



**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

|                            | <b>Pág.</b> |
|----------------------------|-------------|
| 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, $\omega$ . | 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

| <b>Contenido de tablas</b>  | <b>Pág.</b> |
|---|-------------|
| 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 $\alpha$ para diferentes condiciones de carga viva (s/c)..... | 62          |
| Tabla 7. Valores de $\lambda$ y $\eta$ 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. $\Sigma$ 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±.....                 | 249 |
| Tabla 156. Element Joint Forces – Frames C-1 para sismo Y±.....                 | 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

| <b>Contenido de figuras</b>  | <b>Pág.</b> |
|--|-------------|
| 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

| <b>Contenido de apéndices</b>               | <b>Pág.</b> |
|---|-------------|
| Apéndice A: Estructuración nivel 1, 2 ..... | 308         |
| Apéndice B: Estructuración nivel 2 .....    | 309         |
| Apéndice C: Estructuración nivel 3 .....    | 309         |



## ÍNDICE DE ECUACIONES

| <b>Contenido de ecuaciones</b>  | <b>Pág.</b> |
|---|-------------|
| 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 $\beta_1$ 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 km<sup>2</sup>-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.*

| <b>Análisis estructural y diseño sísmico</b>                       |   |   |  |
|--|---|---|--|
| <b>Dimensiones</b>   | <b>Definición</b>   | <b>Indicadores</b>  | <b>Escala de Medición</b>  |
| 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<br>Análisis Dinámico<br>Análisis no lineal estático | Deriva $\leq 0,007$<br>Deriva $\leq 0,007$<br>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:<br>NZS 3101-2006<br>INPRES 2005<br>ACI 318-2011<br>ACI 318-2014 | Elementos a flexión<br>Elementos a flexo compresión<br>Nudos          | cm <sup>2</sup><br>cm <sup>2</sup><br>cm <sup>2</sup> /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<br>Concreto Armado E.060-1989  | Elementos a flexión<br>Elementos a flexo compresión<br>Nudos          | cm <sup>2</sup><br>cm <sup>2</sup><br>cm <sup>2</sup> /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.*

| <b>Edificio para oficinas de concreto armado de 4 niveles</b> |  |   |  |
|---|--|---|--|
| <b>Dimensiones</b>  | <b>Definición</b>  | <b>Indicadores</b>  | <b>Escala de Medición</b>                            |
| Edificios de concreto armado                                  | Es una construcción fija donde el material predominante es el concreto.                                    | Configuración estructural.<br>Irregularidad en planta.<br>Irregularidad en elevación. | Buena/mala<br>Regular/Irregular<br>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( $\rho$ )<br>Acero longitudinal<br>Acero transversal                          | %<br>cm <sup>2</sup><br>cm <sup>2</sup> /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. Afirмо 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.*

| <b>Niveles de agrietamiento</b> |     |     |     |      |
|---------------------------------|-----|-----|-----|------|
| 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.

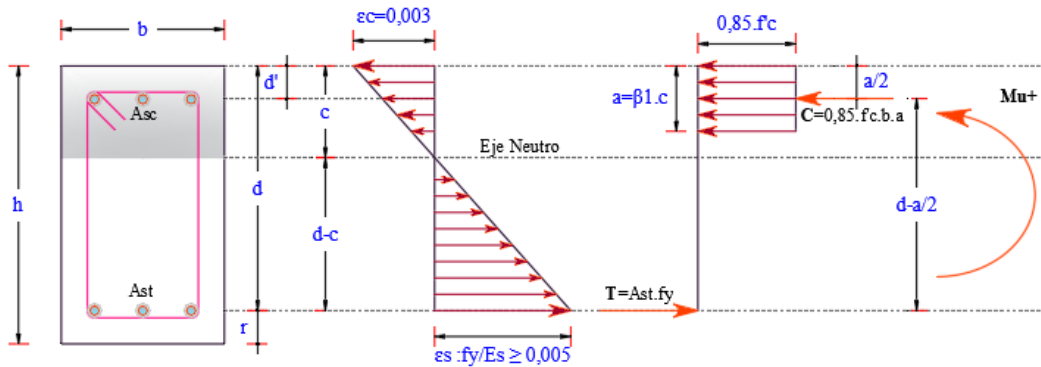


Figura 14. Deformación límite controladas por tracción y compresión

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

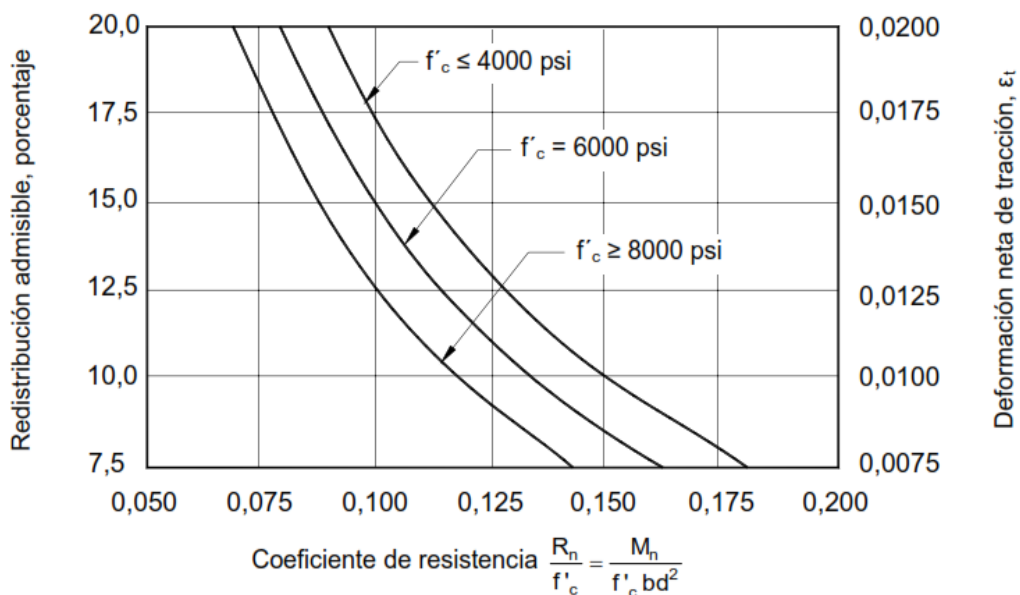


Figura 15. Curvas límite de redistribución para distintos valores de  $f'_c$

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  $\epsilon_t$  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,  $\lambda_o$ , toma en consideración todas las fuentes de incremento de resistencia del acero y del concreto.

Valores de  $\lambda_o$  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  $\lambda_o$  es igual a:

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

Ecuación 5

Dónde:

$\lambda_1$ = representa la relación de la resistencia actual y la resistencia especificada de fluencia.

$\lambda_2$ = 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  $\lambda_1$  no puede ser mayor a 1,30 y  $\lambda_2$  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,  $\lambda_1$  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.

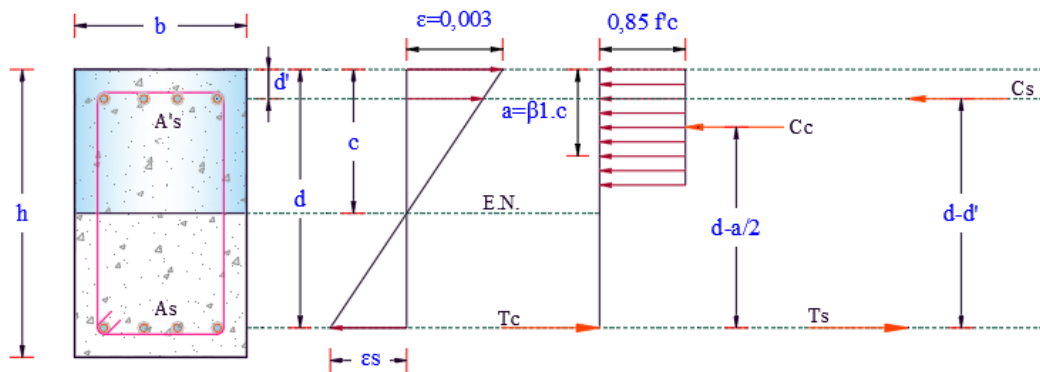


Figura 16. Diagrama de esfuerzos y deformaciones

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  $\lambda_o$  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,  $\varphi_o$ , 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,  $\varphi_o$ , 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  $\varphi_o$  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

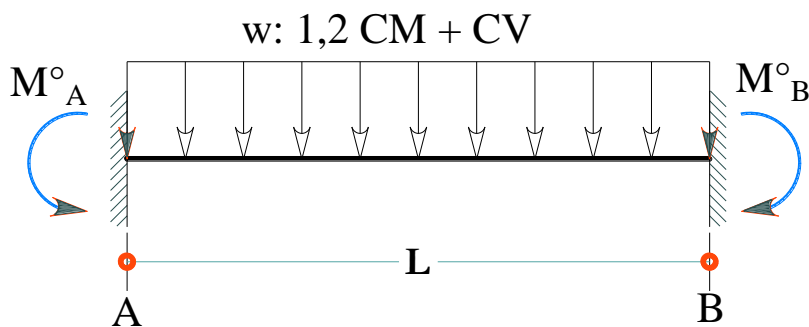


Figura 17. Esquema de cálculo de la fuerza cortante en vigas

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, $\omega$

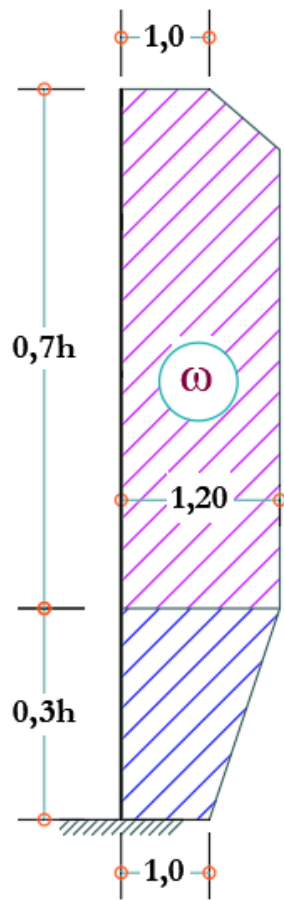


Figura 18. Factor de amplificación dinámica para estructuras híbridas

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,  $\omega_c$ , 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:

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

$\omega$  = factor de amplificación de momento dinámico

$\varphi_0$  = 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:

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

### ***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.*

| <b>Diseño sísmico /<br/>Elemento estructural</b> | <b>Por resistencia</b>                        | <b>Por capacidad</b>                          |
|--|---|---|
| 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

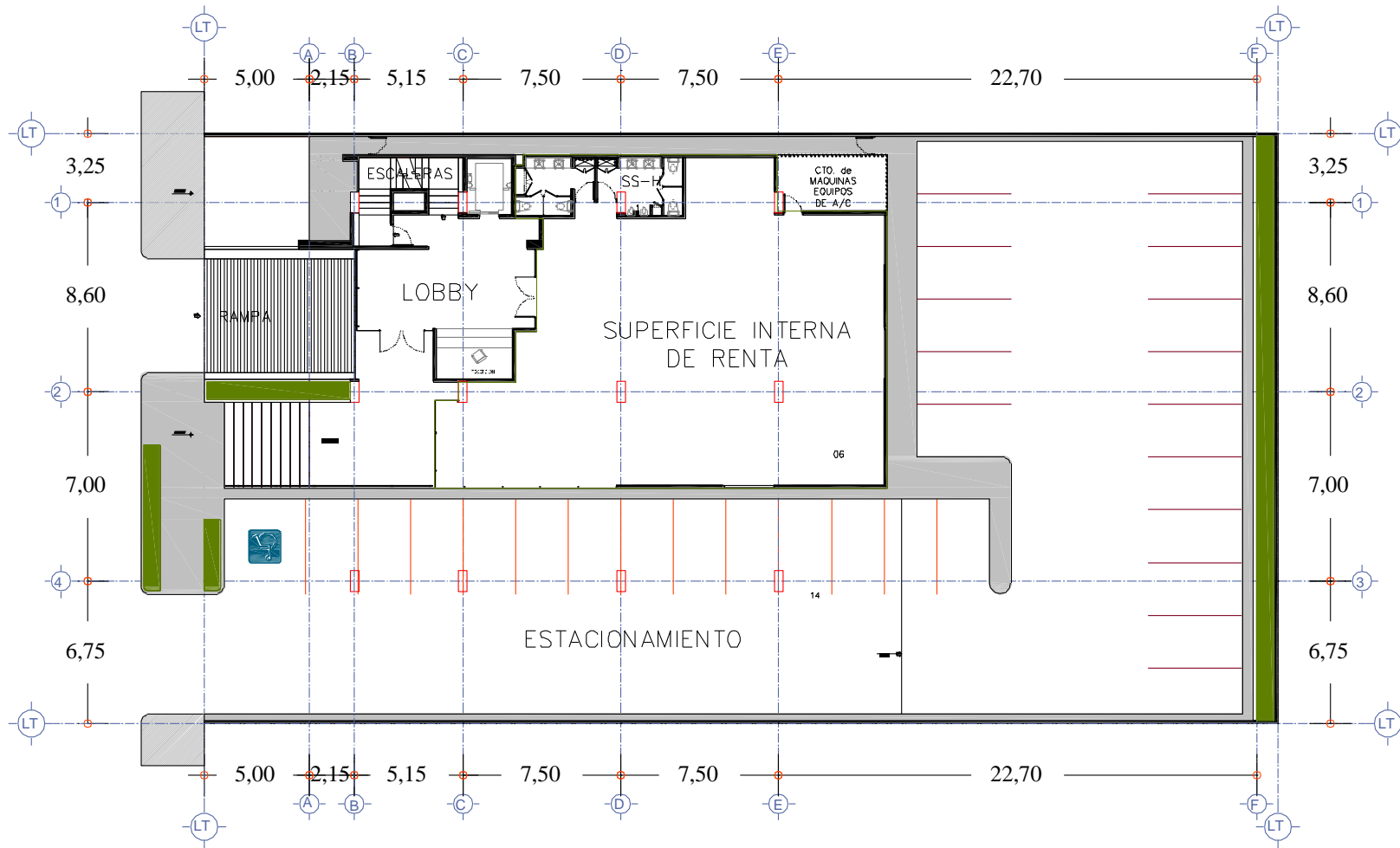


Figura 21. Planimetría de desarrollo arquitectónico



Figura 22. Sección de corte transversal 3D

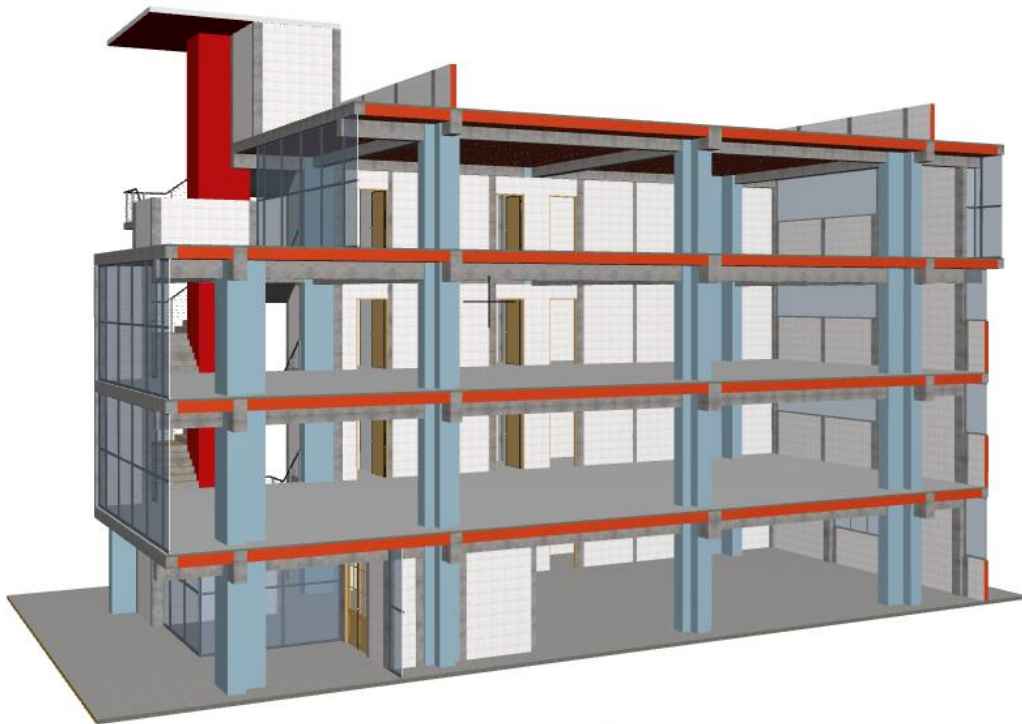


Figura 23. Sección de corte longitudinal 3D



#### 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                     | : $r= 7,5\text{cm}$   |
| Plata 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 <sup>2</sup> |
|--------------|--------------------|------------|-------------------|
| 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  $h=0,30\text{m}$ .

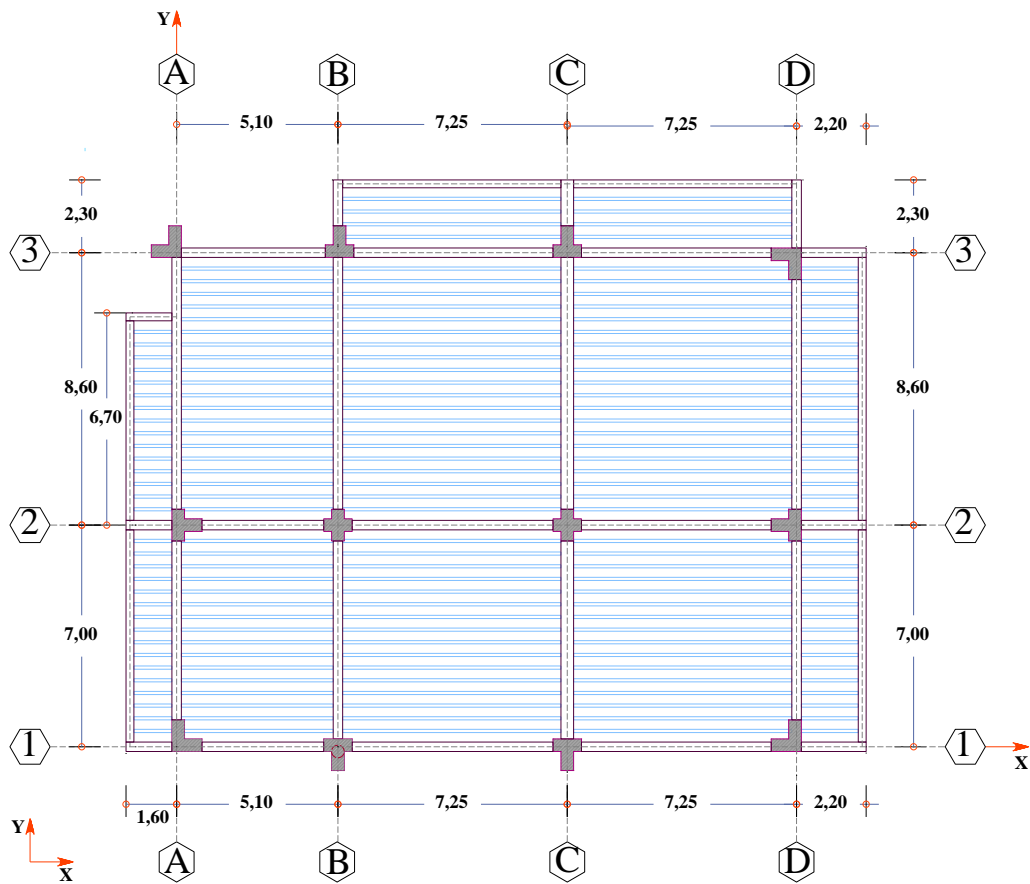


Figura 24. Orientación del aligerado unidireccional  $h: 30\text{cm}$

#### 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.

$\alpha$ : Valores definidos en la tabla 6.

