = 1,4 + 2,35(0,022 - 0,1)^2 = 1,414$$

$$\emptyset^*o = 1,414/0,9 = 1,571$$

$$\lambda o (-) = 1,4 + 2,35 \left(\frac{Pi}{f'c, Ag} - 0,1 \right)^2 = 1,4 + 2,35(0,022 - 0,1)^2 = 1,414$$

$$\emptyset^*o = 1,414/0,9 = 1,571$$

Para la dirección X

$$Me^*(+): \omega, ME = 1,1 \times -22,34 = -24,57 \text{ tn-m}, Me^*(-): \omega, ME = 1,1 \times 22,34 = 24,57 \text{ tn-m}$$

$$\emptyset o (+, -) = 2,6$$

$$V_{ux(+,-)} = \frac{(1,571)(24,57) + 1,6(2,6)(23,40)}{2,55 + 0,5 \times 0,7} = 46,88 \text{ ton}$$

Para la dirección Y

Me*(+): $\omega, ME = 1,1 \times -16,66 = -18,33$ tn-m, Me*(-): $\omega, ME = 1,1 \times 16,33 = 18,33$ tn-m

$\emptyset_o(+,-) = 3,0$

$$V_{ux(+,-)} = \frac{(1,571)(18,33) + 1,6(3,0)(16,49)}{2,55 + 0,5 \times 0,7} = 37,22 \text{ ton}$$

Para los otros pisos $V_u = 1,6 \emptyset_o V_E$

Tabla 88

Cortante de diseño para la dirección X, C-1.

Nivel	Sección	\emptyset_x		Vex		Vu x	
		sismo +	sismo -	sismo +	sismo -	sismo +	sismo -
3	superior	2,6	2,6	15,75	-15,75	46,88 *	46,88 *
	inferior	2,6	2,6	15,75	-15,75	65,52	65,52
2	superior	2,6	2,6	10,55	-10,55	43,89	43,89
	inferior	2,5	2,5	10,55	-10,55	42,20	42,20
1	superior	2,5	2,5	10,67	-10,67	42,68	42,68
	inferior	1	1	10,67	-10,67	32,81 *	32,81 *

(*) Los valores fueron calculados en el apartado anterior

Tabla 89

Cortante de diseño para la dirección Y, C-1.

Nivel	Sección	\emptyset_y		Vey		Vu y	
		sismo +	sismo -	sismo +	sismo -	sismo +	sismo -
3	superior	3	3	11,32	-11,32	37,22 *	37,22 *
	inferior	3,1	3,1	11,32	-11,32	56,15	56,15
2	superior	3,1	3,1	9,83	-9,83	48,76	48,76
	inferior	3,8	3,8	9,83	-9,83	59,77	59,77
1	superior	3,8	3,8	9,99	-9,99	60,74	60,74
	inferior	1	1	9,99	-9,99	37,25 *	37,25 *

(*) Los valores fueron calculados en el apartado anterior

4.4.11.6 Momentos de diseño en columnas

Los momentos de diseño se calculan con la ecuación $M_{ur} = R_m(\phi_o \omega M_E - 0,3h_b V_u)$, Se sabe que M_E es el momento de sismo en el nudo, V_u es la cortante de diseño en la columna, h_b es la altura de la viga y R_m es el factor de reducción de momento que se encuentra interpolando con el uso de tablas.

Los factores de reducción R_m están en función de ω y la fracción de la carga axial, estos se calculan en cada dirección del sismo.

Tabla 90*Valores interpolados de reducción de momento dirección X, C-1.*

Nivel	Sección	ω_x	Pu/Ag.f'c				Rmx			
			sismo (+)		sismo (-)		sismo (+)		sismo (-)	
			1.25(cm+cv)+sis	0.9cm+sis	1.25(cm+cv)-sis	0.9cm-sis	1.25(cm+cv)+sis	0.9cm+sis	1.25(cm+cv)-sis	0.9cm-sis
3	superior	1,1	0,030	0,022	0,030	0,022	0,955	0,947	0,955	0,947
	inferior	1,5	0,034	0,025	0,034	0,025	0,958	0,950	0,958	0,950
2	superior	1,5	0,068	0,049	0,068	0,049	0,978	0,970	0,978	0,970
	inferior	1,5	0,072	0,052	0,072	0,052	0,979	0,971	0,979	0,971
1	superior	1,5	0,103	0,074	0,103	0,074	1,000	0,980	1,000	0,980
	inferior	1,1	0,108	0,078	0,108	0,078	1,000	0,981	1,000	0,981

Tabla 91*Valores interpolados de reducción de momento dirección Y, C-1.*

Nivel	Sección	ω_y	Pu/Ag.f'c				Rmy			
			sismo (+)		sismo (-)		sismo (+)		sismo (-)	
			1.25(cm+cv)+sis	0.9cm+sis	1.25(cm+cv)-sis	0.9cm-sis	1.25(cm+cv)+sis	0.9cm+sis	1.25(cm+cv)-sis	0.9cm-sis
3	superior	1,1	0,030	0,022	0,030	0,022	0,955	0,947	0,955	0,947
	inferior	1,5	0,034	0,025	0,034	0,025	0,958	0,950	0,958	0,950
2	superior	1,5	0,068	0,049	0,068	0,049	0,978	0,970	0,978	0,970
	inferior	1,5	0,072	0,052	0,072	0,052	0,979	0,971	0,979	0,971
1	superior	1,5	0,103	0,074	0,103	0,074	1,000	0,980	1,000	0,980
	inferior	1,1	0,108	0,078	0,108	0,078	1,000	0,981	1,000	0,981

Procedemos a calcular el momento de diseño para las columnas M_u .

Tabla 92

Momentos de diseño M_u , dirección X, sismo (+).

Nivel	Sección	ω_x	$\emptyset_{ox} (+)$	$V_{ux}(+)$	$M_{ex}(+)$	$R_m x (+)$		$M_u x (+)$	
						$1,25(cm+cv)+sis$	$0,9cm+sis$	$1,25(cm+cv)-sis$	$0,9cm-sis$
3	superior	1,1	2,6	46,88	-22,34	0,955	0,947	51,60	51,20
	inferior	1,5	2,6	65,52	-23,4	0,853	0,830	66,13	64,32
2	superior	1,5	2,6	43,89	-3,9	0,926	0,889	5,55	5,33
	inferior	1,5	2,5	42,20	-28,41	0,934	0,895	91,27	87,44
1	superior	1,5	2,5	42,68	-10,05	1,000	0,938	28,72	26,95
	inferior	1,1	1	32,81	-49,33	1,000	0,981	47,37	46,47

Tabla 93

Momentos de diseño M_u , dirección X, sismo (-).

Nivel	Sección	ω_x	$\emptyset_{ox} (-)$	$V_{ux}(-)$	$M_{ex}(-)$	$R_m x (-)$		$M_u x (-)$	
						$1,25(cm+cv)+sis$	$0,9cm+sis$	$1,25(cm+cv)-sis$	$0,9cm-sis$
3	superior	1,1	2,6	46,88	22,34	0,955	0,947	51,60	51,20
	inferior	1,5	2,6	65,52	23,4	0,853	0,830	66,13	64,32
2	superior	1,5	2,6	43,89	3,9	0,926	0,889	5,55	5,33
	inferior	1,5	2,5	42,20	28,41	0,934	0,895	91,27	87,44
1	superior	1,5	2,5	42,68	10,05	1,000	0,938	28,72	26,95
	inferior	1,1	1	32,81	49,33	1,000	0,981	47,37	46,47

Tabla 94*Momentos de diseño Mu, dirección Y, sismo (+).*

Nivel	Sección	ωy	$\emptyset_{oy} (+)$	Vuy(+)	Mey(+)	Rm y (+)		Mu y (+)	
						1,25(cm+cv)+sis	0,9cm+sis	1,25(cm+cv)-sis	0,9cm-sis
3	superior	1,1	3	37,22	-16,66	0,955	0,947	45,02	44,68
	inferior	1,5	3,1	56,15	-16,49	0,853	0,830	55,37	53,86
2	superior	1,5	3,1	48,76	-5,87	0,926	0,889	15,80	15,16
	inferior	1,5	3,8	59,77	-25,08	0,934	0,895	121,85	116,74
1	superior	1,5	3,8	60,74	-10,15	1,000	0,938	45,10	42,31
	inferior	1,1	1	37,25	-46,63	1,000	0,981	43,47	42,64

Tabla 95*Momentos de diseño Mu, dirección Y, sismo (-).*

Nivel	Sección	ωy	$\emptyset_{oy} (-)$	Vuy(-)	Mey(-)	Rm y (-)		Mu y (-)	
						1,25(cm+cv)+sis	0,9cm+sis	1,25(cm+cv)-sis	0,9cm-sis
3	superior	1,1	3	37,22	16,66	0,955	0,947	45,02	44,68
	inferior	1,5	3,1	56,15	16,49	0,853	0,830	55,37	53,86
2	superior	1,5	3,1	48,76	5,87	0,926	0,889	15,80	15,16
	inferior	1,5	3,8	59,77	25,08	0,934	0,895	121,85	116,74
1	superior	1,5	3,8	60,74	10,15	1,000	0,938	45,10	42,31
	inferior	1,1	1	37,25	46,63	1,000	0,981	43,47	42,64

Tabla 96*Cargas de diseño para la dirección X.*

Nivel	Sección	Dirección X							
		Sismo +				Sismo -			
		1,25(cm+cv)+sis		0,9cm+sis		1,25(cm+cv)-sis		0,9cm-sis	
		Mu	Pu	Mu	Pu	Mu	Pu	Mu	Pu
3	superior	51,60	39,34	51,20	28,66	51,60	39,34	51,20	39,34
	inferior	66,13	44,72	64,32	32,54	66,13	44,72	64,32	44,72
2	superior	5,55	88,44	5,33	64,33	5,55	88,44	5,33	88,44
	inferior	91,27	93,83	87,44	68,21	91,27	93,83	87,44	93,83
1	superior	28,72	133,79	26,95	96,41	28,72	133,79	26,95	133,79
	inferior	47,37	140,92	46,47	101,54	47,37	140,92	46,47	140,92

Tabla 97*Cargas de diseño para la dirección Y.*

Nivel	Sección	Dirección Y							
		Sismo +				Sismo -			
		1,25(cm+cv)+sis		0,9cm+sis		1,25(cm+cv)-sis		0,9cm-sis	
		Mu	Pu	Mu	Pu	Mu	Pu	Mu	Pu
3	superior	45,02	39,34	44,68	28,66	45,02	39,34	44,68	28,66
	inferior	55,37	44,72	53,86	32,54	55,37	44,72	53,86	32,54
2	superior	15,80	88,44	15,16	64,33	15,80	88,44	15,16	64,33
	inferior	121,85	93,83	116,74	68,21	121,85	93,83	116,74	68,21
1	superior	45,10	133,79	42,31	96,41	45,10	133,79	42,31	96,41
	inferior	43,47	140,92	42,64	101,54	43,47	140,92	42,64	101,54

4.4.11.7 Diseño del acero longitudinal

El refuerzo longitudinal se determinará a través de los diagramas de interacción para cada dirección principal de análisis X, Y. Teniendo en cuenta de colocar que la cuantía de acero de refuerzo se deberá de tomar en un rango de 1 % hasta 6 % como recomendación, Para el cual nos apoyaremos en el uso de un programa de diseño denominado spCOLUMN.

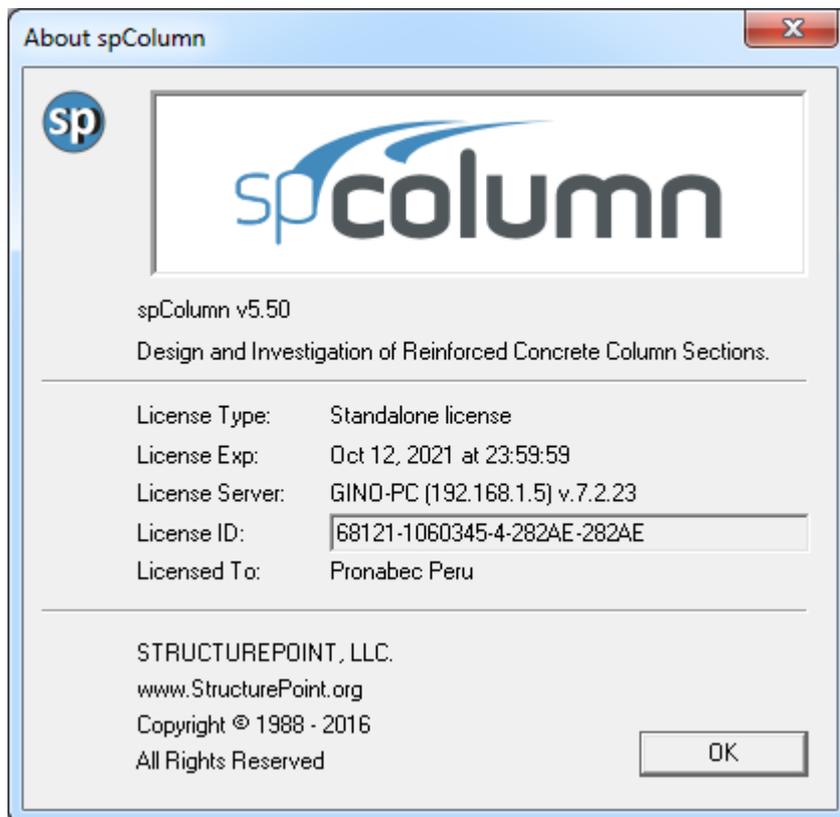


Figura 112. Software de diseño e investigación para columnas y muros

Fuente: SPcolumn, 2017

Colocando el 1,37 % de cuantía para la sección de columna C-1, dispondremos de $10\emptyset 1'' + 12\emptyset 3/4''$, como se muestra en la siguiente figura:

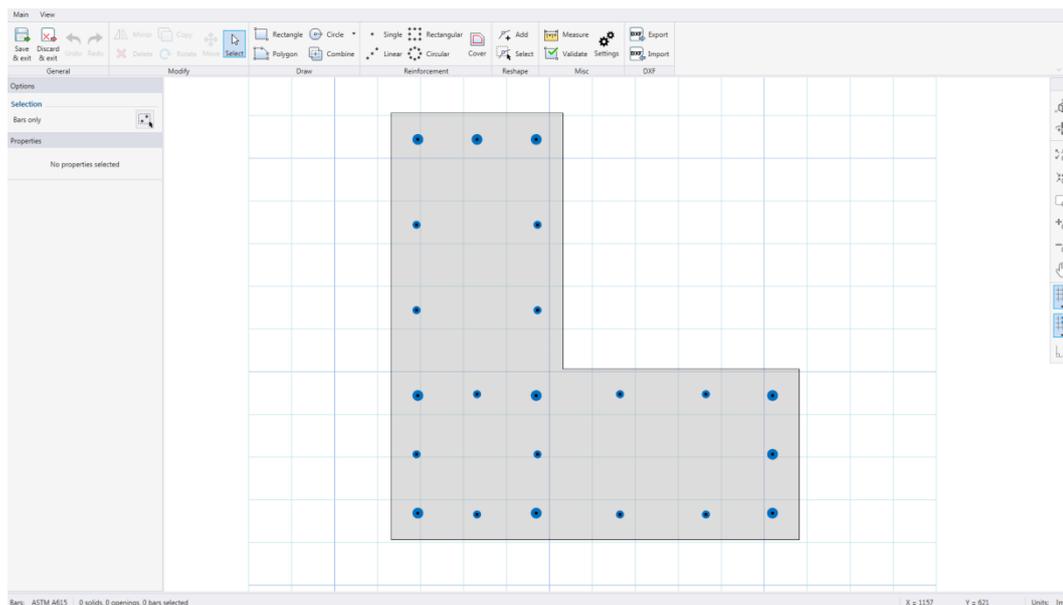


Figura 113. Geometría y disposición de refuerzo, C-1

Fuente: SPcolumn, 2017

Tabla 98

Propiedad de los materiales empleados.

Concreto:			Acero :		
$f_c =$	21	Mpa	$f_y =$	420	Mpa
$E_c =$	21316,8	Mpa	$E_s =$	200000	Mpa
$\varepsilon_u =$	0,003	mm/mm	$\varepsilon_{yt} =$	0,0021	mm/mm
$\beta =$	0,85				

Tabla 99

Valores de carga axial para corregir el diagrama de interacción.

	Pi [ton-m]	Descripción
Po	1448,00	valor máximo de cargas axial
Po máx.	1158,40	Valor máximo de carga axial del código
Pu máx.	810,88	Valor máximo de carga axial Pu admitido por el código
Pn transición	186,00	Valor de carga axial Pn donde se inicia en cambio de Phi
Pu transición	130,20	Valor de carga axial Pu donde se inicia en cambio de Phi
To :	356,45	Tracción pura

Tomamos los valores calculados por el programa, pero en este caso solo los valores nominales, no afectados por el factor de reducción, para hacer la corrección manual con apoyo de una hoja de cálculo, los resultados corregidos para la dirección X, se muestran a continuación:

Tabla 100

Valores corregidos para el diagrama de interacción, C-1.

Mn	Pn	Pn máx.	Phi Factor	ØM	ØP	ØP máx.
186,46	391,92	391,92	0,7	130,524	274,341	274,341
188,22	361,77	361,77	0,7	131,752	253,237	253,237
189,87	331,62	331,62	0,7	132,907	232,134	232,134
191,44	301,47	301,47	0,7	134,006	211,031	211,031
193,59	258,29	258,29	0,7	135,514	180,803	180,803
192,87	241,18	241,18	0,7	135,008	168,825	168,825
191,21	211,03	211,03	0,7	133,847	147,722	147,722
189,30	180,88	180,88	0,7	132,513	126,619	126,619
187,30	150,74	150,74	0,7	131,111	105,516	105,516
183,70	120,59	120,59	0,770	141,511	92,894	92,894
179,94	90,44	90,44	0,803	144,445	72,602	72,602
176,10	60,29	60,29	0,835	147,072	50,356	50,356
170,50	30,15	30,15	0,868	147,921	26,155	26,155
161,87	0,00	0,00	0,9	145,681	0,000	0,000
156,39	-18,21	-18,21	0,9	140,748	-16,388	-16,388
150,74	-36,42	-36,42	0,9	135,666	-32,776	-32,776
145,01	-54,63	-54,63	0,9	130,509	-49,164	-49,164
138,17	-72,84	-72,84	0,9	124,357	-65,552	-65,552
130,90	-91,04	-91,04	0,9	117,806	-81,940	-81,940
123,19	-109,25	-109,25	0,9	110,868	-98,327	-98,327
115,30	-127,46	-127,46	0,9	103,774	-114,715	-114,715
107,29	-145,67	-145,67	0,9	96,560	-131,103	-131,103
99,18	-163,88	-163,88	0,9	89,259	-147,491	-147,491
90,67	-182,09	-182,09	0,9	81,605	-163,879	-163,879
81,56	-200,30	-200,30	0,9	73,403	-180,267	-180,267
72,28	-218,51	-218,51	0,9	65,052	-196,655	-196,655
62,89	-236,71	-236,71	0,9	56,598	-213,043	-213,043
53,42	-254,92	-254,92	0,9	48,075	-229,431	-229,431
43,91	-273,13	-273,13	0,9	39,519	-245,819	-245,819
34,39	-291,34	-291,34	0,9	30,948	-262,207	-262,207
24,85	-309,55	-309,55	0,9	22,369	-278,594	-278,594
15,33	-327,76	-327,76	0,9	13,794	-294,982	-294,982
5,66	-345,97	-345,97	0,9	5,095	-311,370	-311,370
-4,70	-364,18	-364,18	0,9	-4,226	-327,758	-327,758

Los cálculos son iguales, para la otra dirección principal de la sección de diseño. Con estos valores corregidos se construyen los diagramas de interacción para ambas direcciones de análisis y diseño de la columna.

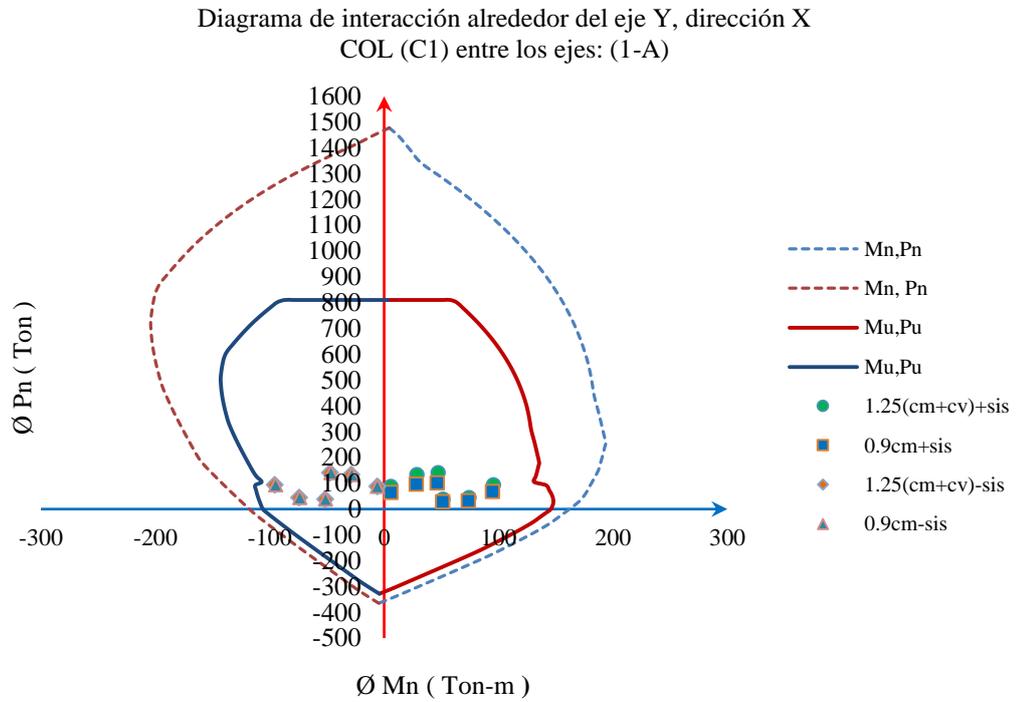


Figura 114. Interacción para sismo X_{\pm} , C-1

Diagrama de interacción alrededor del eje X, dirección Y
COL (C1) entre los ejes: (1-A)

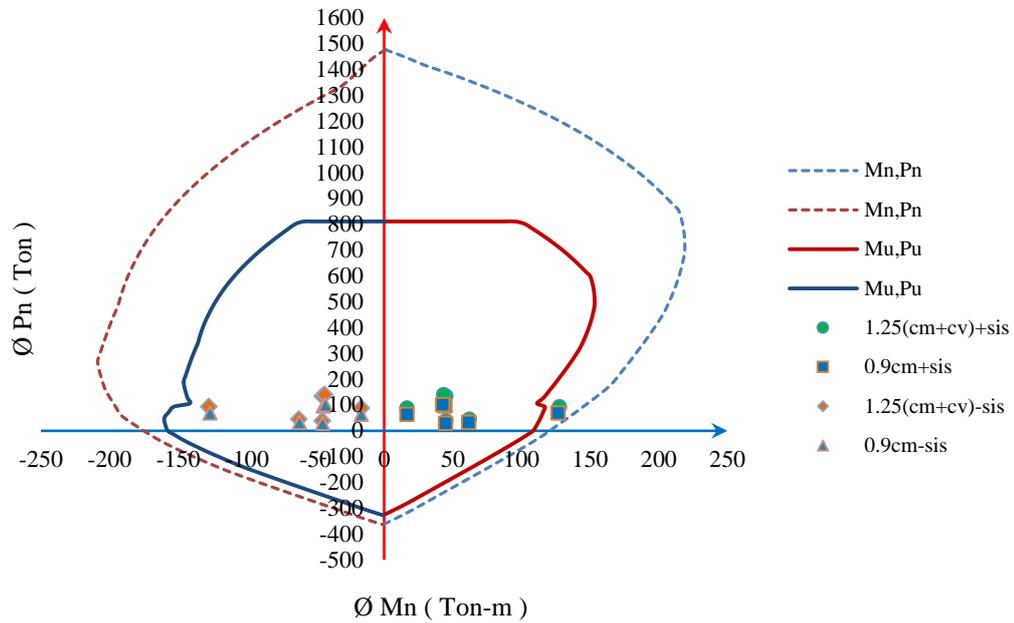


Figura 115. Interacción para sismo Y_{\pm} , C-1

Lo que podemos apreciar en la figura 115, que la demanda de cargas supera la capacidad de resistencia de la columna. La solución en este caso es incrementar la cantidad de refuerzo o cambiar las varillas de acero, por otras de mayor diámetro, con ello logramos incrementar la cuantía de acero. Optamos por la segunda opción.

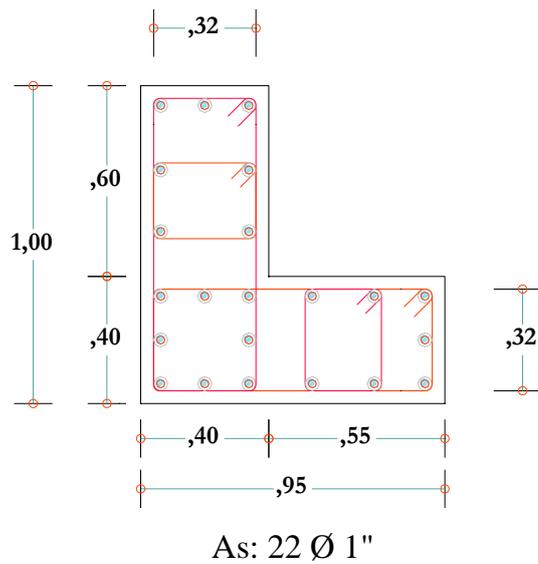


Figura 116. Segundo tanteo $\rho=1,80\%$

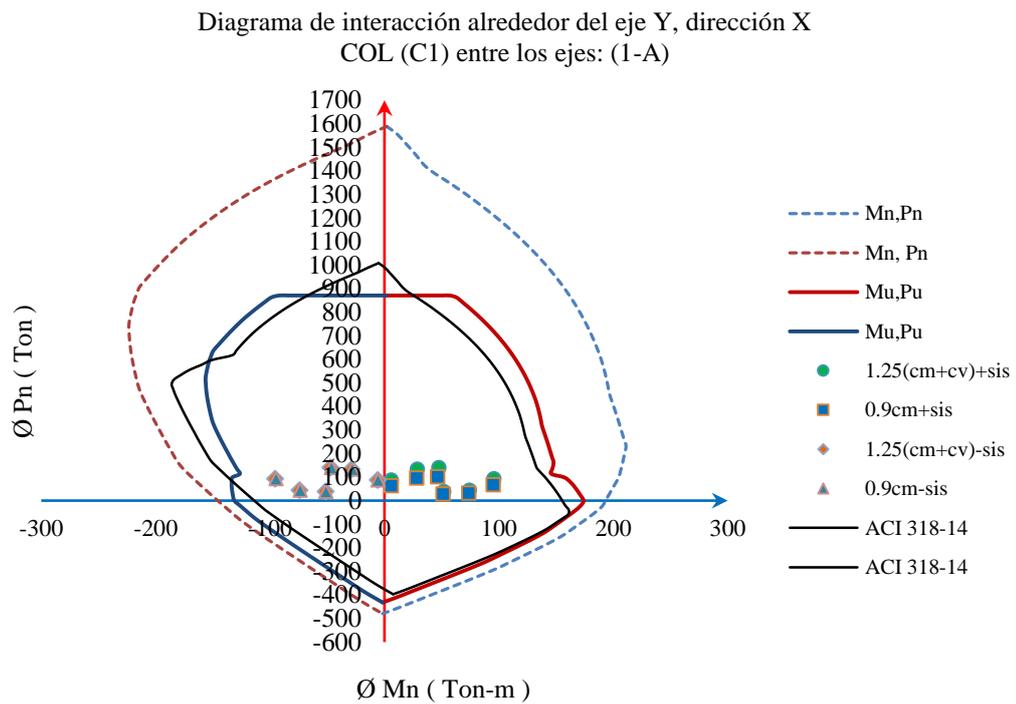


Figura 117. Interacción 2 para sismo X_{\pm} , C-1

Diagrama de interacción alrededor del eje X, dirección Y
COL (C1) entre los ejes: (1-A)

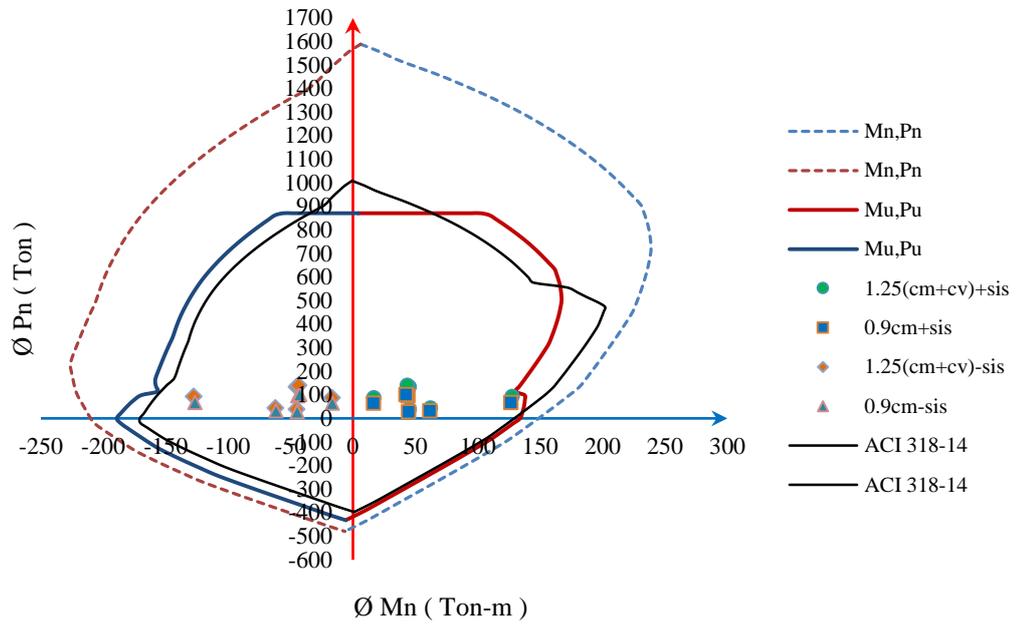


Figura 118. Interacción 2 para sismo Y_{\pm} , C-1

4.4.11.8 Diseño de los estribos por corte

Para el diseño transversal por corte, se considera la contribución del concreto, además se considera el factor de reducción $\phi=1$, debido a que V_u es derivada del desarrollo de la sobrerresistencia de los elementos, por tanto, $V_u=V_i$.

$$s = \frac{A_{vt} \cdot d \cdot f_y}{(V_i - V_c)} \quad \text{Ecuación 58}$$

$$V_i = V_n = V_c + V_s \quad \text{Ecuación 59}$$

Siguiendo lo establecido por el código ACI. La contribución del concreto en elementos sometidos a compresión axial es igual:

$$V_c = 0,543 \left(1 + 0,00728 \frac{Nu}{Ag} \right) \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad \text{Ecuación 60}$$

Los valores de carga axial de diseño lo obtenemos de la tabla 86, teniendo en cuenta de que f'_c : 210 kg/cm² y A_g : 6200cm²

Tabla 101

Cortante producido por el concreto, C-1.

Nivel	Sección	Pu	bx	by	dx	dy	Vcx-ton	Vcy-ton
3	superior	28,66	95	100	89	94	72,39	72,63
	inferior	32,54	95	100	89	94	72,71	72,95
2	superior	64,33	95	100	89	94	75,32	75,58
	inferior	68,21	95	100	89	94	75,64	75,90
1	superior	96,41	95	100	89	94	77,96	78,22
	inferior	101,54	95	100	89	94	78,38	78,65

Ahora calculamos la separación de los estribos, tomando la ecuación descrita previamente, también sabiendo que los valores de cortante proveniente del análisis lo calculamos en la tabla 88 y tabla 89.

Para poder realizar el diseño por capacidad de columnas, frente a las fuerzas cortantes, supondremos que en los extremos del elemento se desarrollan rotulas plásticas”, con una resistencia probable (M_{pr}) igual a la resistencia nominal multiplicada por el factor de sobrerresistencia en flexión ($M_{pr}=M_n.F_{sr}$).

El código ACI lo fija en 1,25 el cual emplearemos en la presente investigación.

Con la ayuda del diagrama de interacción nominal que construiremos con el refuerzo colocado.

Calcularemos las resistencias nominales para los diversos valores de P_u .