**Tabla 6**

*Valores de  $\alpha$  para diferentes condiciones de carga viva (s/c).*

| <b>s/c</b>  | <b><math>\alpha</math></b> |
|---|----------------------------|
| $s/c \leq 200 \text{ kg/m}^2$                         | 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:

$\lambda, \eta$  = 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  $\lambda$  y  $\eta$  para cada tipo de columna*

| <b>Tipo de columna</b> | <b><math>\lambda</math></b> | <b><math>\eta</math></b> |
|------------------------|-----------------------------|--------------------------|
| 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**

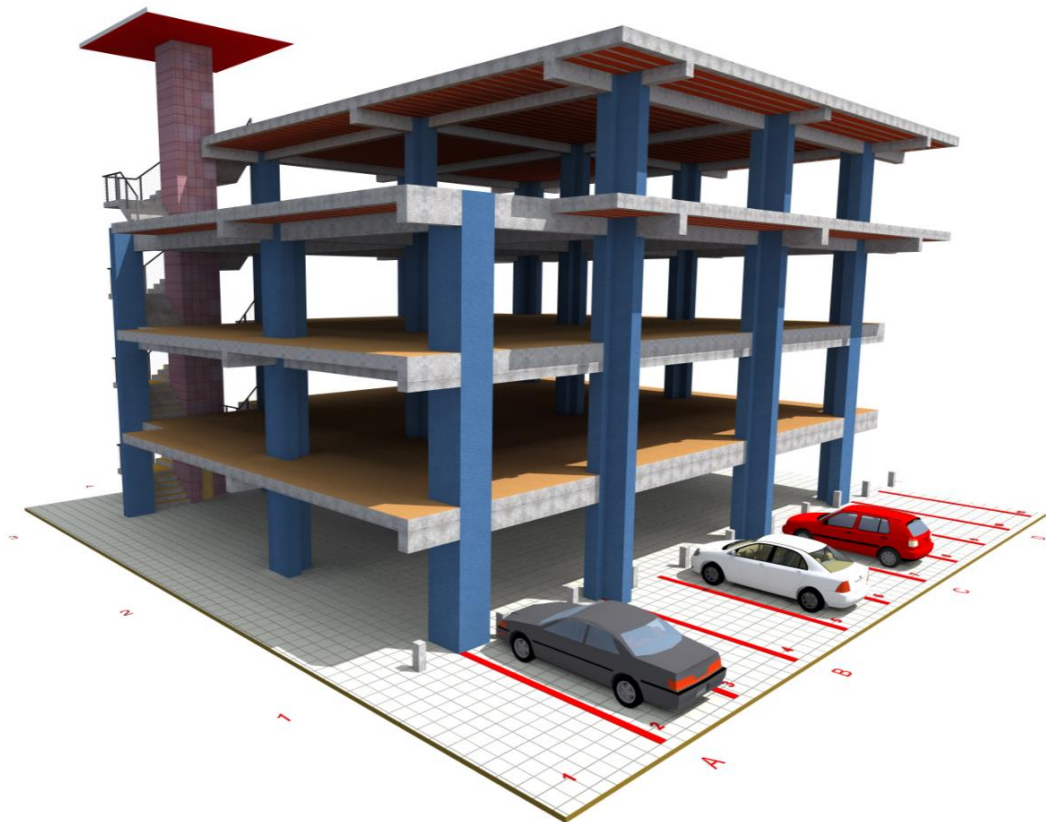
*Metrado de cargas verticales columna central C6.*

| Nivel | N <sub>CM</sub><br>ton | At.<br>m <sup>2</sup> | k    | Ai<br>m <sup>2</sup> | F red | N <sub>cv</sub><br>ton | N <sub>servicio</sub><br>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 cm<sup>2</sup> > A<sub>columna</sub> 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.

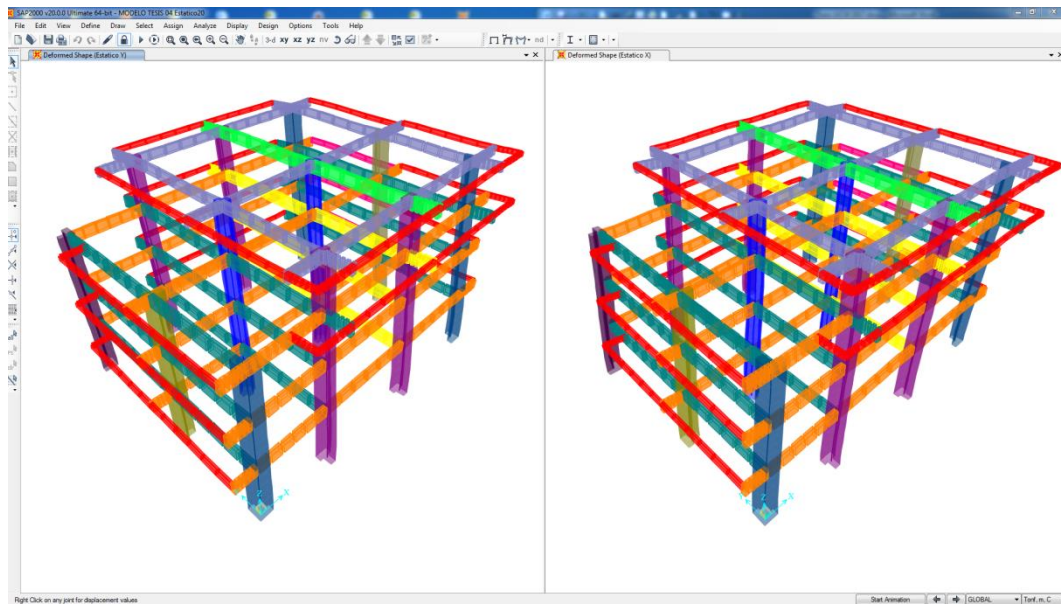


Figura 26. Modelo estructural de verificación de elementos pre dimensionados.

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)



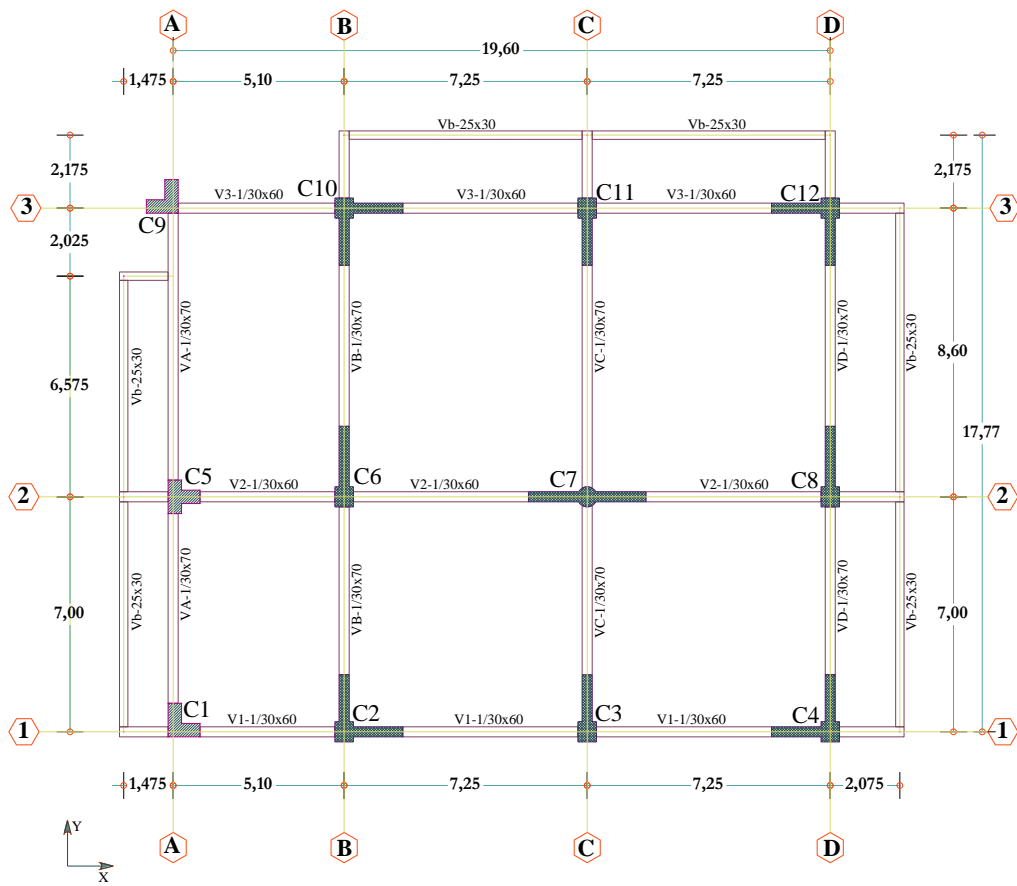


Figura 27. Estructuración final del edificio- primer y segundo nivel

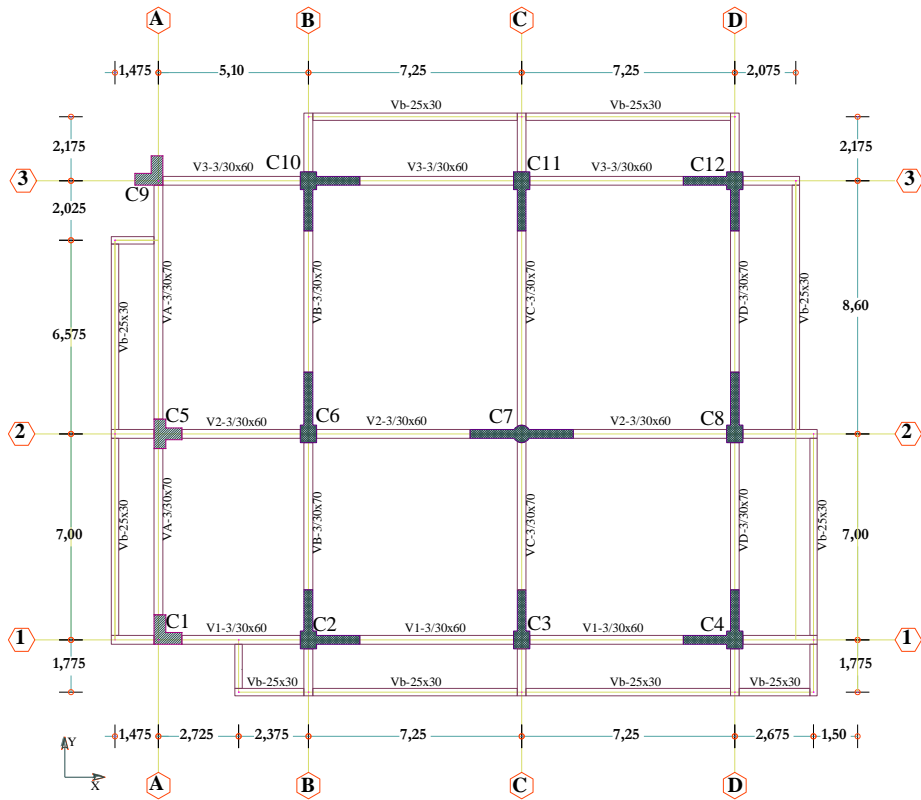


Figura 28. Estructuración final del edificio- tercer nivel

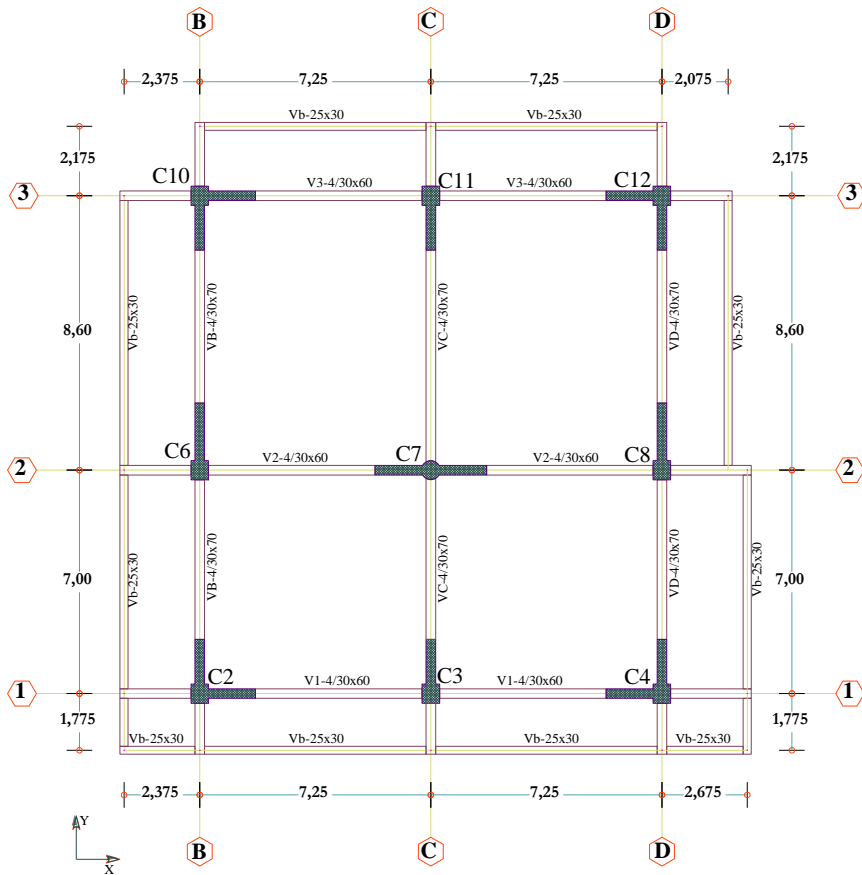


Figura 29. Estructuración final del edificio- cuarto nivel

### 4.3 Análisis sísmico

#### 4.3.1 Técnica de modelación empleada

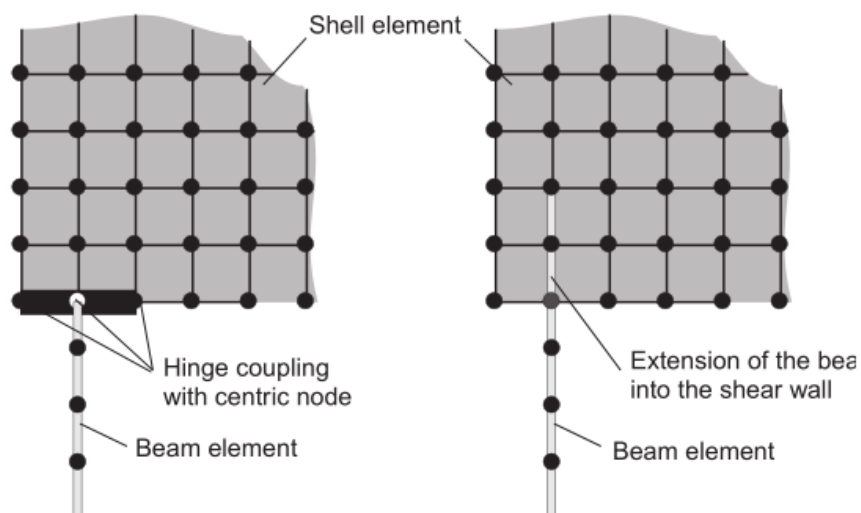
La tabla 9 muestra los valores de peso de ladrillo utilizados para modelar losas unidireccionales el cual está en relación a la carga por metro cuadrado que genera una losa para diferentes alturas de losas aligeradas unidireccionales, usando el programa SAP2000.

**Tabla 9**

*Valores de peso de ladrillo para diferentes tipos de aligerados.*

| H aligerado           | 17     | 20    | 25   | 30    | 35    |
|-----------------------|--------|-------|------|-------|-------|
| W losa/m <sup>2</sup> | 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

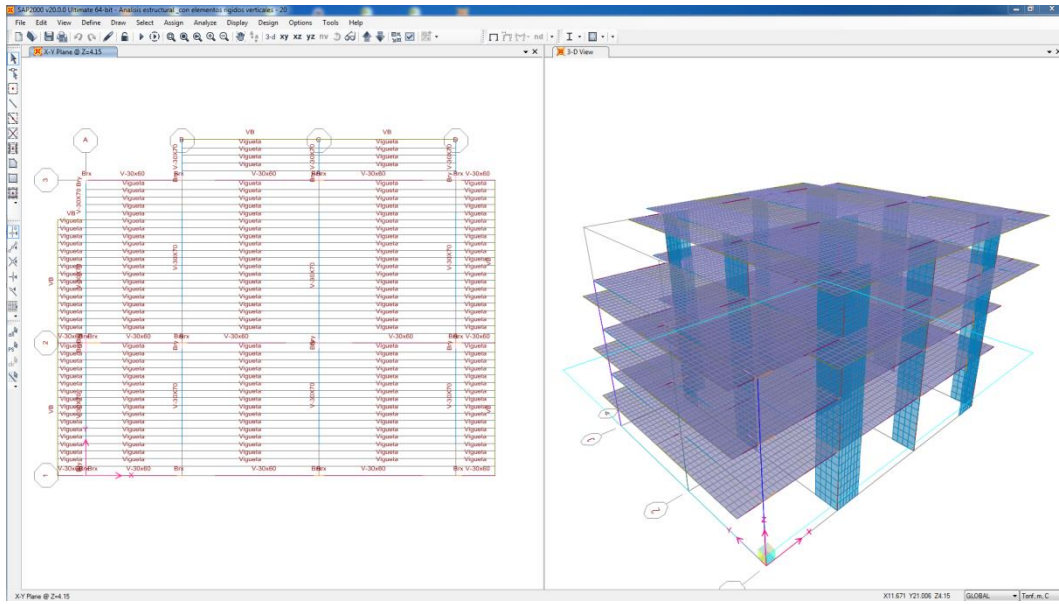


Figura 33. Modelación del edificio modelo vista en planta y 3D-sap2000

Fuente: SAP2000,2014

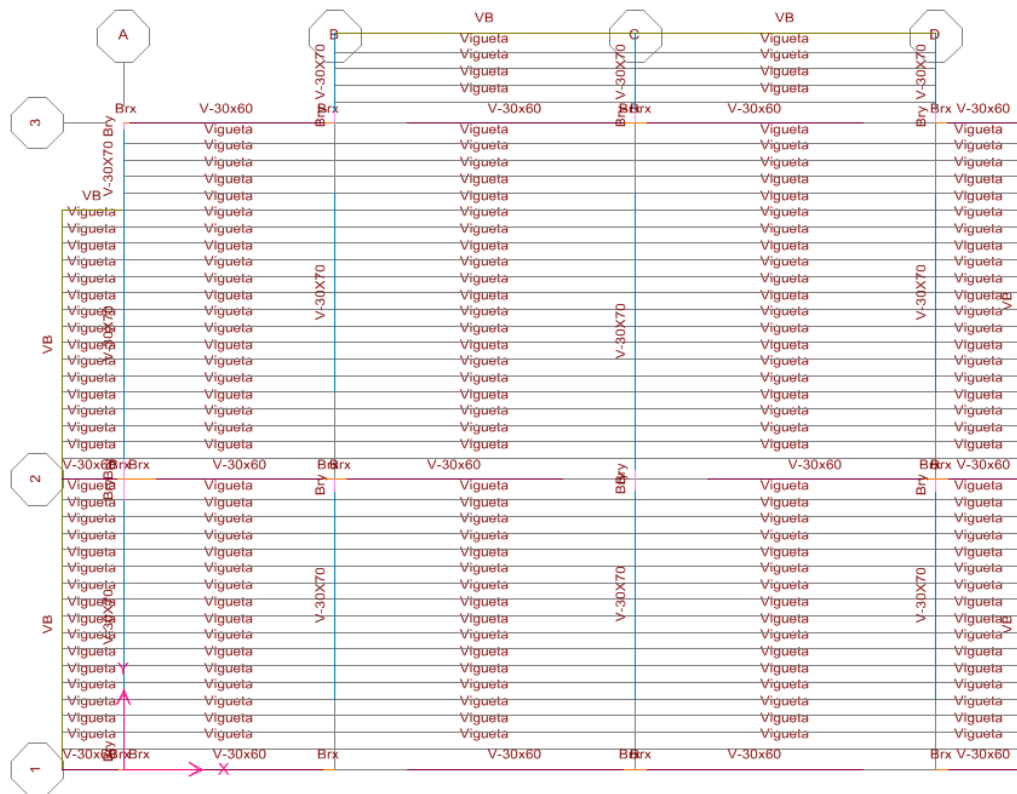


Figura 34. Modelación de la losa unidireccional h: 30 cm-sap2000

Fuente: SAP2000,2014

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

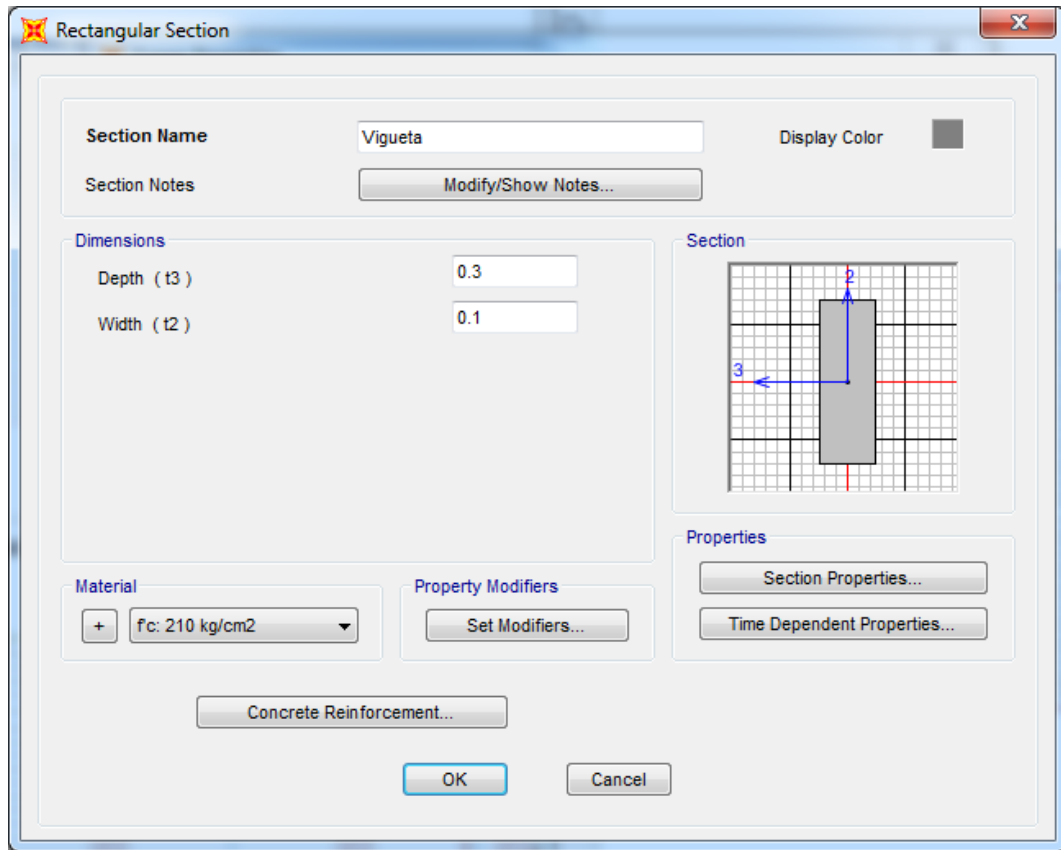


Figura 35. Características de sección modelada de vigueta en sap2000

Fuente: SAP2000, 2014

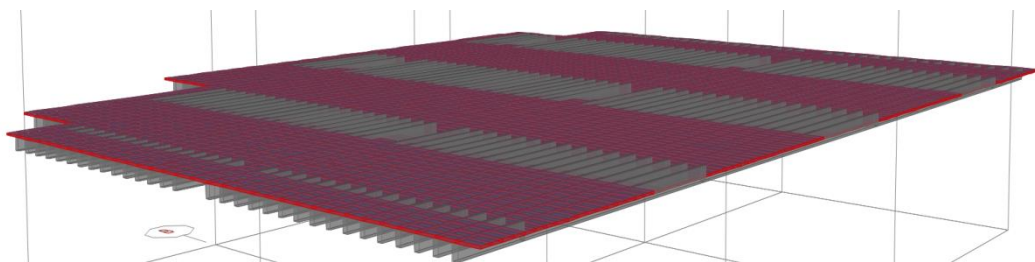


Figura 36. Modelado de vigueta de 30cm y losa maciza de 5cm.

Fuente: SAP2000, 2014

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

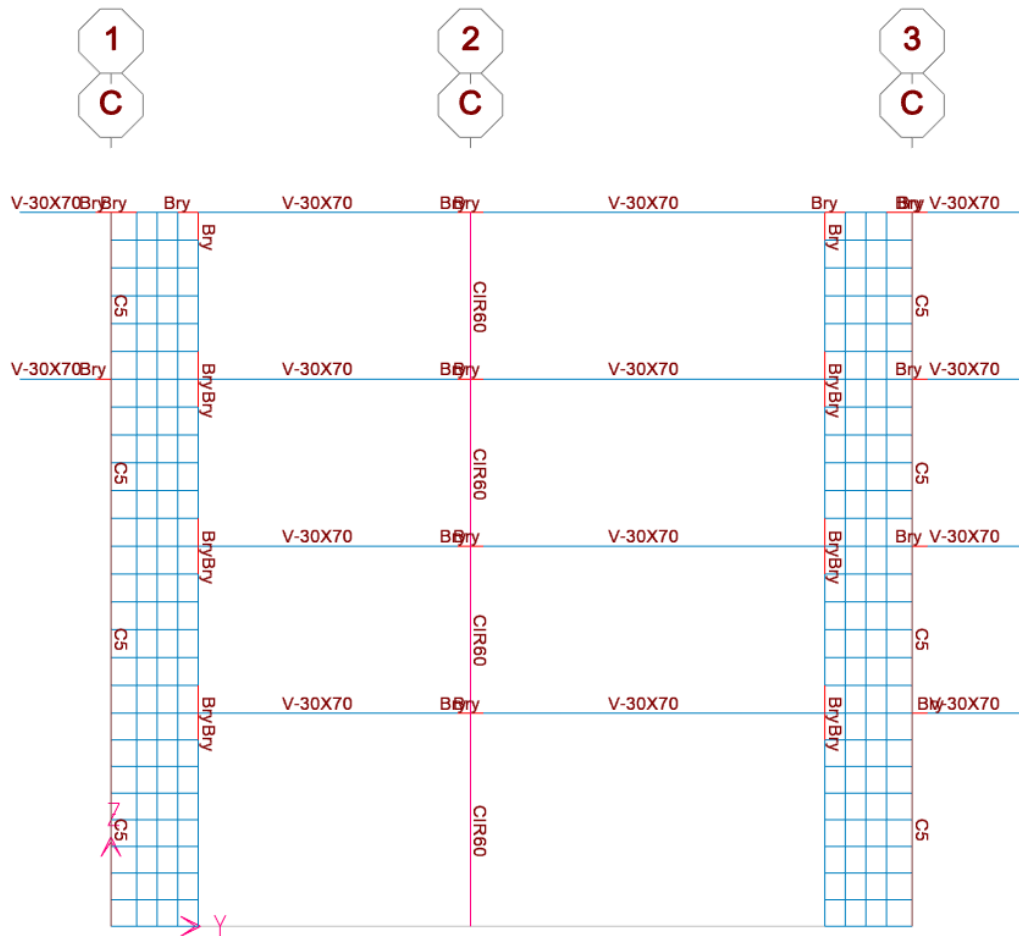


Figura 37. Elevación del eje C muestra la conexión viga con muro de corte

Fuente: SAP2000, 2014

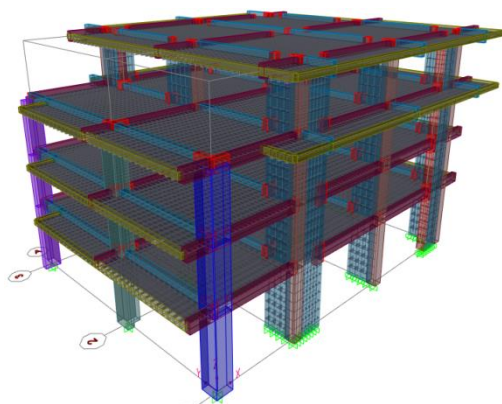


Figura 38. Modelo 3D muestra las conexiones de brazos rígidos

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:

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

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

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

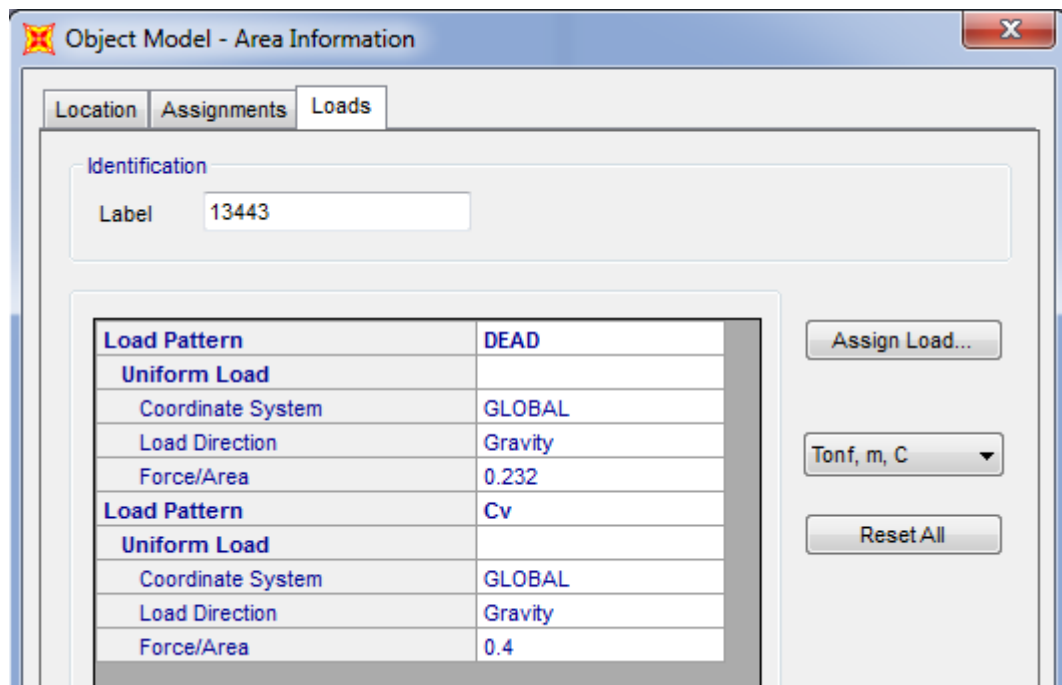


Figura 39. Asignación de cargas a los elementos tipo Shell 1° -3° nivel

Fuente: SAP2000, 2014



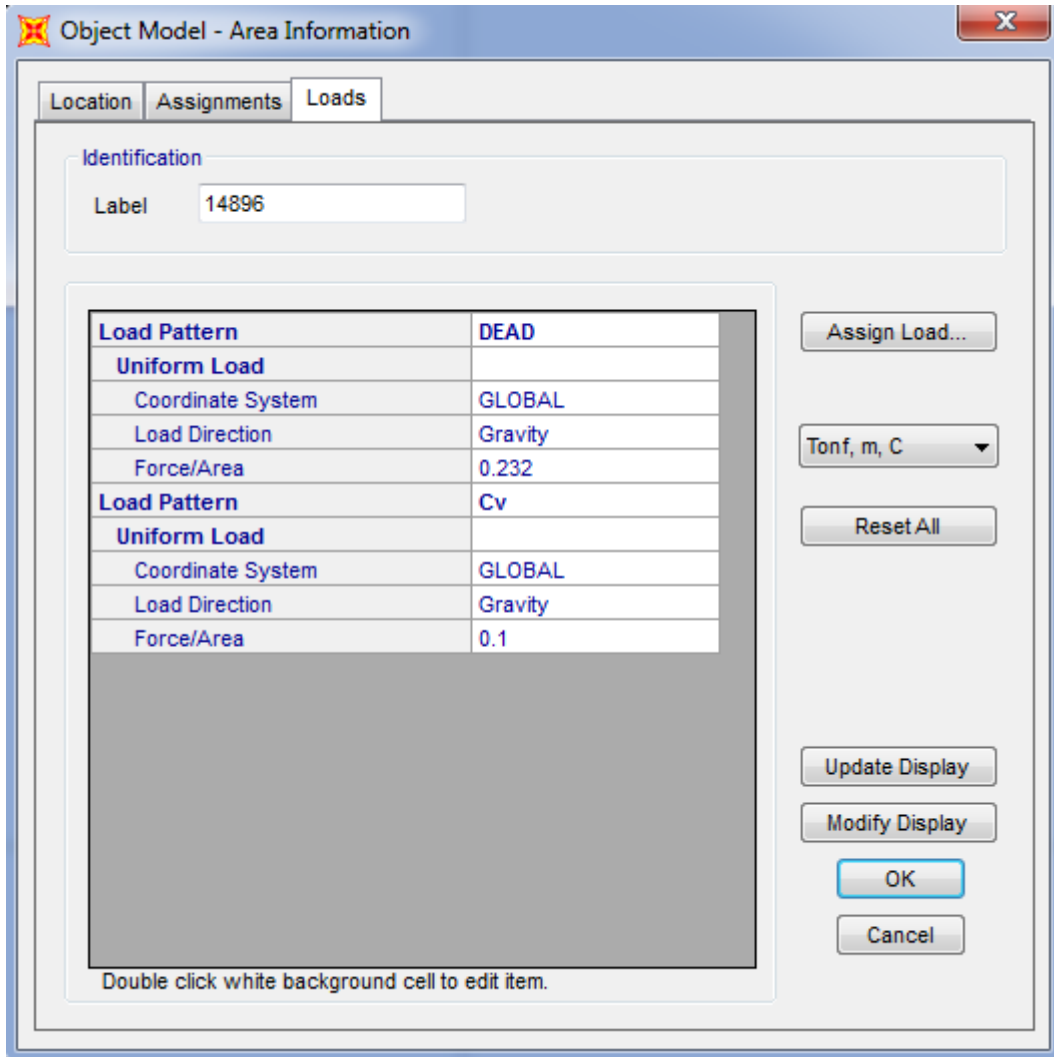


Figura 40. Asignación de cargas a los elementos tipo Shell 4° nivel

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)

S<sub>2</sub> : suelo intermedios

S : 1,05

T<sub>p</sub> : 0,6

T<sub>L</sub> : 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<sub>T</sub>=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.

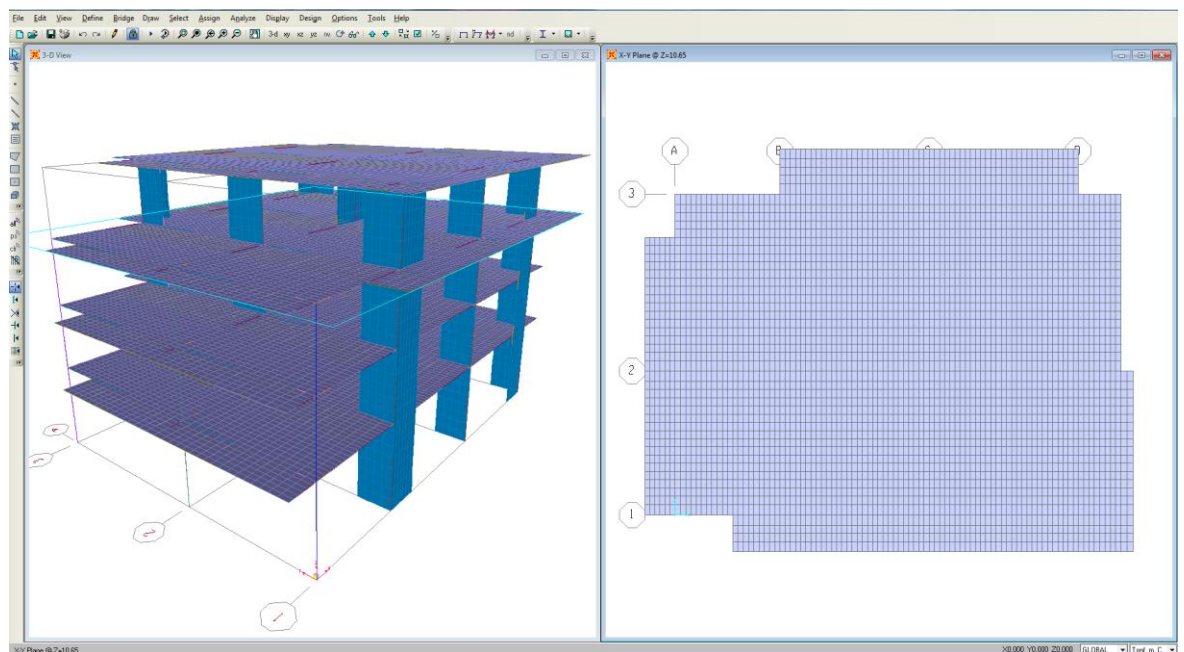


Figura 41. Modelo matemático empleado sap2000

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:

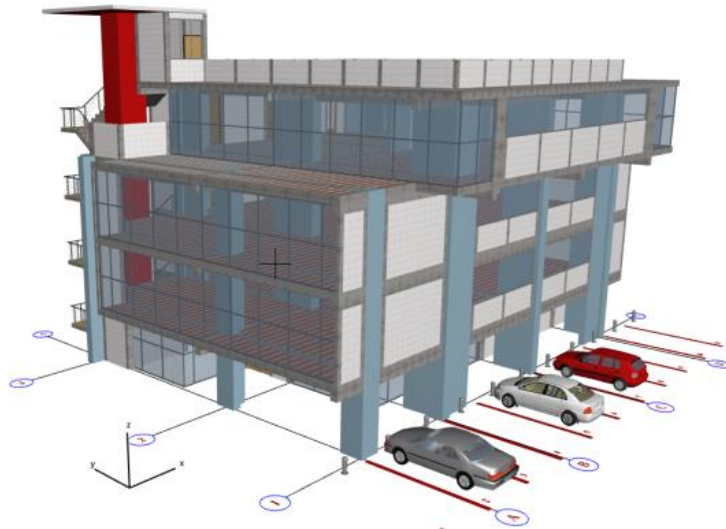
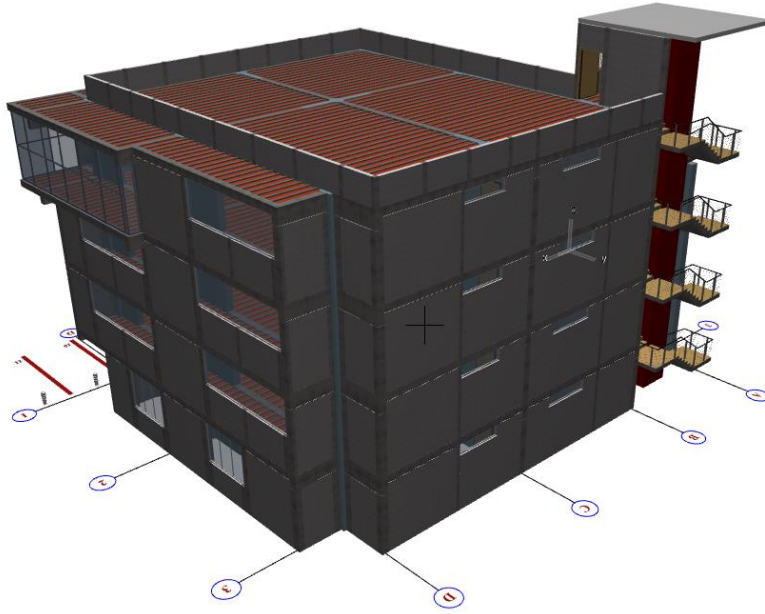


Figura 42. Vista de tabiques eje I



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.