Con las resistencias nominales se calcula la resistencia probable en flexión,

$$M_{pr}=1,25 M_n$$

Por equilibrio de la columna asumiendo que esta trabaja en doble curvatura, se calcula la fuerza cortante probable V_{pr} , que será la que usaremos para el diseño,

$$V_{pr}=2M_{pr}/h, \text{ donde } H \text{ es la altura de la columna.}$$

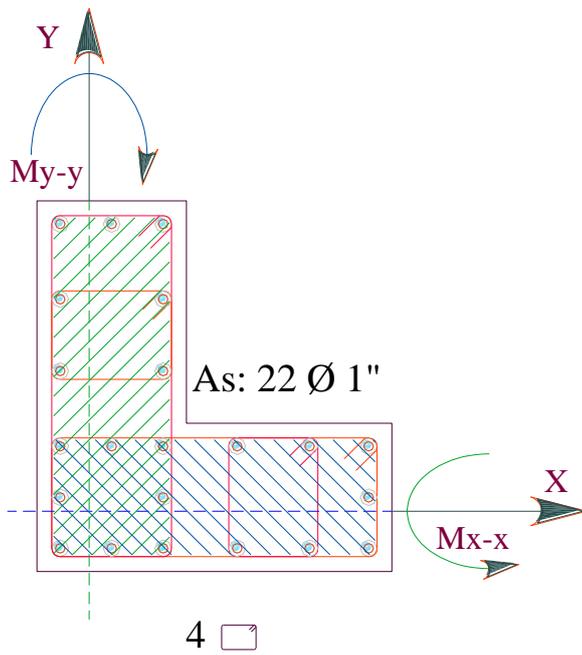


Figura 119. Sección C-1 para diagrama de interacción nominal

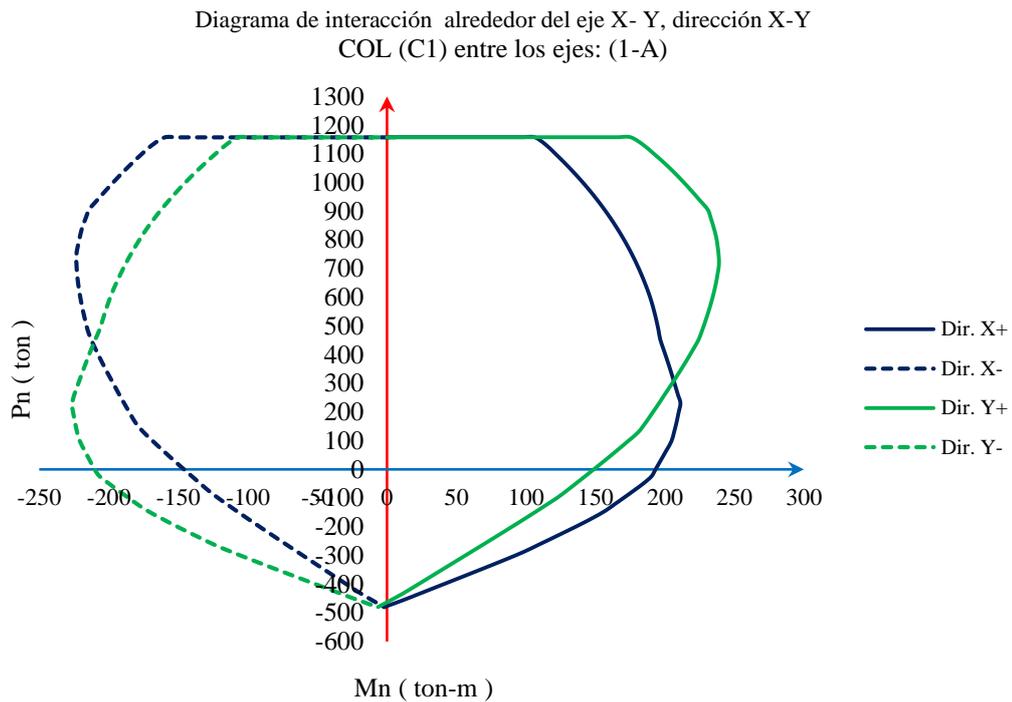


Figura 120. Diagrama de interacción nominal C-1

Para cada valor de carga axial calculada en la tabla 101 por medio de un proceso de interpolación lineal, encontramos los valores de Mn para cada dirección principal de análisis, como se muestra a continuación.

Tabla 102

Cortante remanente para la dirección X

Nivel	Sección	Pu ton	Mnx ton-m	Mprx ton-m	hi m	Vprx ton	Vcx ton	Vsx ton
3	superior	28,66	196,66	245,82	3,25	151,28	72,39	78,9
	inferior	32,54	197,12	246,40	3,25	151,63	72,71	78,9
2	superior	64,33	200,84	251,05	3,25	154,49	75,32	79,2
	inferior	68,21	201,29	251,61	3,25	154,84	75,64	79,2
1	superior	96,41	204,51	255,64	4,15	123,20	77,96	45,2
	inferior	101,54	204,86	256,08	4,15	123,41	78,38	45,0

Tabla 103*Cortante remanente para la dirección Y.*

Nivel	Sección	Pu ton	Mny ton-m	Mpry ton-m	hi m	Vpry ton	Vcy ton	Vsy ton
3	superior	28,66	156,15	195,19	3,25	120,12	72,63	47,5
	inferior	32,54	157,15	196,43	3,25	120,88	72,95	47,9
2	superior	64,33	165,12	206,40	3,25	127,01	75,58	51,4
	inferior	68,21	166,07	207,59	3,25	127,74	75,90	51,8
1	superior	96,41	172,96	216,20	4,15	104,19	78,22	26,0
	inferior	101,54	174,18	217,72	4,15	104,93	78,65	26,3

Calculo de la separación máxima del estribo de acuerdo a las ecuaciones descritas en el presente apartado, para cada dirección principal.

Tabla 104*Cálculo de espaciamiento del estribo para la columna C-1.*

Nivel	Sección	Vs.x ton	Vs.y ton	Estribo Ø	n° de Ramas.x	Av.x cm2	n° de Ramas.y	Av.y cm2	Sx m	Sy m
4	superior	78,89	47,49	3/8	5	3,56	5	3,56	0,17	0,30
	inferior	78,92	47,93	3/8	5	3,56	5	3,56	0,17	0,29
2	superior	79,17	51,44	3/8	5	3,56	5	3,56	0,17	0,27
	inferior	79,19	51,85	3/8	5	3,56	5	3,56	0,17	0,27
1	superior	45,24	25,97	3/8	5	3,56	5	3,56	0,29	0,54
	inferior	45,03	26,28	3/8	5	3,56	5	3,56	0,30	0,54

Calculo de la longitud de la zona extrema, con la siguiente ecuación:

$$L_0 \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \text{altura del elemento, } hc \\ \frac{1}{6} \text{ luz libre de la columna} \\ 45cm \end{array} \right.$$

Entonces calculamos el valor de la longitud de zona de confinamiento:

$$L_0 = \max \left\{ \begin{array}{l} 100 \text{ cm, de acuerdo a la Figura 121} \\ 255/6 = 42,5cm \\ 45cm \end{array} \right.$$

Lo=100cm

$$A_{sh} \geq 0,09 \frac{s \cdot b_c \cdot f'c}{f_{yt}}$$

Ecuación 62.

Calculamos para la dirección del sismo X+ de acuerdo a la figura 121

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

$$B_c=32\text{cm}$$

$$A_g=40 \times 95=3800\text{cm}^2$$

$$A_c=32 \times 87=2784\text{cm}^2$$

$$F_{yt}=4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{shx} \geq \begin{cases} 0,3 \times 10 \times 32 \left(\frac{3800}{2784} - 1 \right) \frac{210}{4200} \\ = 1,75\text{cm}^2 \text{ (gobierna)} \\ \frac{0,09 \times 10 \times 32 \times 210}{4200} \\ = 1,44\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{shx} = 5 \times 0,71 = 3,55\text{cm}^2 > 1,75\text{cm}^2, \text{ CUMPLE!}$$

Calculamos para la dirección del sismo Y+ de acuerdo a la figura 121

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

$$B_c=32\text{cm}$$

$$A_g=40 \times 100=4000\text{cm}^2$$

$$A_c=32 \times 92=2944\text{cm}^2$$

$$F_{yt}=4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{shy} \geq \begin{cases} 0,3 \times 10 \times 32 \left(\frac{4000}{2944} - 1 \right) \frac{210}{4200} \\ = 1,72 \text{ cm}^2 \text{ (gobierna)} \\ \frac{0,09 \times 10 \times 32 \times 210}{4200} \\ = 1,44 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{shy} = 5 \times 0,71 = 3,55 \text{ cm}^2 > 1,72 \text{ cm}^2, \text{ CUMPLE!}$$

Resumen de diseño de refuerzo transversal.

Tabla 105

Estribos para columnas C-1.

Nivel	Sección	Estribo Ø	N° estribos	S m	Rto @ m	Detalle m		
4	superior	3/8	10	0,10	0,16	Estribo :	3/8"	1 @ 0,05 ,10 @0,1, Rto @0,16
	inferior	3/8	10	0,10	0,16	Estribo :	3/8"	1 @ 0,05 ,10 @0,1, Rto @0,16
2	superior	3/8	10	0,10	0,16	Estribo :	3/8"	1 @ 0,05 ,10 @0,1, Rto @0,16
	inferior	3/8	10	0,10	0,16	Estribo :	3/8"	1 @ 0,05 ,10 @0,1, Rto @0,16
1	superior	3/8	10	0,10	0,25	Estribo :	3/8"	1 @ 0,05 ,10 @0,1, Rto @0,25
	inferior	3/8	10	0,10	0,25	Estribo :	3/8"	1 @ 0,05 ,10 @0,1, Rto @0,25

4.4.12 Diseño de muros estructurales por capacidad (placas)

Tomaremos como ejemplo para mostrar el método de diseño por capacidad el muro estructural de concreto armado ubicado en la intersección del eje 2-C.

4.4.12.1 Cargas actuantes

En la figura 122 mostramos los acciones de cargas axial momento y cortante sobre el muro de cortante. Además, para saber las cargas actuantes se necesita hacer secciones de corte a cada nivel del muro, para obtener por medio de integración de esfuerzo los valores de esfuerzo para diseño.

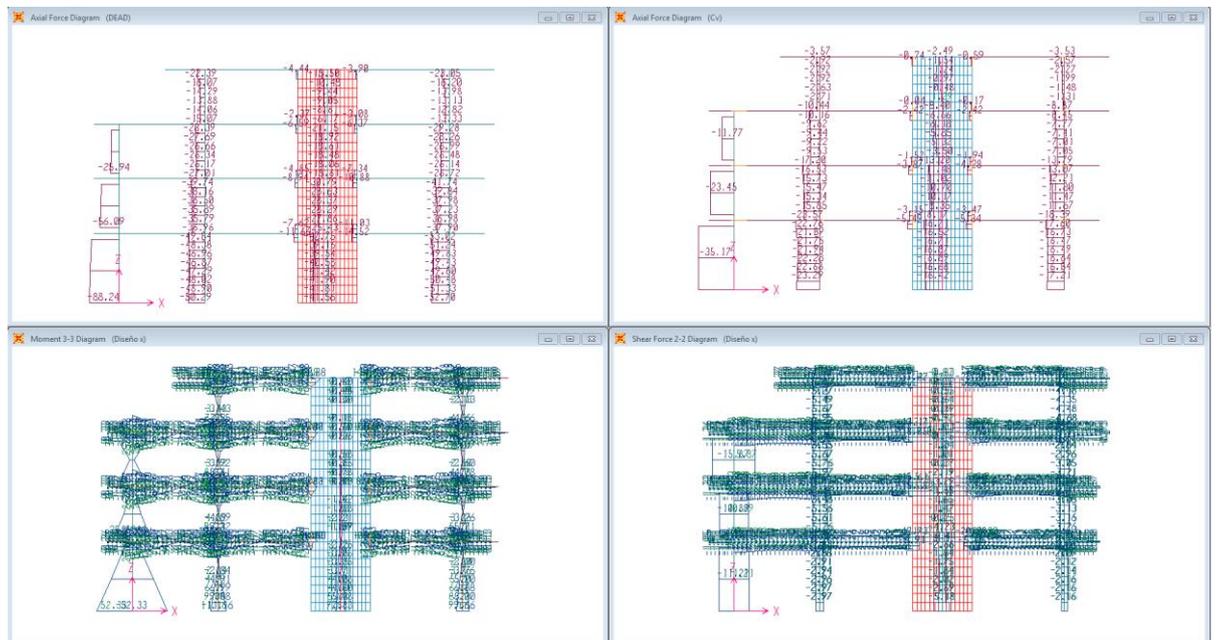


Figura 122. Esfuerzos de carga axial, cortante y momento flectora placa (C-7)

Fuente: SAP2000, 2014

A continuación, mostraremos los valores numéricos obtenidos del análisis estructural por cada nivel, previamente se han realizado y definido las secciones de corte (section cut forces-SAP2000)

Tabla 106*Fuerzas cortante (F1) axial (F3), y momento flector (M2).*

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2
placa71	DEAD		-0,78	0,45	170,01	-0,11	-13,91
placa71	Cv		-0,13	0,39	66,98	-0,32	-1,82
placa71	Diseño x	Max	114,12	0,52	4,99	1,45	803,68
placa71	Diseño x	Min	-114,12	-0,52	-4,99	-1,45	-803,68
placa71	Diseño y	Max	9,36	5,82	9,70	17,44	55,96
placa71	Diseño y	Min	-9,36	-5,82	-9,70	-17,44	-55,96
placa72	DEAD		-1,71	1,43	125,49	-2,34	-12,61
placa72	Cv		0,10	1,10	46,36	-1,88	-1,19
placa72	Diseño x	Max	96,25	1,00	4,03	1,72	395,94
placa72	Diseño x	Min	-96,25	-1,00	-4,03	-1,72	-395,94
placa72	Diseño y	Max	6,85	11,48	7,70	20,03	27,06
placa72	Diseño y	Min	-6,85	-11,48	-7,70	-20,03	-27,06
placa73	DEAD		-3,09	1,05	83,68	-1,79	-9,23
placa73	Cv		-0,49	1,06	25,77	-1,60	-1,58
placa73	Diseño x	Max	59,66	0,98	3,00	1,61	164,18
placa73	Diseño x	Min	-59,66	-0,98	-3,00	-1,61	-164,18
placa73	Diseño y	Max	4,64	10,58	5,18	17,05	16,24
placa73	Diseño y	Min	-4,64	-10,58	-5,18	-17,05	-16,24
placa74	DEAD		-1,20	2,02	42,26	-2,88	-2,47
placa74	Cv		-0,26	0,60	5,26	-1,40	-0,46
placa74	Diseño x	Max	29,31	1,40	1,79	1,89	40,78
placa74	Diseño x	Min	-29,31	-1,40	-1,79	-1,89	-40,78
placa74	Diseño y	Max	3,21	14,77	2,39	19,19	6,79
placa74	Diseño y	Min	-3,21	-14,77	-2,39	-19,19	-6,79

Tabla 107*Cargas actuantes sobre el muro de corte C-7.*

Nivel	Sección	Pcm	Pcv	Dirección X				Dirección Y			
				Sismo (+)		Sismo (-)		Sismo (+)		Sismo (-)	
				Me	Ve	Me	Ve	Me	Ve	Me	Ve
4	superior	-33,6	-5,26	0	29,31	0	-29,31	0	3,21	0	-3,21
	inferior	-42,26	-5,26	-40,78	29,31	40,78	-29,31	0	3,21	0	-3,21
3	superior	-75,01	-25,77	0	59,66	0	-59,66	0	4,64	0	-4,64
	inferior	-83,68	-25,77	-164,18	59,66	164,18	-59,66	0	4,64	0	-4,64
2	superior	-116,83	-46,36	0	96,25	0	-96,25	0	6,85	0	-6,85
	inferior	-125,49	-46,36	-395,94	96,25	395,94	-96,25	0	6,85	0	-6,85
1	superior	-158,39	-66,98	0	114,12	0	-114,12	0	9,36	0	-9,36
	inferior	-170,01	-66,98	-803,68	114,12	803,68	-114,12	0	9,36	0	-9,36

4.4.12.2 Factores de sobrerresistencia

Valor calculado a partir del diseño por capacidad de las vigas que conectan al muro de corte en sus direcciones principales. En nuestro caso emplearemos de ejemplo, la intersección de los pórticos del eje 2 y eje C.

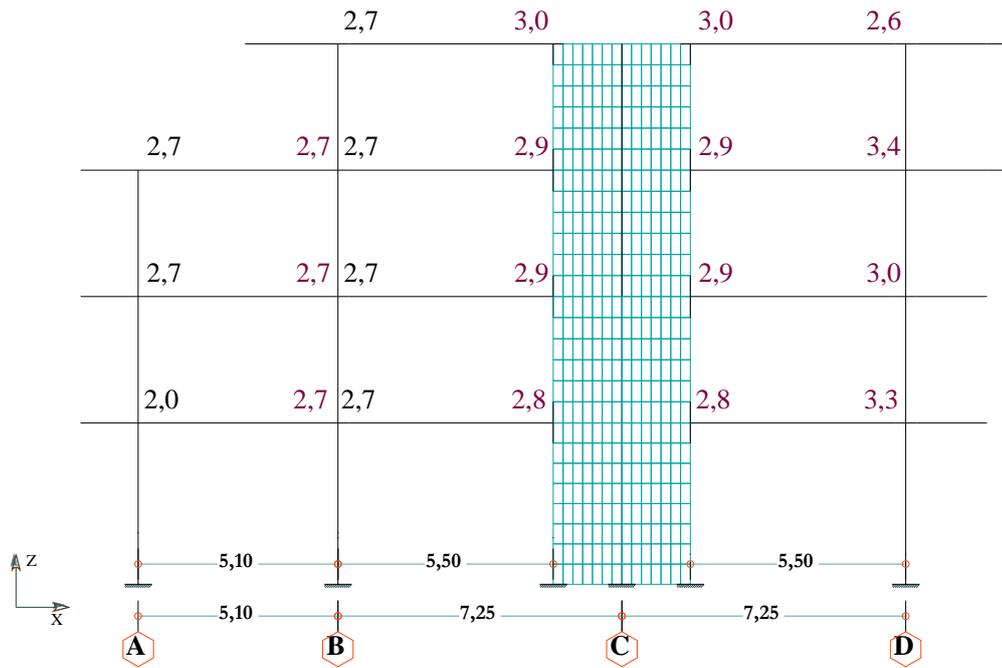


Figura 123. Factor de sobrerresistencia del Eje 2

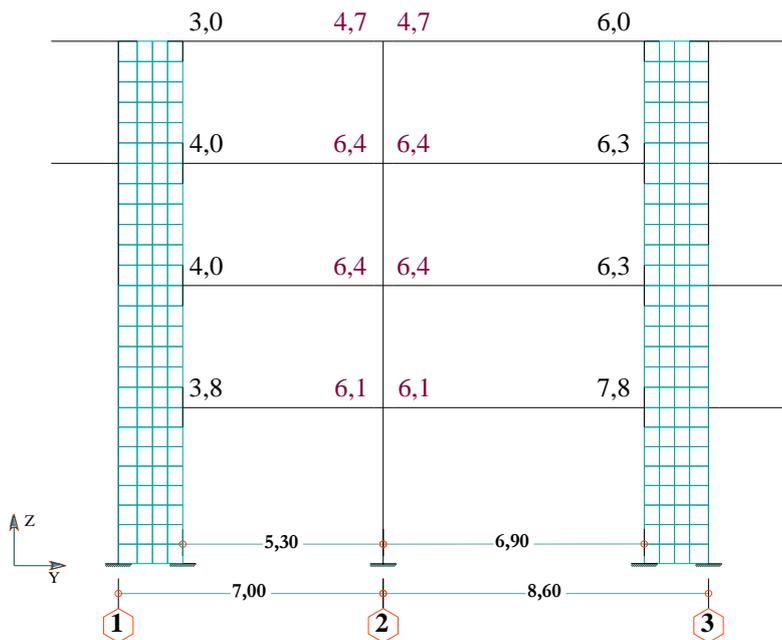


Figura 124. Factor de sobrerresistencia del Eje C

Tabla 108*Factores de sobrerresistencia para el muro de corte C-7.*

Nivel	H entrepiso,	ϕ_{ox}		ϕ_{oy}	
		sismo +	sismo -	sismo +	sismo -
4	3,25	3	3	4,7	4,7
3	3,25	2,9	2,9	6,4	6,4
2	3,25	2,9	2,9	6,4	6,4
1	4,15	2,8	2,8	6,1	6,1
base	0	1	1	1	1

4.4.12.3 Factor de amplificación dinámica

Siguiendo las recomendaciones de estudio del profesor (Paulay & Priestley, 1992), para estructuras híbridas, existe una recomendación al respecto y los valores de muestran a continuación.

Tabla 109*Factores de amplificación dinámica, muro C-7.*

Nivel	H entrepiso	H total	ω_x	ω_y
4	3,25	13,9	1	1
3	3,25	10,65	1,2	1,2
2	3,25	7,4	1,2	1,2
1	4,15	4,15	1,2	1,2
base	0	0	1	1

4.4.12.4 Cálculo de las fuerzas axiales de diseño

La fuerza axial inducida por el sismo de cada piso proviene de la fuerza cortante actuante generadas por las vigas que concurren al muro de corte C-7.

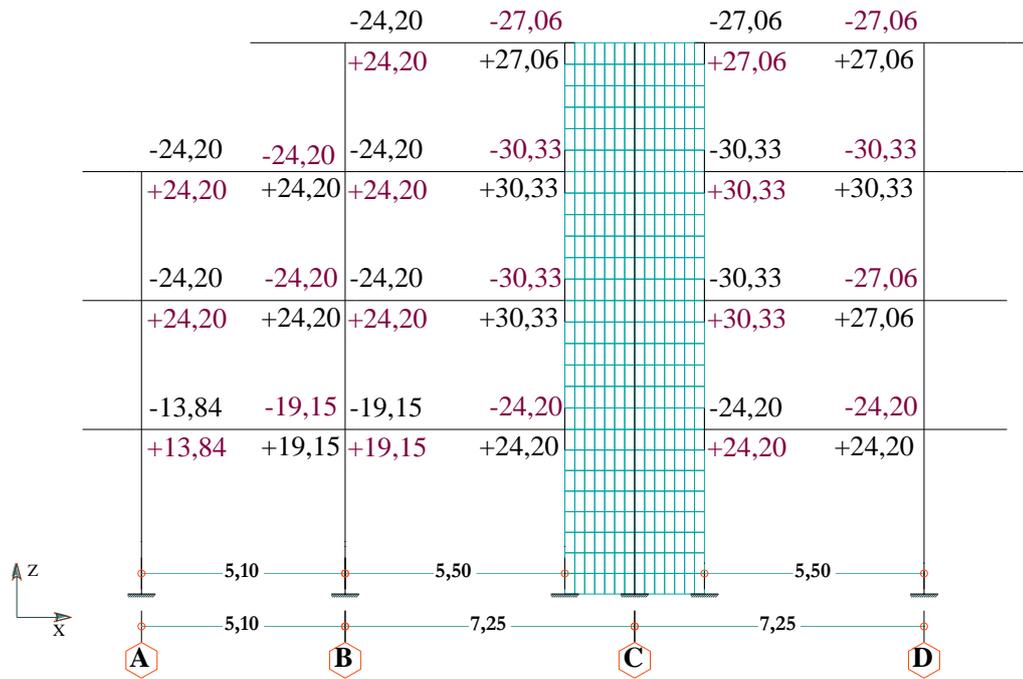


Figura 125. Momentos sobrerresistentes del eje 2

Tabla 110

Momentos sobre resistentes de las vigas adyacentes al muro C-7.

Nivel	Dirección X-X							
	Sismo X(+)				Sismo X(-)			
	Viga BC		Viga CD		Viga BC		Viga CD	
	MEo(+)	MEo(-)	MEo(+)	MEo(-)	MEo(-)	MEo(+)	MEo(-)	MEo(+)
4	24,20	-27,06	27,06	-27,06	-24,2	27,06	-27,06	27,06
3	24,20	-30,33	30,33	-30,33	-24,2	30,33	-30,33	30,33
2	24,20	-30,33	30,33	-27,06	-24,2	30,33	-30,33	27,06
1	19,15	-24,2	24,20	-24,2	-19,15	24,2	-24,2	24,2
	L1:	5,5	L2:	5,5				

Tabla 111

Fuerzas axiales para el muro C-7.

Sismo X(+)		Sismo X(-)	
Vex4 :	0,52	Vex4 :	-0,52
Vex3 :	1,11	Vex3 :	-1,11
Vex2 :	0,52	Vex2 :	-0,52
Vex1 :	0,92	Vex1 :	-0,92

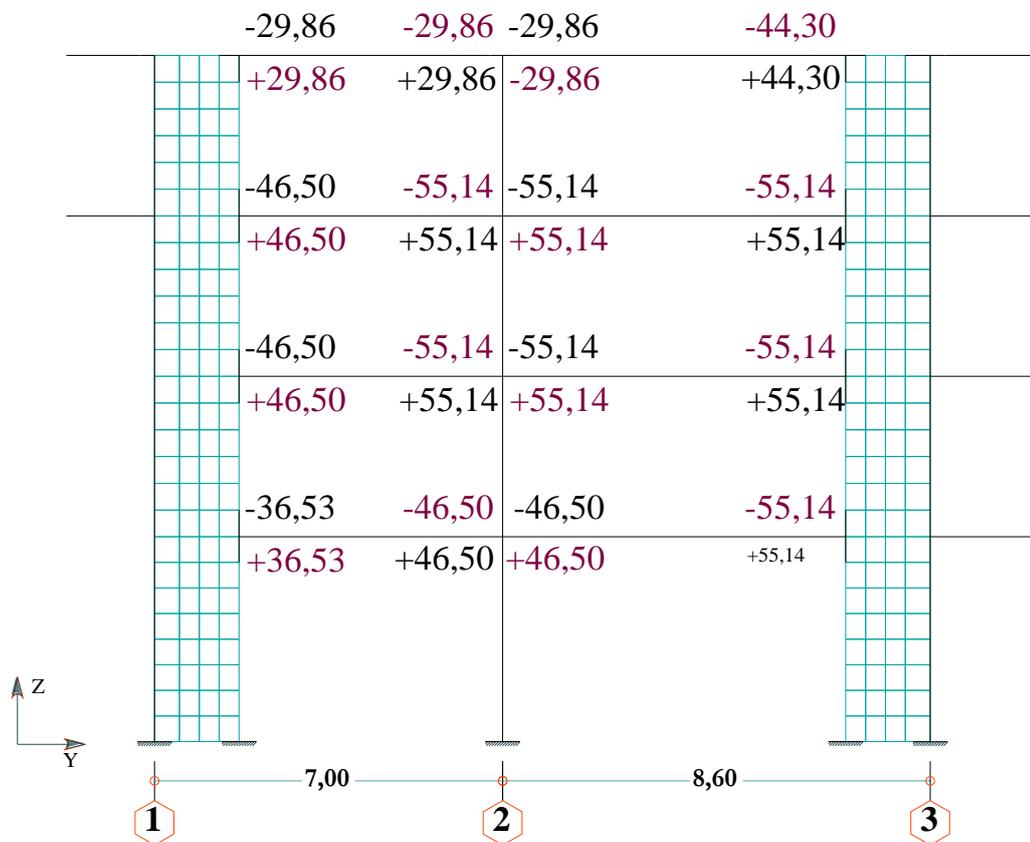


Figura 126. Momentos sobrerresistentes del eje C

Tabla 112*Momentos sobre resistentes de las vigas adyacentes al muro C-7.*

Nivel	Dirección Y-Y							
	Sismo Y(+)				Sismo Y(-)			
	Viga 12		Viga 23		Viga 12		Viga 23	
	MEo(+)	MEo(-)	MEo(+)	MEo(-)	MEo(-)	MEo(+)	MEo(-)	MEo(+)
4	29,86	-29,86	29,86	-44,3	-29,86	29,86	-29,86	44,3
3	46,5	-55,14	55,14	-55,14	-46,5	55,14	-55,14	55,14
2	46,5	-55,14	55,14	-55,14	-46,5	55,14	-55,14	55,14
1	36,53	-46,5	46,5	-55,14	-36,53	46,5	-46,5	55,14
	L1:	5,3	L2:	6,9				

Tabla 113*Fuerzas axiales para el muro C-7.*

	Sismo Y(+)	Sismo Y(-)
Vex4 :	-0,52	Vex4 : 0,52
Vex3 :	-3,19	Vex3 : 3,19
Vex2 :	-3,19	Vex2 : 3,19
Vex1 :	-0,94	Vex1 : 0,94

El factor de reducción de carga axial lo calculamos empleando la siguiente ecuación:

$$R_v = \left(1 - \frac{n}{67}\right) \geq 0,7$$

Tabla 114*Factor de reducción Rv de carga axial.*

Nivel	n pi encima	ω	Rv
4	0	1	1,00
3	1	1,2	0,99
2	2	1,2	0,97
1	3	1,2	0,96

La carga total debido a la acción del sismo, se presenta a continuación:

Tabla 115

Carga axial debido al sismo, para el muro C-7.

Nivel	Sección	Rv	Sismo (+)		Sismo (-)	
			ΣV_{eo}	PEo	ΣV_{eo}	PEo
4	superior	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	inferior	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	superior	0,99	-2,08	-2,05	2,08	2,05
	inferior	0,99	-2,08	-2,05	2,08	2,05
2	superior	0,97	-4,76	-4,61	4,76	4,61
	inferior	0,97	-4,76	-4,61	4,76	4,61
1	superior	0,96	-4,77	-4,56	4,77	4,56
	inferior	0,96	-4,77	-4,56	4,77	4,56

Seguidamente se calcula las cargas axiales de diseño, para las diferentes combinaciones de carga.

Tabla 116

Carga axial inducida por gravedad, muro C-7.

Nivel	Sección	Pcm	Pcv	1,25(cm+ cv)	0,9cm	1,4cm+1,7cv
4	superior	33,6	5,26	48,58	30,24	55,98
	inferior	42,26	5,26	59,40	38,03	68,11
3	superior	75,01	25,77	125,98	67,51	148,82
	inferior	83,68	25,77	136,81	75,31	160,96
2	superior	116,83	46,36	203,99	105,15	242,37
	inferior	125,49	46,36	214,81	112,94	254,50
1	superior	158,39	66,98	281,71	142,55	335,61
	inferior	170,01	66,98	296,24	153,01	351,88

Tabla 117*Carga axial considerando el sismo, muro C-7.*

Nivel	Sección	Pu			
		sismo (+)		sismo (-)	
		1,25(cm+cv)	0,9cm+sis	1,25(cm+cv)	0,9cm-sis
4	superior	48,57	30,24	48,57	30,24
	inferior	59,40	38,03	59,40	38,03
3	superior	123,93	65,46	123,93	65,46
	inferior	134,76	73,26	134,76	73,26
2	superior	199,37	100,53	199,37	100,53
	inferior	210,20	108,33	210,20	108,33
1	superior	277,15	137,99	277,15	137,99
	inferior	291,68	148,45	291,68	148,45

Tabla 118*Carga últimas en la base del muro, del análisis dinámico, Dir. X.*

Nivel	Sección	Combo	Caso de carga	Vu ton	Pu ton	Mu ton.m
1°						
	placa71	1,4cm+1,7cv	Combination	-1,3136	351,882	-22,5701
	placa71	1,25(cm+cv)+sx	Combination	Max	112,982	784,0162
	placa71	1,25(cm+cv)+sx	Combination	Min	-115,26	-823,344
	placa71	0,9cm+sx	Combination	Max	113,42	791,1617
	placa71	0,9cm+sx	Combination	Min	-114,82	-816,198

Tabla 119*Carga últimas en la base del muro, del análisis dinámico, Dir. Y.*

Nivel	Sección	Combo	Caso de carga	Vu ton	Pu ton	Mu ton.m
1°						
	placa71	1,4cm+1,7cv	Combination	1,2948	351,882	-0,68908
	placa71	1,25(cm+cv)+sy	Combination	Max	6,8711	16,90759
	placa71	1,25(cm+cv)+sy	Combination	Min	-4,767	-17,9684
	placa71	0,9cm+sy	Combination	Max	6,2272	17,34125
	placa71	0,9cm+sy	Combination	Min	-5,4109	-17,5347

4.4.12.5 Relación de refuerzo para muros con responsabilidad sísmica

La relación mínima de refuerzo es de 0,0025, este valor puede ser utilizado en cálculos preliminares de refuerzo vertical y horizontal, posteriormente hacer ajustes al diseño dependiendo de la demanda de cargas sobre el muro.

$$As_v = 0,0025(30)(100) = 7,5\text{cm}^2/m$$

Colocamos $\text{Ø}1/2'' @ 0,20$, esto equivale a $2(1,27) / 0,20 = 12,7\text{cm}^2/m > 7,5\text{cm}^2/m$

En el centro del muro existe un área que cumple la función de columna por lo tanto proponemos inicialmente colocar $8 \text{Ø} 1'' = 40\text{cm}^2$ equivale a una cuantía de $40/2827 (100) = 1,4 \%$

Para el pre dimensionamiento de los núcleos del muro se ha empleado la siguiente ecuación: $ln = \max(1,5 \text{ espesor del muro}; 0,15 \text{ longitud del muro})$

$Ln = \max. (1,5 \times 0,30; 0,15 \times 3,5) = \max. (0,45; 0,525)$, elegimos 50cm con $6 \text{Ø} 1'' + 5 \text{Ø} 3/4'' = 44\text{cm}^2$ equivale a una cuantía de $44/1500(100) = 3 \%$

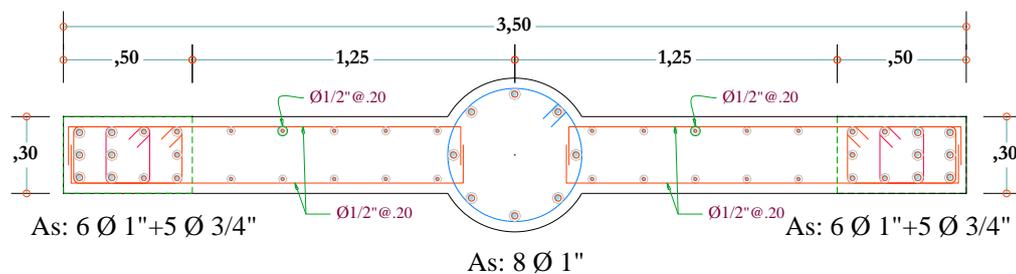


Figura 127. Muro C-7, distribución de refuerzo inicial

Para evaluar la capacidad de la sección se ha empleado el siguiente software, como se muestra en la siguiente figura.

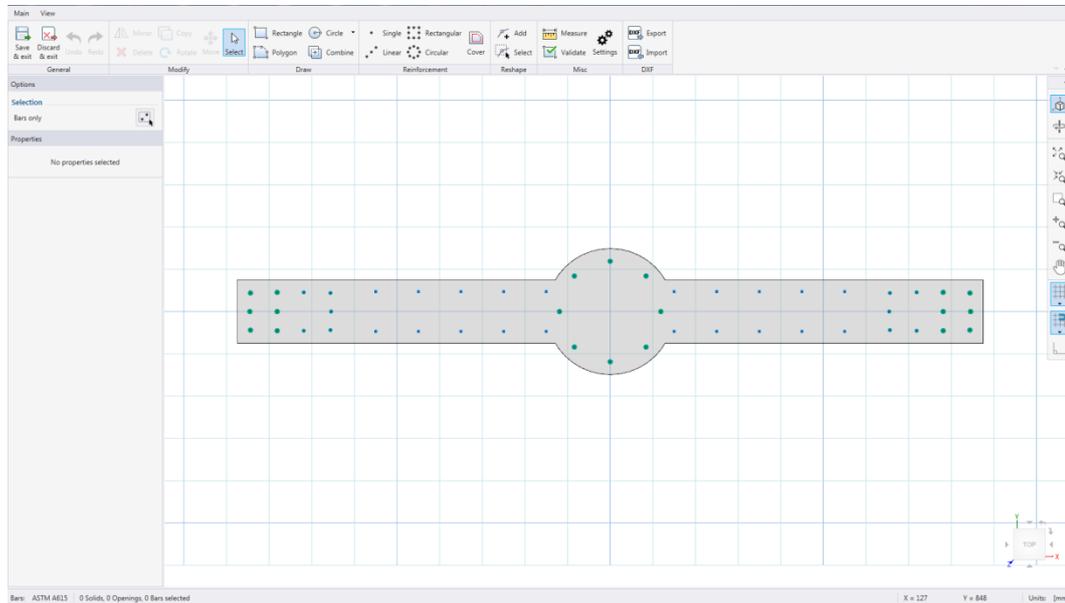


Figura 128. Geometría y disposición de acero de refuerzo, muro C-7

Fuente: SPcolumn, 2017

Tabla 120

Propiedad de los materiales, muro C-7.

Concreto:			Acero :		
$f_c =$	21	Mpa	$f_y =$	420	Mpa
$E_c =$	21316,8	Mpa	$E_s =$	200000	Mpa
$\epsilon_u =$	0,003	mm/mm	$\epsilon_{yt} =$	0,0021	mm/mm
$\beta =$	0,85				

Tabla 121

Valores para corregir el diagrama de interacción, muro C-7.

Pi	Descripción		
Po	2699,5	valor máximo de cargas axial	$P_o : 0,85, f_c(Ag - A_s) + A_s f_y$
Po máx.	2159,6	Valor máximo de carga axial del código	$P_o \text{ max} = 0,8.P_o$
Pu máx.	1511,7	Valor máximo de carga axial Pu admitido por el código	$P_u \text{ max} = 0,7 P_o \text{ max}$
Pn transición	348,18	Valor de carga axial Pn donde se inicia en cambio de Phi	$P_n = (0,1, f_c, A_g) / \phi$
Pu transición	243,73	Valor de carga axial Pu donde se inicia en cambio de Phi	$P_o = 0,1 f_c A_g$
To :	655,74	Tracción pura	$T_o = A_s f_y$

$\phi = 0,9 - (0,2 P_n / P_{\text{transición}})$

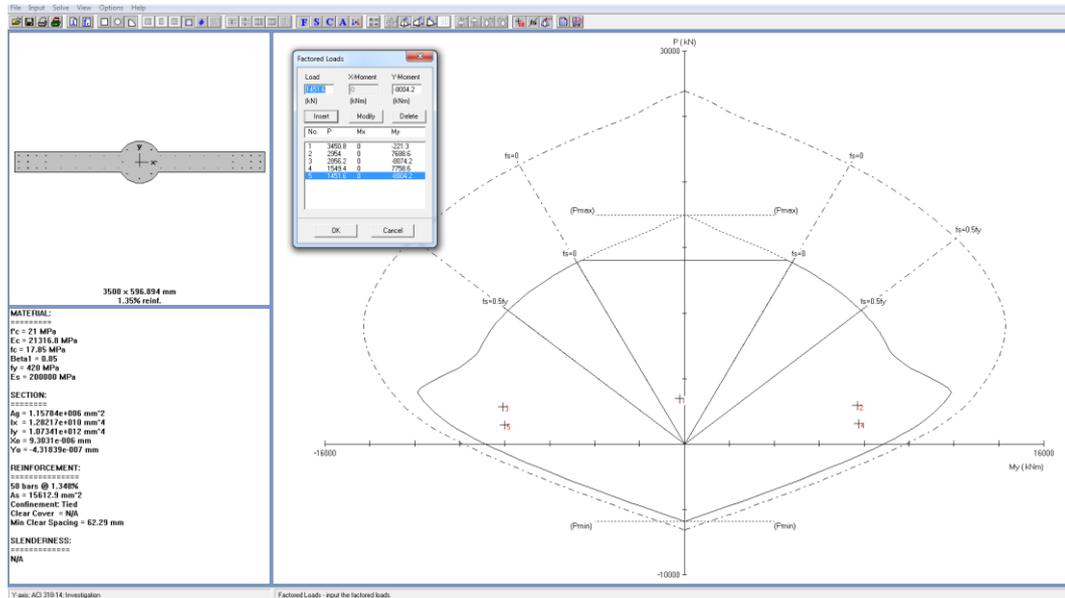


Figura 129. Diagrama de interacción, ACI 318-14 dirección larga, muro C-7

Fuente: SPcolumn, 2017

También se muestran los diagramas de interacción del muro corregidos de acuerdo al código de nuestro país E.060

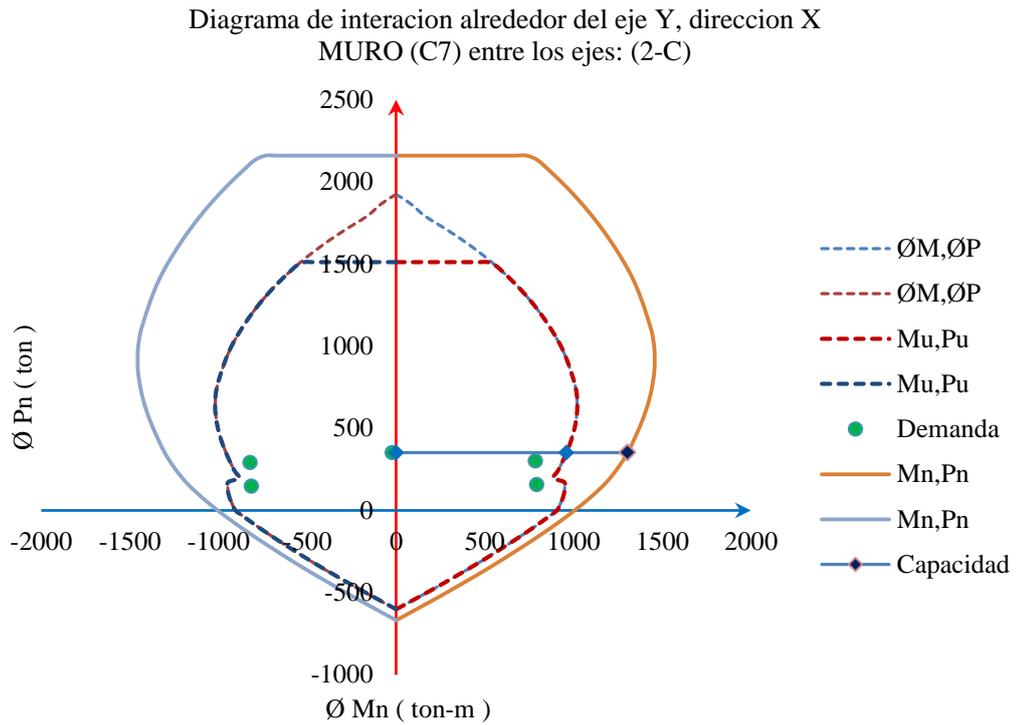


Figura 130. Interacción para sismo $X \pm$ muro C-7

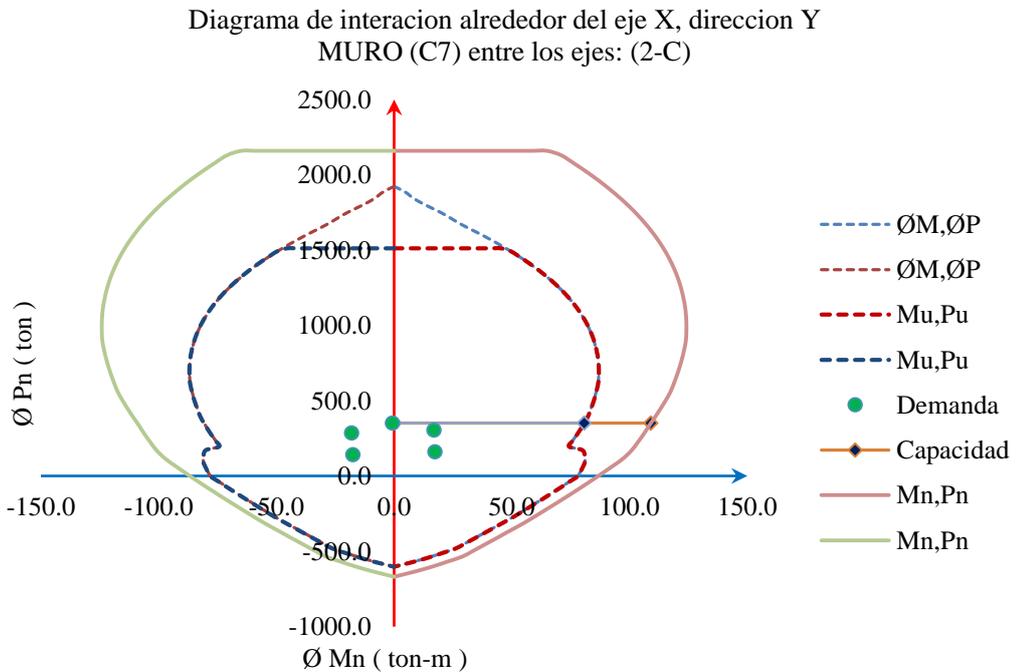


Figura 131. Interacción para sismo $Y \pm$ muro C-7

Podemos verificar que el acero de refuerzo propuesto cubre la demanda de cargas, por tanto, el diseño por flexión para el muro de corte, queda conforme.

4.4.12.6 Diseño por cortante del alma y extremos del muro

Determinamos el valor de amplificación por cortante para muros $\varphi_{0,muro} = 1,25(M_{n,diagrama\ de\ interaccion}/M_{u,analisis\ sismico}) \leq R$

Los valores de momento nominal se calculan para la máxima carga axial y la mínima. Se ha empleado un proceso de interpolación lineal para encontrar estos valores que gráficamente se pueden comprender mejor en la figura 131, a continuación se muestran los valores numéricos calculados.

Tabla 122

Interpolación de Mn del diagrama de interacción, muro C-7.

Nivel	Sección	Dir, X+					
		Pu1 máx.	Pu2 mín	Mn1 ton-m	Mn2 ton-m	Mu1 ton-m	Mu2 ton-m
4	superior	55,98	30,24	1069,97	1040,59	931,02	919,84
	inferior	68,11	38,03	1082,75	1049,48	935,03	923,55
3	superior	148,82	65,46	1163,98	1079,96	948,24	934,15
	inferior	160,96	73,26	1175,51	1088,18	946,76	936,73
2	superior	242,37	100,53	1238,05	1116,91	911,30	944,55
	inferior	254,50	108,33	1246,25	1125,12	917,18	945,76
1	superior	335,61	137,99	1296,62	1153,69	952,81	949,57
	inferior	351,88	148,45	1304,59	1163,63	959,47	948,29

En la tabla 118, se puede notar que el máximo momento calculado de acuerdo al análisis sísmico el mayor valor se produce por la combinación de cargas de gravedad más el sismo para la dirección X+

$$\varphi_{0,muro,x} = 1,25(1304,59 \text{ ton. m}/823,344 \text{ ton. m}) = 1,981 \leq R$$

Ahora calculamos el aporte del concreto al corte en elementos a compresión, $V_c =$

$$0,53\sqrt{f'c} \left(1 + \frac{Nu}{140.Ag}\right) b. d \text{ Donde } f'c: 210\text{kg/cm}^2 \text{ y } Ag=11606,0\text{cm}^2$$

Tabla 123

Aporte del concreto a acorte, muro C-7.

Nivel	Sección	Pu ton	bx cm	by cm	dx cm	dy cm	Vcx ton	Vcy ton
4	superior	30,24	350	30	344	24	80,74	67,33
	inferior	38,03	350	30	344	24	81,12	67,65
3	superior	65,46	350	30	344	24	82,46	68,76
	inferior	73,26	350	30	344	24	82,84	69,08
2	superior	100,53	350	30	344	24	84,17	70,19
	inferior	108,33	350	30	344	24	84,55	70,50
1	superior	137,99	350	30	344	24	85,99	71,71
	inferior	148,45	350	30	344	24	86,50	72,14

El cálculo del factor de amplificación de corte, se calcula con la siguiente ecuación $\omega_v = 0,85(0,9 + n/10)$, cuando $n \leq 6$ pisos

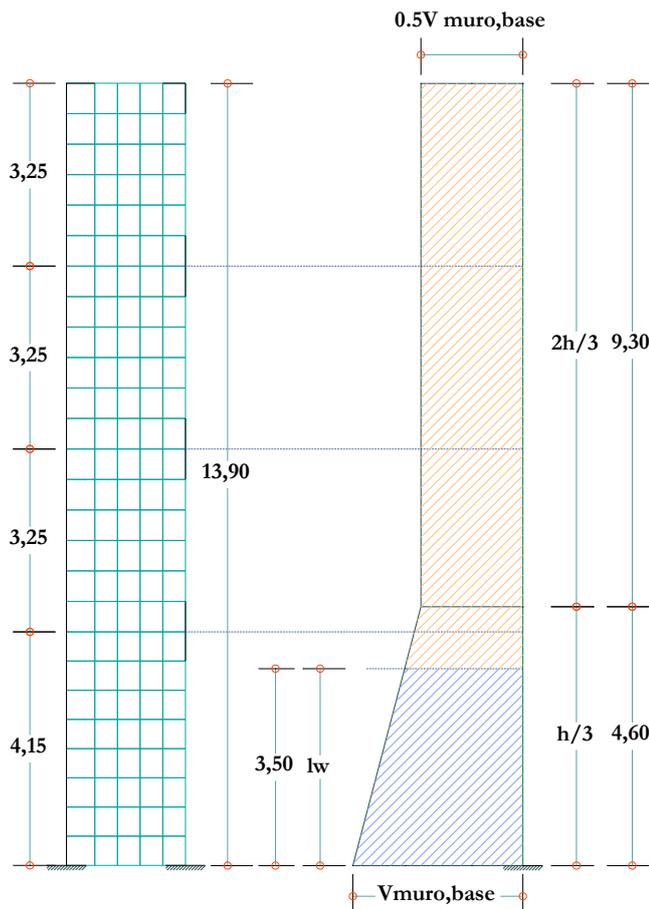


Figura 132. Envolvente para diseño por fuerza de corte para muros híbridos

Tabla 124*Cortante probable y demanda de corte, muro C-7, Dir. X.*

Nivel	Ø _{o,w}	ω _v	Ve ton	V _{prx} ton	qi ton	Vs ton
1	1,981	1,105	115,26	252,25	252,25	165,75
2	1,981	1,105	115,26	252,25	227,57	143,03
3	1,981	1,105	115,26	252,25	126,12	43,29
4	1,981	1,105	115,26	252,25	126,12	45,01

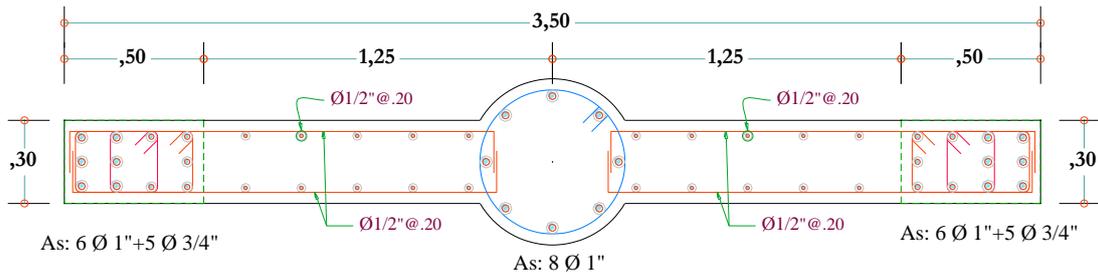
Tabla 125*Cortante probable y demanda de corte, muro C-7, Dir. Y.*

Nivel	Ø _{o,w}	ω _v	Ve ton	V _{pry} ton	qi ton	Vs ton
1	4,860	1,105	6,87	36,90	36,90	-35,24
2	4,860	1,105	6,87	36,90	33,29	-37,21
3	4,860	1,105	6,87	36,90	18,45	-50,63
4	4,860	1,105	6,87	36,90	18,45	-49,20

Para la dirección Y-Y, no requiere cálculo de acero horizontal debido a que la demanda de cargas es muy baja, y todo el cortante es absorbido por el concreto.

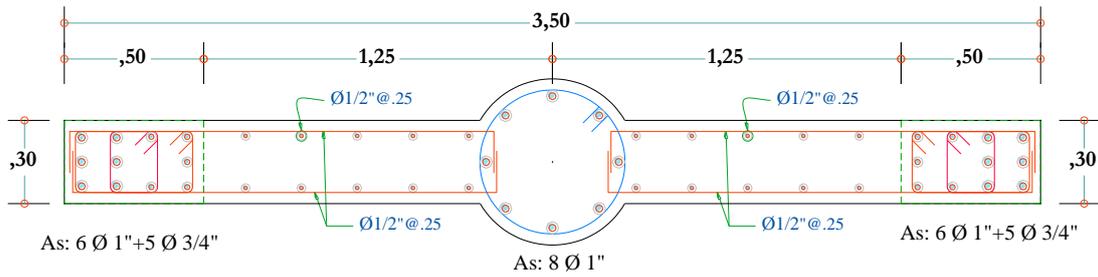
Tabla 126*Separación de estribo horizontal en muro C-7, ambas direcciones.*

Nivel	V _{sx} ton	V _{sy} ton	Estribo Ø	n° de Ramas.x	Av,x cm ²	n° de Ramas.y	Av y cm ²	Sx m	Sy m
1	165,75	-35,24	1/2	2	2,53	2	2,53	0,22	0,30
2	143,03	-37,21	1/2	2	2,53	2	2,53	0,26	0,30
3	43,29	-50,63	3/8	2	1,43	2	1,43	0,30	0,30
4	45,01	-49,20	3/8	2	1,43	2	1,43	0,30	0,30



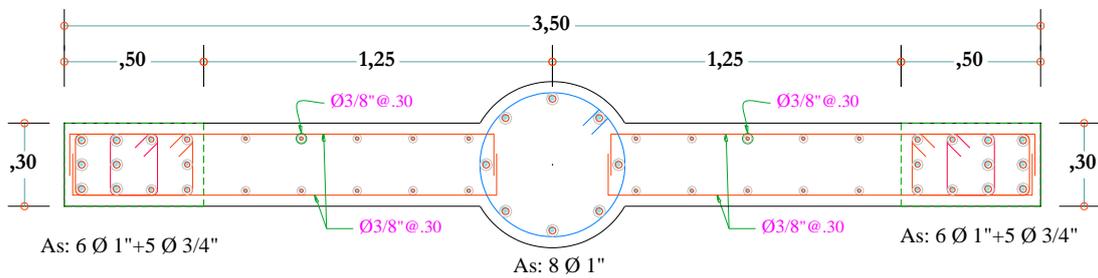
Muro C-7

1° nivel



Muro C-7

2° nivel



Muro C-7

3°, 4° nivel

Figura 133. Acero horizontal en muro

4.4.12.7 Cálculo de confinamiento de los muros estructurales

(Paulay & Priestley, 1992) Proponen el uso de la siguiente ecuación para calcular la zona o profundidad de compresión para muros, $C_c = \frac{M_{O,muro}}{2,2 \lambda_0 \mu_0 M_E} \cdot l_{muro}$ en la presente investigación se ha evaluado la zona de compresión con la ayuda de software, debido a que ya se cuenta con el armado de acero del muro estructural solo requiere verificación bajo cargas últimas de diseño sobre el muro.

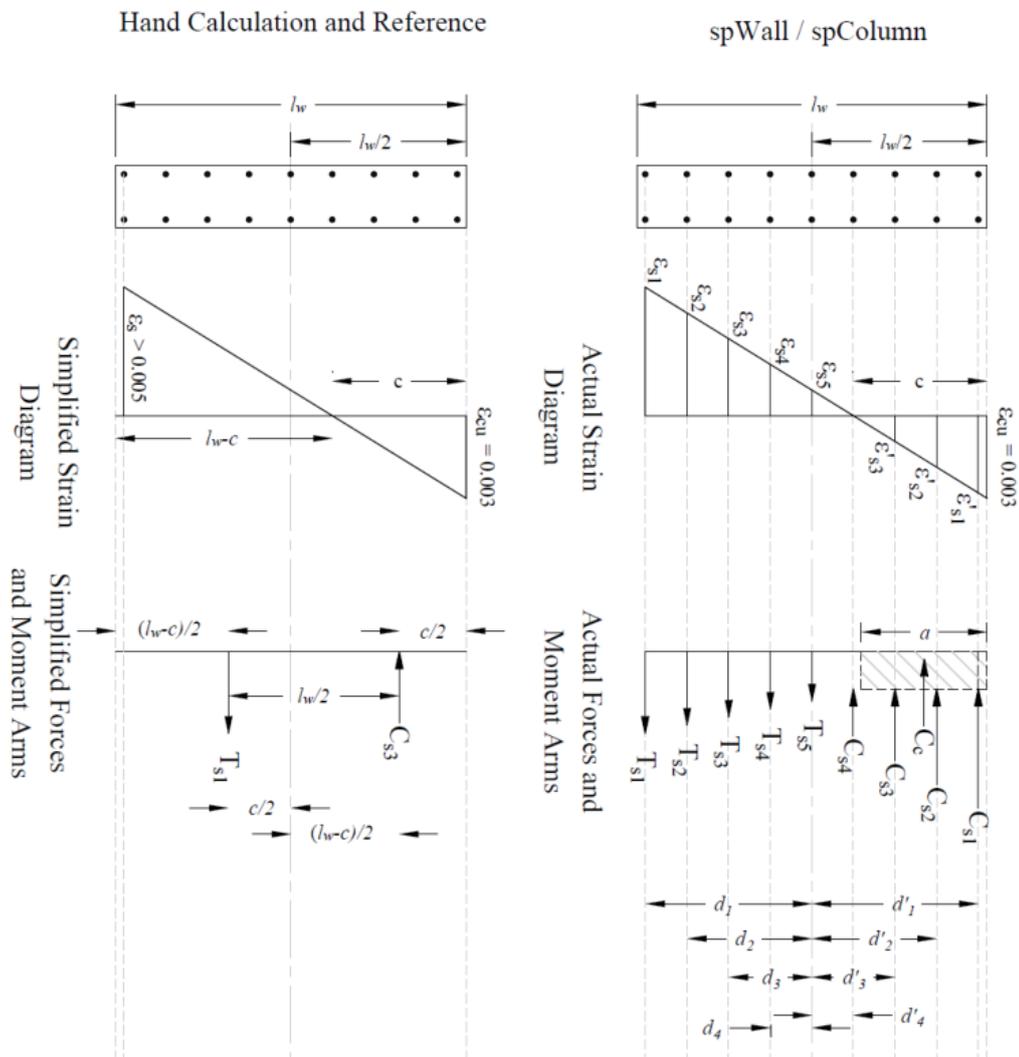


Figura 134. Diagramas de cálculo para métodos simplificados y software

Fuente: SPcolumn, 2017

Se han tomado las siguientes cargas últimas de diseño para realizar el estudio del cálculo de la zona de compresión en el muro, los cuales se muestran en la tabla 127.

Tabla 127

Cargas última de diseño, muro C-7.

Combinación		Pu k_N	Mx-x kNm	My-y kNm
1,4cm+1,7cv		3450,8	-221,3	-6,8
1,25(cm+cv)+sx	Max	2954,0	7688,6	165,8
1,25(cm+cv)+sx	Min	2856,2	-8074,2	-176,2
0,9cm+sx	Max	1549,4	7758,6	170,1
0,9cm+sx	Min	1451,6	-8004,2	-172,0
1,25cm+0,6cv+sx *	Max	2527,08	7700,2	10,99
1,25cm+0,6cv+sx *	Min	2429,23	-8062,6	-17,36

*, “nueva” combinación para el diseño por capacidad en muros estructurales

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:

No.	Pu kN	Muy kNm	PhiMny kNm	PhiMn/Mu NA	depth mm	Dt mm	eps_t	Phi
1	3450.80	-221.30	-11681.63	52.786	1207	3441	0.00555	0.900
2	2954.00	7688.60	11440.32	1.488	1140	3441	0.00605	0.900
3	2856.20	-8074.20	-11388.42	1.410	1127	3441	0.00616	0.900
4	1549.40	7758.60	10492.49	1.352	931	3441	0.00809	0.900
5	1451.60	-8004.20	-10406.38	1.300	914	3441	0.00830	0.900
6	2527.10	7700.20	11186.71	1.453	1078	3441	0.00658	0.900
7	2429.20	-8062.60	-11125.28	1.380	1064	3441	0.00670	0.900

*** End of output ***

Figura 135. Valor de C, para todas las combinaciones de carga Pu, Mu

Fuente: SPcolumn, 2017

Los elementos de borde en zonas de compresión deben ser confinados cuando la profundidad del eje neutro excede de: $C \geq lm/600(\delta u/hm)$ de las características del muro tenemos que: $lm=350cm$ $hm=1390cm$ faltaría encontrar el máximo desplazamiento producido por el sismo de diseño, en este caso para la dirección X+.

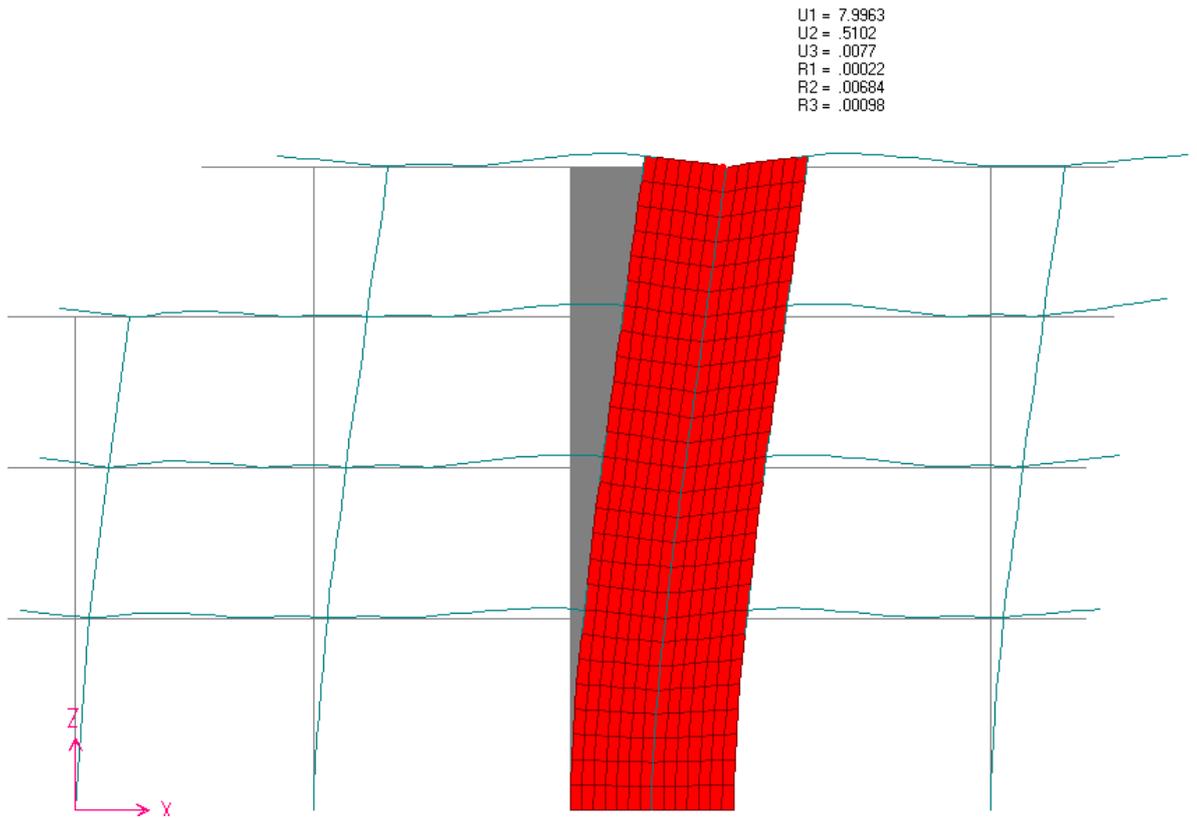


Figura 136. Desplazamiento lateral inelástico $\delta u=8\text{cm}$

Fuente: SAP2000, 2014

$\delta u/hm=(8/1390)=0,00576>0,005$, entonces $C = \frac{350}{600 \times 0,00576} = 101,4\text{cm}$. Compa-

ramos la necesidad de confinar el muro, $120,7>101,4$, si son necesarios núcleos confinados. Finalmente calculamos la longitud mínima de confinamiento que debería tener el muro estructural.

$$c_{min} = \max = \begin{cases} 120,7\text{cm} - 0,1(350\text{cm}) \\ c - 0,1m & 85,7\text{cm (gobierna)} \\ c/2 & 120,7\text{cm}/2 \\ & 60,35\text{cm} \end{cases}$$

Adoptamos $c=90\text{cm}$

Los núcleos que inicialmente fueron propuestos, deberán de incrementarse.

Otra opción es estriar el refuerzo vertical hasta cumplir con la longitud mínima de confinamiento.

Tomaremos la segunda opción, el detalle se muestra en la figura que sigue.

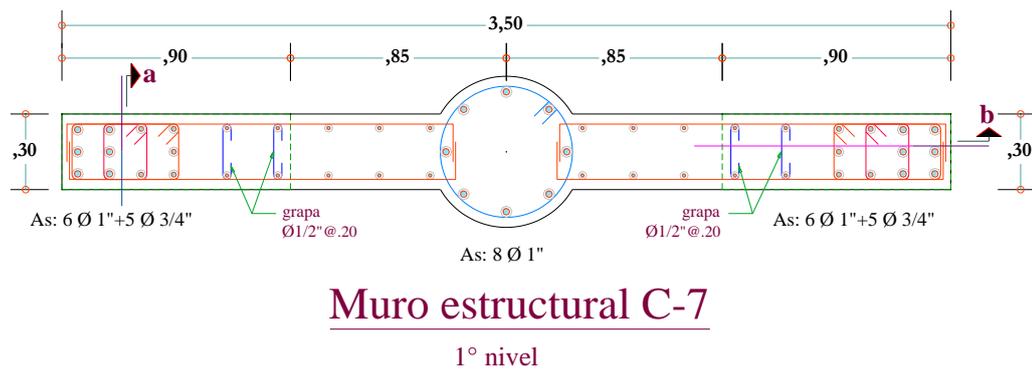


Figura 137. Diseño final de la longitud de confinamiento en muro C-7

El refuerzo transversal en el núcleo del muro debe de ser diseñado como un elemento estructural sujeto a carga axial y momento. Lo que prosigue es verificar el estribo colocado y realizar las verificaciones que corresponden, similar al diseño de columnas.

$$s_{max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,25 \times 0,30 = 0,075m \\ 6 \times 0,0254 = 0,15m \\ s_i = 10 + \left(\frac{35 - 22}{3} \right) = 14,0cm \end{array} \right.$$

Adoptamos un valor de 10cm dentro de la zona de confinamiento o zona de probable formación de rotula plástica.

Calculamos el estribo o el área mínima de estribos de confinamiento que debería tener la columna con las siguientes ecuaciones.

$$A_{sh} \geq 0,3 \frac{s \cdot b_c \cdot f'c}{fyt} \left[\left(\frac{A_g}{A_c} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} \geq 0,09 \frac{s \cdot b_c \cdot f'c}{fyt}$$

Calculamos para la dirección del sismo X+ de acuerdo a la figura 121

S=10cm

Bc=22cm

Ag=50x30=1500 cm²

Ac=42x22=924 cm²

Fyt=4200 kg/cm²

$$A_{shx} \geq \begin{cases} 0,3 \times 10 \times 22 \left(\frac{1500}{924} - 1 \right) \frac{210}{4200} \\ = 2,06 \text{ cm}^2 \text{ (gobierna)} \\ \frac{0,09 \times 10 \times 22 \times 210}{4200} \\ = 0,99 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

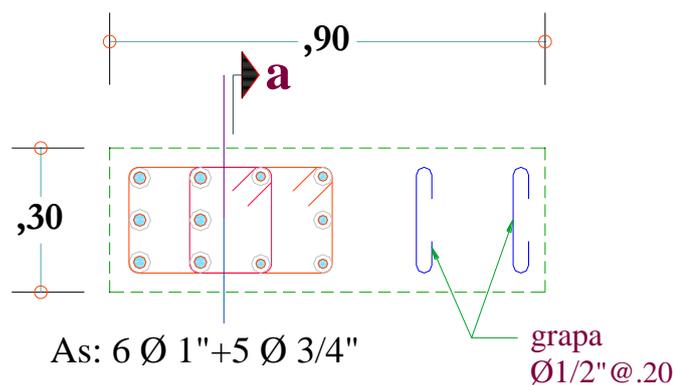


Figura 138. Sección a-a, núcleo de muro

$$A_{shx} = 4 \times 0,71 = 2,85 \text{ cm}^2 > 2,06 \text{ cm}^2, \text{ CUMPLE!}$$

Calculamos para la dirección del sismo Y+

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

$$Bc=42\text{cm}$$

$$A_g=50 \times 30=1500\text{cm}^2$$

$$A_c=42 \times 22=924\text{cm}^2$$

$$F_{yt}=4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{shy} \geq \begin{cases} 0,3 \times 10 \times 42 \left(\frac{1500}{924} - 1 \right) \frac{210}{4200} \\ = 3,93 \text{ cm}^2 \text{ (gobierna)} \\ \frac{0,09 \times 10 \times 42 \times 210}{4200} \\ = 1,89 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

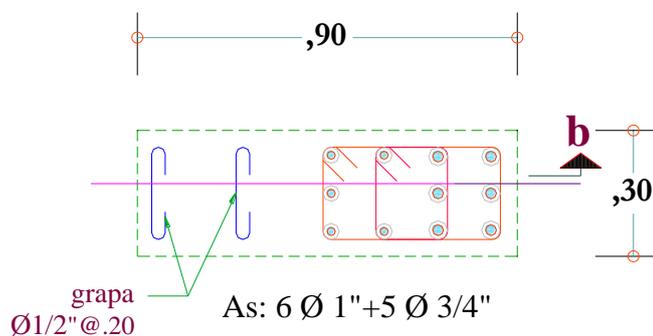


Figura 139. Sección b-b, núcleo de muro

$$A_{shy} = 6 \times 0,71 = 4,26 \text{ cm}^2 > 3,93 \text{ cm}^2 \text{ CUMPLE!}$$

Finalmente calculamos el valor de la longitud de zona de confinamiento:

$$L_o = \max \begin{cases} 50 \text{ cm lado mayor} \\ 415/6 = 69,2 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

$$L_o=70 \text{ cm}$$

Resumen de diseño de los núcleos del muro estructural

Tabla 128

Diseño de estribos de los núcleos de muro, C-7.