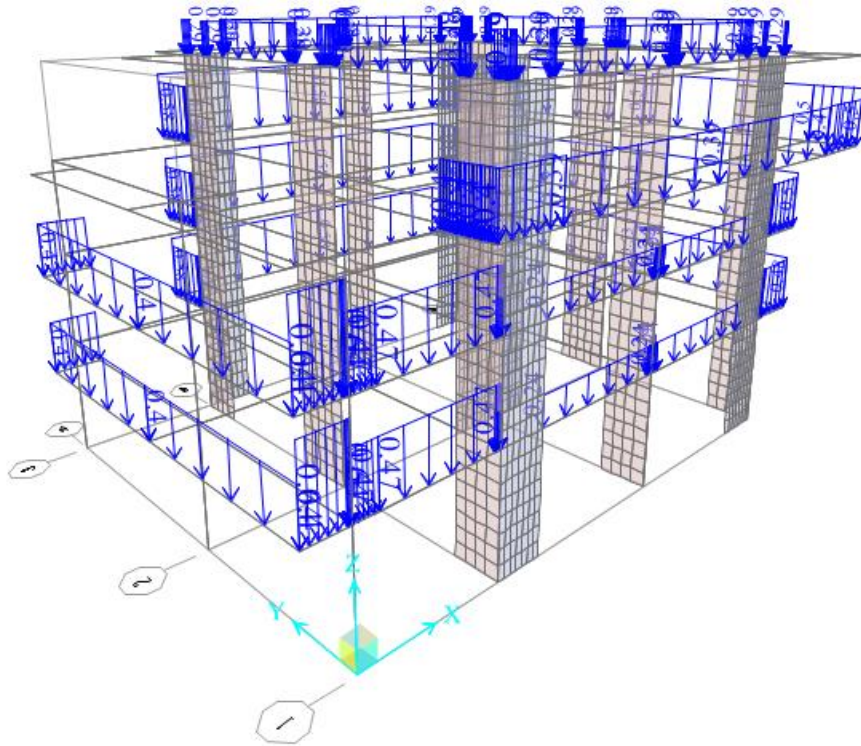


Figura 45. Asignación de carga muerta al modelo matemático empleado

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         |

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  $9,80665 \text{ m/s}^2$

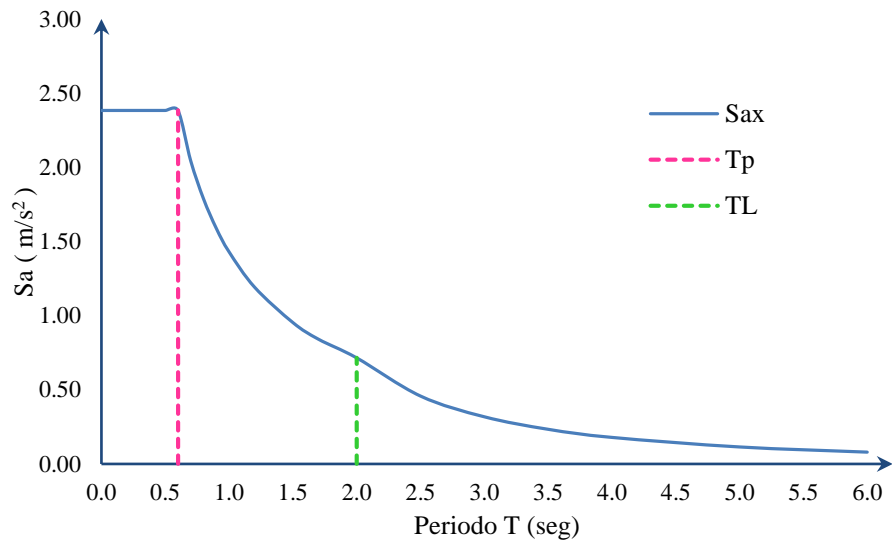


Figura 48. Espectro de aceleraciones para la dirección X-X

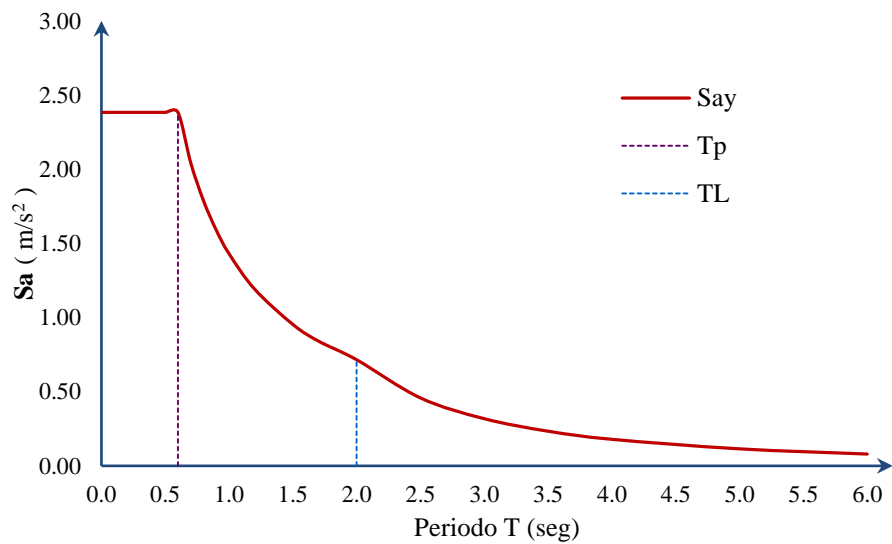


Figura 49. Espectro de aceleraciones para la dirección Y-Y

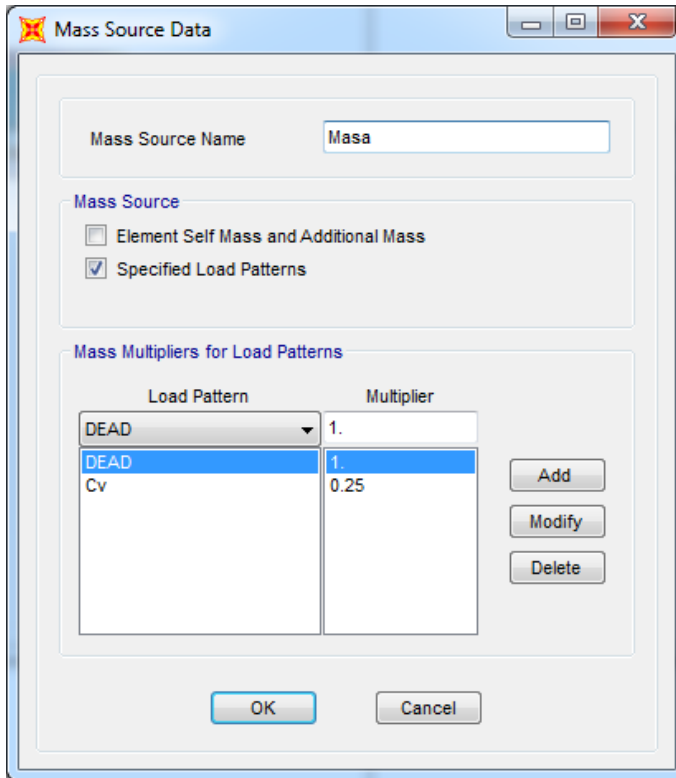


Figura 50. Definición de la fuente de masa para el análisis

Fuente: SAP2000,2014

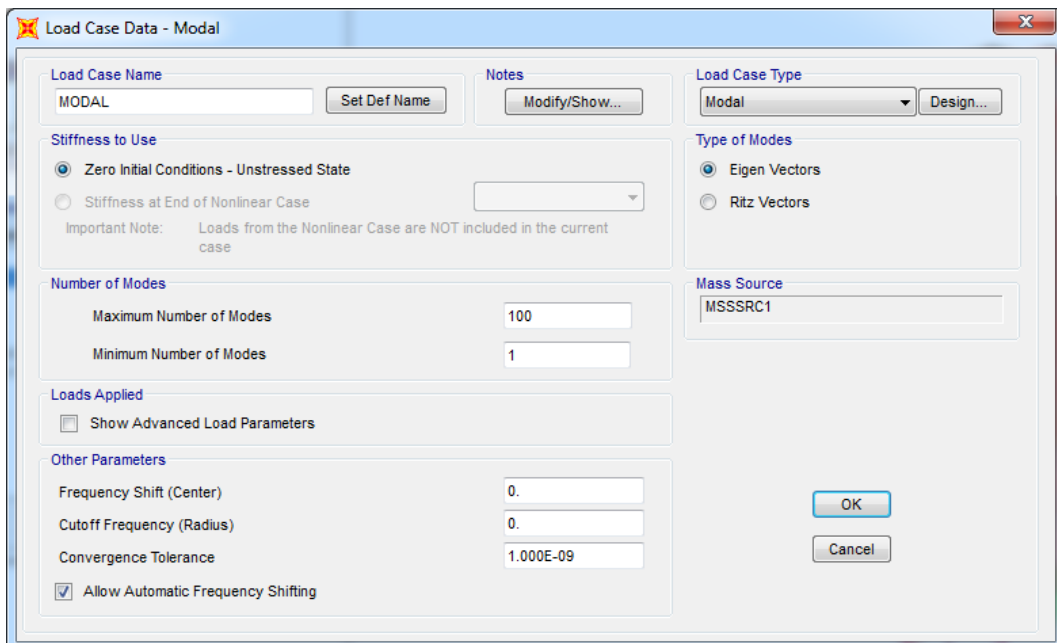


Figura 51. Definición del número de modos para el análisis modal

Fuente: SAP2000,2014

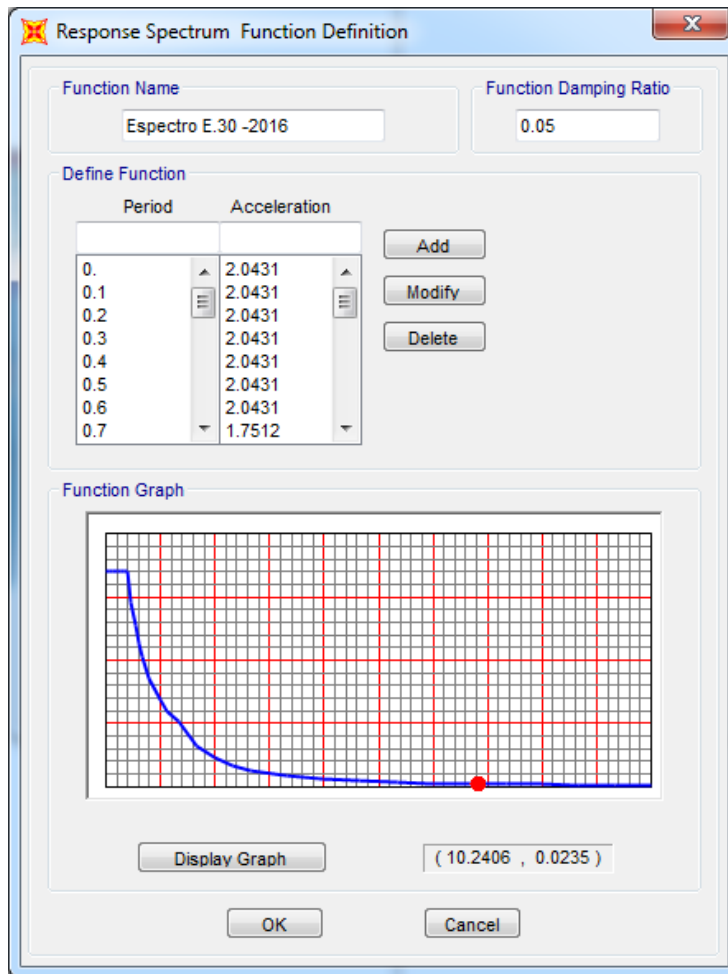


Figura 52. Definición del espectro en sap2000

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*

| <b>Tx</b> | <b>Ceval</b> | <b>Sax</b> | <b>Ty</b> | <b>Ceval</b> | <b>Say</b> |
|-----------|--------------|------------|-----------|--------------|------------|
| 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

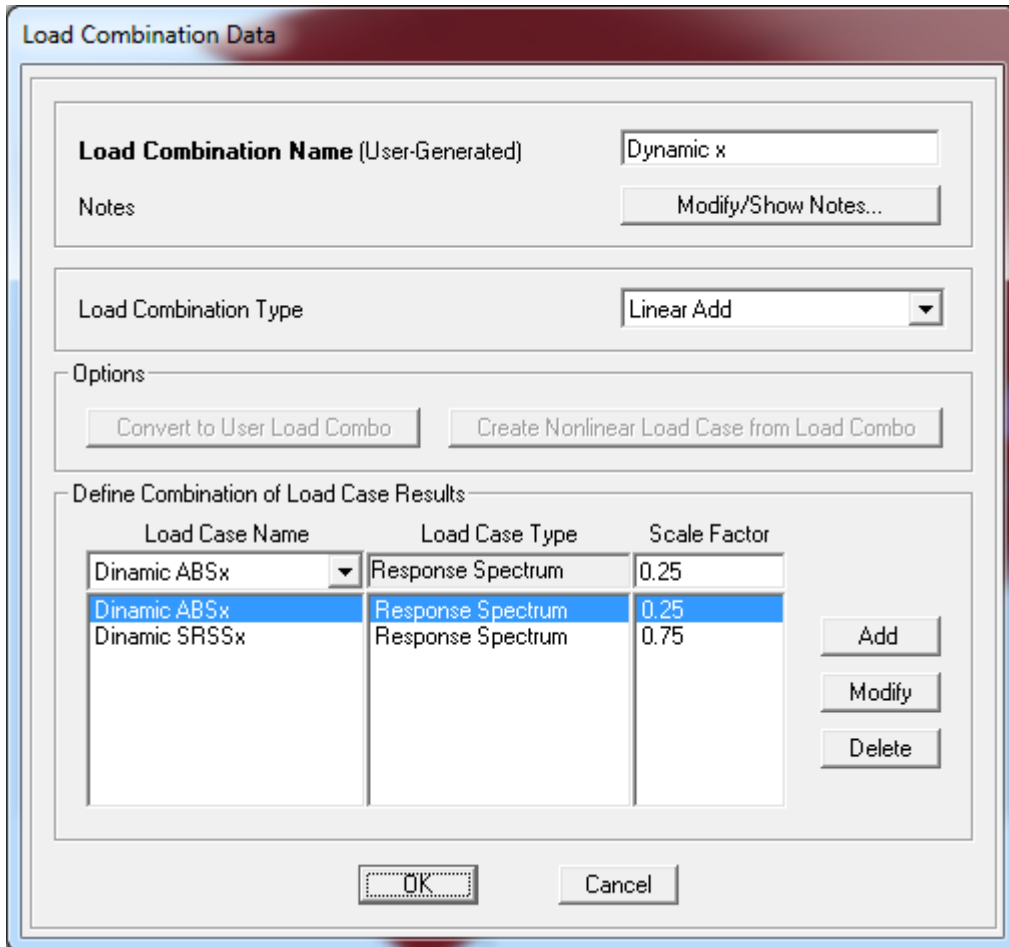


Figura 53. Respuesta máxima para la dirección X principal

Fuente: SAP2000,2014

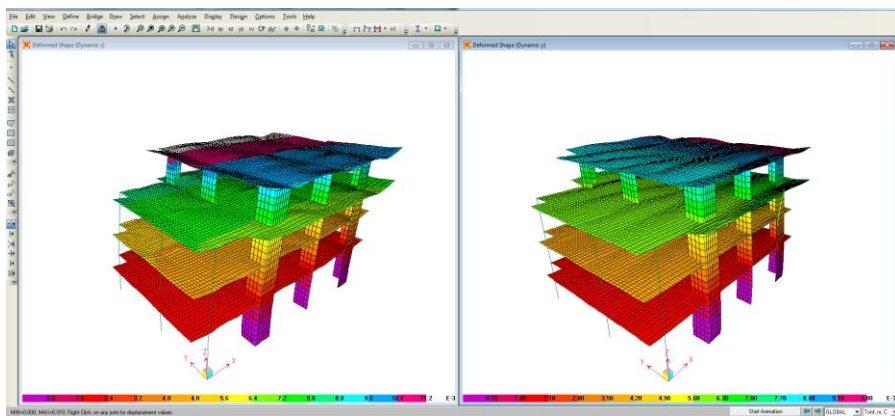


Figura 54. Respuesta máxima para las direcciones X, Y

Fuente: SAP2000,2014

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

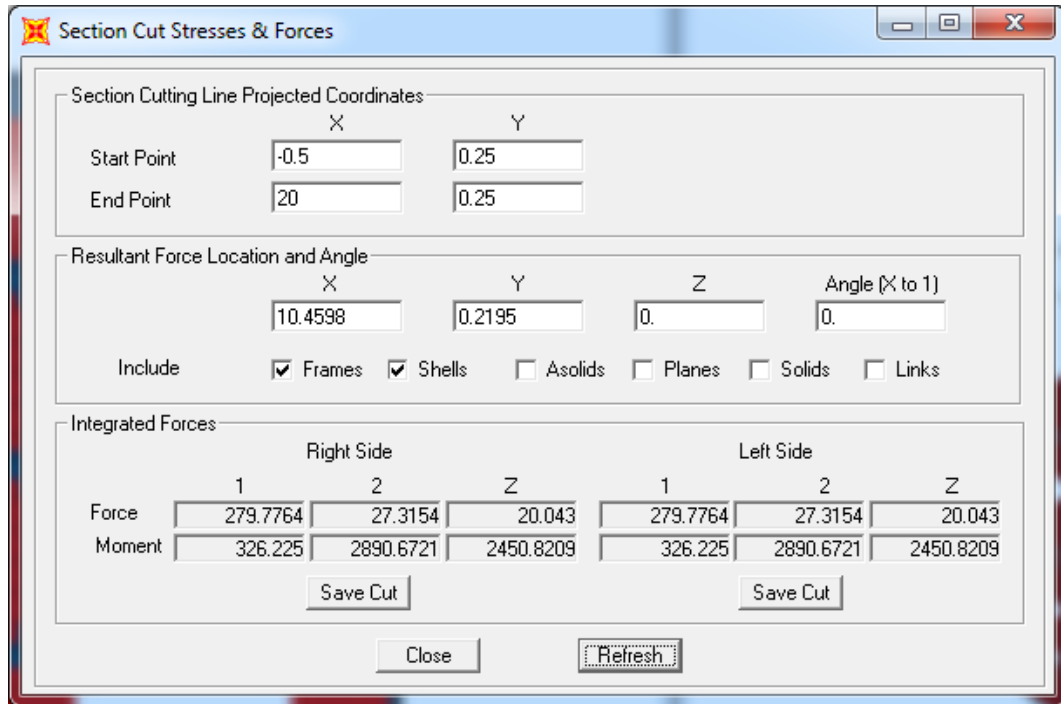


Figura 55. Fuerza basal dinámica en la dirección X=279,7764 toneladas

Fuente: SAP2000, 2014

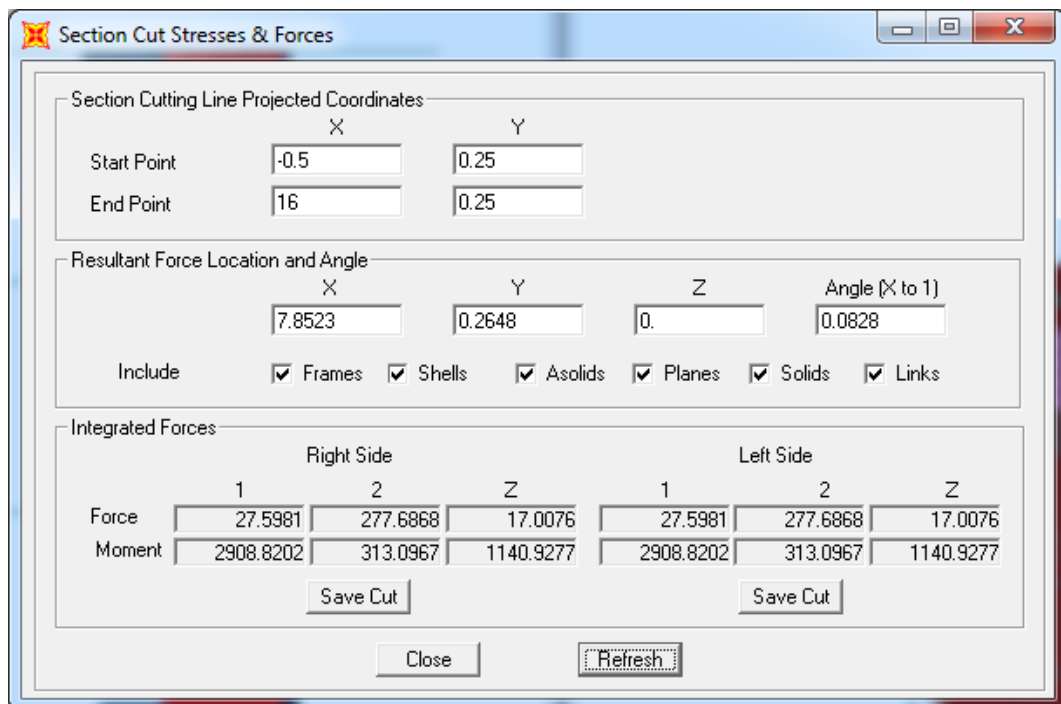


Figura 56. Fuerza basal dinámica en la dirección Y=277,6868 toneladas

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



Rx 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<sub>i</sub> de diseño-Y

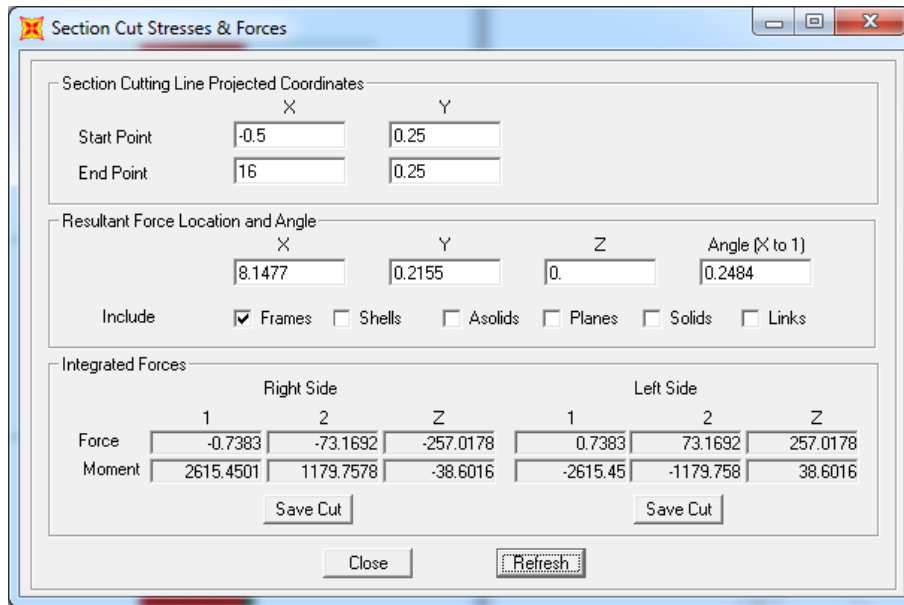


Figura 59. Cortante Vcol-y=73,1692 ton, % V =20,7 %

Fuente: SAP2000, 2014

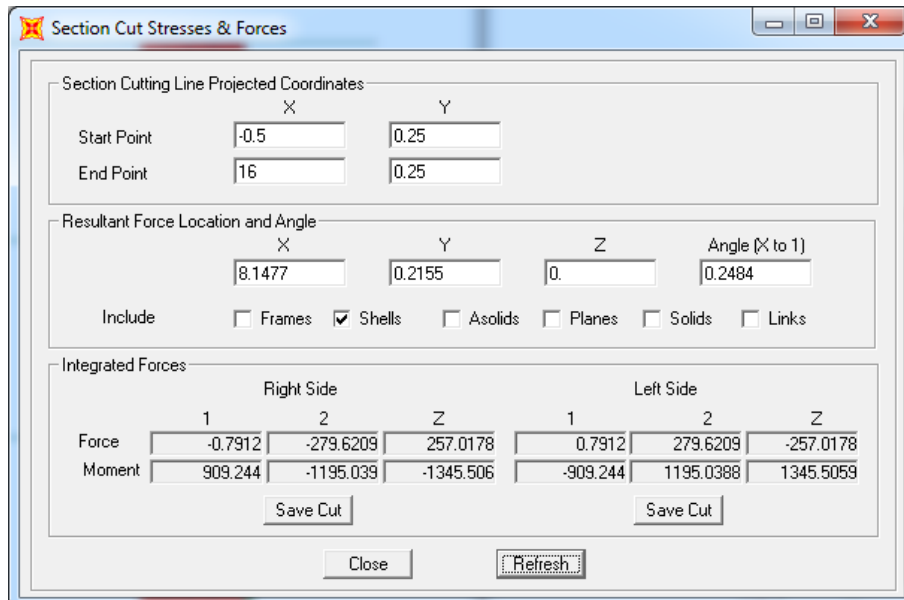


Figura 60. Cortante Vmuros-y=279,6209 ton, % V =79,3 %

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.