Nivel	Estribo Ø	N° estribos	S m	Rto @ m	Detalle de estribos en núcleos		
							m
1	3/8	7	0,10	0,22	Estribo :	3/8"	1 @ 0,05 ,7 @0,1, Rto @0,20
2	3/8	7	0,10	0,25	Estribo :	3/8"	1 @ 0,05 ,7 @0,1, Rto @0,25
3	3/8	7	0,10	0,30	Estribo :	3/8"	1 @ 0,05 ,7 @0,1, Rto @0,30
4	3/8	7	0,10	0,30	Estribo :	3/8"	1 @ 0,05 ,7 @0,1, Rto @0,30

4.5 Diseño por resistencia

4.5.1 Análisis estructural

Para el análisis sísmico estático y dinámico no se ha modificado los factores de rigidez de vigas columnas y muros. Adicionalmente la modelación y análisis sísmico se ha llevado a cabo en el programa SAP2000.

4.5.2 Parámetros sísmicos

Los valores tomados según la norma sísmica E.030-2016, en función a las características estructurales que presenta el modelo, son las siguientes.

Tabla 129

Parámetros sísmicos, según el código E.030-2016.

Factor	Descripción	Valor
Zonificación	Zona 4-Distrito-Moquegua-Provincia-Mariscal Nieto-Región (DPTO.)-Moquegua	0,45
Condiciones Geotécnicas	S2 : Suelos intermedios	
	S :	1,05
	Tp (s) :	0,6
	TL (s) :	2
Categoría de la Edificación	C: Edificaciones comunes	
	U :	1
Coeficiente básico de reducción sísmica	Paralelo al eje X De muros estructurales	
	Rox :	6
	Paralelo al eje Y De muros estructurales	
	Roy :	6
Factores de irregularidad	Irregularidad en altura Irregularidad de geometría vertical	
	Factor Ia	0,9
	Irregularidad en planta Esquinas entrantes	
	Factor Ip	0,9
Coeficiente básico de reducción sísmica	Paralelo al eje X	
	Rx :	4,86
	Paralelo al eje Y	
	Ry :	4,86

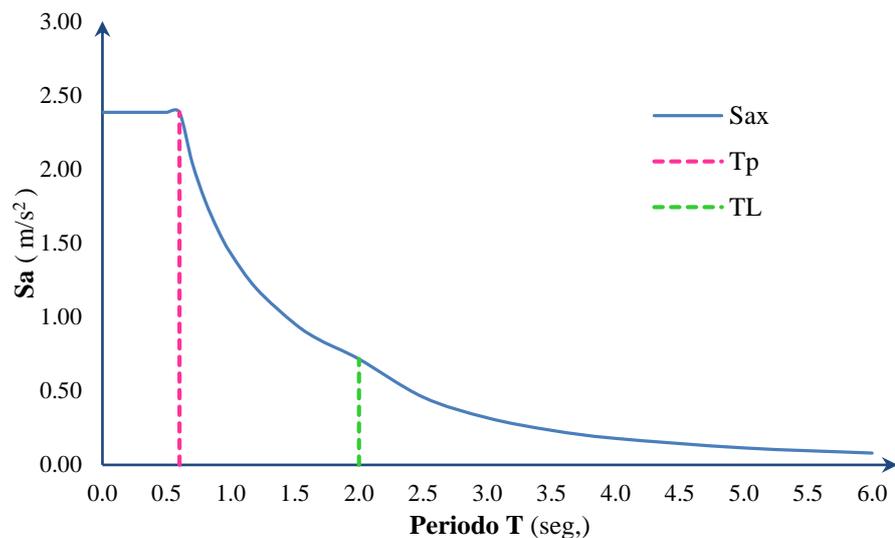


Figura 140. Espectro de aceleraciones para el análisis, muros estructurales

4.5.3 Periodos y modos de vibración

Tabla 130

Periodos y frecuencias modales 12 de 100 empleados.

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
		Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	0,3792	2,6371	16,5700	274,5500
MODAL	Mode	2	0,3407	2,9356	18,4450	340,2100
MODAL	Mode	3	0,3020	3,3117	20,8080	432,9600
MODAL	Mode	4	0,1927	5,1893	32,6050	1063,1000
MODAL	Mode	5	0,1926	5,1915	32,6190	1064,0000
MODAL	Mode	6	0,1924	5,1977	32,6580	1066,6000
MODAL	Mode	7	0,1694	5,9026	37,0870	1375,5000
MODAL	Mode	8	0,1600	6,2485	39,2600	1541,4000
MODAL	Mode	9	0,1584	6,3147	39,6770	1574,2000
MODAL	Mode	10	0,1579	6,3333	39,7930	1583,5000
MODAL	Mode	11	0,1577	6,3410	39,8410	1587,3000
MODAL	Mode	12	0,1576	6,3443	39,8620	1589,0000

Tabla 131

Porcentaje de participación modal de masas.

OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
		Text	%	%
MODAL	Acceleration	UX	99,9216	92,8119
MODAL	Acceleration	UY	99,8737	91,7232
MODAL	Acceleration	UZ	86,2329	45,0424

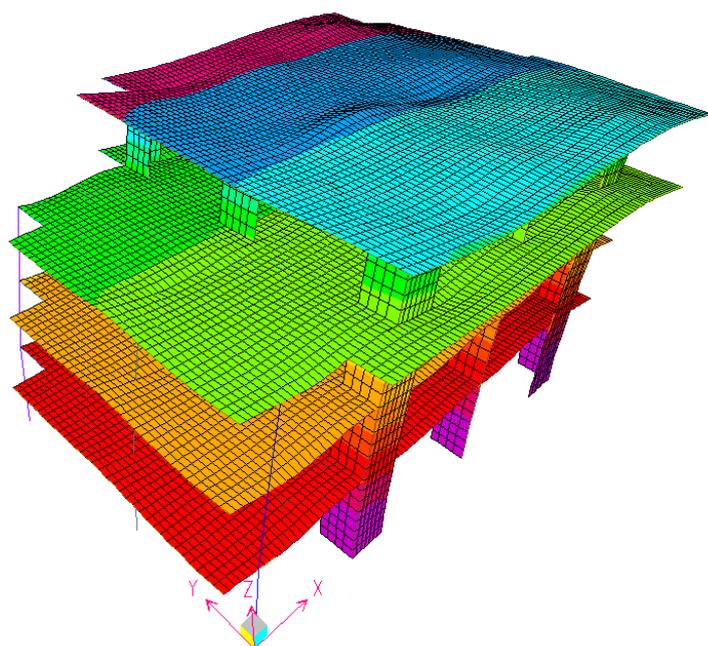


Figura 141. Primer modo traslacional $T_x=0,38$ seg

Fuente: SAP2000, 2014

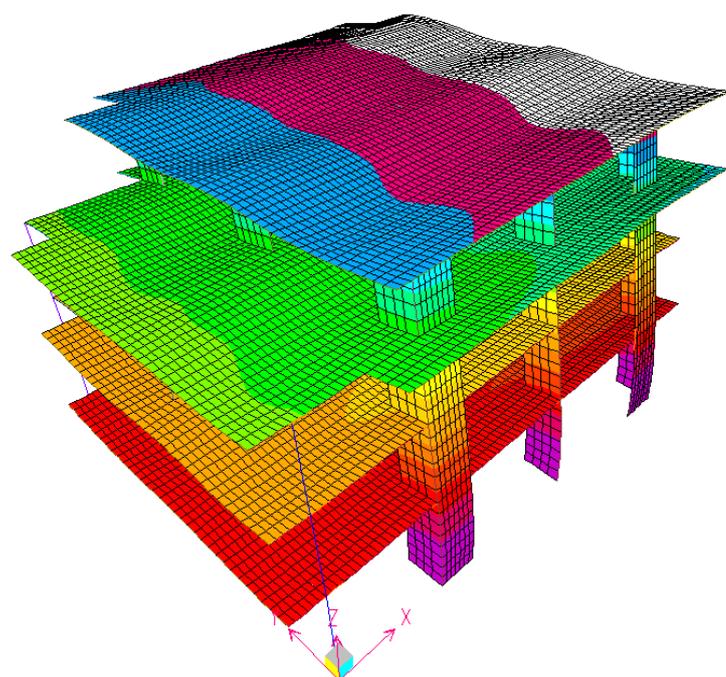


Figura 142. Segundo modo traslacional $T_y=0,34$ seg

Fuente: SAP2000, 2014

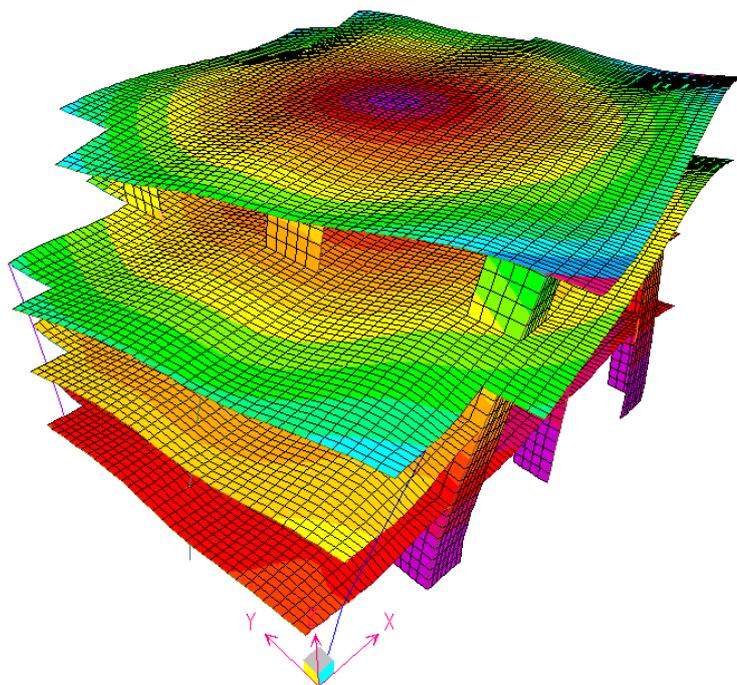


Figura 143. Primer modo rotacional $T_z=0,30$ seg

Fuente: SAP2000, 2014

4.5.4 Cálculo del cortante basal método estático

Tabla 132

Cortante en la base del edificio y peso sísmico.

LoadPat	Dirección	PercentEcc Unitless	UserZ Yes/No	C Unitless	K Unitless	WeightUsed Ton	BaseShear Ton
Static x	X	0,05	No	0,2431	1	1693,6801	411,7336
Static y	Y	0,05	No	0,2431	1	1693,6801	411,7336

4.5.5 Cálculo de cortante basal método análisis modal de respuesta espectral

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-0.5	0.25
End Point	22	0.25

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle (X to 1)
	10.492	0.2312	0.	0.

Include Frames Shells Asolids Planes Solids Links

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	313.7323	14.7533	10.8543	313.7323	14.7533	10.8543
Moment	172.6165	3282.6894	2643.0817	172.6165	3282.6894	2643.0817

Save Cut Save Cut

Figura 144. Cortante basal dinámica $V_x=313,7323$ ton, para Sismo X+

Fuente: SAP2000, 2014

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-0.5	0.25
End Point	16	0.25

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle (X to 1)
	8.2273	0.1062	0.	0.

Include Frames Shells Asolids Planes Solids Links

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	14.7533	311.7007	9.5718	14.7533	311.7007	9.5718
Moment	3299.0905	173.9661	974.8711	3299.0905	173.9661	974.8711

Save Cut Save Cut

Figura 145. Cortante basal dinámica $V_y=311,7007$ ton, para Sismo Y+

Fuente: SAP2000, 2014

4.5.6 Desplazamientos y distorsiones de entrepiso

Tabla133

Distorsión de entrepiso para los nudos, Sismo Dinámico X+.

Nudo	Nivel	hi-cm	Desplazamiento cm	Desplazamiento relativo	Deriva máx. = 0,007	Cumple?
1	4	325	5,423153	1,4524	0,0045	si
	3	325	3,97072	1,5079	0,0046	si
	2	325	2,462781	1,4050	0,0043	si
2	1	415	1,057768	1,0578	0,0025	si
	4	325	5,423153	1,4524	0,0045	si
	3	325	3,97072	1,5079	0,0046	si
	2	325	2,462781	1,4050	0,0043	si
3	1	415	1,057768	1,0578	0,0025	si
	4	325	6,288712	1,6775	0,0052	si
	3	325	4,611205	1,7468	0,0054	si
	2	325	2,864443	1,6327	0,0050	si
4	1	415	1,231722	1,2317	0,0030	si
	4	325	6,288712	1,6775	0,0052	si
	3	325	4,611205	1,7468	0,0054	si
	2	325	2,864443	1,6327	0,0050	si
	1	415	1,231722	1,2317	0,0030	si

Tabla134

Distorsión de entrepiso o deriva promedio, sismo dinámico X+.

Nivel	Deriva nudo 1	Deriva nudo 2	Deriva nudo 3	Deriva nudo 4	Distorsión de entrepiso	Cumple?
4	0,0045	0,0045	0,0052	0,0052	0,0048	si
3	0,0046	0,0046	0,0054	0,0054	0,0050	si
2	0,0043	0,0043	0,0050	0,0050	0,0047	si
1	0,0025	0,0025	0,0030	0,0030	0,0028	si

Tabla 135*Distorsión de entrepiso para nudos, sismo dinámico Y+.*

Nudo	Nivel	hi-cm	Desplazamiento cm	Desplazamiento relativo	Deriva máx. = 0,007	Cumple?
1	4	325	4,510729	1,1570	0,0036	si
	3	325	3,353769	1,2424	0,0038	si
	2	325	2,111323	1,1966	0,0037	si
2	1	415	0,914693	0,9147	0,0022	si
	4	325	4,510729	1,1570	0,0036	si
	3	325	3,353769	1,2424	0,0038	si
3	2	325	2,111323	1,1966	0,0037	si
	1	415	0,914693	0,9147	0,0022	si
	4	325	4,510729	1,1570	0,0036	si
4	3	325	3,353769	1,2424	0,0038	si
	2	325	2,111323	1,1966	0,0037	si
	1	415	0,914693	0,9147	0,0022	si

Tabla 136*Distorsión de entrepiso o deriva promedio, sismo dinámico Y+.*

Nivel	Deriva nudo 1	Deriva nudo 2	Deriva nudo 3	Deriva nudo 4	Distorsión de entrepiso	cumple
4	0,0036	0,0036	0,0036	0,0036	0,0036	si
3	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	si
2	0,0037	0,0037	0,0037	0,0037	0,0037	si
1	0,0022	0,0022	0,0022	0,0022	0,0022	si

4.5.7 Escalamiento de fuerzas para el diseño de elementos estructurales

De acuerdo al numeral 4.6.4 de la norma E.030-2016, según el edificio en estudio como presenta irregularidades, deberá cumplirse que la fuerza cortante mínima en el primer nivel debe de ser por lo menos el 90 % del cortante estático.

$$f_e = 0,90V_{Estatico-x}/V_{Dinamico-x} = 0,90(411,7336)/313,7323 = 1,18114$$

$$f_e = 0,90V_{Estatico-y}/V_{Dinamico-y} = 0,90(411,7336)/311,7007 = 1,18883$$

4.5.8 Combinaciones de carga

Se ha empleado las siguientes combinaciones de carga para el diseño de los elementos estructurales.

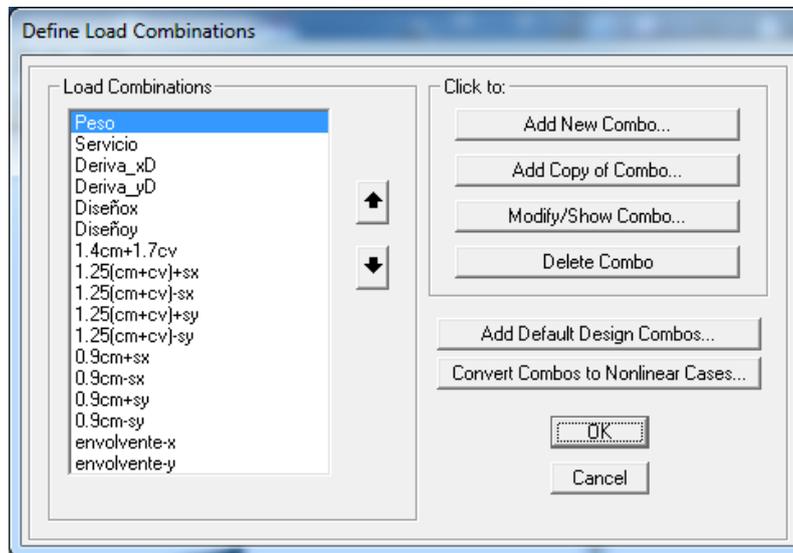


Figura 146. Combinaciones de carga empleados

Fuente: SAP2000, 2014

4.5.9 Factores de reducción de resistencia

Los valores empleados de factor de resistencia se tienen en la norma E.060-2009

Tabla 137

Factores de reducción de resistencia-norma peruana.

Solicitud	factor ϕ de reducción
Flexión	0,90
Tracción y tracción +flexión	0,90
Cortante	0,85
Torsión	0,85
Corte y torsión	0,85
Compresión y flexo compresión :	
Elementos con espirales	0,75
Elementos con estribos	0,70
Aplastamiento en el concreto	0,70
Zonas de anclaje del potenziado	0,85
Concreto simple	0,65

Fuente: Ottazzi, 2009

4.5.10 Diseño por flexión en vigas

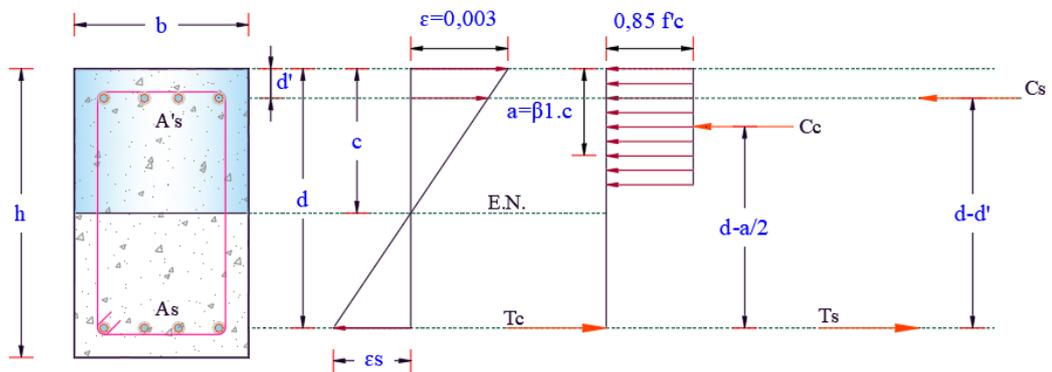
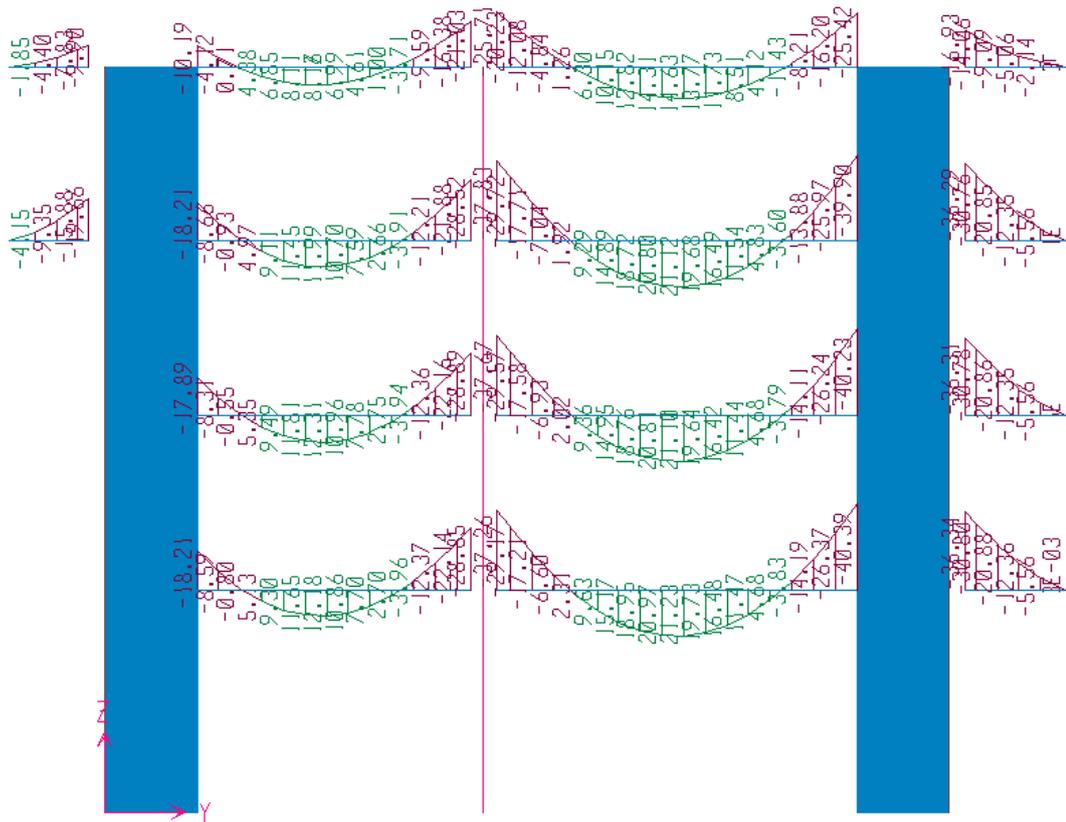


Figura 147. Diagrama de secciones controladas por tracción y compresión

Fuente: ACI318S-14, 2014

Todas las vigas se diseñaron para el máximo momento y cortante en los extremos y centros de luz.

Para fines comparativos tomaremos como ejemplo el diseño de los pórticos diseñados por el método de diseño por capacidad. A continuación, presentamos los valores de momento y fuerza cortante para el pórtico "C".



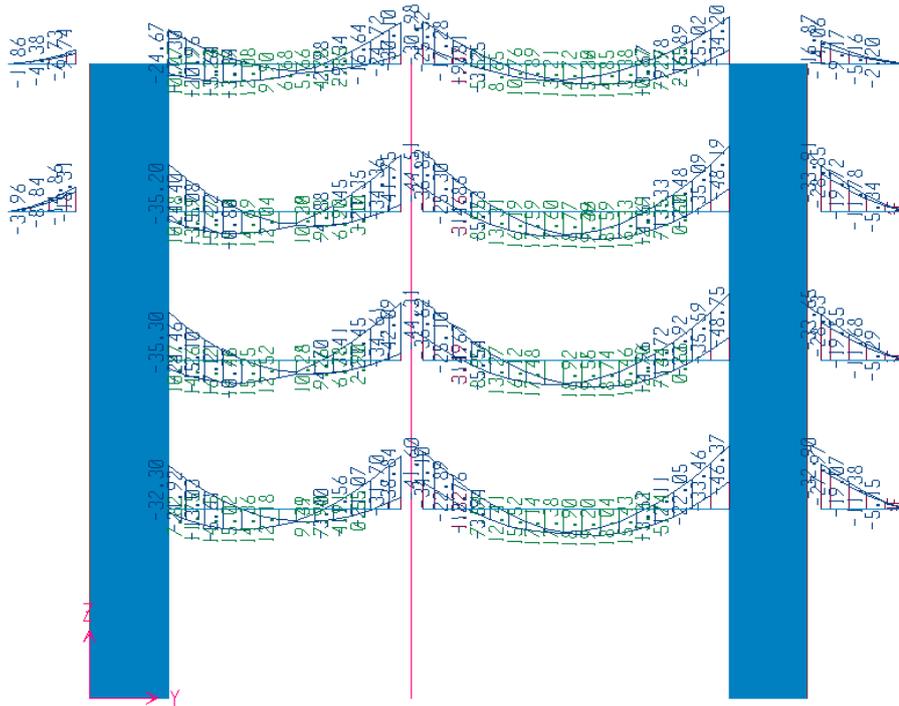


Figura 149. Pórtico C, diagrama de momento flector: 1,25 (cm+cv) ± Sy

Fuente: SAP2000, 2014

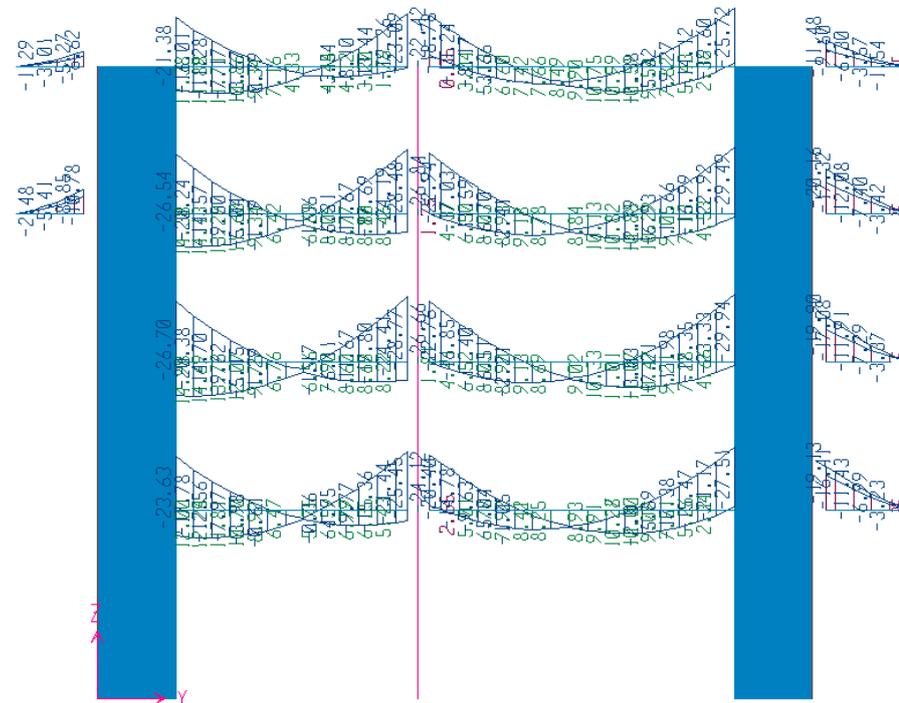


Figura 150. Pórtico C, diagrama de momento flector: 0,9cm ± Sy

Fuente: SAP2000, 2014

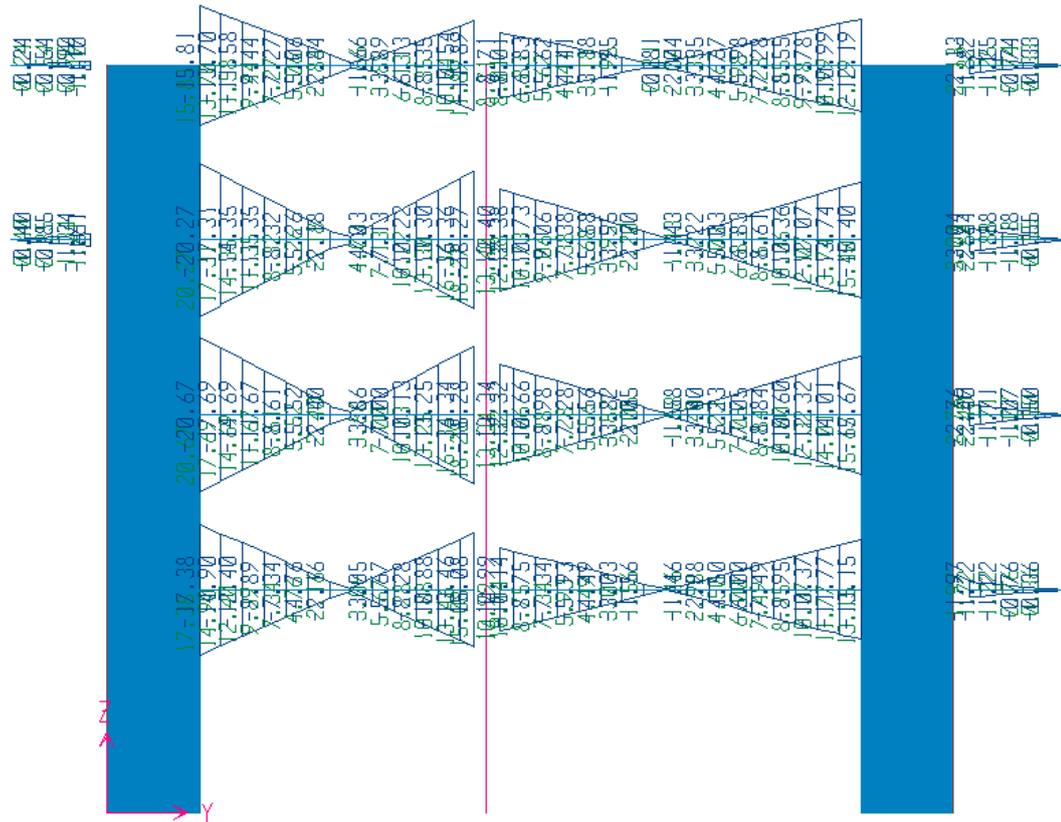


Figura 151. Pórtico C, diagrama de momento flector: $\pm S_y$

Fuente: SAP2000, 2014

4.5.10.1 Diseño de viga VC-1

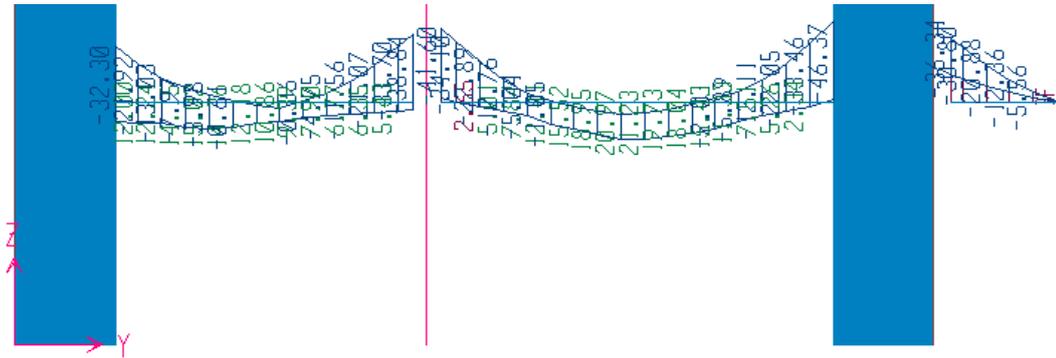


Figura 152. Envoltura de diseño viga del eje C nivel 1; VC-1

Fuente: SAP2000, 2014

Tabla 138

Propiedades de diseño por flexión y corte para viga VC-1.

Características de la sección de diseño [cm]									
h :	70	b :	30	r :	9	d =	61	d' :	6
Propiedades consideradas para el diseño [ton/cm ²]									
f'c :	0,210	f _y :	4,200	E _s :	2000	φ :	0,9	β ₁ =	0,85
ε _{c,max} :	0,003	ε _{s,min} :	0,005						
c _{max} =	0,375	d =	22,88	cm	a _{max} = β ₁ c _{max} =	19,44	cm		
f's =	4,20	ton/cm ²	A _s superior corrido :		2	ø 3/4"	5,68	cm ²	

Tabla 139

Calculo del acero de refuerzo pro flexión, viga VC-1.

Tramo	Apoyo	Mi	Mu ton.m	a cm	Vsr? Vdr?	A's cm ²	As cm ²	A's cm ²	As cm ²
1	Izq.,	Mu -	32,3	12,2	Vsr		15,57		15,6
		Mu +	11,13	3,9	Vsr		4,99		5,0
	Centro	Mu +	11,86	4,2	Vsr		5,33		5,3
		Mu -	38,8	15,1	Vsr		19,20		19,2
	Der,	Mu +	4,71	1,6	Vsr		2,07		4,4
		Mu -	41,6	16,3	Vsr		20,83		20,8
2	Izq.,	Mu +	0	0,0	Vsr		0,00		4,4
		Mu +	21,23	7,7	Vsr		9,83		9,8
	Centro	Mu -	46,37	18,6	Vsr		23,73		23,7
		Mu +	0	0,0	Vsr		0,00		4,4

Tabla 140*Acero colocado y cálculo del momento nominal, viga VC-1.*

Tramo	Apoyo	As			As real cm ²	chek	ratio >1	Mn ton.m		
		Bastón princ		Bastón secun						
1	Izq.	2	ø 3/4"	+	1	ø 1"	16,46	ok	1,06	37,71
		0	ø 3/4"		0		5,68	ok	1,14	14,02
	Centro	0			0		5,68	ok	1,07	14,02
		3	ø 1"		0		20,98	ok	1,09	46,50
2	Der.	0	ø 1"		0		5,68	ok	1,29	14,02
		3	ø 1"		0		20,98	ok	1,01	46,50
	Izq.	0	ø 1"		0		5,68	ok	1,29	14,02
		1	ø 1"		0		10,78	ok	1,10	25,70
Centro	4	ø 1"		0		26,08	ok	1,10	55,61	
	Der.	0			0		5,68	ok	1,29	14,02

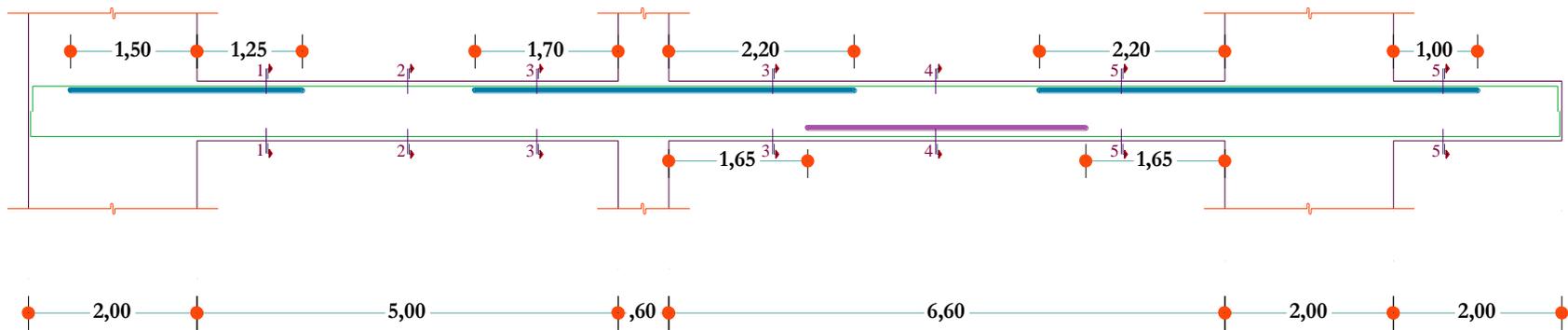


Figura 153. Secciones VC-1

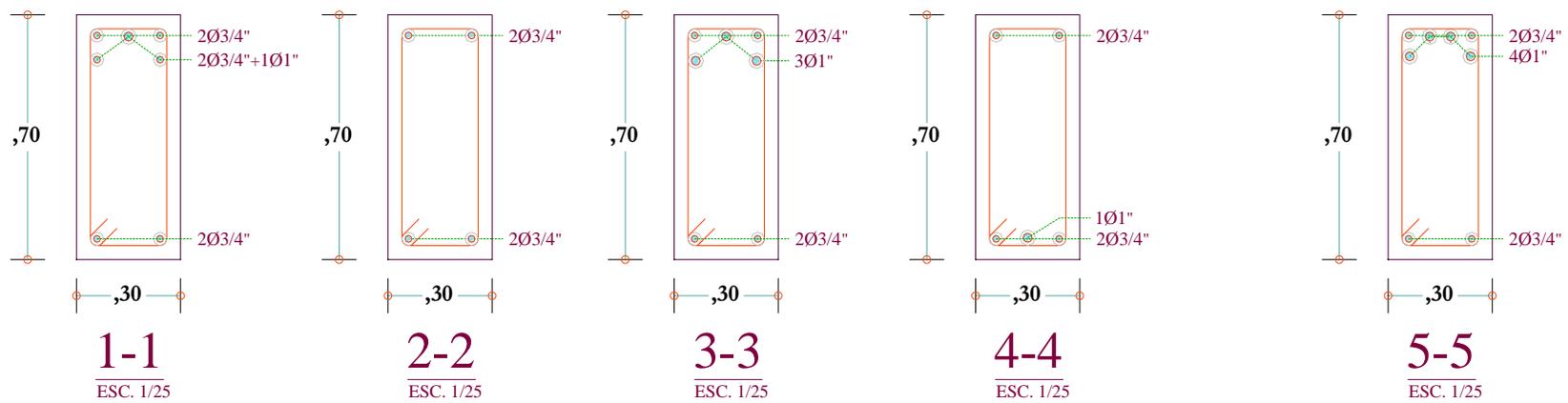


Figura 154. Acero longitudinal por flexión VC-1

4.5.10.2 Diseño por corte en vigas

De acuerdo a las disposiciones de la norma E.060 recomienda que los estribos cerrados de confinamiento no deben de exceder del menor valor de:

$$s = \min \begin{cases} d/4 \\ 10db \\ 24db \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

La zona de confinamiento se considera como $2h$.