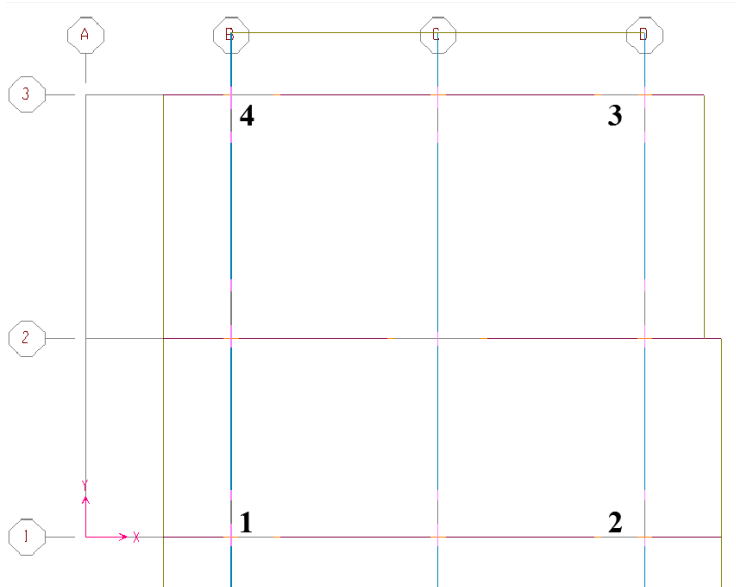


Figura 62. Extremos de losa considerados para cálculo de derivas

**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+.*

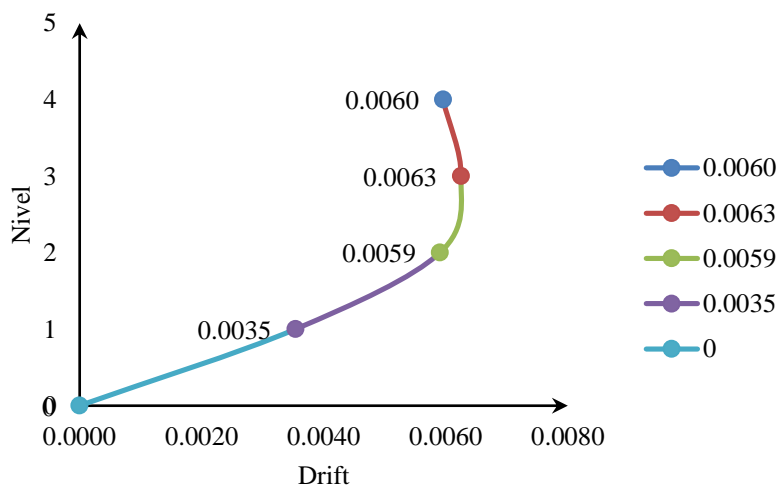
| Nivel | Deriva x-1 | Deriva x-2 | Deriva x-3 | Deriva x-4 | Distorsión de entrepiso | Cumple |
|-------|------------|------------|------------|------------|-------------------------|--------|
| 4     | 0,0055     | 0,0055     | 0,0065     | 0,0065     | 0,0060                  | si     |
| 3     | 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*

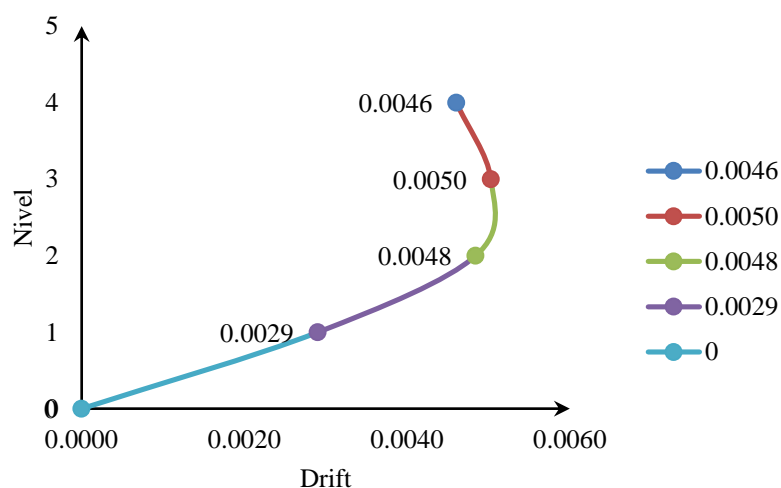


Figura 64. Deriva de entrepiso dirección Y-Y

**Tabla 21**

Fuerza cortante por nivel X+, Y+.

| LoadPat  | Diaphragm | VX<br>Ton | VY<br>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<br>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] | $\Delta x$ [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] | $\Delta y$ [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.

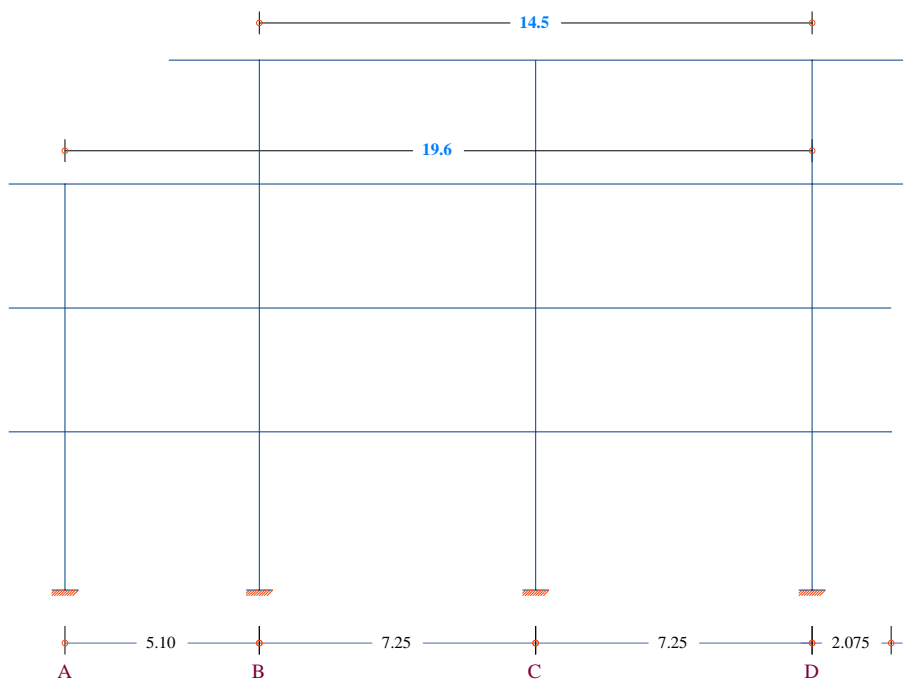


Figura 65. Elevación pórtico C

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 des alineamiento 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 ( $\Delta_{CM}$ ). 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 ( $\Delta_{CM}$ ), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga ( $\Delta_{CM}$ ).

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

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

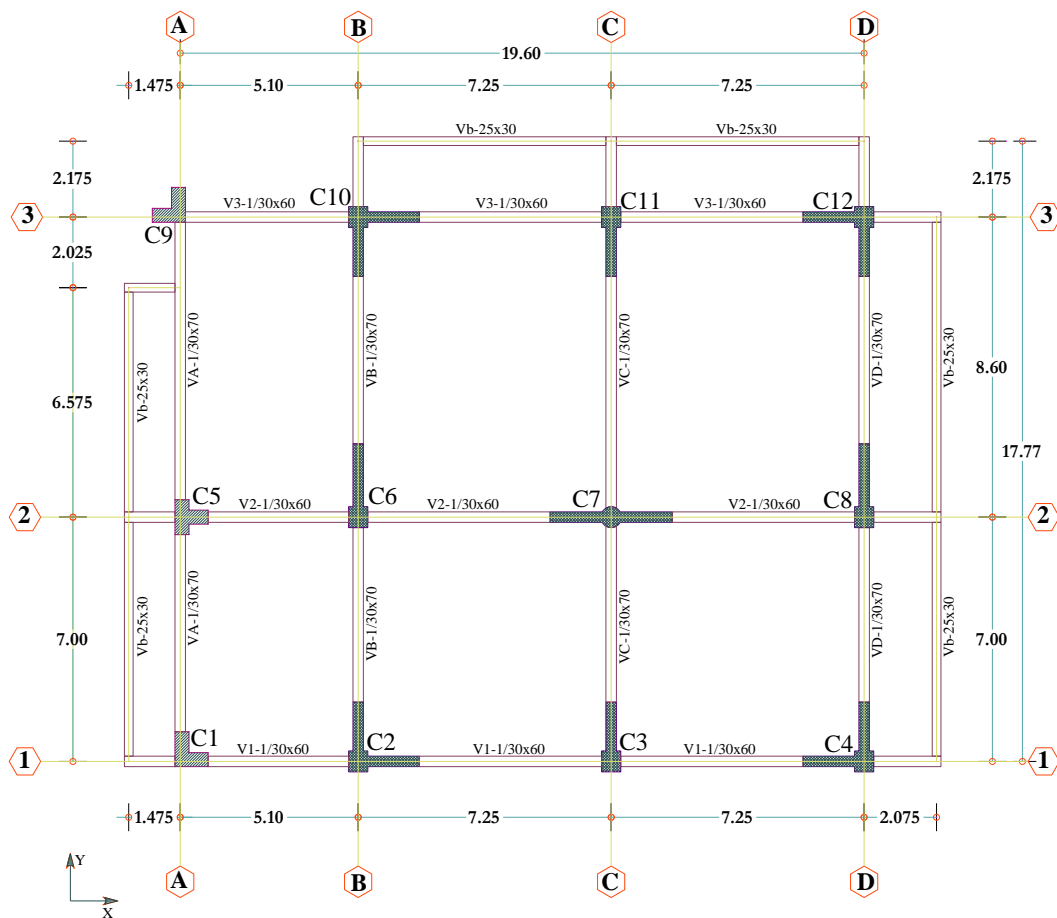


Figura 66. Voladizos más sobresalientes, planta primer y segundo nivel



#### **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.*

| <b>Z</b> | <b>U</b> | <b>S</b> | <b>Cx</b> | <b>Cy</b> | <b>Rx</b> | <b>Ry</b> | <b>T<sub>p</sub></b> | <b>T<sub>L</sub></b> |
|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|----------------------|----------------------|
| 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.*

| <b>Z</b> | <b>U</b> | <b>S</b> | <b>R<sub>x</sub></b> | <b>R<sub>y</sub></b> | <b>T<sub>p</sub></b> | <b>T<sub>L</sub></b> | <b>g</b> |
|----------|----------|----------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------|
| 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*

| <b>Elemento</b> | <b>Niveles de agrietamiento</b> |            |            |            |
|-----------------|---------------------------------|------------|------------|------------|
|                 | <b>N-1</b>                      | <b>N-2</b> | <b>N-3</b> | <b>N-4</b> |
| 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

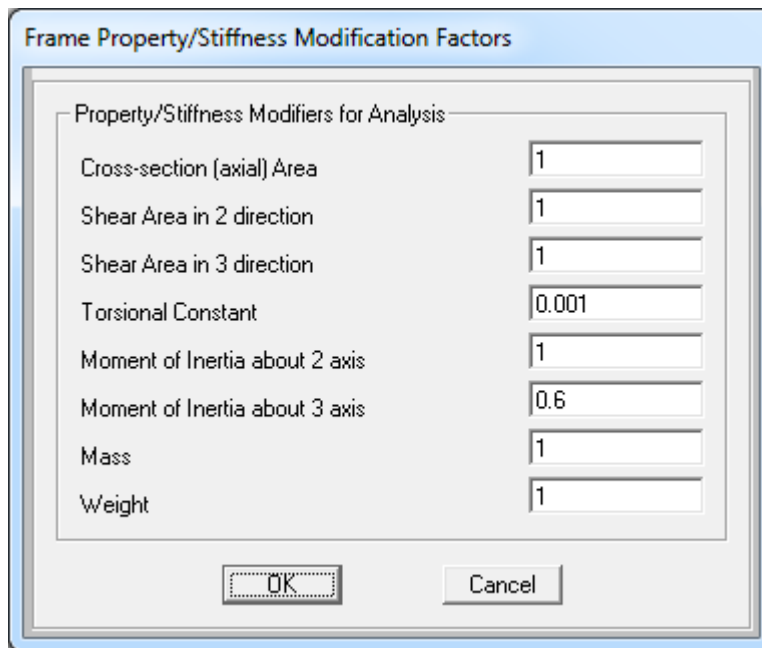


Figura 67. Factor de reducción de rigidez para vigas

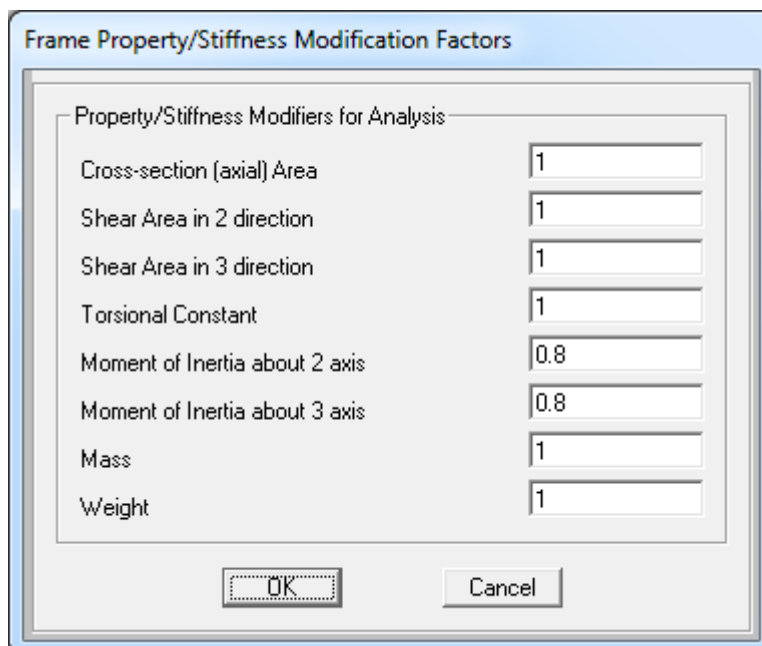


Figura 68. Factor de reducción de rigidez para columnas

Fuente: SAP2000, 2014

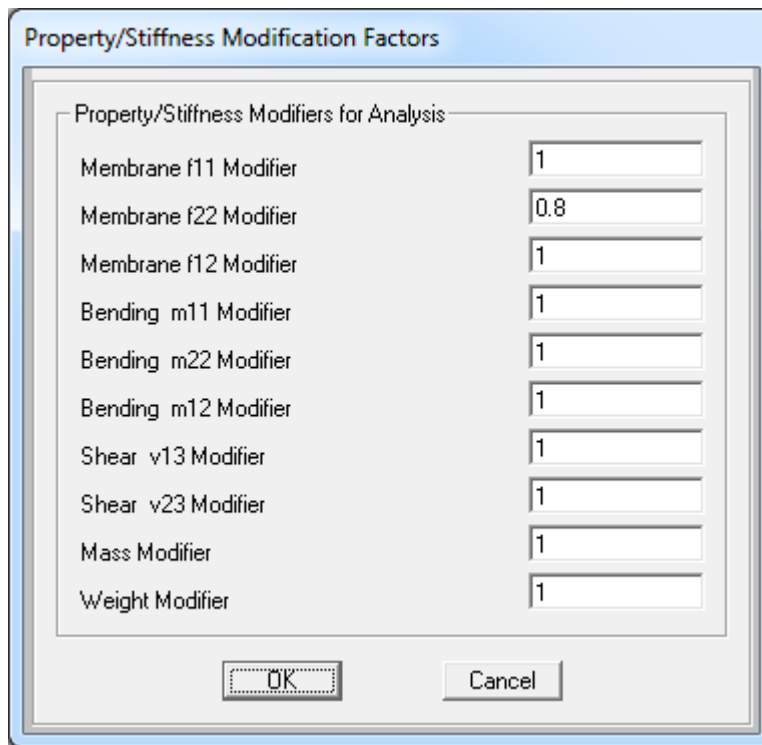


Figura 69. Factores de reducción de rigidez para muros

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:

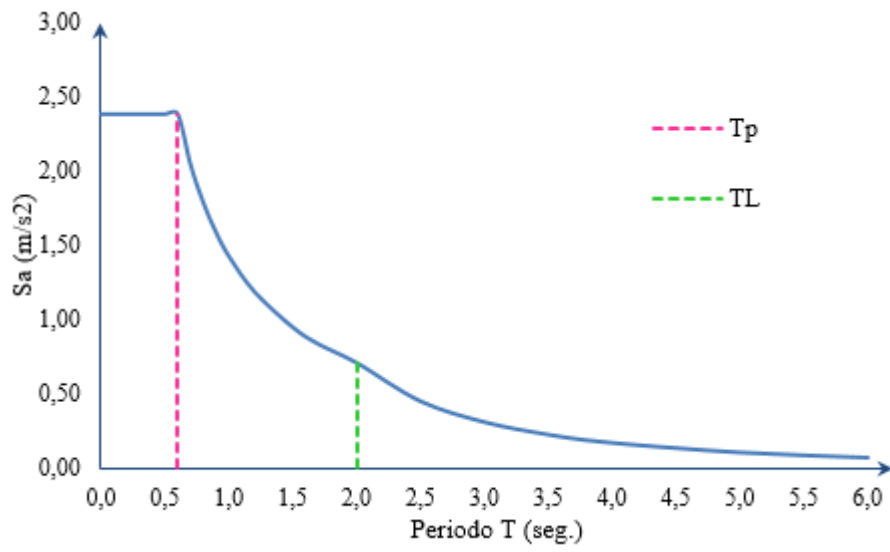


Figura 70. Espectro de aceleraciones para las Dir. X, Y empleado

**Tabla 29***Valores aceleración ingresados en SAP2000*

| <b>Tx</b> | <b>Ceval</b> | <b>Sa</b> | <b>Ty</b> | <b>Ceval</b> | <b>Sa</b> |
|-----------|--------------|-----------|-----------|--------------|-----------|
| 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<br>Unitless | Period<br>Sec | Frequency<br>Cyc/sec | CircFreq<br>rad/sec | Eigenvalue<br>rad <sup>2</sup> /sec <sup>2</sup> |
|------------|----------|---------------------|---------------|----------------------|---------------------|--|
| 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   |

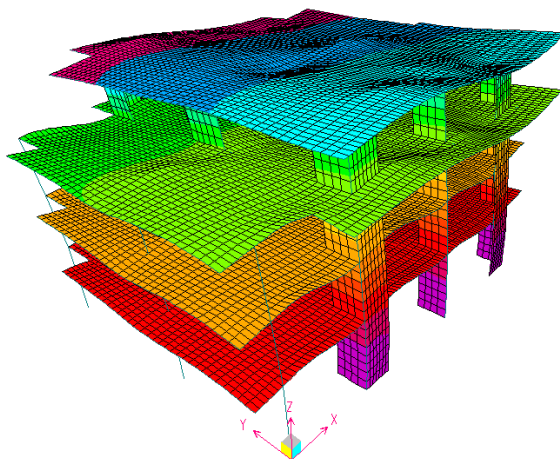
Fuente: SAP2000, 2014

**Tabla 31**

*Porcentaje de participación modal de masas.*

| OutputCase | ItemType     | Item<br>Text | Static<br>Percent | Dynamic<br>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

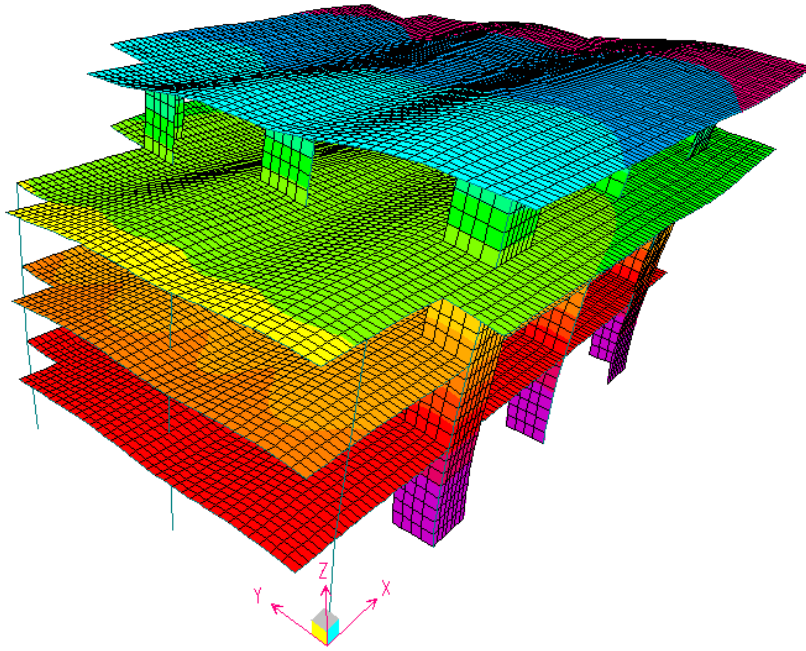


Figura 72. Segundo modo traslacional  $T_y=0,3944$  seg.

Fuente: SAP2000, 2014

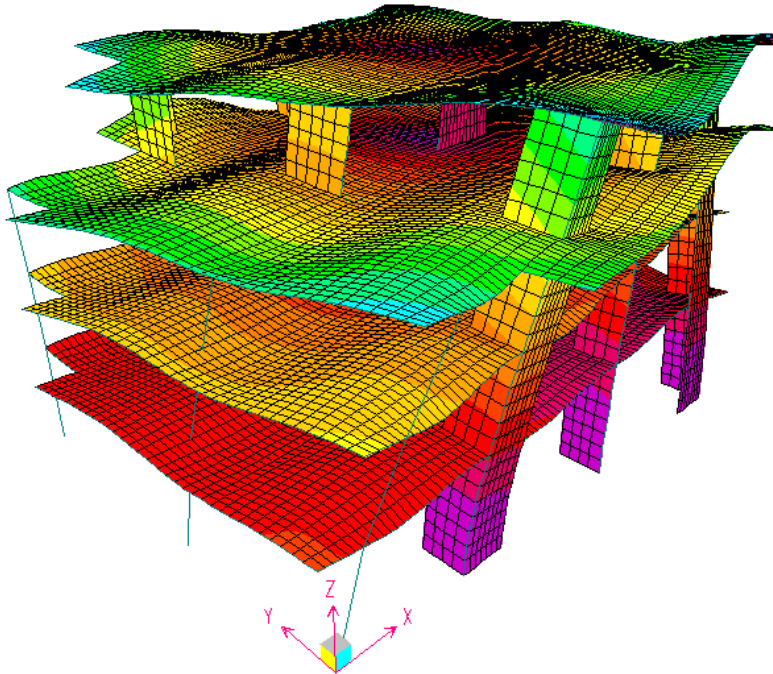


Figura 73. Primer modo torsional  $T_z=0,3506$  seg.

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<br>cm | Desplazamiento<br>relativo | Deriva máx.<br>< 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<br>Nudo 1 | Deriva<br>Nudo 2 | Deriva<br>Nudo 3 | Deriva<br>Nudo 4 | Distorsión<br>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+.*

| <b>Nudo</b> | <b>Nivel</b> | <b>hi-cm</b> | <b>Desplazamiento<br/>cm</b> | <b>Desplazamiento<br/>relativo</b> | <b>Deriva máx.<br/>&lt; 0,007</b> |
|-------------|--------------|--------------|------------------------------|------------------------------------|-----------------------------------|
| 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+.*

| <b>Ni-<br/>vel</b> | <b>Deriva<br/>Nudo 1</b> | <b>Deriva<br/>Nudo 2</b> | <b>Deriva<br/>Nudo 3</b> | <b>Deriva<br/>Nudo 4</b> | <b>Distorsión de<br/>entrepiso</b> | <b>Cumple</b> |
|--------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|------------------------------------|---------------|
| 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

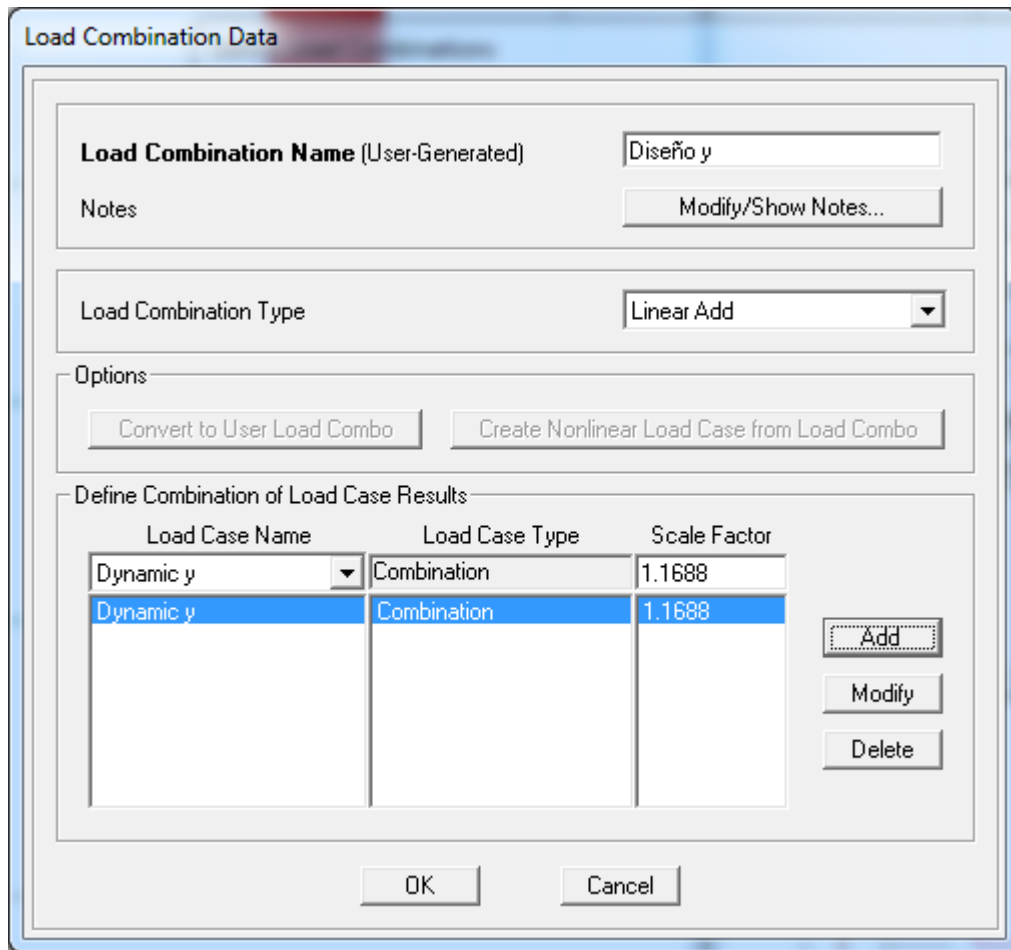


Figura 77. Amplificación del análisis dinámico para el diseño Y+

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:

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

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

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

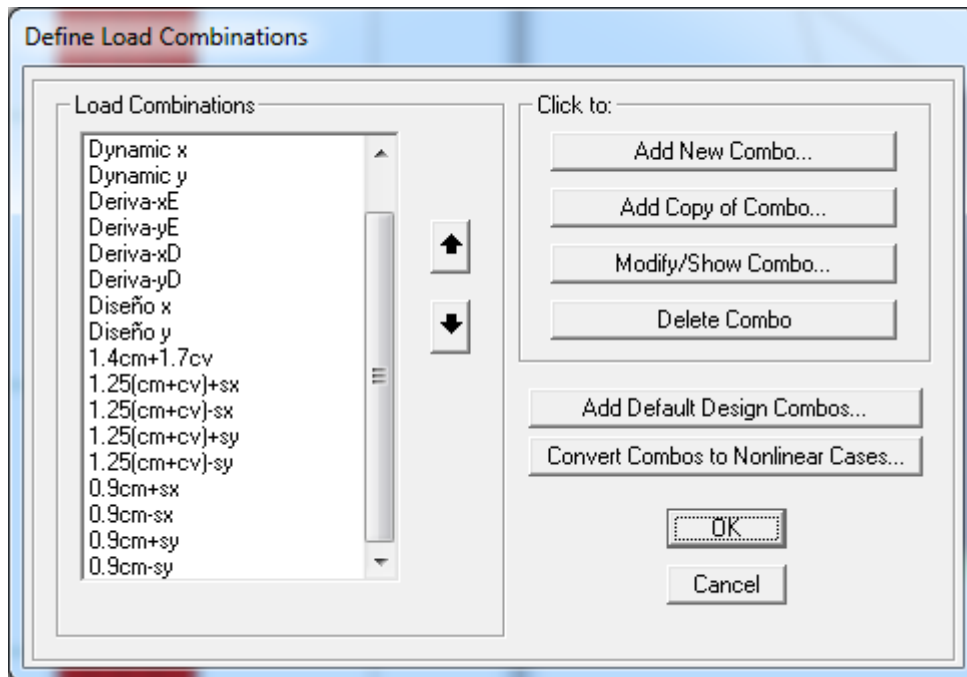


Figura 78. Combinaciones de carga empleados en el sap2000

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.

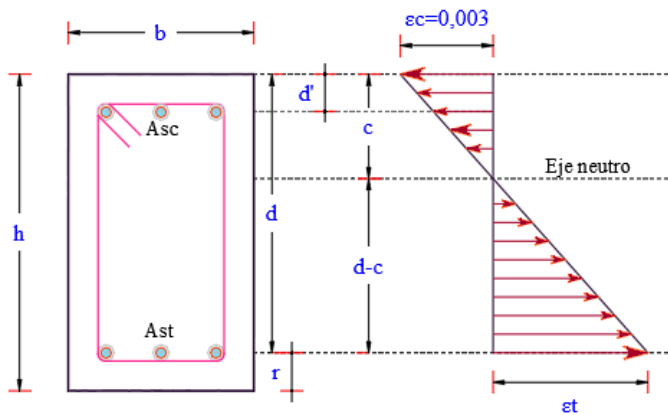


Figura 79. Diagrama de deformaciones

Fuente: ACI318S-14, 2014

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

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

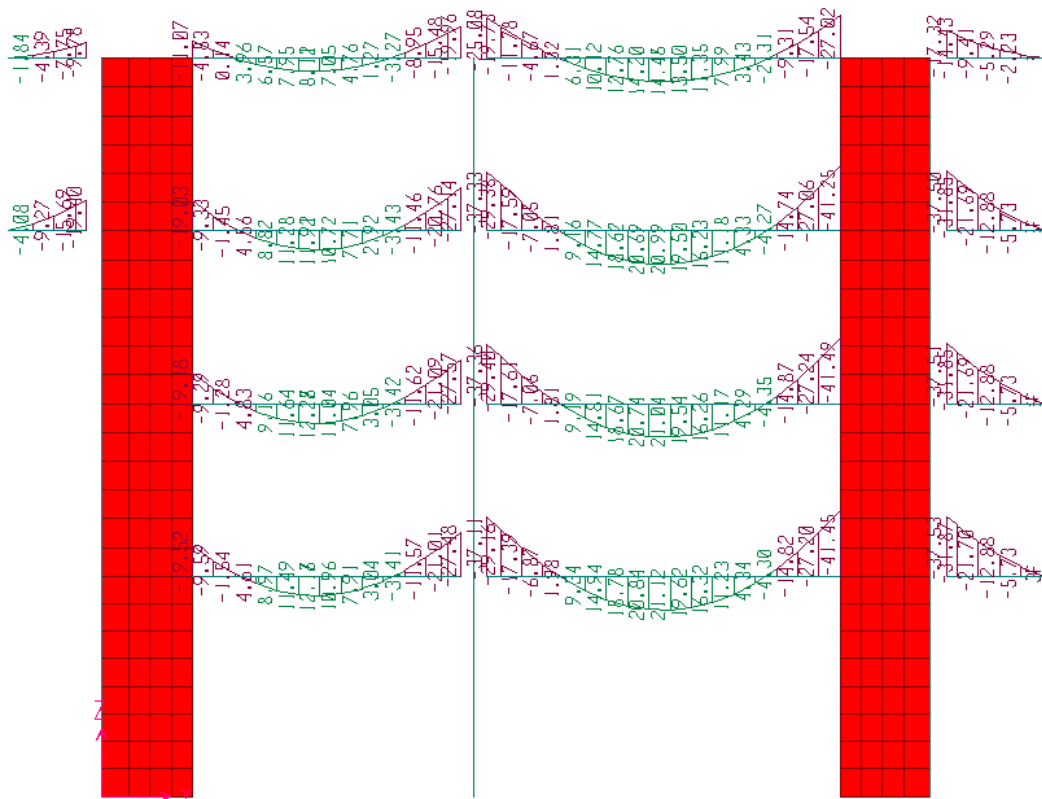


Figura 80. Pórtico C, diagrama de momentos flectores: 1,4cm+1,7cv

Fuente: SAP2000, 2014



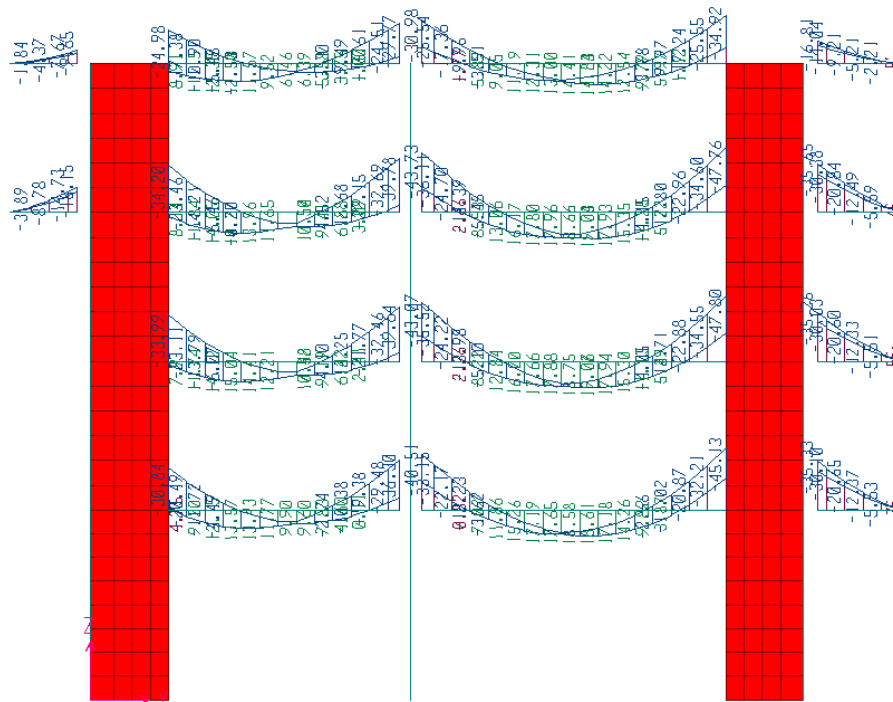


Figura 81. Pórtico C, momentos flectores: 1,25 (cm + cv) ± sismo Y

Fuente: SAP2000, 2014

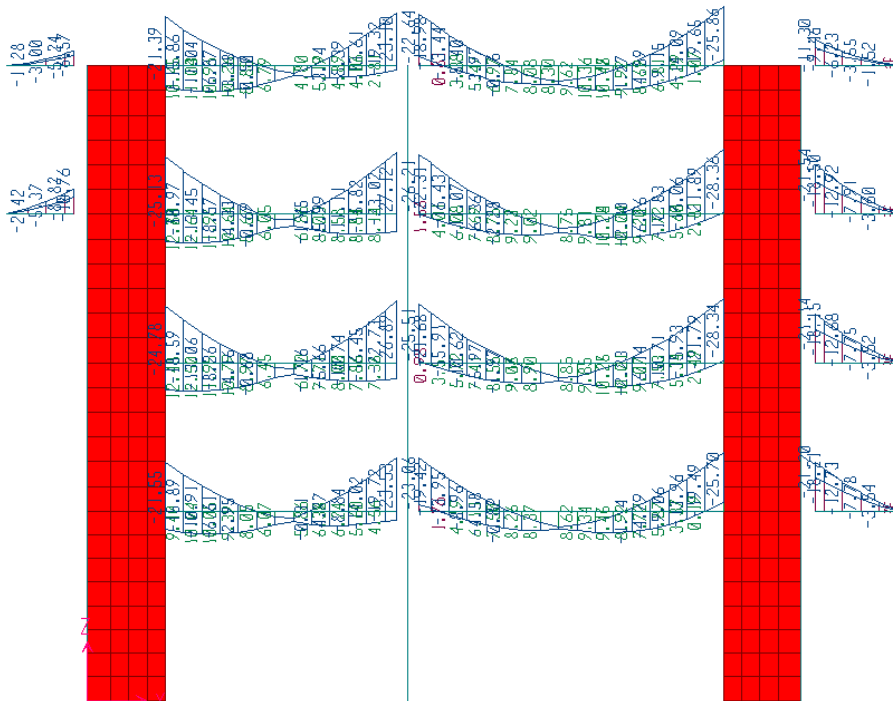


Figura 82. Pórtico C, diagrama de momentos flectores: 0,9cm ± sismo Y

Fuente: SAP2000, 2014

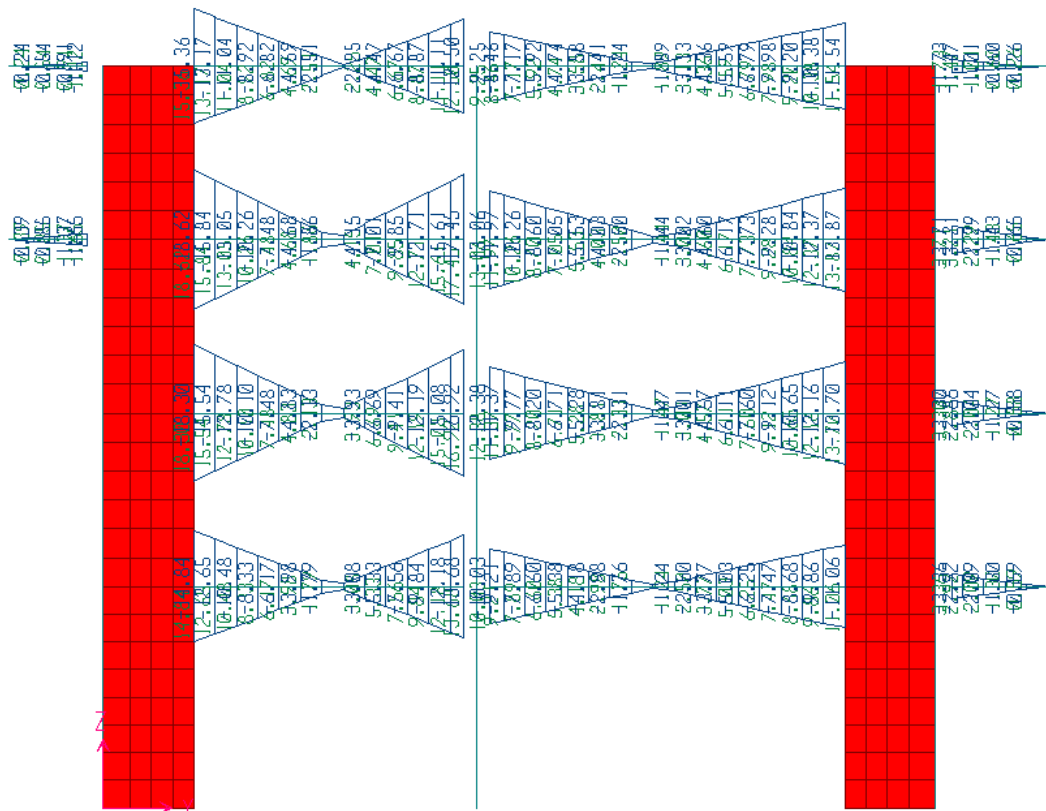


Figura 83. Pórtico C, diagrama de momentos flectores: sismo Y ±

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:

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

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

$b: 30 \text{ cm}$

$d: 64 \text{ cm}$

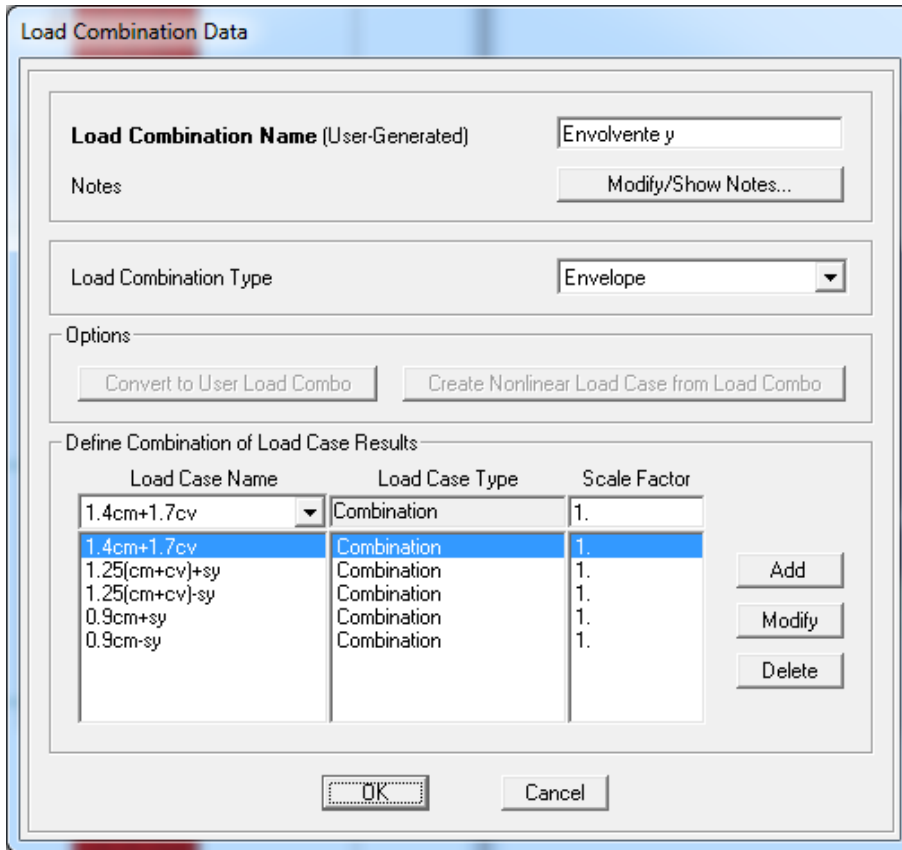


Figura 84. Envoltente de diseño en sap2000, para sismo Y+

Fuente: SAP2000, 2014

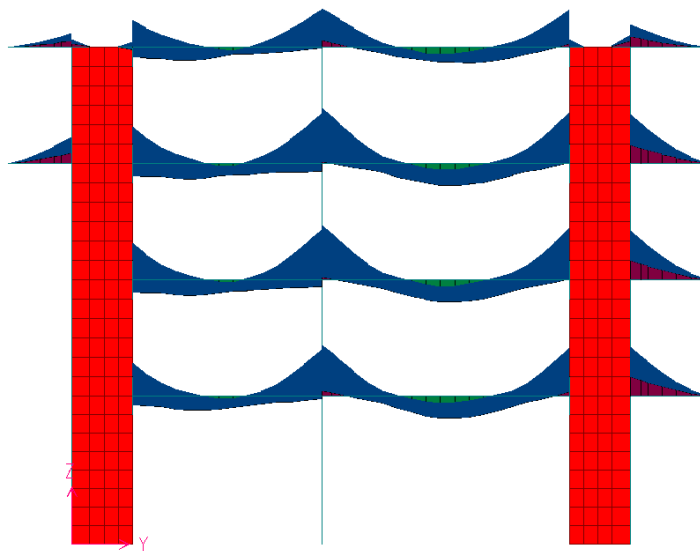


Figura 85. Envoltente de diseño para sismo Y+

Fuente: SAP2000, 2014

**Tabla 37***Factores de redistribución FR %*

| <b>Apoyo</b>      |            | <b>A</b>       |                  | <b>B</b>       |                  | <b>C</b> |  |
|-------------------|------------|----------------|------------------|----------------|------------------|----------|--|
|                   |            | <b>Derecho</b> | <b>Izquierdo</b> | <b>Derecho</b> | <b>Izquierdo</b> |          |  |
| 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<br>A | CD<br>A righth face | tramo1<br>Mid-span A-B | CI<br>B left face | EI<br>B left center | ED<br>B righth center | CD<br>B righth face | tramo2<br>Mid-span B-C | CI<br>C left face | ED j<br>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    |
| <b>Ma, Mb</b> | -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<br>A | CD<br>A righth face | tramo1<br>Mid-span A-B | CI<br>B left face | EI<br>B left center | ED<br>B righth center | CD<br>B righth face | tramo2<br>Mid-span B-C | CI<br>C left face | ED j<br>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<br>A | CD<br>A righth face | tramo1<br>Mid-span A-B | CI<br>B left face | EI<br>B left center | ED<br>B righth center | CD<br>B righth face | tramo2<br>Mid-span B-C | CI<br>C left face | ED j<br>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<br>% | COMBO 1 |       | COMBO 2 |       | COMBO 3 |       | COMBO 4 |       | COMBO 5 |       |
|-----------------|---------|---------|-------|---------|-------|---------|-------|---------|-------|---------|-------|
|                 |         | Mu      | Madj  | Mu      | Madj  | Mu      | Madj  | Mu      | Madj  | 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     |



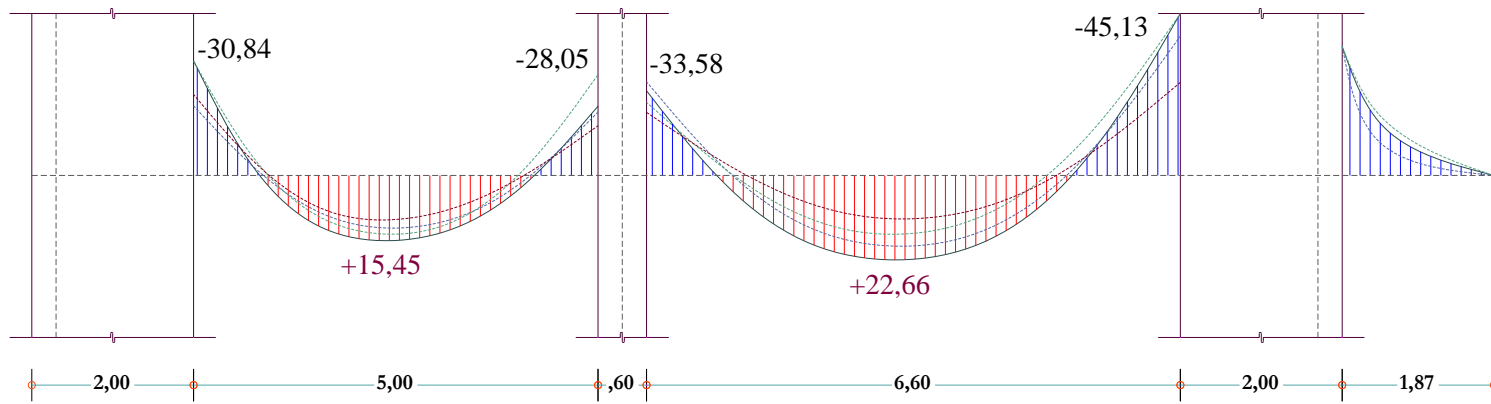


Figura 86 Diagrama de momentos redistribuido para diseño

#### 4.4.10.2 Diseño por flexión

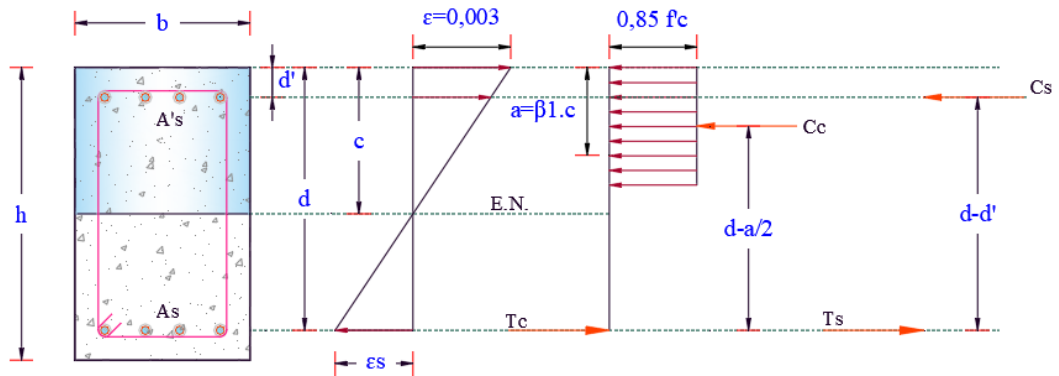


Figura 87. Diagrama de esfuerzos y deformaciones

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/cm<sup>2</sup> ]

f<sub>c</sub> :      0,210      f<sub>y</sub> : 4,200      E<sub>s</sub> : 2000      φ : 0,9      β<sub>1</sub> = 0,85

ε<sub>c,max</sub>:      0,003      ε<sub>s,min</sub>: 0,005

c<sub>max</sub>=      0,375      d = 24,00      cm      a<sub>max</sub> = β<sub>1</sub> · c<sub>max</sub> = 20,40      cm

f'<sub>s</sub>=      4,20      ton/cm<sup>2</sup>      AS superior corrido :      2 ø 3/4"      5,68      cm<sup>2</sup>

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

| Tramo  | Apoyo  | Mi   | Mu<br>ton.m | a<br>cm | Vsr ?<br>Vdr ? | A's<br>cm <sup>2</sup> | As<br>cm <sup>2</sup> | A's<br>cm <sup>2</sup> | As<br>cm <sup>2</sup> |
|--------|--------|------|-------------|---------|----------------|------------------------|-----------------------|------------------------|-----------------------|
| 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                 |                        | 12,6                  |
|        | 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<br>cm <sup>2</sup> | chek  | ratio<br>>1 | Mn<br>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 |

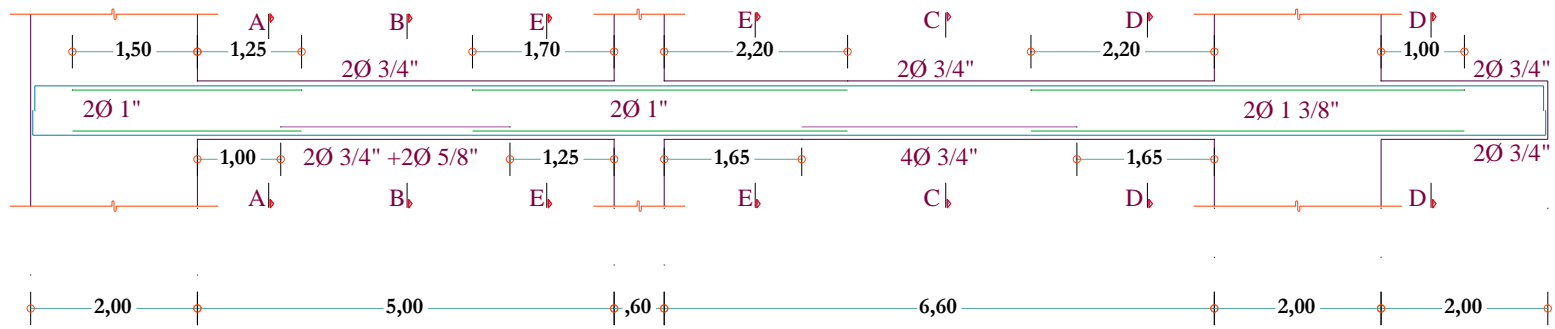


Figura 88. Colocación del refuerzo longitudinal VC-1

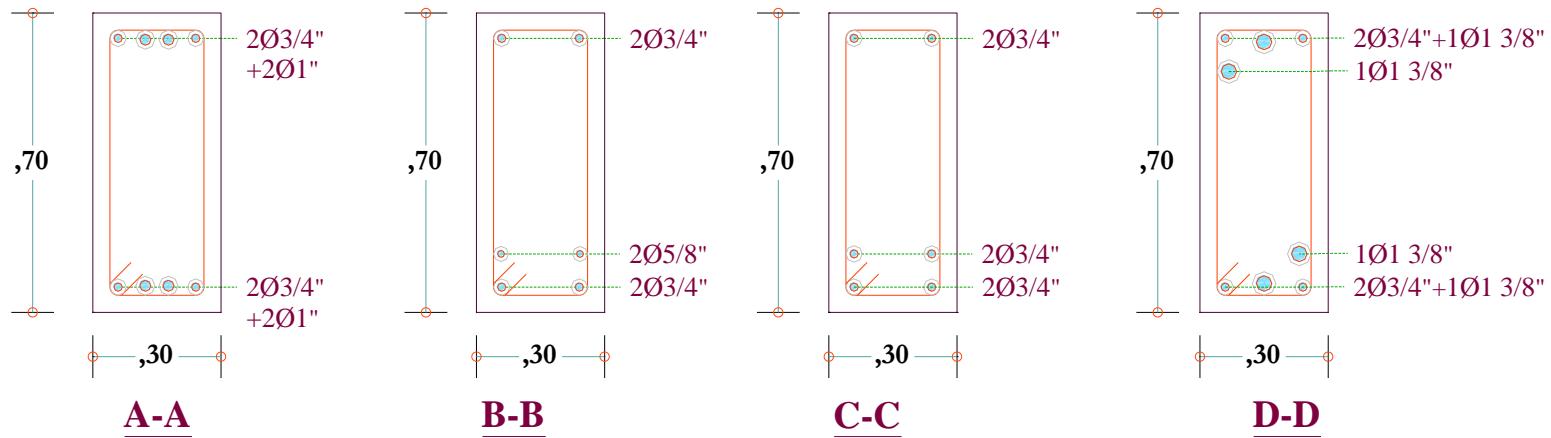


Figura 89. Secciones de diseño, VC-1

#### 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  $\lambda_0=1,4$

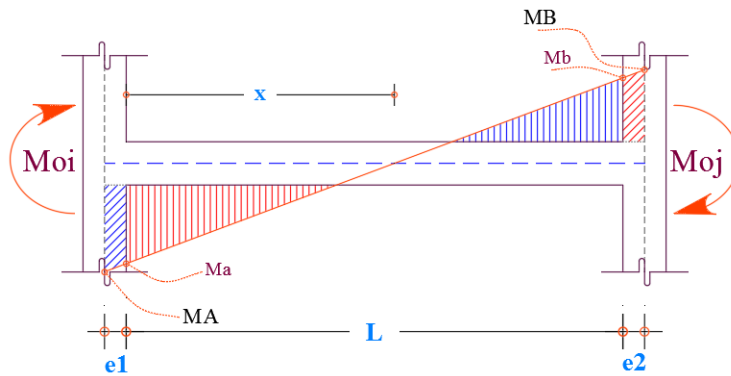


Figura 90. Diagrama de momentos sobre resistentes para sismo Y+

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

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

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

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.

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

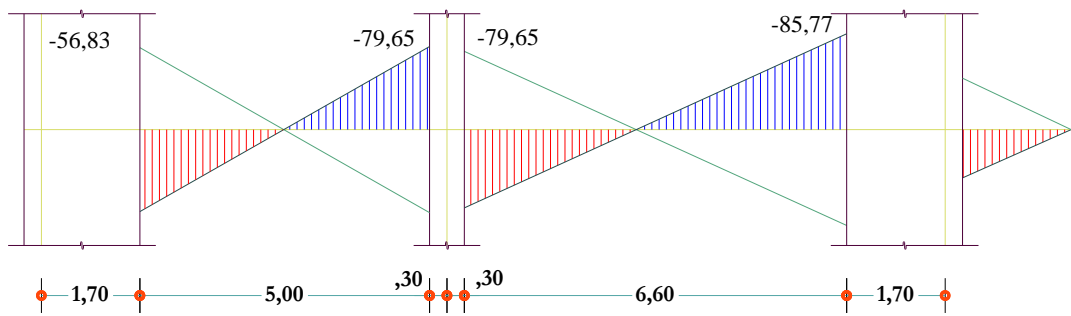


Figura 91. Momento sobre resistentes

**Tabla 45**

*Cálculo de momento sobre resistente en zona de rotula plástica.*

|             | <b>Locación</b> | <b>Mn</b> | <b>Mo:<math>\lambda\phi</math></b> | <b>L</b> | <b>ei</b> | <b>Xo</b> | <b>MoA,B</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.

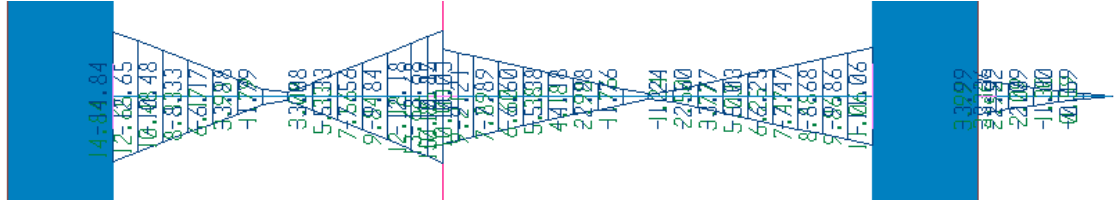


Figura 92. Diagrama de momentos por sismo  $Y_{\pm}$

Fuente: SAP2000, 2014

**Tabla 46**

*Cálculo del factor de sobrerresistencia.*

| Location    |             | MoA,B   | M sismo | $\phi_o$ |
|-------------|-------------|---------|---------|----------|
| 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      |
|             | $\Sigma$    | -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 | $\psi_{o+}$ |
|-------------|-------------|---------|---------|-------------|
| 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   |             |
|             | $\Sigma$    | -301.45 | 51.92   | 5.8         |

#### 4.4.10.6 Diseño de estribos por capacidad

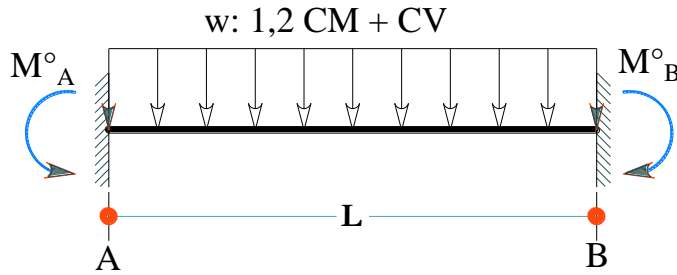


Figura 93. Esquema de cálculo de la fuerza cortante en vigas

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

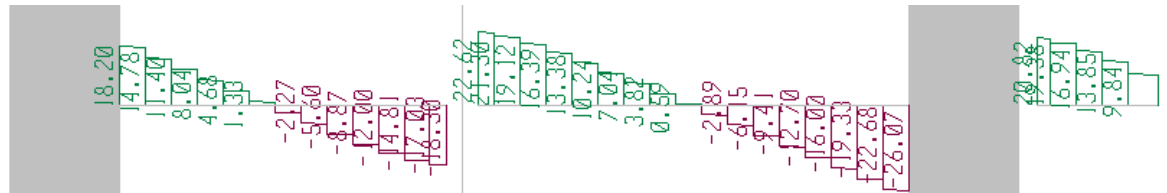


Figura 94. Diagrama de fuerza cortante por cargas de gravedad (1,2cm+cv)

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*

| <b>Tramo</b> | <b>Apoyo</b> | <b>Mi</b> | <b>Mpr<br/>ton.m</b> | <b>R wu<br/>ton</b> | <b>Vui<br/>ton</b> |
|--------------|--------------|-----------|----------------------|---------------------|--------------------|
| 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.*

| <b>Vu<br/>ton</b> | <b>Vs<br/>ton</b> | <b>Estribo</b> | <b>n° de<br/>Ramas</b> | <b>Av<br/>cm2</b>    | <b>s1<br/>cm</b> | <b>s2<br/>d/4</b> | <b>s3<br/>8db</b> | <b>s4<br/>24Db</b> | <b>s5<br/>30</b> | <b>s.final<br/>min</b> | <b>L<br/>conf.</b> | <b>N° d<br/>estribos</b> | <b>Fuera<br/>z conf.</b> |
|-------------------|-------------------|----------------|------------------------|----------------------|------------------|-------------------|-------------------|--------------------|------------------|------------------------|--------------------|--------------------------|--------------------------|
|                   |                   |                |                        |                      |                  | 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 |                  |                   |                   |                    |                  |                        |                    |                          |                          |