Fuera de la zona de confinamiento los estribos deben de estar espaciado no más de $0,5d$, además no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante.

$$V_{uc} = \phi \cdot V_c = \phi \cdot 0,53 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d = 11,95 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \cdot \phi = 0,85$$

$$s_1 = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s$$

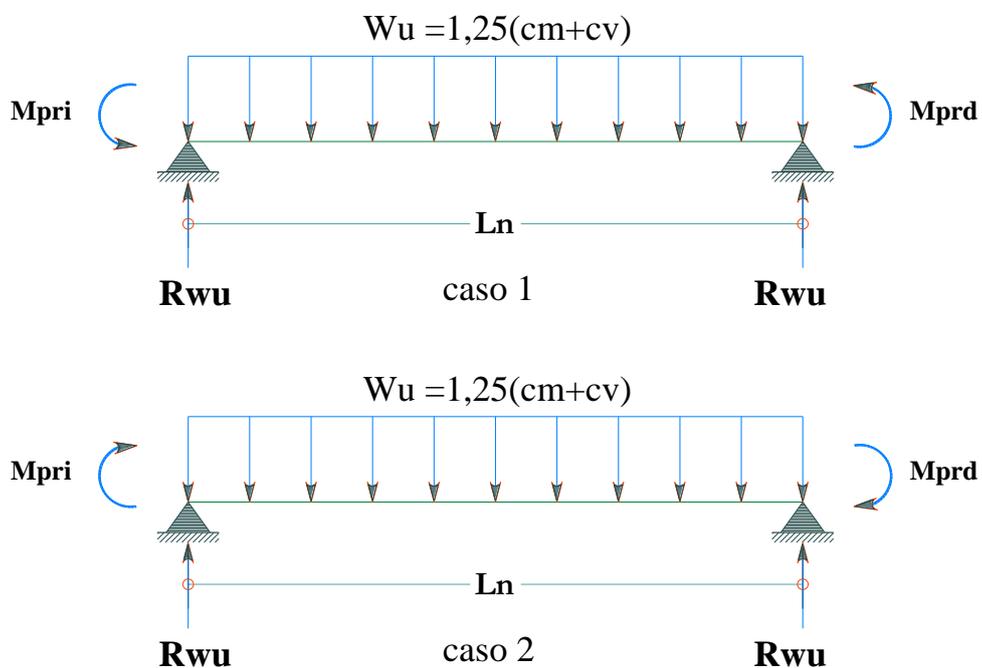


Figura 155. Cálculo de la fuerza cortante para diseño de vigas

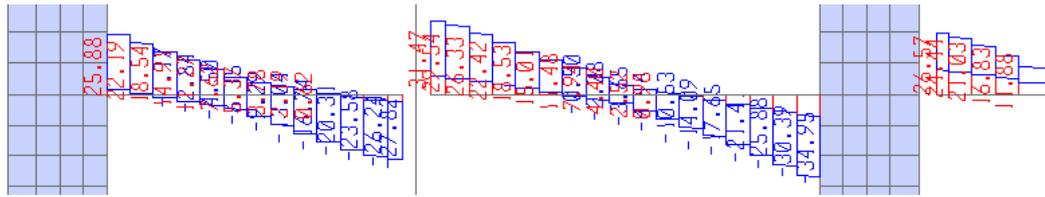


Figura 156. Diagrama de fuerza cortante de diseño (envolvente) VC-1

Tabla 141

Calculo de cortante ultimo de diseño VC-1.

Tramo	Caso	Mi	Mpr ton.m	R wu ton	Vui-ton Vu. SAP	Vu ton
1	caso1	Mpri	37,71	19,71	30,06	33,51
		Mprd	14,02		25,88	
	Ln :	5,0	m	Vmax		
2	caso2	Mpri	14,02	21,41	33,51	39,29
		Mprd	46,50		27,82	
	caso1	Mpri	46,50	25,89	35,06	
		Mprd	14,02		31,47	
	Ln :	6,6	m	Vmax		
caso2	Mpri	14,02	28,74	39,29		
	Mprd	55,61		34,95		

Tabla 142

Cálculo de la separación de estribos VC-1.

Vs ton	Estribo	n° de Ramas	Av cm ²	s1 cm	s2 d/4	s3 10db	s4 24Db	s5 30	s final min	L Conf.	N° d Estribos	Fuera Conf.	
					61	∅ 3/4"	∅ 3/8"			2h		d/2	
25,4	∅ 3/8"	2	1,42	14,3	15,25	19,1	22,8	30	14	140	10	30	
	Estribo:	∅ 3/8"		1 @ 5 ,10 @ 14, Rto @ 30			61	∅ 3/4"	∅ 3/8"		2h		d/2
32,2	∅ 3/8"	2	1,42	11,3	15,25	19,1	22,8	30	11	140	13	30	
	Estribo:	∅ 3/8"		1 @ 5 ,13 @ 11, Rto @ 30									

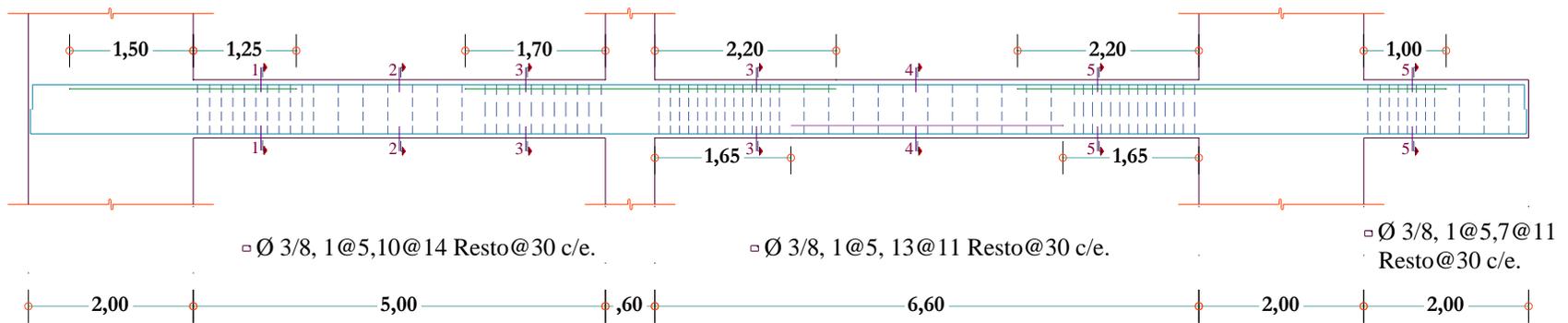


Figura 157. Disposición de acero por cortante VC-1

4.5.10.3 Diseño de viga VC-2

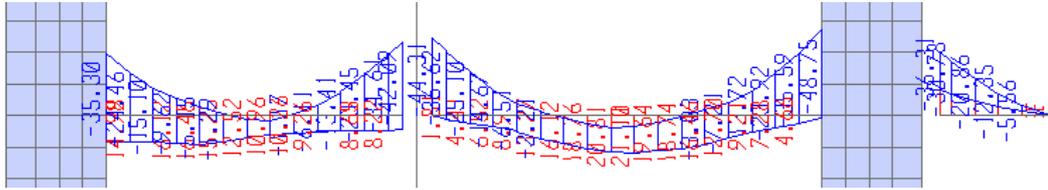


Figura 158. Envoltura de diseño VC-2

Fuente: SAP2000, 2014

Tabla 143

Diseño por flexión VC-2.

Tramo	Apoyo	Mi	Mu Ton.m	a cm	Vsr? Vdr?	A's cm ²	As cm ²	A's cm ²	As cm ²
1	Izq.	Mu -	35,3	13,5	Vsr		17,21		17,2
		Mu +	14,64	5,2	Vsr		6,63		6,6
	Centro	Mu +	16,46	5,9	Vsr		7,50		7,5
		Mu -	42,1	16,6	Vsr		21,13		21,1
		Mu +	7,8	2,7	Vsr		3,46		4,4
2	Izq.	Mu -	44,31	17,6	Vsr		22,46		22,5
		Mu +	0	0,0	Vsr		0,00		4,4
	Centro	Mu +	21,11	7,7	Vsr		9,77		9,8
		Mu -	48,75	19,8	Vdr	0,35	25,13	4,4	24,8
		Mu +	1,41	0,5	Vsr		0,61		4,4

Tabla 144

Colocación de refuerzo y cálculo del momento nominal, VC-2.

Tramo	Apoyo	As				As real cm ²	chek	ratio >1	Mn Ton.m		
		Bastón princ.		Bastón secun.							
1	Izq.,	2	∅ 1"	+	1	∅ 3/4"	18,72	ok	1,09	42,19	
		1	∅ 5/8"		0		7,67	ok	1,16	18,68	
	Centro	1	∅ 5/8"		0		7,67	ok	1,02	18,68	
		Der,	2	∅ 1"	+	1	∅ 1 3/8"	25,94	ok	1,23	55,38
			0	∅ 1"		0		5,68	ok	1,29	14,02
2	Izq.,	2	∅ 1"	+	1	∅ 1 3/8"	25,94	ok	1,15	55,38	
		0	∅ 1"		0		5,68	ok	1,29	14,02	
	Centro	1	∅ 1"		0		10,78	ok	1,10	25,70	
		Der,	2	∅ 1"	+	1	∅ 1 3/8"	25,94	ok	1,05	55,38
			0			0		5,68	ok	1,29	14,02

Tabla 145*Cálculo del cortante ultimo de diseño, VC-2.*

Tramo	Caso	Mi	Mpr ton.m	R wu ton	Vui-ton Vu SAP	Vu ton
1	caso1	Mpri	42,19	27,03	38,27	43,96
		Mprd	14,02		27,03	
	Ln :	5,0	m	Vmax		
	caso2	Mpri	18,68	29,15	43,96	
Mprd		55,38	29,15			
2	caso1	Mpri	55,38	31,55	42,06	45,34
		Mprd	14,02		31,55	
	Ln :	6,6	m	Vmax		
	caso2	Mpri	14,02	34,83	45,34	
Mprd		55,38	34,83			

Tabla 146*Cálculo de la separación de estribos, VC-2.*

Vs ton	Estribo	n° de Ramas	Av cm2	s1 cm	s2 d/4	s3 10db	s4 24Db	s5 30	s final min	L Conf.	N° d Estribos	Fuera z conf.
					61	ø 3/4"	ø 3/8"			2h		d/2
37,7	ø 3/8"	2	1,42	9,7	15,25	19,1	22,8	30	9	140	16	30
	Estribo:	ø 3/8"		1 @5 ,16 @9, Rto @30								
					61	ø 3/4"	ø 3/8"			2h		d/2
39,3	ø 3/8"	2	1,42	9,3	15,25	19,1	22,8	30	9	140	16	30
	Estribo:	ø 3/8"		1 @5 ,16 @9, Rto @30								

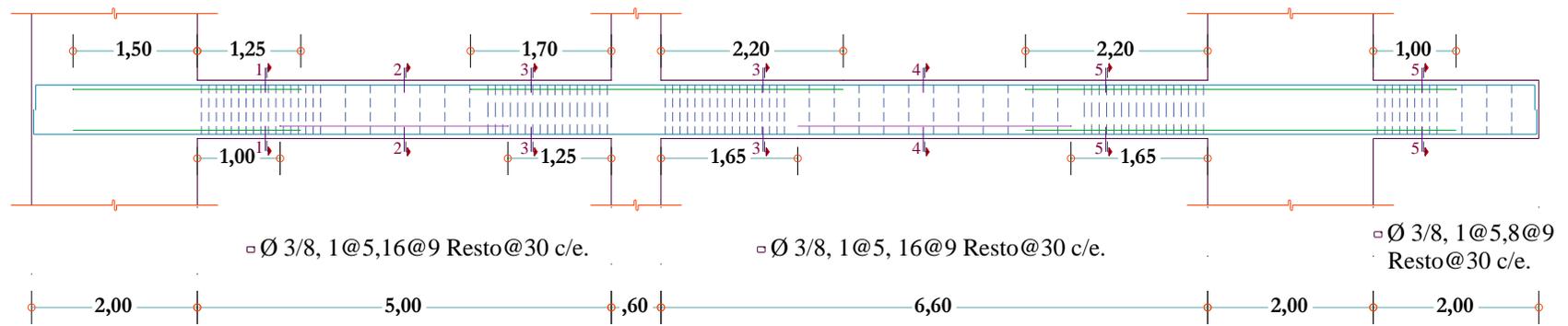


Figura 159. Refuerzo por flexión y corte, VC-2

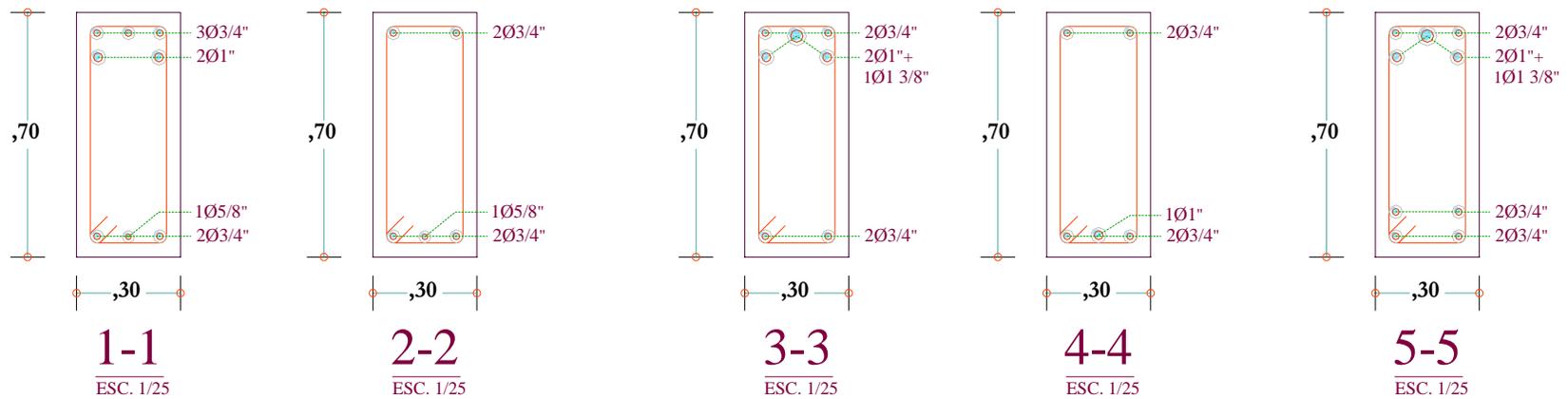


Figura 160. Secciones, VC-2

4.5.10.4 Diseño de viga VC-3

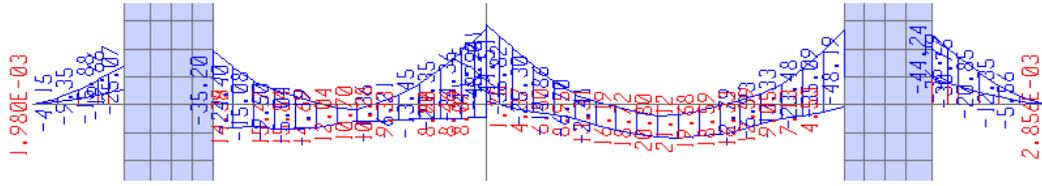


Figura 161. Envoltura de diseño VC-3

Fuente: SAP2000, 2014

Tabla 147

Diseño por flexión VC-3.

Tramo	Apoyo	Mi	Mu ton.m	a cm	Vsr? Vdr ?	A's cm ²	As cm ²	A's cm ²	As cm ²
1	Izq.	Mu -	35,2	13,5	Vsr		17,16		17,2
		Mu +	14	5,0	Vsr		6,33		6,3
	Centro	Mu +	15,84	5,6	Vsr		7,20		7,2
		Mu -	41,75	16,4	Vsr		20,92		20,9
Der.	Mu +	8,1	2,8	Vsr		3,60		4,4	
	Mu -	44,51	17,7	Vsr		22,58		22,6	
2	Izq.	Mu +	0	0,0	Vsr		0,00		4,4
		Mu +	21,12	7,7	Vsr		9,77		9,8
	Centro	Mu -	48,2	19,5	Vdr	0,07	24,86	4,4	24,8
		Mu +	1,31	0,4	Vsr		0,57		4,4

Tabla 148

Colocación de refuerzo y cálculo del momento nominal, VC-3.

Tramo	Apoyo	As				As real cm ²	chek	ratio >1	Mn ton.m
		Bastón princ.		Bastón secun.					
1	Izq.	2	∅ 1" +	1	∅ 3/4"	18,72	ok	1,09	42,19
		1	∅ 5/8"	0		7,67	ok	1,21	18,68
	Centro	1	∅ 5/8"	0		7,67	ok	1,06	18,68
		2	∅ 1" +	1	∅ 1 3/8"	25,94	ok	1,24	55,38
Der.	0	∅ 1"	0		5,68	ok	1,29	14,02	
	2	∅ 1" +	1	∅ 1 3/8"	25,94	ok	1,15	55,38	
2	Izq.	0	∅ 1"	0		5,68	ok	1,29	14,02
		1	∅ 1"	0		10,78	ok	1,10	25,70
	Centro	2	∅ 1" +	1	∅ 1 3/8"	25,94	ok	1,05	55,38
		0		0		5,68	ok	1,29	14,02

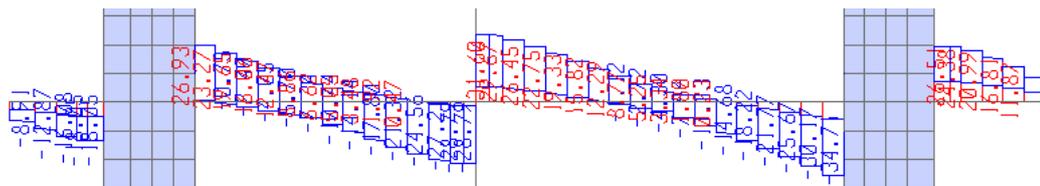


Figura 162. Envolvente de fuerza cortante de diseño VC-3

Fuente: SAP2000, 2014

Tabla 149

Cálculo del cortante ultimo de diseño, VC-3.

Tramo	Caso	Mi	Mpr ton.m	R wu ton	Vui-ton Vu, SAP	Vu ton
1	caso1	Mpri	42,19	27,03	38,27	43,96
		Mprd	14,02		26,93	
	Ln :	5,0	m	Vmax		
2	caso2	Mpri	18,68	29,15	43,96	45,34
		Mprd	55,38		28,79	
	Ln :	6,6	m	Vmax		
2	caso1	Mpri	55,38	31,55	42,06	45,34
		Mprd	14,02		31,60	
	Ln :	6,6	m	Vmax		
caso2	Mpri	14,02	34,83	45,34	34,71	
	Mprd	55,38		34,71		

Tabla 150

Cálculo de la separación de estribos, VC-3.

Vs ton	Estribo	n° de Ramas	Av cm2	s1 cm	s2 d/4	s3 10db	s4 24Db	s5 30	s final min	L Conf.	N° d Estribos	Fuera z conf.	
					61	ø 3/4"	ø 3/8"			2h		d/2	
37,7	ø 3/8"	2	1,42	9,7	15,25	19,1	22,8	30	9	140	16	30	
	Estribo:	ø 3/8"		1 @5 ,16 @9, Rto @30			61	ø 3/8"			2h		d/2
39,3	ø 3/8"	2	1,42	9,3	15,25	19,1	22,8	30	9	140	16	30	
	Estribo:	ø 3/8"		1 @5 ,16 @9, Rto @30									

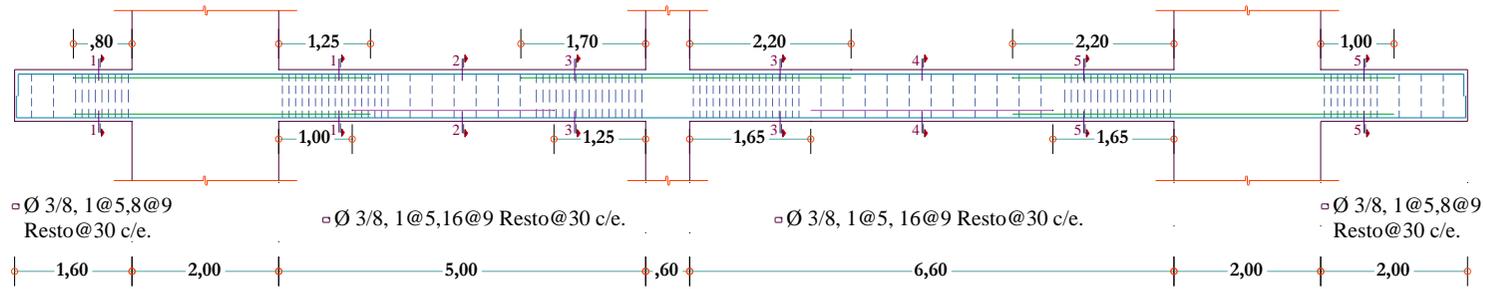


Figura 163. Refuerzo por flexión y corte, VC-3

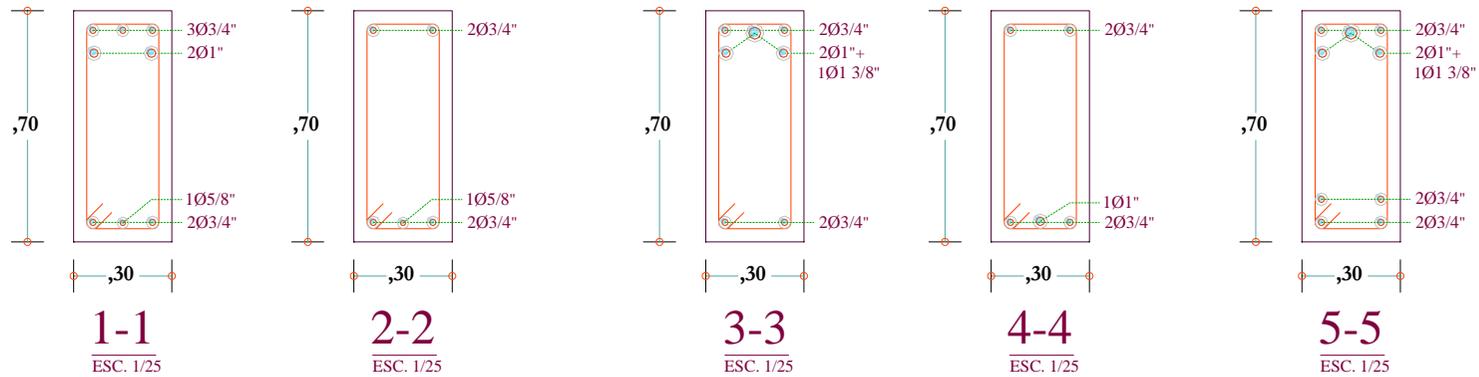


Figura 164. Secciones, VC-3

4.5.10.5 Diseño de viga VC-4

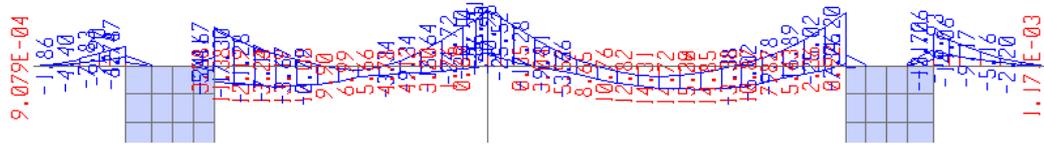


Figura 165. Envoltura de diseño VC-4

Fuente: SAP2000, 2014

Tabla 151

Diseño por flexión VC-4.

Tramo	Apoyo	Mi	Mu Ton.m	a cm	Vsr ? Vdr ?	A's cm ²	As cm ²	A's cm ²	As cm ²
1	Izq.	Mu -	24,67	11,3	Vsr		14,39		14,4
		Mu +	10,24	4,4	Vsr		5,55		5,5
	Centro	Mu +	13,24	5,7	Vsr		7,27		7,3
		Mu -	30,1	14,2	Vsr		18,15		18,1
Der	Mu +	0,7	0,3	Vsr		0,36		3,7	
	Mu -	30,98	14,7	Vsr		18,78		18,8	
2	Izq.	Mu +	5	2,1	Vsr		2,65		3,7
		Mu +	15,3	6,7	Vsr		8,49		8,5
	Centro	Mu -	34,2	16,6	Vdr	0,38	21,09	3,7	20,7
		Mu +	1,35	0,6	Vsr		0,70		3,7

Tabla 152

Colocación de refuerzo y cálculo del momento nominal, VC-4.

Tramo	Apoyo	As		As real cm ²	chek	ratio >1	Mn ton.m	
		Bastón princ.	Bastón secun.					
1	Izq.	2	∅ 1"	0	15,88	ok	1,10	29,86
		0	∅ 5/8"	0	5,68	ok	1,02	11,64
	Centro	1	∅ 5/8"	0	7,67	ok	1,05	15,46
		3	∅ 1"	0	20,98	ok	1,16	37,69
Der.	0	∅ 1"	0	5,68	ok	1,54	11,64	
	3	∅ 1"	0	20,98	ok	1,12	37,69	
2	Izq.	0	∅ 1"	0	5,68	ok	1,54	11,64
		1	∅ 3/4"	0	8,52	ok	1,00	17,05
	Centro	3	∅ 1"	0	20,98	ok	1,01	37,69
		0		0	5,68	ok	1,54	11,64

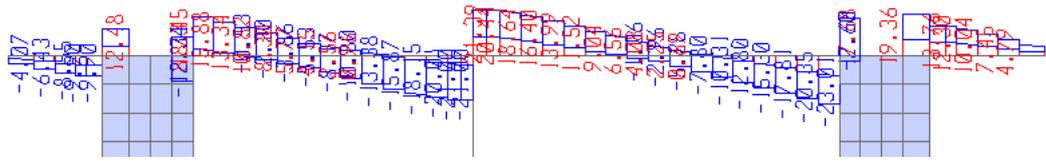


Figura 166. . Envolvente de fuerza cortante de diseño VC-4

Fuente: SAP2000, 2014

Tabla 153

Cálculo del cortante ultimo de diseño, VC-4.

Tramo	Caso	Mi	Mpr ton.m	R wu ton	Vui-ton Vu, SAP	Vu ton
1	caso1	Mpri	29,86	27,03	35,33	39,01
		Mprd	11,64		18,45	
	Ln :	5,0	m	Vmax		
2	caso2	Mpri	11,64	29,15	39,01	42,30
		Mprd	37,69		21,00	
	caso1	Mpri	37,69	31,55	39,02	
		Mprd	11,64		21,40	
	caso2	Ln :	6,6	m	Vmax	
		Mpri	11,64	34,83	42,30	
Mprd	37,69	23,00				

Tabla 154*Cálculo de la separación de estribos, VC-4.*

Vs ton	Estribo	n° de Ramas	Av cm2	s1 cm	s2 d/4	s3 10db	s4 24Db	s5 30	Separación final min	L Conf.	N° d Estribos	Fuera zona conf.	
					51	∅ 3/4"	∅ 3/8"			2h		d/2	
34,1	∅ 3/8"	2	1,42	8,7	12,75	19,1	22,8	30	8	120	15	25	
	Estribo:	∅ 3/8"		1 @5 ,15 @8, Rto @25			51	∅ 3/4"	∅ 3/8"		2h		d/2
38,0	∅ 3/8"	2	1,42	7,8	12,75	19,1	22,8	30	7	120	18	25	
	Estribo:	∅ 3/8"		1 @5 ,18 @7, Rto @25									

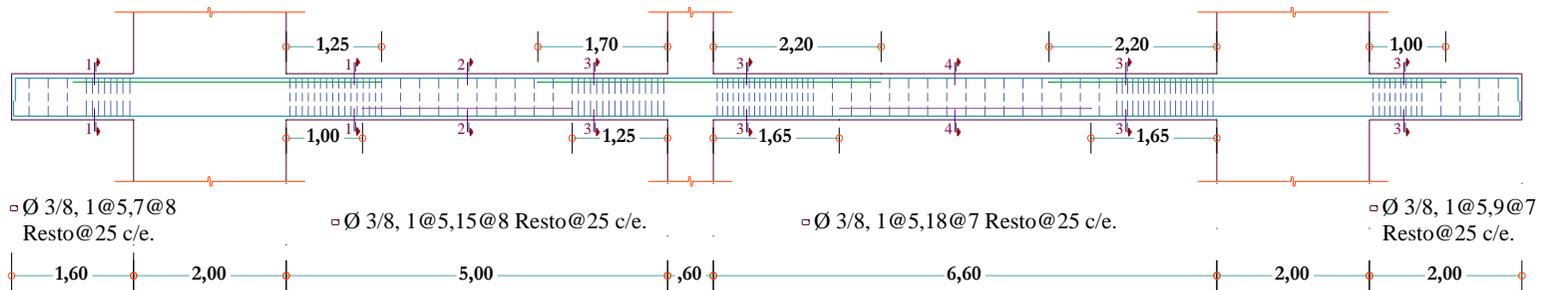


Figura 167. Refuerzo por flexión y corte, VC-4

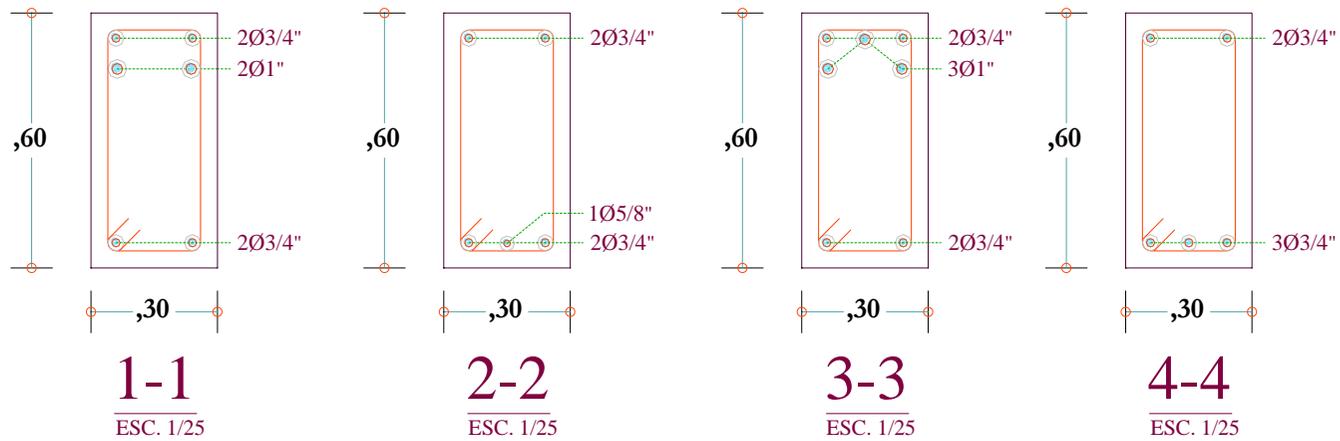


Figura 168. Secciones, VC-4

4.5.11 Diseño de columnas

Tomaremos como ejemplo la columna de esquina C-1, ubicado entre los ejes 1, A

4.5.11.1 Diseño por flexo compresión en columnas

La cuantía de refuerzo para el diseño de columnas no será menor que 1 % ni mayor que 6 %, además si la cuantía excede de 4 % los planos deberán incluir detalles constructivos de la armadura en la unión viga-columna.

4.5.11.2 Cargas actuantes

Tomamos las cargas actuantes del programa empleado SAP2000, a continuación, mostramos los valores calculados por el programa.

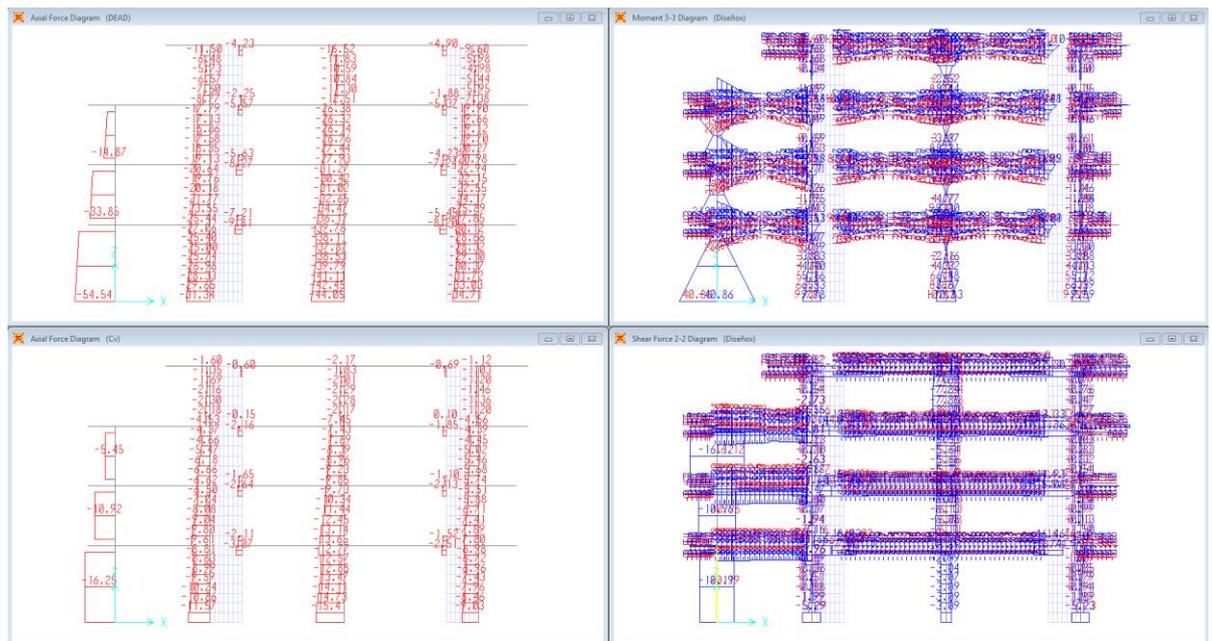


Figura 169. Esfuerzos en columnas, axial, cortante y momento flector

Fuente: SAP2000, 2014

Para el diseño de columnas por este método, lo que se hace en líneas generales es ir incrementando el área de acero, es recomendable iniciar con el 1 % de la cuantía de acero y luego realizamos el diagrama de interacción y verificamos la demanda con respecto a la capacidad de la columna.

A continuación, tenemos la demanda de cargas de todos los niveles de la columna, para ambas direcciones principales de análisis.

Tabla 155

Element Joint Forces – Frames C-1 para sismo X±.

Frame	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1-Vu Ton	F3-Pu Ton	M2-Mux Ton-m
1110	1286	1,4cm+1,7cv	Combination		0,263	103,98	-0,3628
1110	1286	1,25(cm+cv)+sx	Combination	Max	10,4073	123,837	40,5153
1110	1286	1,25(cm+cv)+sx	Combination	Min	-9,9807	53,1342	-41,211
1110	1286	0,9cm+sx	Combination	Max	10,2752	84,4334	40,5318
1110	1286	0,9cm+sx	Combination	Min	-10,113	13,7302	-41,195
1111	246	1,4cm+1,7cv	Combination		0,4076	66,6874	0,46074
1111	246	1,25(cm+cv)+sx	Combination	Max	11,2736	81,4454	25,6336
1111	246	1,25(cm+cv)+sx	Combination	Min	-10,652	31,7873	-25,013
1111	246	0,9cm+sx	Combination	Max	11,0084	55,7614	25,2065
1111	246	0,9cm+sx	Combination	Min	-10,917	6,1033	-25,44
1112	503	1,4cm+1,7cv	Combination		1,605	30,8197	1,09479
1112	503	1,25(cm+cv)+sx	Combination	Max	17,432	38,1313	22,9718
1112	503	1,25(cm+cv)+sx	Combination	Min	-14,809	13,9823	-21,257
1112	503	0,9cm+sx	Combination	Max	16,6571	25,9271	22,3276
1112	503	0,9cm+sx	Combination	Min	-15,584	1,778	-21,902

Tabla 156

Element Joint Forces – Frames C-1 para sismo Y_{\pm}

Frame	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F2-Vu Ton	F3-Pu Ton	M1-Muy Ton-m
1110	1286	1,4cm+1,7cv	Combination		3,7852	103,98	-1,6629
1110	1286	1,25(cm+cv)+sx	Combination	Max	12,9009	110,98	38,3531
1110	1286	1,25(cm+cv)+sx	Combination	Min	-6,5977	65,9913	-41,094
1110	1286	0,9cm+sx	Combination	Max	11,252	71,5764	39,1212
1110	1286	0,9cm+sx	Combination	Min	-8,2465	26,5873	-40,326
1111	246	1,4cm+1,7cv	Combination		9,7467	66,6874	-17,669
1111	246	1,25(cm+cv)+sx	Combination	Max	18,5336	72,2137	7,56328
1111	246	1,25(cm+cv)+sx	Combination	Min	-2,2726	41,0189	-37,016
1111	246	0,9cm+sx	Combination	Max	14,3354	46,5297	15,2122
1111	246	0,9cm+sx	Combination	Min	-6,4708	15,335	-29,367
1112	503	1,4cm+1,7cv	Combination		14,4825	30,8197	-19,417
1112	503	1,25(cm+cv)+sx	Combination	Max	23,7809	33,2948	-0,4831
1112	503	1,25(cm+cv)+sx	Combination	Min	0,2455	18,8187	-31,821
1112	503	0,9cm+sx	Combination	Max	17,3341	21,0906	8,01808
1112	503	0,9cm+sx	Combination	Min	-6,2012	6,6145	-23,32

Iniciamos los cálculos considerando el 1,0 % de cuantía para la sección de columna C-1, usaremos 22Ø3/4", como se muestra en figura 170.

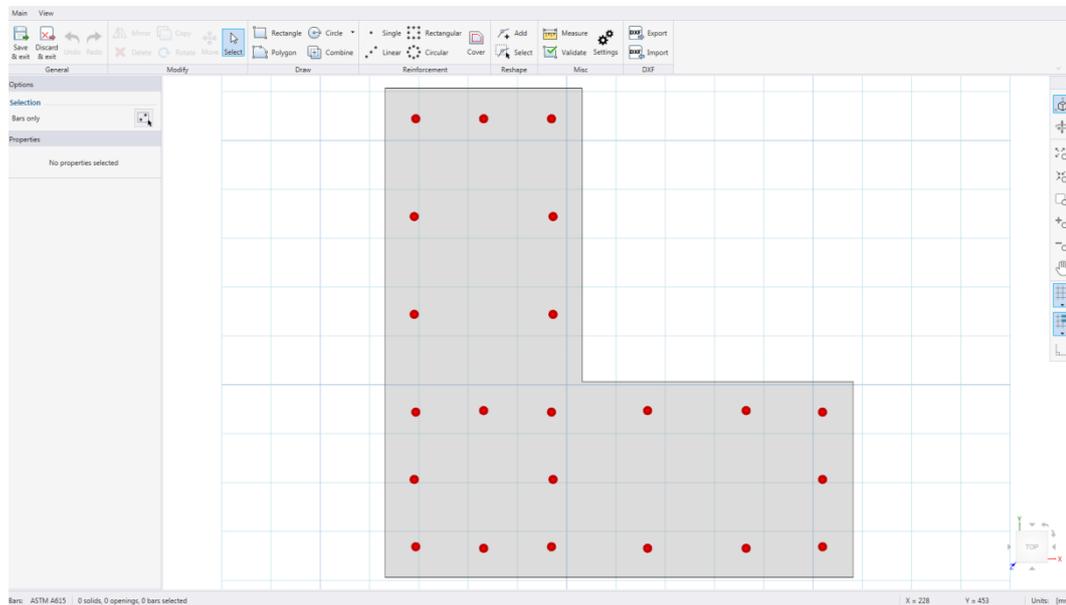


Figura 170. Geometría y disposición de refuerzo, C-1

Fuente: SPcolumn, 2017

Tabla 157*Propiedad de los materiales empleados.*

Concreto:			Acero :		
$f_c =$	21	Mpa	$f_y =$	420	Mpa
$E_c =$	21316,8	Mpa	$E_s =$	200000	Mpa
$\epsilon_u =$	0,003	mm/mm	$\epsilon_{yt} =$	0,0021	mm/mm
$\beta =$	0,85				

Tabla 158*Valores de carga axial para corregir el diagrama de interacción.*

Pi-ton	Descripción		
Po	1358,89	valor máximo de cargas axial	$P_o : 0,85, f_c, (A_g - A_s) + A_s, f_y$
Po máx.	1087,11	Valor máximo de carga axial del código	$P_o \text{ max} = 0,8 P_o$
Pu máx.	760,98	Valor máximo de carga axial Pu admitido por el código	$P_u \text{ max} = 0,7 P_o \text{ max}$
Pn transición	186,00	Valor de carga axial Pn donde se inicia en cambio de Phi	$P_n = (0,1 f_c A_g) / \phi$
Pu transición	130,20	Valor de carga axial Pu donde se inicia en cambio de Phi	$P_o = 0,1 f_c A_g$
To :	263,38	Tracción pura	$T_o = A_s f_y$
		$\phi = 0,9 - (0,2 P_n / P_{n \text{ transición}})$	

Con los valores mostrados en esta última tabla corregimos el diagrama de interacción de acuerdo al código de nuestro país, E.060 Diseño en concreto armado.

DIAGRAMA DE INTERACION alrededor del eje Y, direccion X
COLUMNA (C1) entre los ejes: (1-A)

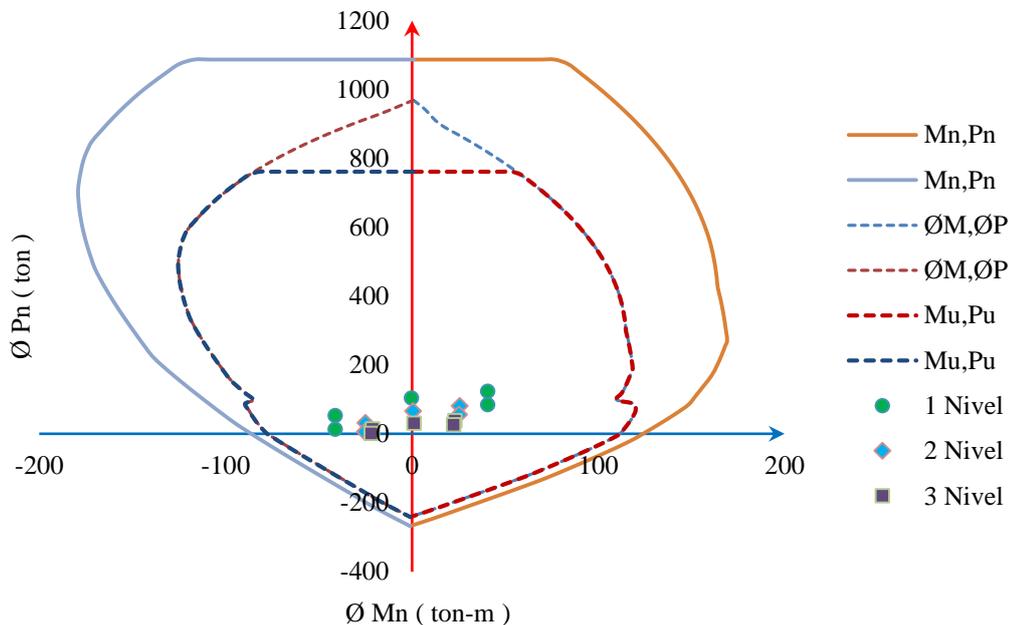


Figura 171. Interacción para sismo X_{\pm} , C-1

DIAGRAMA DE INTERACION alrededor del eje X, direccion Y
COLUMNA (C1) entre los ejes: (1-A)

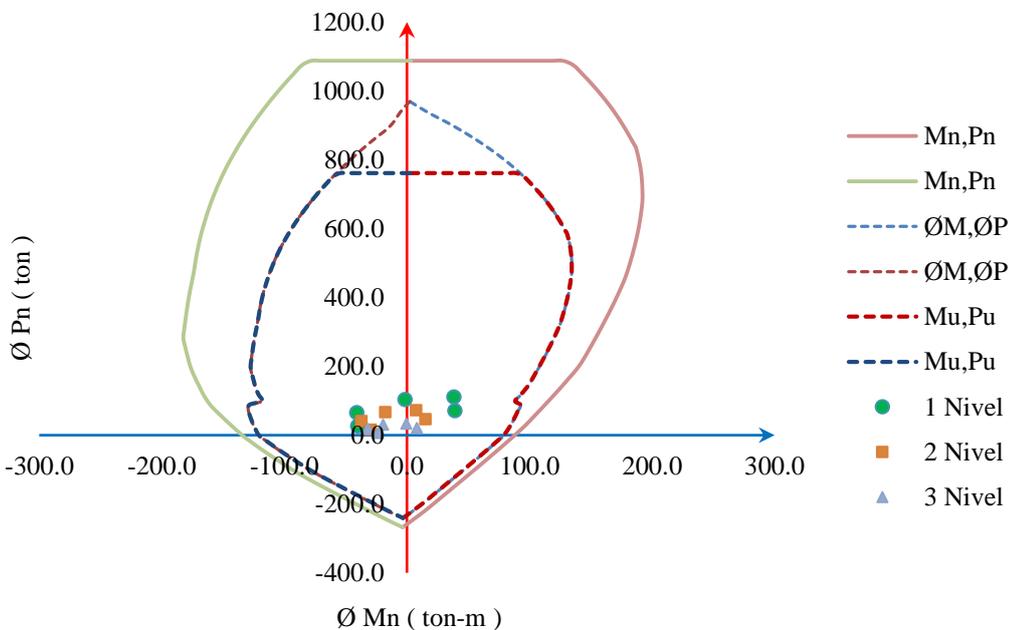


Figura 172. Interacción para sismo Y_{\pm} , C-1

Considerando la cuantía mínima, cumplimos con la demanda de cargas, por tanto, este diseño lo mantendremos desde el nivel 1 hasta el nivel 3.

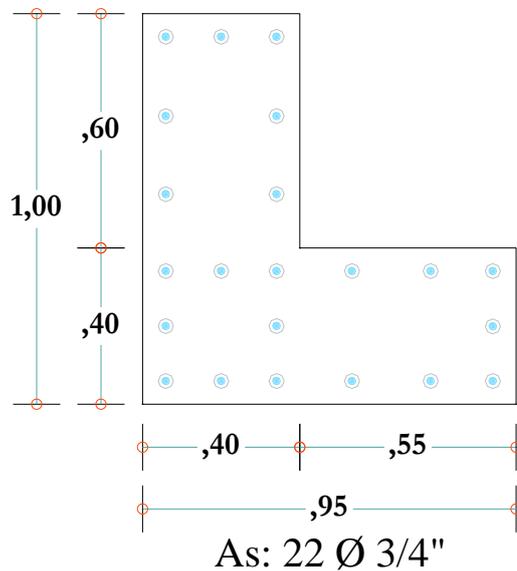


Figura 173. Diseño del refuerzo longitudinal C-1

4.5.11.3 Diseño por corte en columnas

Los estribos serán como mínimo de 8mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" y de diámetro de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.

El espaciamiento dentro de la zona de confinamiento S_o :

$$S_o = \min\{8db, 0,5 \min(b, h), 10cm\}$$

La longitud de confinamiento L_o

$$L_o = \max(ln/6, \max(b, h), 50cm)$$

Fuera de la longitud de confinamiento

$$S_{o*} = \min(S_{calculado}, 30cm)$$

Realizamos los cálculos para la columna C-1

Ancho de la columna: 90 cm

Peralte de la columna: 100cm

Altura libre de la columna: 255cm

Menor diámetro de la barra longitudinal: 3/4"

Diámetro del estribo a usar: 3/8"

Calculo de la separación de estribos dentro de la zona de confinamiento

$$S_o = \min \begin{cases} 8(3/4")2,54 = 15,24cm \\ 0,5 \min(90,100) = 45cm \\ 10cm \end{cases}$$

Separación a usar: 10cm

Calculo de la longitud de confinamiento,

$$L_0 = \max \begin{cases} 255/6 = 42,5cm \\ \max(90,100) = 100cm \\ 50cm \end{cases}$$

Longitud de confinamiento en ambos extremos a usar = 100cm

De acuerdo a la normativa (E.060) el primer estribo deber de ir a 5 cm como recomendación.

cantida de estribos = (100 - 5)/10 = 9,5 estribos, usaremos 10 estribos

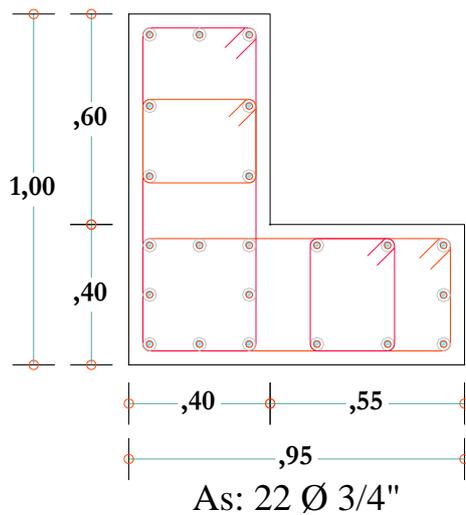
La separación de estribos fuera de la zona de confinamiento será:

$$S_o \text{ fuera} = \min(s_{\text{calculado}} = \text{no requiere}, 30cm)$$

Separación a usar: 30cm

Finalmente tenemos:

Usar estribo de 3/8" 1@ 5, 10@ 10, Resto @ 30cm



4 □ Ø 3/8" 1@5, 10@10, R@ 30 c/e.

Figura 174. Diseño final, corte y flexocompresión C-1

4.5.12 Diseño de muros estructurales

El presente diseño está basado en el capítulo 21 de la norma de diseño en concreto armado para nuestro país E.060

4.5.12.1 Diseño por flexo compresión en muros estructurales

A manera de ejercicio se realiza el diseño del muro estructural C-7 ubicada entre el eje 2-C, sabiendo que además este muro recibe cargas importantes a lo largo de la dirección principal XX, y las fuerzas en el otro sentido son despreciables.

Para el presente muro de corte, cuyas dimensiones consideradas son de 0,30x3,5m se obtuvieron los siguientes resultados.

Tabla 159*Carga última del 1° @ 4° nivel, del análisis dinámico, Dir. X-X.*

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	Vu-F1 Ton	Pu-F3 Ton	Mux-M2 Ton-m
placa71	1,4cm+1,7cv	Combination		-1,2975	350,5473	-20,44434
placa71	1,25(cm+cv)+sx	Combination	Max	112,6498	298,1948	743,90119
placa71	1,25(cm+cv)+sx	Combination	Min	-114,9097	292,1982	-779,71943
placa71	0,9cm+sx	Combination	Max	113,0618	155,7582	750,07415
placa71	0,9cm+sx	Combination	Min	-114,4976	149,7616	-773,54647
placa72	1,4cm+1,7cv	Combination		0,1708	216,9267	-8,75154
placa72	1,25(cm+cv)+sx	Combination	Max	53,6046	185,1561	169,54643
placa72	1,25(cm+cv)+sx	Combination	Min	-53,3865	181,0867	-184,94001
placa72	0,9cm+sx	Combination	Max	53,4282	98,39	172,09494
placa72	0,9cm+sx	Combination	Min	-53,5629	94,3206	-182,3915
placa73	1,4cm+1,7cv	Combination		-2,3531	137,7165	-6,54591
placa73	1,25(cm+cv)+sx	Combination	Max	21,0941	118,2004	49,54608
placa73	1,25(cm+cv)+sx	Combination	Min	-25,1835	115,9033	-60,906
placa73	0,9cm+sx	Combination	Max	21,8555	65,5705	51,68953
placa73	0,9cm+sx	Combination	Min	-24,4221	63,2735	-58,76256
placa74	1,4cm+1,7cv	Combination		0,3825	59,6673	-0,74152
placa74	1,25(cm+cv)+sx	Combination	Max	10,8293	52,1895	22,09907
placa74	1,25(cm+cv)+sx	Combination	Min	-10,1535	51,7654	-23,38815
placa74	0,9cm+sx	Combination	Max	10,7225	33,2782	22,33847
placa74	0,9cm+sx	Combination	Min	-10,2603	32,8541	-23,14875

Para el caso del diseño trabajaremos con los mínimos exigidos por el código E.060 y se realiza la verificación de cumplimiento, en caso contrario se irán incrementando hasta lograr el cumplimiento de las exigencias y recomendaciones del código.

Calculo del acero vertical y horizontal en el alma del muro por cada metro:

$$A_{s_{min}} = 0,0025xbxh = 0,0025x100x30 = 7,5cm^2/m$$

Colocamos Ø1/2" @ 0,25, esto equivale a $2(1,27) / 0,25 = 10,16cm^2/m > 7,5cm^2/m$

Tabla 160*Combinacion de carga de diseño.*

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	Vu-F1 ton	Pu-F3 ton	Mux-M2 ton-m
placa71	1,25(cm+cv)+sx	Combination	Min	-114,9097	292,1982	-779,71943

$\sigma_{compresion,max} = \frac{P}{A} \pm \frac{M,c}{I}$, con esta ecuación se verifica la necesidad de confinar los elementos de borde del muro, en el caso que exceda de $0,20 f'c$, reemplazamos:

$$\begin{aligned} \sigma_{compr,max} &= \frac{292,1982, 10^3 kg}{11605,5327 cm^2} \pm \frac{779,71943, 10^5 kg.cm(175cm)}{107348559,8839 cm^2} \\ &= 25,18 \pm 127,11 = 152,3 kg/cm^2 > 42kg/cm^2 \therefore \end{aligned}$$

Se requiere elementos de confinamiento.

$$\begin{aligned} l_{conf} &= \max(0,15Lm, 1,5t) = \max(0,15 \times 3,5, 1,5 \times 0,30) = \max(0,525, 0,45) \\ &= 0,50cm \end{aligned}$$

$$As = 1\%(30 \times 50) = 15cm^2$$

$$\text{Colocamos } 6\emptyset 3/4'' + 4\emptyset 5/8'' = 6(2,85) + 4(1,98) = 25,02cm^2 > 15cm^2, 1,67\% \rho$$

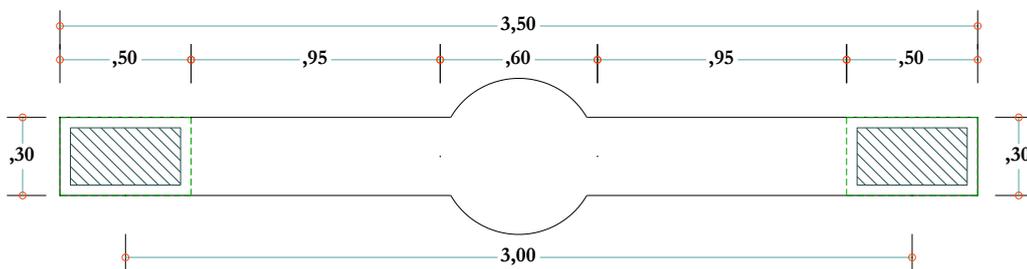


Figura 175. Elementos de confinamiento, muro C-7

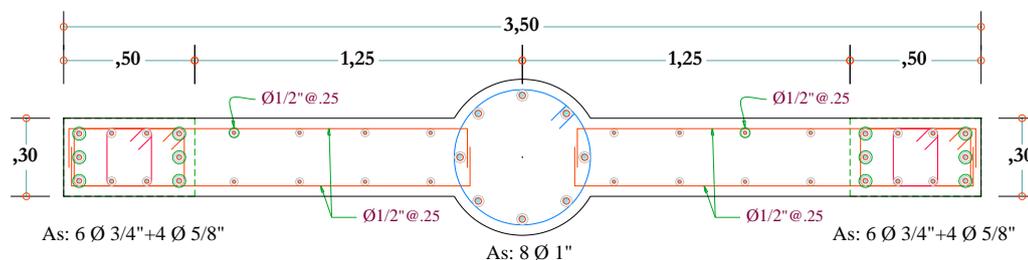


Figura 176. Muro C-7, distribución de refuerzo inicial

Encontramos el diagrama de interacción bajo la normativa del ACI 318-14 y obtuvimos el siguiente resultado.

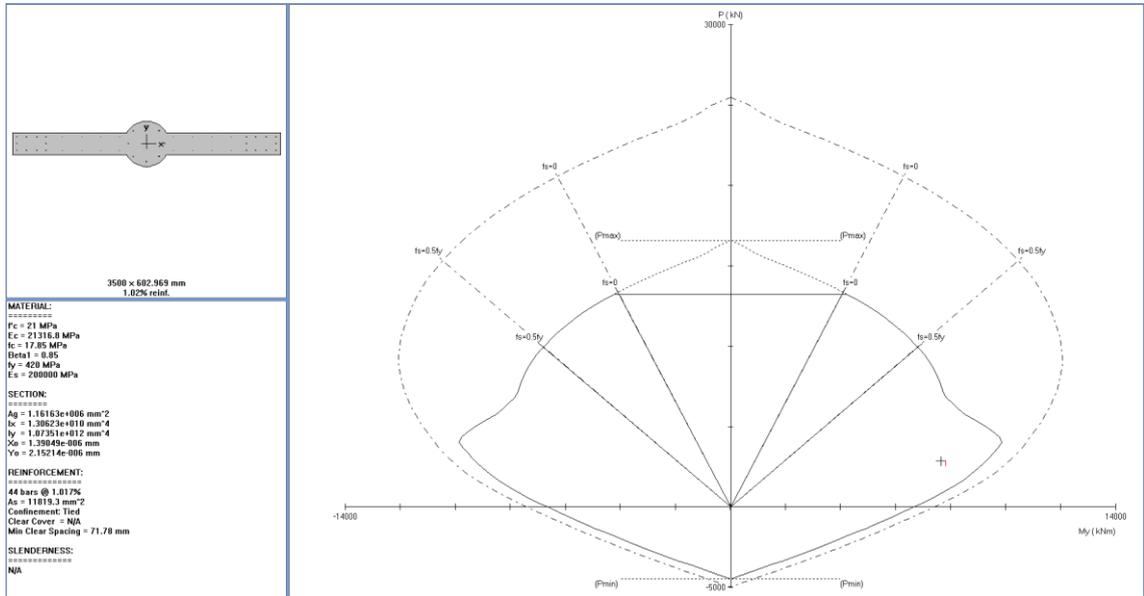


Figura 177. Diagrama de interacción ACI 318-14, muro C-7

Fuente: SPcolumn, 2017

De acuerdo a la figura 177 podemos ver que los valores de momento y fuerza axial últimos, para la combinación 1,25 (cm+cv)+sx, están dentro del diagrama de diseño, por lo cual concluimos el diseño y también se validaría la disposición de refuerzo mostrada en la figura 176.

A continuación, mostramos el diagrama de momento de diseño corregido de acuerdo a la normativa de diseño E.060 concreto armado.

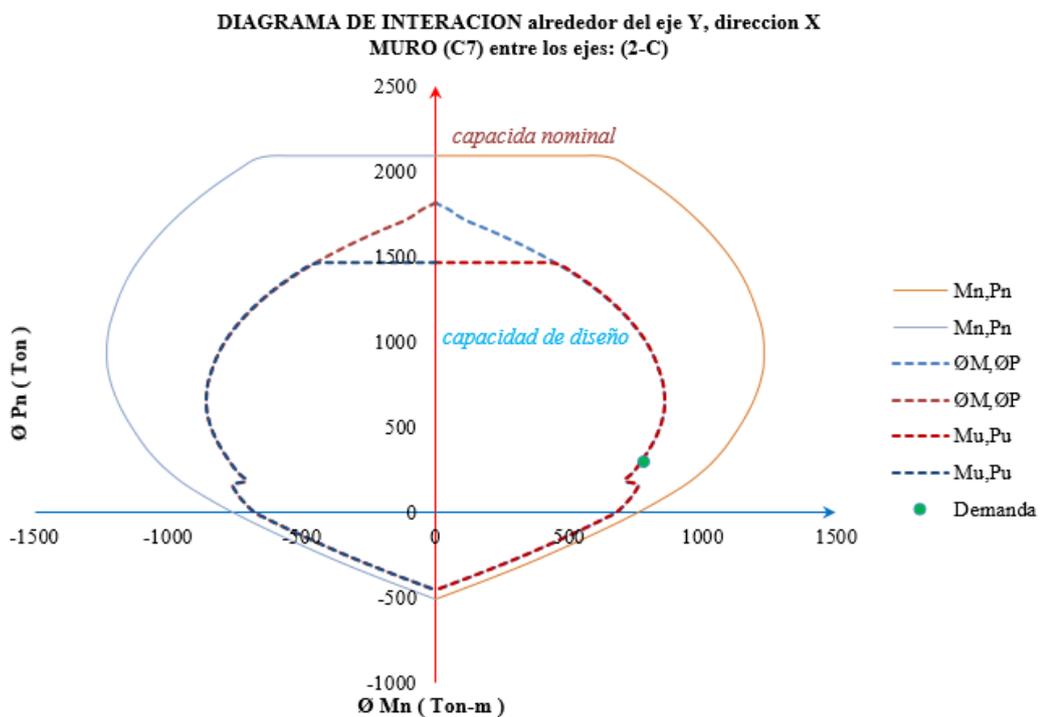


Figura 178. Diagrama de interacción corregido $\rho=1,67\%$, Muro C-7

Procedemos a incrementar la cuantía de acero a 2,42 % Colocamos $6\text{Ø}1'' + 2\text{Ø}3/4''$
 $= 6(5,01) + 2(2,85) = 36,3\text{cm}^2$

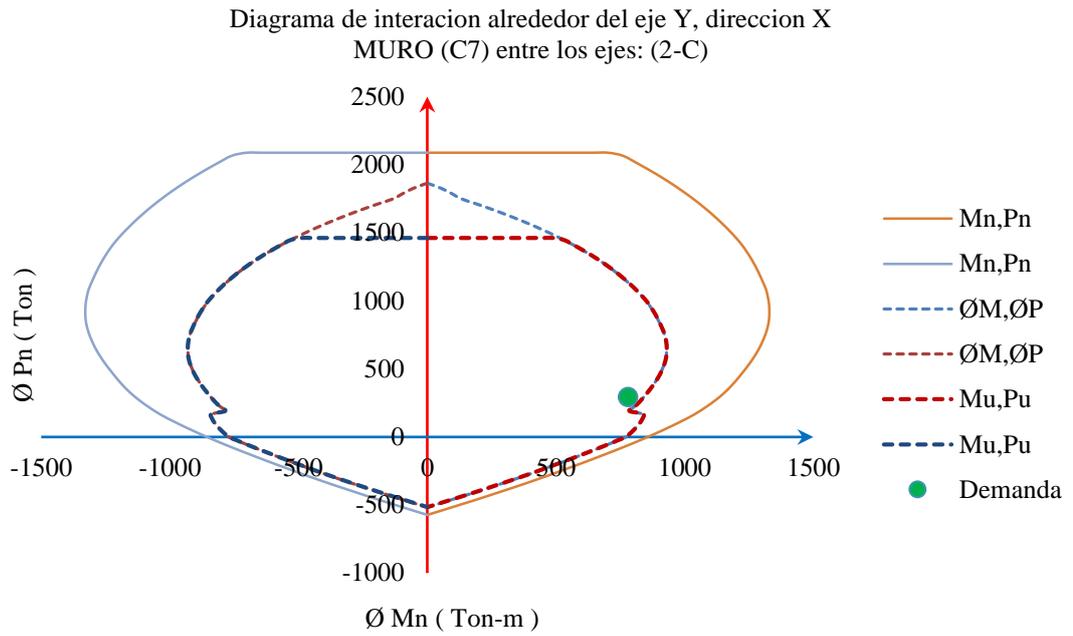


Figura 179. Diagrama de interacción $\rho=2,41\%$, Muro C-7

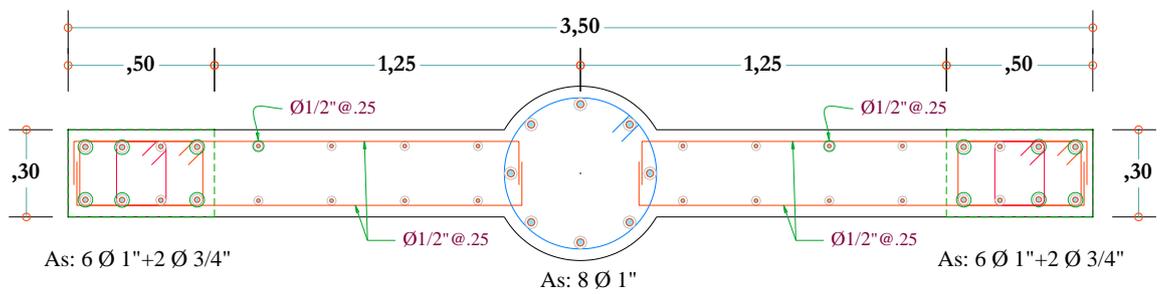


Figura 180. Diseño del acero vertical y núcleos confinados muro C-7

4.5.12.2 Diseño de los confinamientos de borde del muro

Realizaremos la verificación a manera de ejemplo para la combinación de cargas 1,4cm+1,7cv, y calcularemos el valor de la longitud “c” de compresión en el muro estructural, $P_u=350,5473\text{ton}$ ($9,80665$) = $3437,7$ KN, con el apoyo del SPcolumn se calculó el siguiente valor:

```
Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:
=====
No.          Pu          Muy          PhiMny  PhiMn/Mu  NA  depth  Dt  depth  eps_t  Phi
-----
1           3437.70         0.00       10489.10  999.999   NA  1192   Dt  3441   0.00566  0.900
=====
*** End of output ***
```

Figura 181. Cálculo del valor de C para la combinación 1,4cm+1,7cv

Fuente: SPcolumn, 2017

Otra alternativa es por métodos manuales que se muestran a continuación

$$c = \frac{A_s, f_y + P_u}{0,85, f'_c, b, \beta_1} = \frac{36,3(4200) + 350,5473 \times 10^3}{0,85(210)(30)(0,85)} = 110,5\text{cm}$$

$C_{\text{spcolumn}}=119,2\text{cm}$ $C_{\text{manual}}=110,5\text{cm}$ tomaremos el mayor valor= $119,2\text{cm}$. Se ha realizado las verificaciones de acuerdo a la norma E.060

Pt Obj: 1060
 Pt Elm: 1060
 U1 = 5,8059
 U2 = .2993
 U3 = .0031
 R1 = .00012
 R2 = .00465
 R3 = .00065

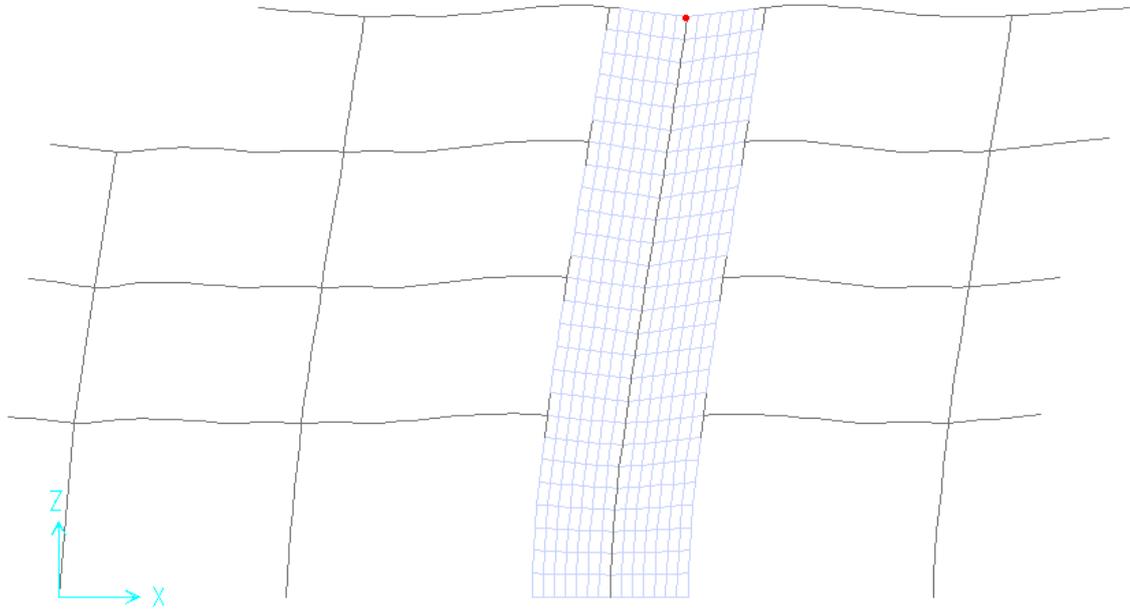


Figura 182. Desplazamiento máximo del muro $\delta u = 5,81 \text{ cm}$

Los elementos de borde deben de ser confinados cuando la profundidad del eje neutro exceda de: $c \geq lm/600(\delta u/hm)$, el cociente $\delta u/hm > 0,005$ remplazando para nuestro caso $5,81 \text{ cm}/1390 \text{ cm} = 0,0042$ tomaremos el valor de 0,005 ahora calculamos el valor de $c = 350/(600 \times 0,005) = 116,67 \text{ cm} < 119,2$ por tanto son necesarios núcleos confinados.

Calculamos el valor de “c” de acuerdo a la norma E.060

$$c = \max \begin{cases} c - 0,1lm \\ 119,2 - 0,1(350) = 84,2 \text{ cm} \\ c/2 \\ 119,2/2 = 59,6 \text{ cm} \end{cases}$$

Tomaremos un valor de 85cm, además debemos notar que en nuestros cálculos iniciales se asumió una longitud de 50cm, pero se requiere incrementar la longitud del núcleo de confinamiento del muro, tomaremos por la solución descritos en el método anterior el cual es, estribar la placa hasta cubrir la longitud de 85 cm.

La separación de estribos no debe de exceder de.

$$S_o = \begin{cases} \text{Die veces el diametro de la barra longitudinal de menor diametro} \\ \text{la meor dimension de la seccion transversal} \\ 25cm \end{cases}$$

$$S_o = \min \begin{cases} 10(3/4)2,54 = 19,05cm(\text{gobierna}) \\ \min(30,50) = 30cm \\ 25cm \end{cases}$$

∴ Colocar estribo en el núcleo de Ø3/8 @20 en el primer nivel

4.5.12.3 Diseño por corte en muros estructurales

En la normativa de nuestro país existe un apartado especial para el diseño por corte en muros estructurales, para la siguiente ilustración tomaremos dichas recomendaciones.

La capacidad por corte del muro está definida por el aporte del concreto más el aporte del acero horizontal.

$$V_n = V_c + V_s, \text{ ademas } V_c = \alpha \sqrt{f'_c} A_{cw} \text{ y } V_s = \rho h, (A_{cw}) f_y$$

$\alpha=0,53$ para muros esbeltos ($h/l \geq 2$), $\alpha=0,8$, para muros robustos ($h/l \leq 1,5$) y para valores intermedios se deberá de interpolar linealmente.

$$\frac{h}{l} = \frac{13,9}{3,5} = 3,97 \geq 2 \rightarrow \alpha = 0,53$$

$$V_c = 0,53 \sqrt{210} (1,1606) 10 = 89,14 \text{ ton}$$

De la combinación 1,25 (cm+ cv)-sx, se obtuvo un valor de fuerza cortante de $V_u = -114,9097$ ton.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{114,9097}{0,85} - 89,14 = 46,05 \text{ ton}$$

$$\rho h = \frac{V_s}{A_{cw}, f_y} = \frac{46,05}{(11606) 4,200} = 0,00094 < 0,0025$$

Por lo tanto, se deberá utilizar la cuantía recomendada por la normativa, el

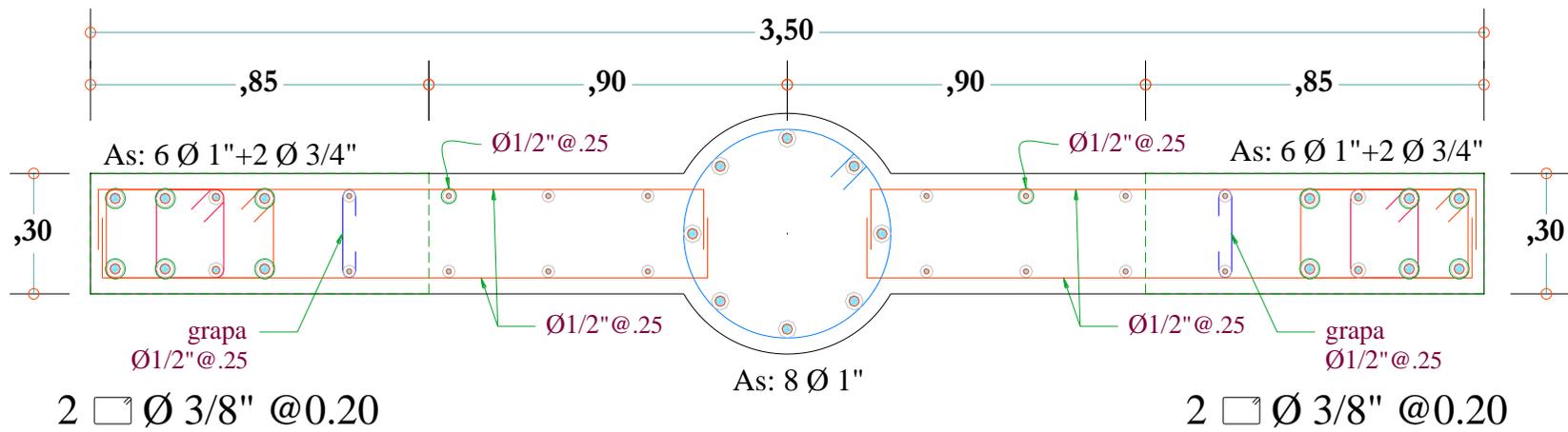
$$A_{s_{min}} = 0,0025 b x h = 0,0025 x 100 x 30 = 7,5 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Colocamos $\emptyset 1/2'' @ 0,25$, esto equivale a $2(1,27) / 0,25 = 10,16 \text{ cm}^2 / \text{m} > 7,5 \text{ cm}^2 / \text{m}$,

también probamos $\emptyset 3/8'' @ 0,20$, esto equivale a $2(0,71) / 0,20 = 7,1 \text{ cm}^2 / \text{m} <$

$7,5 \text{ cm}^2 / \text{m}$ no se cumpliría, pero alternativamente podría usarse en el último nivel

$\rho_{min} = 0,002$ el cual sería de $0,0020 x 100 x 30 = 6 \text{ cm}^2 / \text{m}$



Muro estructural C-7

1° @ 4° nivel

Figura 183. Diseño por corte y flexocompresión Muro C-7

CAPÍTULO V

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

5.1 Comparación del análisis sísmico para ambas metodologías

5.1.1 Periodos y frecuencias

Se comparan los primeros 12 modos representativos empleados en ambas metodologías. El método A basado en las recomendaciones para realizar el análisis sísmico con inercias agrietadas y el método B, bajo las consideraciones de la norma E.030-2016.

Tabla 161

% variación en el análisis modal entre ambas metodologías.

OutputCase Text	StepNum mode	método A Period Sec	método B Period Sec	Δ Sec	Δ %
MODAL	1	0,44246	0,3792	0,06326	14,3 %
MODAL	2	0,394387	0,34065	0,053737	13,6 %
MODAL	3	0,350638	0,301964	0,048674	13,9 %
MODAL	4	0,283705	0,192705	0,091	32,1 %
MODAL	5	0,283696	0,192623	0,091073	32,1 %
MODAL	6	0,283343	0,192392	0,090951	32,1 %
MODAL	7	0,255463	0,169417	0,086046	33,7 %
MODAL	8	0,241175	0,160039	0,081136	33,6 %
MODAL	9	0,240193	0,158359	0,081834	34,1 %
MODAL	10	0,23932	0,157896	0,081424	34,0 %
MODAL	11	0,234203	0,157705	0,076498	32,7 %
MODAL	12	0,22733	0,157622	0,069708	30,7 %

Tabla 162*Comparación de frecuencias entre ambas metodologías.*

OutputCase Text	StepNum mode	método A Frequency Cyc/sec	método B Frequency Cyc/sec
MODAL	1	2,2601	2,6371
MODAL	2	2,5356	2,9356
MODAL	3	2,8519	3,3117
MODAL	4	3,5248	5,1893
MODAL	5	3,5249	5,1915
MODAL	6	3,5293	5,1977
MODAL	7	3,9145	5,9026
MODAL	8	4,1464	6,2485
MODAL	9	4,1633	6,3147
MODAL	10	4,1785	6,3333
MODAL	11	4,2698	6,341
MODAL	12	4,3989	6,3443

5.1.2 Cortante basal

Se verifica primeramente el análisis sísmico estático y luego el dinámico.

Tabla 163*Fuerza cortante en la base del edificio.*

LoadPat Text	Dir Text	C Unitless	WeightUsed ton	Método A BaseShear ton	Método B BaseShear ton	Δ ton
Static x	X	0,2431	1693,6801	411,7336	411,7336	0,0
Static y	Y	0,2431	1693,6801	411,7336	411,7336	0,0

Tabla 164*Fuerza cortante en la base del edificio.*

LoadPat Text	Dir Text	Método A BaseShear ton	Método B BaseShear ton	Δ ton	Δ ton
Dynamic x	X	323,1698	313,7323	9,4	2,9 %
Dynamic y	Y	317,0438	311,7007	5,3	1,7 %

5.1.3 Desplazamientos

El método A, corresponde al diseño por capacidad y el método B al diseño por resistencia.

Tabla 165

Dirección X+

Nivel	Método A	Método B	$\Delta 1$ cm	$\Delta 1$ %
	U1 cm	U1 cm		
4	8,1306	5,8559325	2,2747	28,0 %
3	5,8498	4,2909625	1,5588	26,6 %
2	3,5895	2,663612	0,9259	25,8 %
1	1,5113	1,144745	0,3666	24,3 %

Tabla 166

Dirección Y+

Nivel	Método A	Método B	$\Delta 2$ cm	$\Delta 2$ %
	U2 cm	U2 cm		
4	6,4622	4,510729	1,9515	30,2 %
3	4,7033	3,353769	1,3496	28,7 %
2	2,9004	2,111323	0,7891	27,2 %
1	1,2211	0,914693	0,3064	25,1 %

5.1.4 Derivas y/o distorsión de entrepiso

Tabla 167

Dirección X+

Nivel	Método A	Método B	$\Delta 1$	$\Delta 1$ %
	$\delta 1$	$\delta 1$		
4	0,0070	0,0048	0,0022	31,4 %
3	0,0070	0,0050	0,0019	28,0 %
2	0,0064	0,0047	0,0017	26,9 %
1	0,0036	0,0028	0,0009	24,3 %

Tabla 168*Dirección Y+*

Nivel	Método A	Método B	$\Delta 2$	$\Delta 2$ %
	$\delta 2$	$\delta 2$		
4	0,0054	0,0036	0,0019	34,2 %
3	0,0055	0,0038	0,0017	31,1 %
2	0,0052	0,0037	0,0015	28,7 %
1	0,0029	0,0022	0,0007	25,1 %

5.2 Comparación del diseño sísmico para ambas metodologías

5.2.1 Comparación de diseño por flexión y corte en vigas

La primera fila corresponde al diseño por Capacidad y la segunda por resistencia

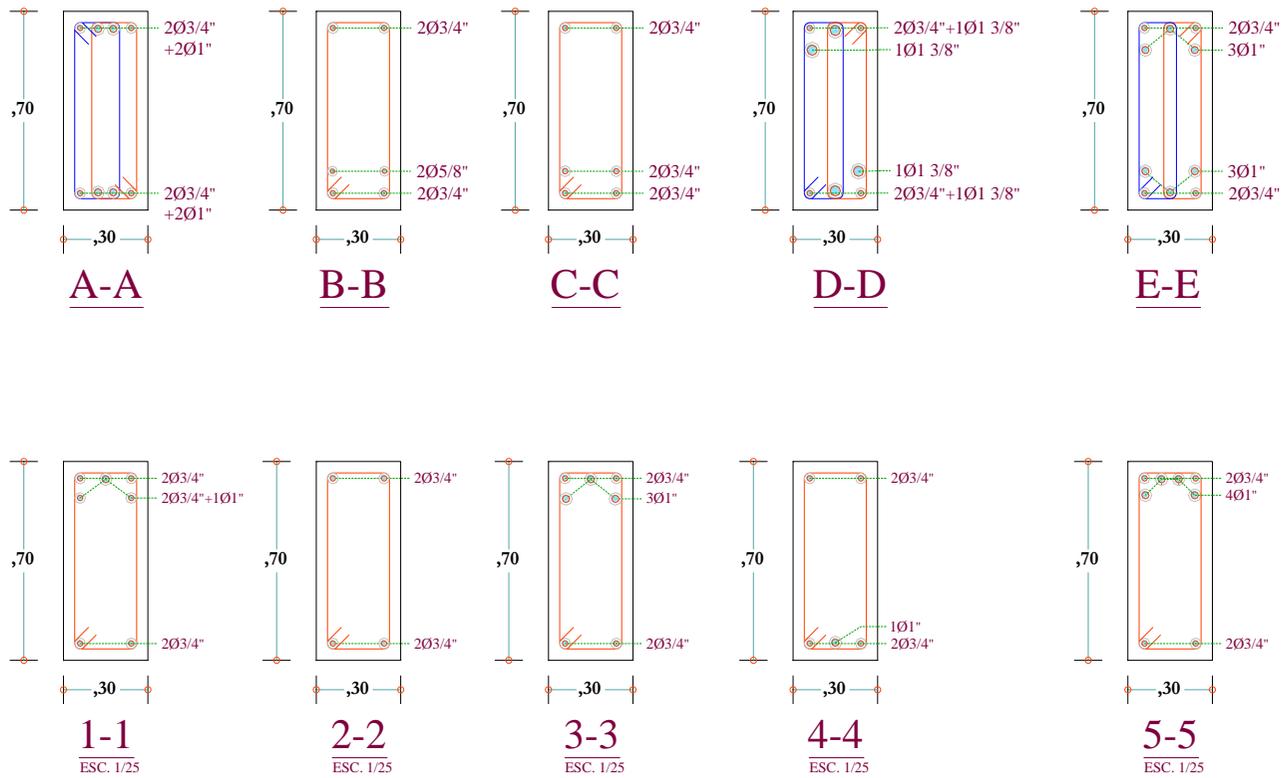


Figura 184. Sección de diseño, viga VC1, viga del pórtico C, primer nivel

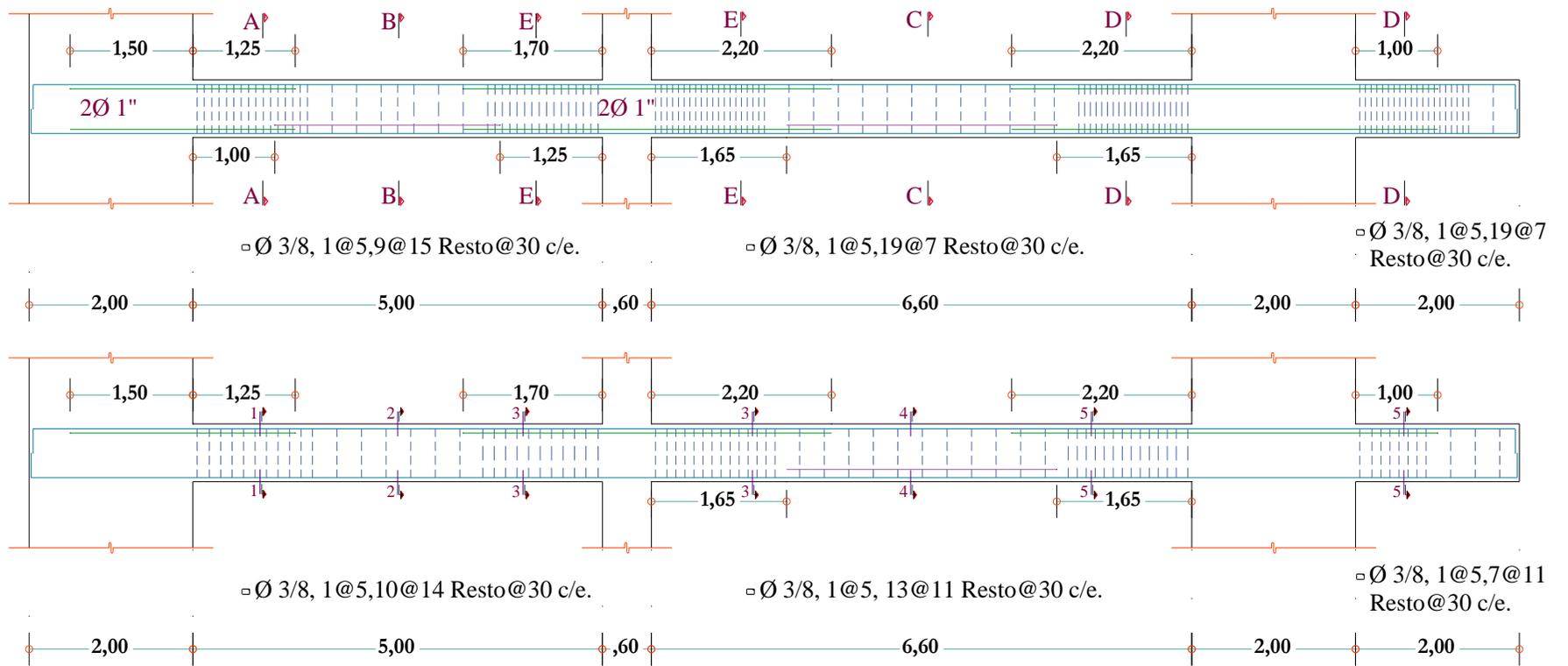
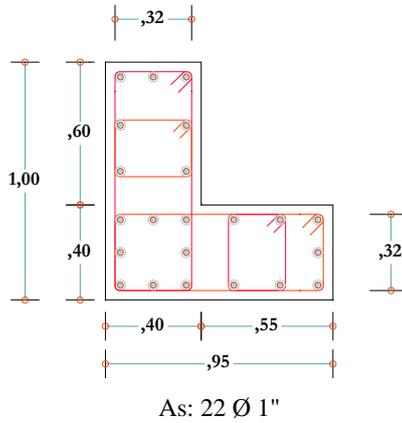
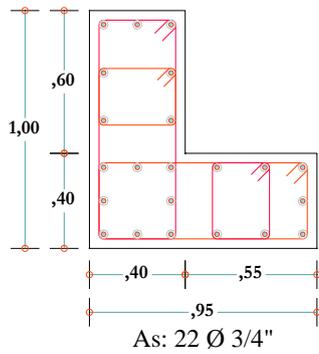


Figura 185. Diseño de VC1 por ambas metodologías

5.2.2 Comparación de diseño sísmico a flexo compresión en columnas



4 □ Ø 3/8" 1@5, 10@10, R@ 16 c/e.



4 □ Ø 3/8" 1@5, 10@10, R@ 30 c/e.

Figura 186. Diseño a flexocompresión y corte por ambas metodologías, C-1

5.3 Contratación de hipótesis

Hipótesis general

Con la aplicación del análisis estructural y diseño sísmico comparativo por capacidad y resistencia, en un edificio para oficinas de concreto armado se conocerá cuál de los métodos contribuye a obtener estructuras mejor resistentes a sismos de gran magnitud.

Hipótesis específica:

Los criterios y consideraciones para realizar el análisis estructural y diseño sísmico comparativo por capacidad y resistencia, influyen en el diseño final de un edificio para oficinas de concreto armado.

Si se realiza el diseño sísmico por capacidad para elementos que trabajan a flexión y flexo compresión, se espera un buen comportamiento, de estos elementos ante un sismo de gran magnitud.

5.3.1 Comparación de periodos de la estructura

Tabla 169

Resumen estadístico.

Indicadores descriptivos	Método A	Método B
Recuento	100	100
Promedio	0,153033	0,114274
Desviación Estándar	0,0654104	0,050085
Coefficiente de Variación	42,7426 %	43,8289 %
Mínimo	0,088681	0,07226
Máximo	0,44246	0,3792
Rango	0,353779	0,30694
Sesgo Estandarizado	7,99131	12,5713
Curtosis Estandarizada	9,93517	25,045

Fuente: Statgraphics, 2010

Según la tabla, muestra que existe diferencia promedio, entre ambos métodos, es así que para el método A muestra una capacidad promedio de 0,153033 en tanto

que para el método B, muestra una resistencia promedio de 0,114274 demostrando de esta manera que el método A es el que tienen mayor capacidad; sin embargo, para verificar dicha afirmación, es necesario realizar los contrastes de hipótesis.

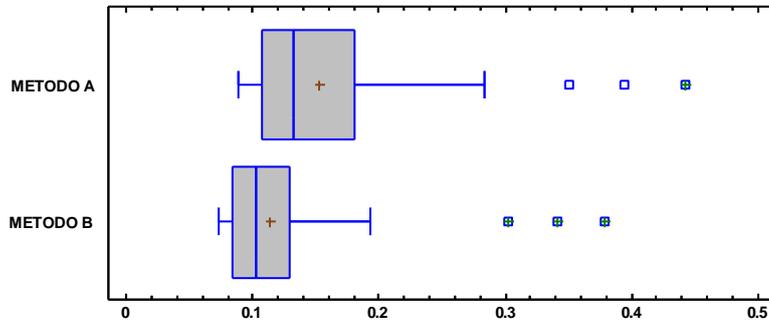


Figura 188. Diagrama de cajas-Periodos de la estructura

Fuente: Statgraphics, 2010

Según el diagrama de cajas muestra que existe mayor variabilidad en el método A que el método B, y además el método A contiene valores atípicos.

Contrastación de hipótesis estadística,

Trabajando con un margen de error del 5 %

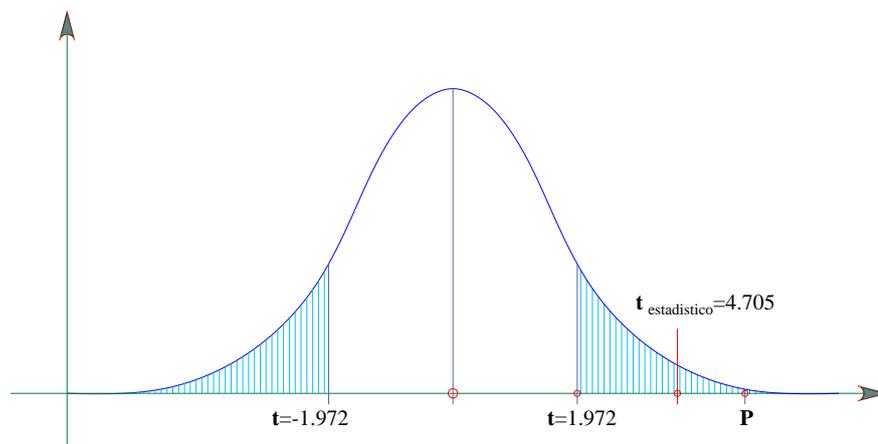


Figura 189. t de Student, para un valor crítico de $t=1,972$, si $gl > 140$

- Hipótesis nula: $\text{media1} = \text{media2}$ (No existe diferencia entre ambos métodos)
- Hipótesis Alternativa: $\text{media1} \neq \text{media2}$ (Existe diferencia entre ambos métodos)

Suponiendo varianzas iguales: $t = 4,70473$ valor-P = 0,00000476382, Se rechaza la hipótesis nula para $\alpha = 0,05$

Con un error cometido de 0,000 es que existe una diferencia estadísticamente significativa entre las medias de las dos muestras, con un nivel de confianza del 95,0 %

La conclusión es que existe diferencia entre ambos métodos.

5.3.2 Comparación de frecuencias de la estructura

Tabla 170

Resumen estadístico

Indicadores descriptivos	Método A	Método B
Recuento	100	100
Promedio	7,42105	9,76496
Desviación Estándar	2,31026	2,69255
Coefficiente de Variación	31,1312 %	27,5735 %
Mínimo	2,2601	2,6371
Máximo	11,276	13,839
Rango	9,0159	11,2019
Sesgo Estandarizado	-0,843568	-1,56975
Curtosis Estandarizada	-1,80628	-0,73911

Fuente: Statgraphics, 2010

Esta tabla contiene el resumen estadístico para las dos muestras de datos, Según la tabla, muestra que en cuanto a las frecuencias la mayor capacidad se encuentra en el método B, por tener una resistencia media de 9,764255 y la resistencia media para el método A, es que tiene un promedio de 7,42105 demostrando de esta manera diferencia; sin embargo, es necesario realizar las contrastaciones correspondientes.

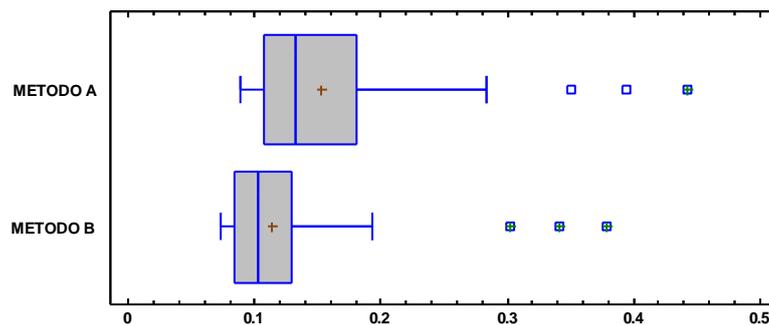


Figura 190. Diagrama de cajas-frecuencias de la estructura

Fuente: Statgraphics, 2010

Según el diagrama de cajas, ambos métodos tienen similares resistencias y también similares variabilidades, sin embargo, el método B, demuestra tener mayor resistencia por encontrarse por encima del método A.

Contrastación de hipótesis estadística:

Trabajando con un margen de error del 5 %

- Hipótesis nula: $\text{media1} = \text{media2}$ (No existe diferencia entre ambos métodos)
- Hipótesis Alternativa: $\text{media1} \neq \text{media2}$ (Existe diferencia entre ambos métodos)

Suponiendo varianzas iguales: $t = -6,60659$ valor-P = $3,55068E-10$, Se rechaza la hipótesis nula para $\alpha = 0,05$

Con un error cometido de 0,000 es que existe una diferencia estadísticamente significativa entre las medias de las dos muestras, con un nivel de confianza del 95,0 %

La conclusión es que existe una diferencia estadísticamente significativa entre las medias de las dos muestras, con un nivel de confianza del 95,0 %

5.3.3 Comparación de desplazamientos en la estructura

Dirección x

Tabla 171

Resumen estadístico.

Indicadores descriptivos	Método A	Método B
Recuento	4	4
Promedio	4,7703	3,48881
Desviación Estándar	2,85612	2,03489
Coefficiente de Variación	59,873 %	58,3261 %
Mínimo	1,5113	1,14474
Máximo	8,1306	5,85593
Rango	6,6193	4,71119
Sesgo Estandarizado	0,0687043	0,0218314
Curtosis Estandarizada	-0,529499	-0,553648

Fuente: Statgraphics, 2010

Esta tabla contiene el resumen estadístico para las dos muestras de datos. Además, muestra que existe diferencia entre ambos métodos, ya que el método A, muestra tener un promedio de 4,7703 y el método B muestra tener desplazamiento de 3,488

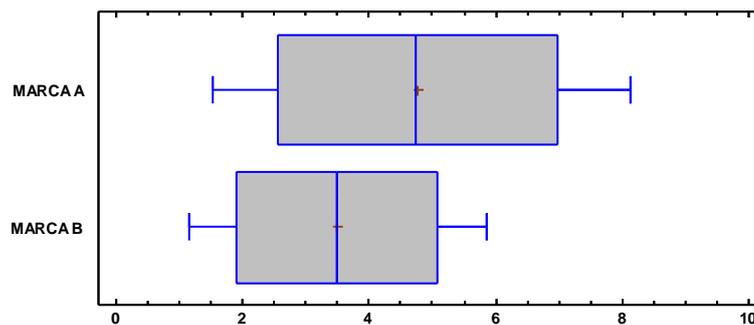


Figura 191. Diagrama de cajas-desplazamiento X de la estructura

Fuente: Statgraphics, 2010

Según el diagrama de cajas muestra que ambos métodos tienen similares variabilidades y se sospecha que no hay diferencia estadística entre ambos métodos.

Contrastación de hipótesis estadística

Trabajando con un margen de error del 5 %

- Hipótesis nula: $media1 = media2$ (No existe diferencia entre ambos métodos)
- Hipótesis Alternativa: $media1 \neq media2$ (Existe diferencia entre ambos métodos)

Suponiendo varianzas iguales: $t = 0,730842$ valor-P = 0,492417, No se rechaza la hipótesis nula para $\alpha = 0,05$

Con un error cometido de 0,000, es que no existe una diferencia estadísticamente significativa entre las medias de las dos muestras, con un nivel de confianza del 95,0 %

La conclusión es que no existe una diferencia estadísticamente significativa entre las medias de las dos muestras, con un nivel de confianza del 95,0 %.

Dirección y

Tabla 172

Resumen estadístico.

Indicadores Descriptivos	Método A	Método B
Recuento	4	4
Promedio	3,82175	2,72263
Desviación Estándar	2,26284	1,55327
Coefficiente de Variación	59,2096 %	57,0505 %
Mínimo	1,2211	0,914693
Máximo	6,4622	4,51073
Rango	5,2411	3,59604
Sesgo Estandarizado	0,0339621	-0,0246067
Curtosis Estandarizada	-0,545543	-0,553985

Fuente: Statgraphics, 2010

Esta tabla contiene el resumen estadístico para las dos muestras de datos que el promedio para A es de 3,821 y el promedio para B, representa el 2,72263 demostrando ligera variación entre ambos respecto a su promedio.

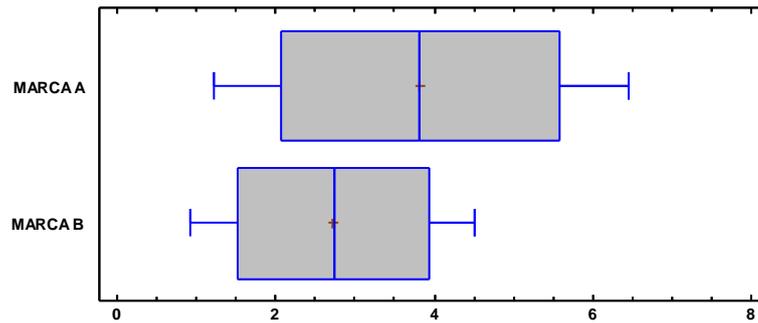


Figura 192. Diagrama de cajas-desplazamiento Y de la estructura

Fuente: Statgraphics, 2010

Según el diagrama de cajas muestra que no hay diferencia y que por tanto ambos métodos son similares en cuanto a su desplazamiento.

Contrastación de hipótesis estadística

Trabajando con un margen de error del 5 %

- Hipótesis nula: $media1 = media2$ (No existe diferencia entre ambos métodos)
- Hipótesis Alternativa: $media1 \neq media2$ (Existe diferencia entre ambos métodos)

Suponiendo varianzas iguales: $t = 0,800919$ valor-P = 0,453717 No se rechaza la hipótesis nula para $\alpha = 0,05$

Con un error cometido de 0,000, es que no existe una diferencia estadísticamente significativa entre las medias de las dos muestras, con un nivel de confianza del 95,0 %

La conclusión es que no existe una diferencia estadísticamente significativa entre las medias de las dos muestras, con un nivel de confianza del 95,0 %.

5.3.4 Comparación de derivas de entrepiso

Dirección x

Tabla 173

Resumen estadístico

Indicadores descriptivos	Método A	Método B
Recuento	4	4
Promedio	0,006	0,004325
Desviación Estándar	0,00162481	0,00102429
Coefficiente de Variación	27,0801 %	23,683 %
Mínimo	0,0036	0,0028
Máximo	0,007	0,005
Rango	0,0034	0,0022
Sesgo Estandarizado	-1,49233	-1,55964
Curtosis Estandarizada	1,36214	1,51909

Fuente: Statgraphics, 2010

Esta tabla contiene el resumen estadístico para las dos muestras de datos. En la cual muestra las derivas promedio para ambos métodos y sus desviaciones estándar, consecuentemente no podemos afirmar que hay diferencia entre los métodos y se realizara contrastando la hipótesis.

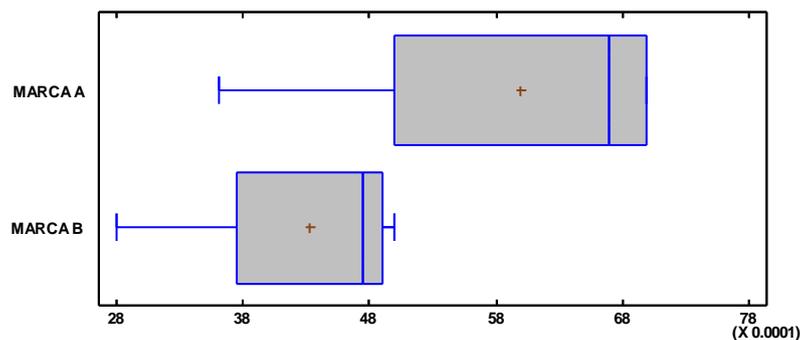


Figura 193. Diagrama de cajas-deriva X de la estructura

Fuente: Statgraphics, 2014

Según el diagrama de cajas muestra las derivas promedio, en la cual podemos afirmar que no hay diferencia entre los promedios y para ellos se realizara las respectivas contrastaciones

Dirección y

Tabla 174

Resumen estadístico.

Indicadores descriptivos	Método A	Método B
Recuento	4	4
Promedio	0,00475	0,003325
Desviación Estándar	0,00123962	0,000754431
Coefficiente de Variación	26,0973 %	22,6897 %
Mínimo	0,0029	0,0022
Máximo	0,0055	0,0038
Rango	0,0026	0,0016
Sesgo Estandarizado	-1,58422	-1,57586
Curtosis Estandarizada	1,54791	1,53834

Fuente: Statgraphics, 2010

Esta tabla contiene el resumen estadístico para las dos muestras de datos, En la cual muestra que el método con un promedio de 0,00475 y el método B muestra un promedio de 0,003325 demostrando que hay diferencias entre ambos métodos en cuanto a la dirección Y.

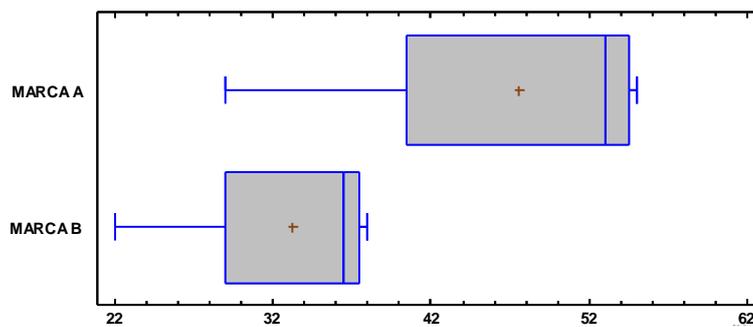


Figura 194. Diagrama de cajas-derivadas Y de la estructura

Fuente: Statgraphics, 2010

El diagrama de cajas muestra que el método A tiene mayor variabilidad que el método B, sin embargo, este último tiene menor valor en cuanto a su dirección

Contrastación de hipótesis estadística

Trabajando con un margen de error del 5 %

- Hipótesis nula: $\text{media1} = \text{media2}$ (No existe diferencia entre ambos métodos)
- Hipótesis Alternativa: $\text{media1} \neq \text{media2}$ (Existe diferencia entre ambos métodos)

Suponiendo varianzas iguales: $t = 1,96396$ valor-P = 0,0971602 No se rechaza la hipótesis nula para $\alpha = 0,05$

Con un error cometido de 0,000 es que no existe una diferencia estadísticamente significativa entre las medias de las dos muestras, con un nivel de confianza del 95,0 %.

La conclusión es que no existe una diferencia estadísticamente significativa entre las medias de las dos muestras, con un nivel de confianza del 95,0 %.

5.3.5 Aceros en vigas eje 3

Primer nivel

Tabla 175

Resumen estadístico.

Indicadores descriptivos	Método A	Método B
Recuento	10	10
Promedio	18,83	12,567
Desviación Estándar	5,50703	7,86137
Coefficiente de Variación	29,2461 %	62,5557 %
Mínimo	9,66	5,68
Máximo	25,8	26,08
Rango	16,14	20,4
Sesgo Estandarizado	-0,560738	0,844278
Curtosis Estandarizada	-0,481657	-0,839539

Fuente: Statgraphics, 2010

Esta tabla contiene el resumen estadístico para los dos métodos en comparación.

En la cual observamos que para el método A, obtenemos un promedio de 18,83 y para el método B, obtenemos un promedio de 12,567 para el primer nivel.

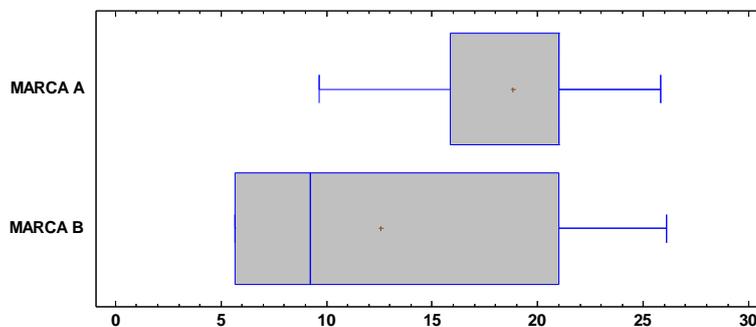


Figura 195. Diagrama de cajas-acero en vigas

Fuente: Statgraphics, 2010

Según el diagrama de cajas nos muestra que no existe diferencia entre ambos métodos y que además es el método B en donde existe mayor dispersión en sus datos.

Contrastación de hipótesis estadística:

Trabajando con un margen de error del 5 %

- Hipótesis nula: $media1 = media2$ (No existe diferencia entre ambos métodos)
- Hipótesis Alternativa: $media1 \neq media2$ (Existe diferencia entre ambos métodos)

Suponiendo varianzas iguales: $t = 2,06341$ valor-P = 0,0538003, No se rechaza la hipótesis nula para $\alpha = 0,05$

Con un error cometido de 0,0538, es que no existe una diferencia estadísticamente significativa entre las medias de las dos muestras, con un nivel de confianza del 95,0 %.

Segundo nivel

Tabla 176

Resumen estadístico.

Indicadores descriptivos	Método A	Método B
Recuento	10	10
Promedio	21,778	13,97
Desviación Estándar	6,26909	9,11734
Coefficiente de Variación	28,7863 %	65,2637 %
Mínimo	9,66	5,68
Máximo	25,8	25,94
Rango	16,14	20,26
Sesgo Estandarizado	-1,83453	0,712278
Curtosis Estandarizada	0,383521	-1,1797

Fuente: Statgraphics, 2010

Esta tabla contiene el resumen estadístico para las dos muestras de datos referido a los dos métodos, para el segundo nivel, en la cual observamos según la tabla que existe diferencia en cuanto a sus promedios, ya que el método A obtiene un promedio de 21,778 que es superior al del método B con un promedio de 13,97

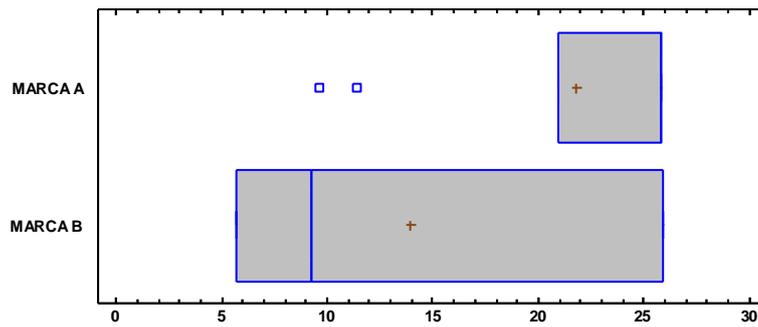


Figura 196. Diagrama de cajas-acero en vigas

Fuente: Statgraphics, 2010

Contrastación de hipótesis estadística:

Trabajando con un margen de error del 5 %

- Hipótesis nula: $media1 = media2$ (No existe diferencia entre ambos métodos)
- Hipótesis Alternativa: $media1 \neq media2$ (Existe diferencia entre ambos métodos)

Suponiendo varianzas iguales: $t = 2,23152$ valor-P = 0,0385999, Se rechaza la hipótesis nula para $\alpha = 0,05$

Con un error cometido de 0,038, es que, si existe una diferencia estadísticamente significativa entre las medias de los dos métodos, con un nivel de confianza del 95,0 %. Consecuentemente si existe diferencia significativa en su método.

Tercer nivel

Tabla 177

Resumen estadístico.

Indicadores descriptivos	Método A	Método B
Recuento	10	10
Promedio	21,778	13,97
Desviación Estándar	6,26909	9,11734
Coefficiente de Variación	28,7863 %	65,2637 %
Mínimo	9,66	5,68
Máximo	25,8	25,94
Rango	16,14	20,26
Sesgo Estandarizado	-1,83453	0,712278
Curtosis Estandarizada	0,383521	-1,1797

Fuente: Statgraphics, 2010

De acuerdo a la tabla que contiene el resumen estadístico para las dos muestras de datos, observamos que el promedio para el método A es de 21,778 y de 13,97 para el método B, en ella observamos que hay diferencias en promedios.

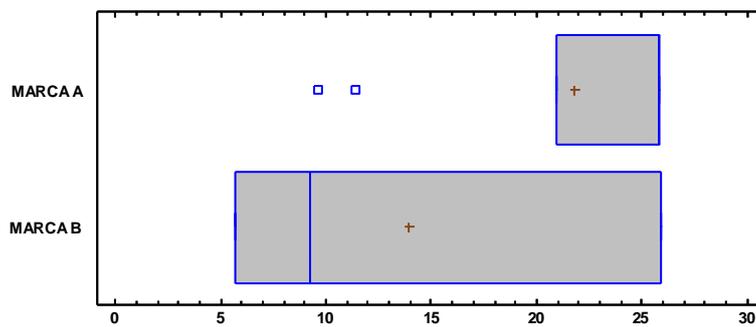


Figura 197. Diagrama de cajas-acero en vigas

Fuente: Statgraphics, 2010

El diagrama de cajas muestra que hay diferencias entre ambos métodos, en tanto que para el método B es que existe mayor dispersión o variabilidad entre sus datos.

Contrastación de hipótesis estadística:

Trabajando con un margen de error del 5 %

- Hipótesis nula: $media1 = media2$ (No existe diferencia entre ambos métodos)
- Hipótesis Alternativa: $media1 \neq media2$ (Existe diferencia entre ambos métodos)

Suponiendo varianzas iguales: $t = 2,23152$ valor-P = 0,0385999 Se rechaza la hipótesis nula para $\alpha = 0,05$

Con un error cometido de 0,038, es que, si existe una diferencia estadísticamente significativa entre las medias de los dos métodos, con un nivel de confianza del 95,0 %. Consecuentemente si existe diferencia significativa entre ambos métodos.

Cuarto nivel

Tabla 178

Resumen estadístico.

Indicadores descriptivos	Método A	Método B
Recuento	10	10
Promedio	16,62	11,773
Desviación Estándar	5,46416	7,04816
Coefficiente de Variación	32,877 %	59,8672 %
Mínimo	9,66	5,68
Máximo	25,8	20,98
Rango	16,14	15,3
Sesgo Estandarizado	0,956734	0,718173
Curtosis Estandarizada	0,185713	-1,21677

Fuente: Statgraphics, 2010

Según la tabla de resumen descriptivo, es que observamos que existe cierta diferencia entre ambos métodos, por tanto, observamos que para el método A, se obtiene un promedio de 16,62 y para el promedio del método B, se obtiene un promedio de 11,773, lo cual podemos sospechar que existe diferencia significativa.

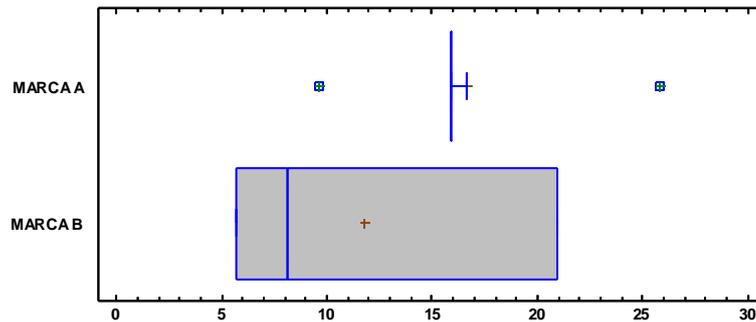


Figura 198. Diagrama de cajas-acero en vigas

Fuente: Statgraphics, 2010

El diagrama de cajas muestra que para el método B existe gran variabilidad entre sus datos y en cuanto al método A es que no hay mayor variabilidad entre los datos, pero que sin embargo podemos afirmar que no hay diferencia.

Contrastación de hipótesis estadística

Trabajando con un margen de error del 5 %

- Hipótesis nula: $media1 = media2$ (No existe diferencia entre ambos métodos)
- Hipótesis Alternativa: $media1 \neq media2$ (Existe diferencia entre ambos métodos)

Suponiendo varianzas iguales: $t = 1,71869$ valor-P = 0,102822 No se rechaza la hipótesis nula para $\alpha = 0,05$. Con un error cometido de 0,038 es que no existe una diferencia estadísticamente significativa entre las medias de los dos métodos, con un nivel de confianza del 95,0 %, Consecuentemente no existe diferencia significativa en sus métodos.

5.3.6 Comparación de columnas mediante diagramas de interacción

Dirección y

Tabla 179

Resumen estadístico.

Indicadores Descriptivos	Método A	Método B
Recuento	70	70
Promedio	148,696	112,543
Desviación Estándar	76,0654	63,5551
Coefficiente de Variación	51,1551 %	56,4719 %
Mínimo	-6,42	-3,58
Máximo	238,85	192,13
Rango	245,27	195,71
Sesgo Estandarizado	-1,70931	-1,01272
Curtosis Estandarizada	-1,80996	-2,27289

Fuente: Statgraphics, 2010

Según la tabla de resumen de datos descriptivos, muestra las diferencias entre los promedios de ambos métodos, es así que para el método A se muestran un promedio de 148,696 y para el método B muestra un promedio de 112,543 lo cual muestra que existe diferencia entre ambos métodos.

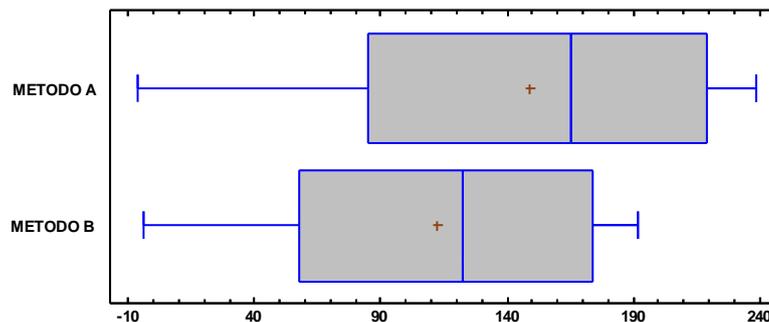


Figura 199. Diagrama de cajas-diagramas de interacción Y-Y

Fuente: Statgraphics, 2010

El diagrama de cajas muestra que existen diferencias significativas entre ambos métodos, además que ambos métodos tienen o existen bastante variabilidad entre sus datos, sin embargo, si podemos sospechar que existe diferencia significativa.

Contrastación de hipótesis estadística:

Trabajando con un margen de error del 5 %

- Hipótesis nula: $media1 = media2$ (No existe diferencia entre ambos métodos)
- Hipótesis Alternativa: $media1 \neq media2$ (Existe diferencia entre ambos métodos)

Suponiendo varianzas iguales: $t = 3,05154$ valor-P = 0,00273134, Se rechaza la hipótesis nula para $\alpha = 0,05$

Un error cometido de 0,0027 es que, si existe una diferencia estadísticamente significativa entre las medias de los dos métodos, con un nivel de confianza del 95,0 %. Consecuentemente si existe diferencia significativa en sus métodos.

Dirección x

Tabla 180

Resumen estadístico.

Indicadores Descriptivos	Método A	Método B
Recuento	70	70
Promedio	133,572	104,186
Desviación Estándar	66,0914	53,9954
Coefficiente de Variación	49,4801 %	51,8262 %
Mínimo	-1,87	-1,04
Máximo	211,14	169,14
Rango	213,01	170,18
Sesgo Estandarizado	-2,09674	-1,62107
Curtosis Estandarizada	-1,65669	-1,89624

Fuente: Statgraphics, 2010

Esta tabla contiene el resumen estadístico para las dos muestras de datos que representan a los dos métodos, en la cual observamos que para el método A se tiene un valor de 133,572 y que para el método B se obtiene un valor de 104,186 demostrando que existe diferencia entre ambos métodos.

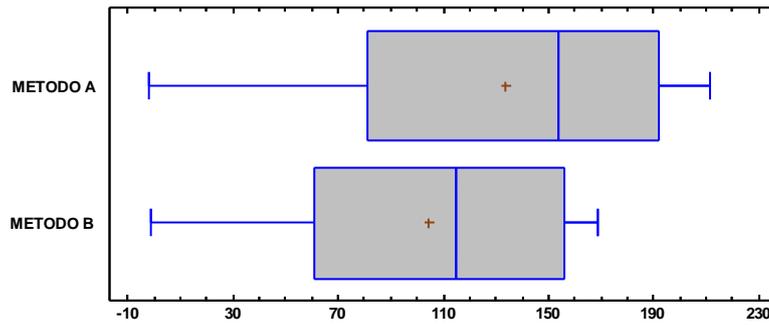


Figura 200. Diagrama de cajas-diagramas de interacción X-X

Fuente: Statgraphics, 2010

El diagrama de cajas muestra que existe dispersión en los dos métodos y que además existen diferencias significativas de acuerdo a sus posiciones, sin embargo, esto lo estaríamos confirmando con las pruebas de hipótesis.

Contrastación de hipótesis estadística:

Trabajando con un margen de error del 5%

- Hipótesis nula: $\text{media1} = \text{media2}$ (No existe diferencia entre ambos métodos)
- Hipótesis Alternativa: $\text{media1} \neq \text{media2}$ (Existe diferencia entre ambos métodos)

Suponiendo varianzas iguales: $t = 2,88084$ valor-P = 0,00460024, Se rechaza la hipótesis nula para $\alpha = 0,05$

Con un error cometido de 0,0046 es que, si existe una diferencia estadísticamente significativa entre las medias de los dos métodos, con un nivel de confianza del 95,0 %. Consecuentemente si existe diferencia significativa en sus métodos.

5.3.7 Comparación de muros mediante diagramas de interacción

Dirección y

Tabla 181

Resumen estadístico.

Indicadores descriptivos	Método A	Método B
Recuento	70	70
Promedio	84,5729	84,5729
Desviación Estándar	40,0696	40,0696
Coefficiente de Variación	47,3787 %	47,3787 %
Mínimo	0	0
Máximo	129,21	129,21
Rango	129,21	129,21
Sesgo Estandarizado	-2,08311	-2,08311
Curtosis Estandarizada	-1,57131	-1,57131

Fuente: Statgraphics, 2010

Esta tabla contiene el resumen estadístico para las dos muestras de datos que representa a los dos métodos, en la cual observamos que para el método A, se obtiene un promedio de 84,5729, en tanto que también para el método B se obtiene el mismo resultado, por tanto, podemos confirmar que no existe diferencia entre ambos métodos.

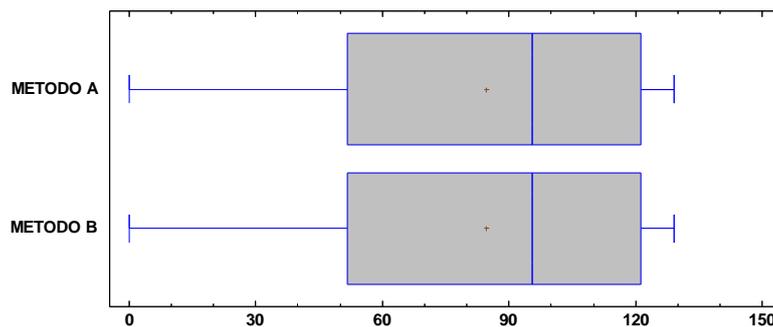


Figura 201. Diagrama de cajas-diagramas de interacción Y-Y

Fuente: Statgraphics, 2010

Según el diagrama de cajas muestra que ambos métodos no existen diferencia, ya que los datos son estadísticamente similares.

Contrastación de hipótesis estadística:

Trabajando con un margen de error del 5 %

- Hipótesis nula: $media1 = media2$ (No existe diferencia entre ambos métodos)
- Hipótesis Alternativa: $media1 \neq media2$ (Existe diferencia entre ambos métodos)

Suponiendo varianzas iguales: $t = 0$ valor-P = 1,0 No se rechaza la hipótesis nula para $\alpha = 0,05$

Con un error cometido de 1, es que no existe una diferencia estadísticamente significativa entre las medias de los dos métodos, con un nivel de confianza del 95,0 %. Consecuentemente no existe diferencia significativa en sus métodos.

Dirección x

Tabla 182

Resumen estadístico.

Indicadores descriptivos	Método A	Método B
Recuento	70	70
Promedio	818,909	903,249
Desviación Estándar	425,457	462,952
Coefficiente de Variación	51,9541 %	51,2541 %
Mínimo	-0,05	-0,06
Máximo	1329,2	1457,26
Rango	1329,25	1457,32
Sesgo Estandarizado	-1,48403	-1,58438
Curtosis Estandarizada	-1,96501	-1,89151

Fuente: Statgraphics, 2010

Esta tabla contiene el resumen estadístico para los ambos métodos, en la cual para el método A se obtiene un valor de 818,909 de promedio y para el método se obtiene un promedio de 903,249, sospechando que hay diferencia entre ambos méto-

dos, Sin embargo, la contratación de hipótesis es la única que pueda descartar o confirmar dicha diferencia

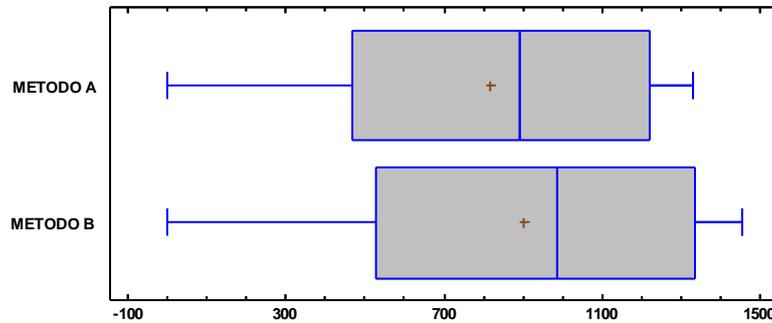


Figura 202. Diagrama de cajas-diagramas de interacción X-X

Fuente: Statgraphics, 2010

Según el diagrama de cajas no habría diferencia entre ambos métodos por tener similar comportamiento en sus datos y similitud en sus cajas.

Contrastación de hipótesis estadística:

Trabajando con un margen de error del 5 %

- Hipótesis nula: $media1 = media2$ (No existe diferencia entre ambos métodos)
- Hipótesis Alternativa: $media1 \neq media2$ (Existe diferencia entre ambos métodos)

Suponiendo varianzas iguales: $t = -1,12228$ valor-P = 0,263692. No se rechaza la hipótesis nula para $\alpha = 0,05$

Con un error cometido de 0,26369 es que no existe una diferencia estadísticamente significativa entre las medias de los dos métodos, con un nivel de confianza del 95,0 %. Consecuentemente no existe diferencia significativa en sus métodos.

5.4 Discusión de Resultados

5.4.1 Resultados del diseño por capacidad

En cuanto al análisis estructural bajo la metodología del diseño por capacidad el indicador principal es el uso de inercias agrietadas en la modelación, como se muestra en el capítulo de desarrollo de la investigación, haciendo este modelo más flexible y al mismo tiempo más demandante de rigidez.

En cuanto al diseño de vigas por capacidad, la metodología es conservadora en cuanto a dotar de refuerzo por corte en función a la cantidad de acero pro flexión de diseño.

En cuanto al diseño por capacidad de columnas, para el caso y ejemplo desarrollado la demanda de cargas es mucho mayor debido a la amplificación de cargas según la metodología de diseño por capacidad.

En cuanto al diseño por capacidad de muros estructurales, hay un tratamiento similar a los de muros estructurales especiales de que los clasifica el ACI318-14 y se ha notado el cuidado tratamiento de confinamiento de los extremos de los muros.

5.4.2 Resultados del diseño por resistencia

En cuanto al análisis estructural, para este método, se basa estrictamente en la normativa E.030 de diseño sismorresistente.

En cuanto al diseño de vigas por resistencia, hay mayor dotación de refuerzo en los extremos a flexión negativa como es de manera tradicional.

En cuanto al diseño por capacidad por resistencia, se sigue una secuencia o receta-rio solo en función a la cuantía mínima y la verificación mediante el diagrama de interacción.

En cuanto al diseño de muros estructurales por resistencia, en la norma E0.60 de diseño en concreto armado toma criterios similares a la metodología del diseño por capacidad, debido a la exigencia del confinamiento de los extremos de los muros estructurales.

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

Luego de la ejecución del diseño del edificio de oficinas de concreto armado de cuatro niveles con la aplicación de ambas metodologías de diseño sísmico, también luego de haber revisado la bibliografía y haber encontrado los resultados mostrados en los apartados anteriores se llegan a las siguientes conclusiones:

Primera. Se ha analizado y comparado en diseño sísmico por capacidad y resistencia, en el modelo de edificio para oficinas, mediante la aplicación de ambas metodologías de diseño sísmico en concreto armado; y los resultados numéricos y de diseño se muestra de manera explícita para cada caso en el capítulo IV.

Segunda. Se demuestra que los criterios adoptados para realizar el análisis estructural influyen de manera significativa, encontrándose luego de aplicar el análisis estadístico (prueba de t de student) un valor de $t=4,705$ y un valor de $P= 4,76e-06$ con un nivel de confianza del 95 %.

Tercera. Se ha realizado el diseño sísmico por capacidad para elementos que trabajan a flexión y flexo compresión y se ha corroborado en el capítulo IV la importancia y relevancia del acero por corte calculado a partir del diseño por flexión de los elementos estructurales que trabajan tanto a flexión y flexocompresión.

6.2 Recomendaciones

En razón de lo investigado y corroborado con los ejemplos de diseño desarrollados para el caso específico en la presente se recomienda:

Primera. En lo posible estructurar todo tipo de edificios en función a muros estructurales y aprovechar el aporte de rigidez de estos elementos. En función a su esbeltez $h/l > 2$ considerar núcleos confinados en los extremos, estos se podrán estimar como el 15 % de la longitud del muro.

Segunda. En el caso de vigas tener en cuenta que una modificación del acero a flexión en estos elementos afecta directamente al diseño por cortante de la viga y en zona de probable formación de rotulas plástica, tener especial cuidado. Es decir, a mayor cantidad de acero a flexión menor es el espaciamiento del estribo en dicha zona.

Tercera. Para elementos a flexo compresión con responsabilidad sísmica se recomienda el uso de cuantía mínima de $\rho = 1,25 \%$ para cumplir con la demanda de cargas provenientes del sismo, Por lo menos en el primer nivel del edificio, pero una cuantía no mayor al máx $< 2,5 \%$ ya que se producen cortantes muy altos y peligrosos.

Cuarta. Difundir esta metodología de diseño más conservadora y al mismo tiempo confiable para la formulación de proyectos de edificaciones en entidades públicas y privadas, también en oficina de proyectos.

Quinta. El método de diseño por capacidad está restringido a sistemas estructurales simples y regulares, la variedad de formas de combinaciones de muros y pórticos que no guarden simetría tanto en planta como en elevación presentarían problemas de orden estructural.

Sexta. Usar como método alternativo para la verificación y revisión de proyectos de estructuras de concreto la metodología de diseño por capacidad para evitar el fallo frágil en elementos con responsabilidad sísmica.

Séptima. Para el cálculo del estribo en la zona de confinamiento en elementos estructurales se recomienda no considerar el aporte del concreto por corte, es decir $V_c=0$

Octava. A los futuros investigadores se recomienda estudiar la metodología de diseño por capacidad para aplicarlos en el diseño de edificios de albañilería estructural.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 2009 NEHRP Recommended Seismic Provisions. (2013). Reinforced Concrete. *FEMA P-725*.
- ACI. (2008). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary*. USA: American Concrete Institute.
- ACI318S-14. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructura (ACI 318S-14)*. U.S.A.
- American Society of Civil Engineer. (2006). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Virginia: ASCE.
- Asmat, G. C. (2016). *Disposiciones sísmicas de diseño y análisis en base a desempeño aplicables a edificaciones de concreto armado*. Lima: PUCP.
- Bazan, E., & Meli, R. (2004). *Diseño Sísmico de Edificios*. Mexico: Limusa.
- Blanco B, A. (2016). *Antonio Blanco Blasco Ingenieros E.I.R.L.* Obtenido de <http://www.abbings.com>
- Blanco, A., Chang, D., & Flores, H. (2015). Conceptos de diseño estructural de muros de concreto armado en el Perú., (pág. 156). Lima.
- Borja, M. (2012). *Metodología de Investigación para Ingenieros*. Chiclayo.
- Burgos, M. (2007). *Estudio de la Metodología "Diseño por Capacidad" en Edificaciones Aperticadas de Concreto Armado para ser incorporada en la Norma Peruana E-060 como Alternativa de Diseño*. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Carrasco, L. A. (2015). *Estudio y aplicación de la metodología de diseño por capacidad para edificaciones de concreto armado*. Huancayo.
- CIRSOC. (2005). *Reglamento argentino para construcciones sismorresistentes- parte II Construcciones de Hormigon Armado*. Argentina: INTI.
- Cross, H. (1952). *Purdue University*. (McGraw-Hill, Ed.) Obtenido de https://engineering.purdue.edu/~ce474/Docs/Hardy_Cross_essays.pdf
- Derecho, A. T., & Kianoush, M. R. (s.f.). Seismic Design of Reinforced Concrete Structures. En A. T. Derecho, & M. R. Kianoush, *Chapter 10* (pág. 100). Canada.

- Elnashai, A. S., & Di Sarno, L. (2008). *Fundamentals of Earthquake Engineering*. England: Wiley.
- FEMA. (2010). *Earthquake-Resistant Design Concepts FEMA P-749*. Obtenido de www.fema.gov: https://www.fema.gov/media-library-data/20130726-1759-25045-5477/fema_p_749.pdf
- Foseas, F. (Febrero de 1971). *Los Ingenieros y las Torres de Marfil*. Obtenido de <https://www.slideshare.net/joaquinramiguez/ingenieros-y-las-torres-de-marfil-pdf?cv=1>
- Gestion. (25 de octubre de 2017). Inmoviliarias. *Mayoría de fallas en infraestructura en América Latina se vinculan al diseño*, pág. 1.
- Gettyimages. (2017). Obtenido de <https://www.gettyimages.es/>
- Gómez Chávez, S. (2007). *Analisis Sismico Moderno*. Mexico: Trillas.
- Hassoun, M. N., & Al-Manasser, A. (2015). *Structural Concrete Theory and Design Sixth Edition*. New Jersey: WILEY.
- Hernández, E. (2010). Diseño Sismorresistente en Concreto Armado-Guia de Aplicación. *Especialización en Ingeniería Estructural & Sismorresistente* (pág. 86). Caracas: INESA.
- Hernández, E. (2016). Estado del arte en el diseño sismorresistente de edificaciones de concreto armado. *1er Simposio virtual internacional Estructuras Sismorresistentes-Edificios y Puentes* (pág. 63). ZIGURAT.
- McCormac, J. C., & Brown, R. H. (2011). *Design of Reinforced Concrete ACI 318-11 Code Edition*. U.S.A: WILEY.
- Meli, R. (s.f.). *Diseño Estructural*. México: LIMUSA.
- Moehle, J. P., & Hooper, J. D. (2016). *Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames A Guide for Practicing Engineers*. U.S.A.
- Muñoz P., J. A. (2015). *Estudio de la influencia del agrietamiento en la respuesta sísmica de estructuras de concreto armado*. Lima.
- New Zealand Standard NZS 3101. (2006). *Commentary on the Design of Concrete Structures Part 2*. New Zealand .
- Ottazzi, G. (2004). *Material de Apoyo para la Enseñanza de los Cursos de Diseño y Comportamiento del Concreto Armado*. Lima: PUCP.
- Ottazzi, G. (2011). *Apuntes del Curso Concreto Armado I*. Lima: PUCP.

- Paulay, T., & Priestley, M. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Building*. New York: Jhon Wiley & Sons, INC.
- PCA. (2008). *Notes on ACI 318-08 Building Code Requirements for Structural Concrete with Design Applications*. U.S.A: Portland Cement Association.
- Petroski, H. (1992). *To Engineer is Human: The Role of Failure in Successful Design*. Vintage Books. Obtenido de https://books.google.com.pe/books?id=_YWvcD-SFAGC
- Rajan S, R. (2008). *Analysis and Capacity Based Earthquake Resistant Desing of Multi bay Multi Storeyed 3d-RC Frame*. Rokuela-Orussa.
- Restrepo, J. (2017). *Simposio*. Lima: Univesidad de California San Diego.
- Rombach, G. A. (2011). *Finite-element Design of Concrete Structures Practical problems and their solutions*. London: ICE Publishing.
- Romo, M. (2008). *Temas de Hormigón Armado*. Ecuador: Escuela Politecnica del Ejercito.
- SAP2000. (2014). *Structural and Earthquake Engineering Software*. California, USA.
- SENCICO. (2006). *Reglamento Nacional de Edificaciones E.020 Norma de Cargas*. Lima-Perú.
- SENCICO. (2009). *Reglamento Nacional de Edificaciones E.060 "Concreto Armado"*. Lima.
- SENCICO. (2009). *Reglamento Nacional de Edificaciones E.060 Diseño en Concreto Armado*. Lima-Perú.
- SENCICO. (2016). *Reglamento Nacional de Edificaciones E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima-Perú.
- SPcolumn. (2017). *Engineering Software Group of the Portland Cement Association*. USA.
- Statgraphics. (2010). *Statistical analysis, data visualization and predictive analytics*. The Plains, Virginia, USA.
- Structural Engineers Association of California. (1999). *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*. Sacramento, California: SEAOC.
- Taranath, B. S. (2010). *Reinforced concrete Design of Tall Building*. U.S.A: Taylor & Francis Group.

- Universidad Autonoma de Occidente. (2009). Manual de Redacción Científica. En *Comprender y Producir Textos Escritos para Investigar*. Mexico.
- USGS.Publications. (2017). *Science for a changing world*. Obtenido de <https://pubs.er.usgs.gov/>
- Vento R, J., & Zanabria G, C. (2004). *Seminario de tesis I*. Arequipa: 3A Editores S.A.C.
- Wight, J. K., & MacGregor, J. G. (2009). *Reinforced Concrete Mechanics and Design Sixth Edition*. U.S.A: PEARSON.