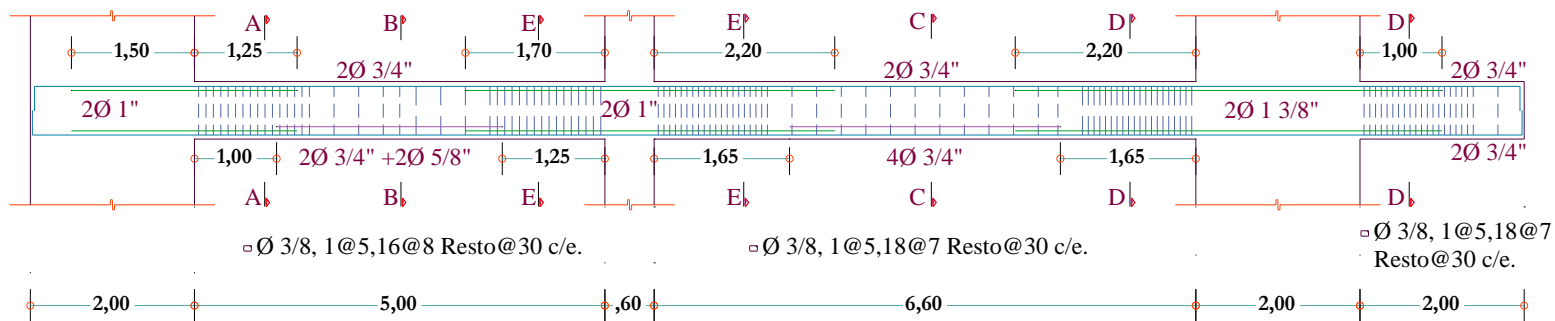


Figura 95. Disposición de acero por cortante –alternativa 1

**Tabla 50**

*Cálculo de la separación de estribos alternativa 2.*

| Vu<br>ton | Vs<br>ton | Estribo  | n° de<br>Ramas | Av<br>cm2            | s1<br>cm | s2<br>d/4 | s3<br>8db | s4<br>24Db | s5<br>30 | s.final<br>min | L<br>conf. | N° d<br>estribos | Fuera<br>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 |          |           |           |            |          |                |            |                  |                  |

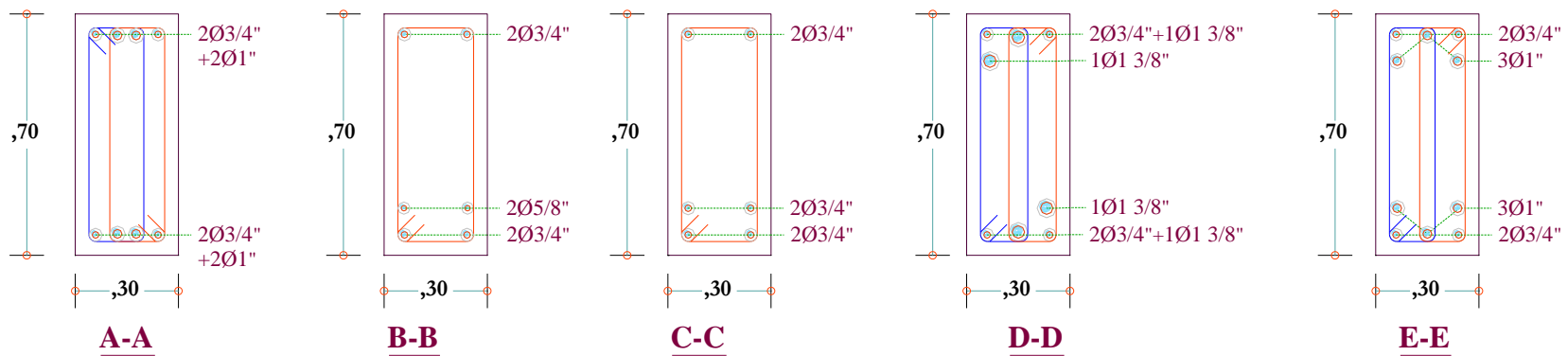


Figura 96. Disposición de estribos, alternativa2

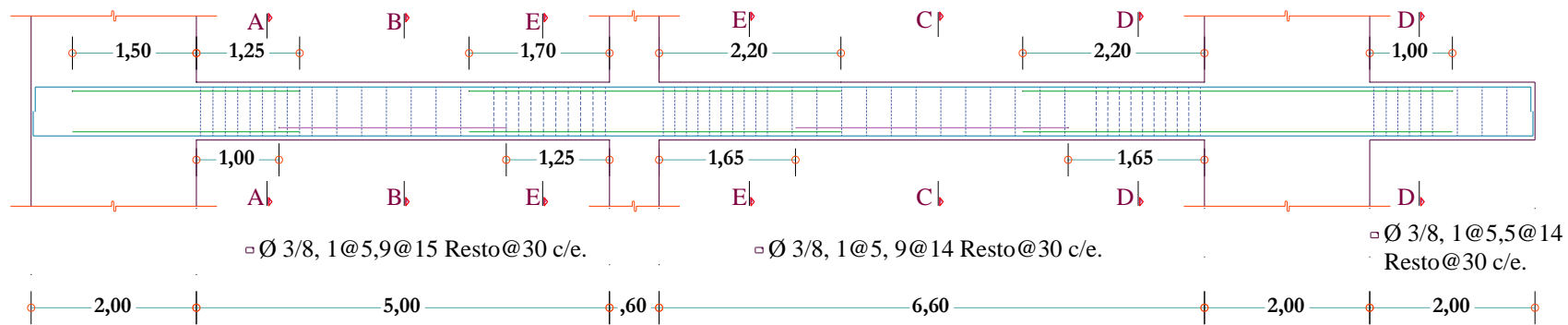


Figura 97. Disposición de acero por cortante –alternativa 2

#### 4.4.10.7 Diseño de viga VC-2

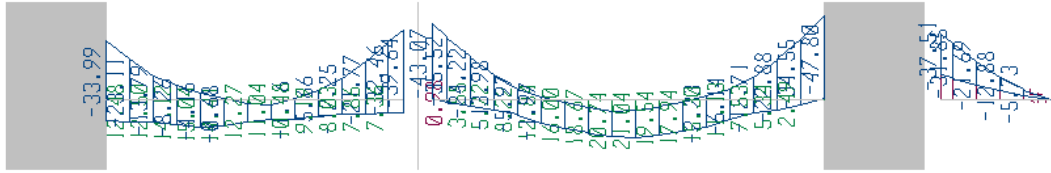


Figura 98. Envolvente de diseño viga del eje C nivel 2; VC-2

Fuente: SAP2000, 2014

**Tabla 51**

Factores de redistribución FR % VC-2

|                   | Apoyo      | A       |           | B       |           | C       |           |
|-------------------|------------|---------|-----------|---------|-----------|---------|-----------|
|                   |            | Derecho | Izquierdo | Derecho | Izquierdo | 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?<br>Vdr? | As cm <sup>2</sup> |
|--------|--------|------|----------|-------|--------------|--------------------|
| 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                |
| Izq.   | 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<br>cm <sup>2</sup> | chek | ratio<br>>1 | Mn<br>ton.m |
|-------|--------|---------------|----------|----------------------------|------|-------------|-------------|
|       |        | Bastón princ. |          |                            |      |             |             |
| 1     | Izq.   | 2             | ∅ 1 3/8" | 25,8                       | ok   | 1,56        | 55,14       |
|       |        | 2             | ∅ 1 3/8" | 25,8                       | ok   | 1,56        | 55,14       |
|       | Centro | 2             | ∅ 5/8"   | 9,66                       | ok   | 1,22        | 23,21       |
|       |        | 2             | ∅ 1 3/8" | 25,8                       | ok   | 1,81        | 55,14       |
|       |        | 2             | ∅ 1 3/8" | 25,8                       | ok   | 1,81        | 55,14       |
| 2     | Izq.   | 2             | ∅ 1 3/8" | 25,8                       | ok   | 1,51        | 55,14       |
|       |        | 2             | ∅ 1 3/8" | 25,8                       | ok   | 1,51        | 55,14       |
|       | Centro | 2             | ∅ 3/4"   | 11,36                      | ok   | 1,06        | 26,98       |
|       |        | 2             | ∅ 1 3/8" | 25,8                       | ok   | 1,05        | 55,14       |
|       |        | 2             | ∅ 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 <sub>o</sub> | ψ <sub>o+</sub> |
|-------------|-------------|---------|---------|----------------|-----------------|
| 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.*

| <b>Tramo</b> | <b>Apoyo</b> | <b>Mi</b> | <b>Mpr<br/>ton.m</b> | <b>R wu<br/>ton</b> | <b>Vui<br/>ton</b> |
|--------------|--------------|-----------|----------------------|---------------------|--------------------|
| 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.*

| <b>Vu<br/>ton</b> | <b>Vs<br/>ton</b> | <b>Estribo</b> | <b>n° de<br/>Ramas</b> | <b>Av<br/>cm2</b>     | <b>s1<br/>cm</b> | <b>s2<br/>d/4</b> | <b>s3<br/>8db</b> | <b>s4<br/>24Db</b> | <b>s5<br/>30</b> | <b>s.final<br/>min</b> | <b>L<br/>conf.</b> | <b>N° d<br/>estribos</b> | <b>Fuera<br/>z conf.</b> |
|-------------------|-------------------|----------------|------------------------|-----------------------|------------------|-------------------|-------------------|--------------------|------------------|------------------------|--------------------|--------------------------|--------------------------|
|                   |                   |                |                        |                       |                  | 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 |                  |                   |                   |                    |                  |                        |                    |                          |                          |

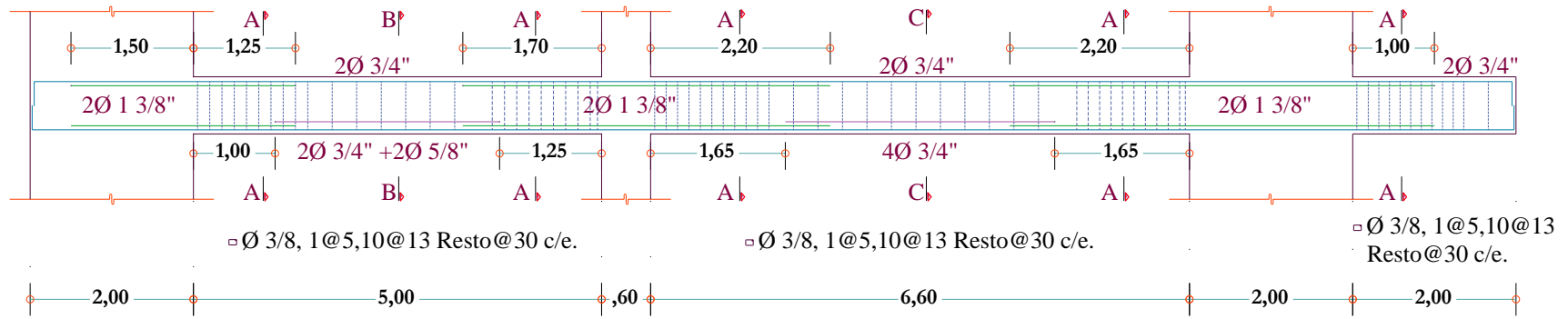


Figura 99. Refuerzo por flexión y corte, VC-2

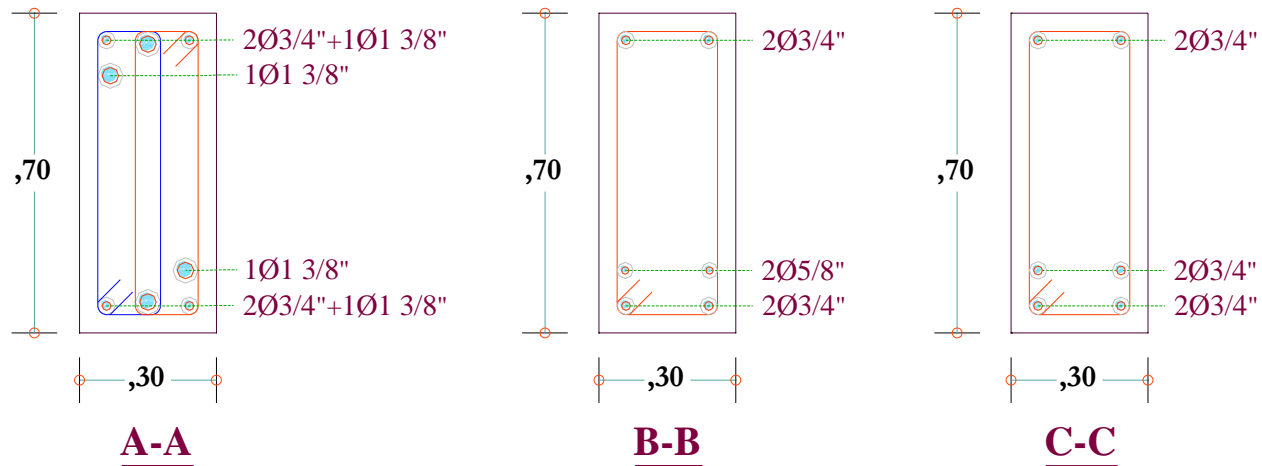


Figura 100. Secciones, VC-2

#### 4.4.10.8 Diseño de viga VC-3

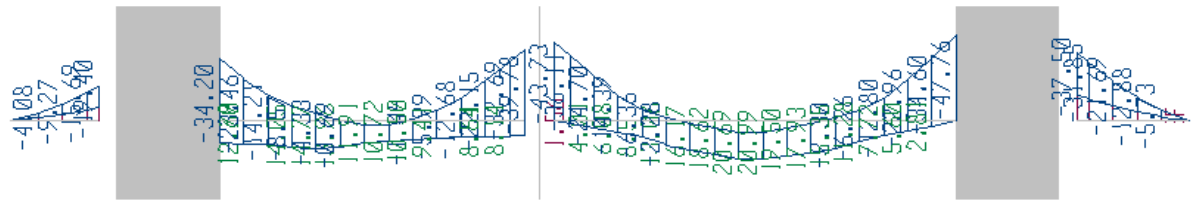


Figura 101. Envolvente de diseño viga del eje C nivel 3; VC-3

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<br>% | 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<br>ton.m | a<br>cm | Vsr?<br>Vdr? | As<br>cm <sup>2</sup> |
|-------|--------|------|-------------|---------|--------------|-----------------------|
| 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<br>cm <sup>2</sup> | chek | ratio<br>>1 | Mn<br>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 | $\phi_o$ | $\psi_{o+}$ |
|-------------|------------|---------|---------|----------|-------------|
| 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      |             |
|             | $\Sigma$   | -360,24 | 61,3    |          | 5,9         |

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

| Tramo | Apoyo | Mi    | Mpr<br>ton.m | R wu<br>ton | Vui<br>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.*

| <b>Vu<br/>ton</b> | <b>Vs<br/>ton</b> | <b>Estribo</b> | <b>n° de<br/>Ramas</b> | <b>Av<br/>cm2</b>     | <b>s1<br/>cm</b> | <b>s2<br/>d/4</b> | <b>s3<br/>8db</b> | <b>s4<br/>24Db</b> | <b>s5<br/>30</b> | <b>s.final<br/>min</b> | <b>L<br/>conf.</b> | <b>N° d<br/>estribos</b> | <b>Fuera<br/>z conf.</b> |
|-------------------|-------------------|----------------|------------------------|-----------------------|------------------|-------------------|-------------------|--------------------|------------------|------------------------|--------------------|--------------------------|--------------------------|
|                   |                   |                |                        |                       |                  | 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  |                  |                   |                   |                    |                  |                        |                    |                          |                          |

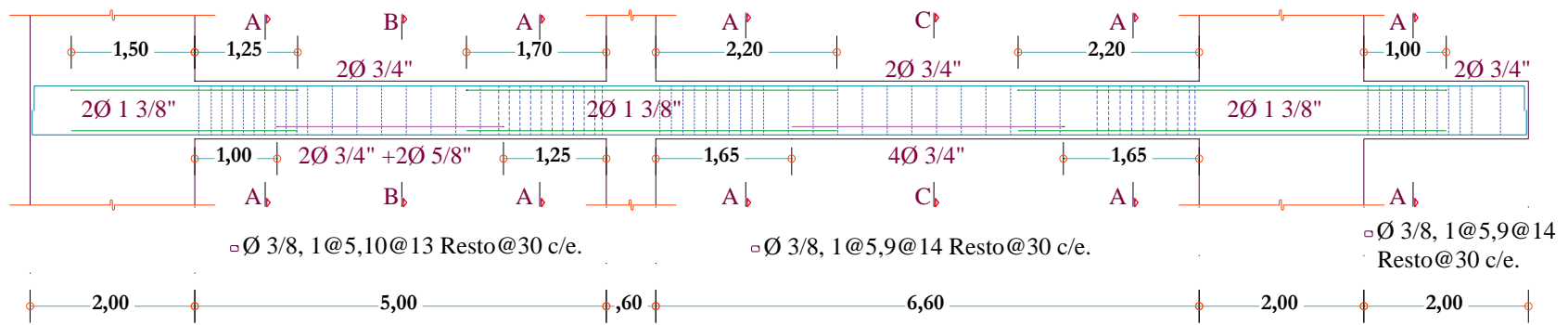


Figura 102. Refuerzo por flexión y corte, VC-3

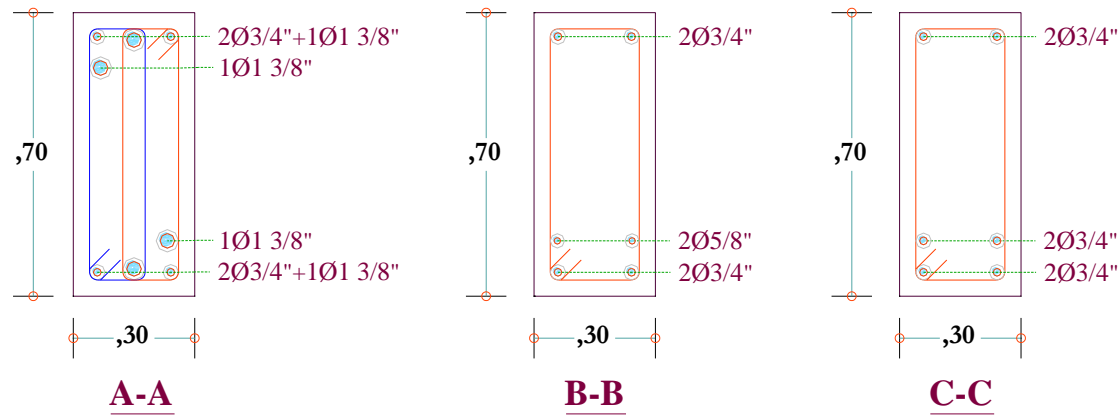


Figura 103. Secciones, VC-3



#### 4.4.10.9 Diseño de viga VC-4

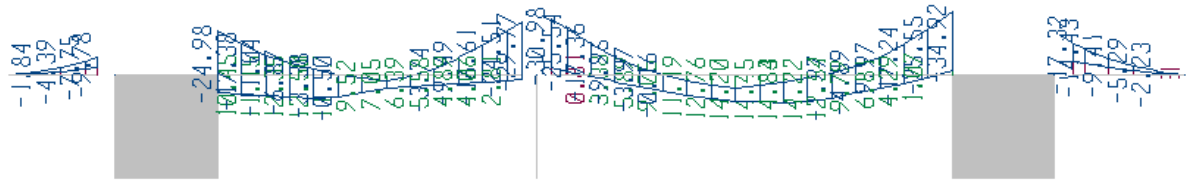


Figura 104. Envoltura de diseño viga del eje C nivel 4; VC-4

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<br>% | 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<br>ton.m | a<br>cm | Vsr ?<br>Vdr ? | A's<br>cm <sup>2</sup> | As<br>cm <sup>2</sup> | A's<br>cm <sup>2</sup> | As<br>cm <sup>2</sup> |
|--------|--------|-------|-------------|---------|----------------|------------------------|-----------------------|------------------------|-----------------------|
| 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                   |
|        |        | Mu -  | 22,37       | 10,1    | Vsr            |                        | 12,88                 |                        | 12,9                  |
| 2      | Der.   | Mu +  | 22,37       | 10,1    | Vsr            |                        | 12,88                 |                        | 12,9                  |
|        |        | Mu -  | 24,97       | 11,4    | Vsr            |                        | 14,59                 |                        | 14,6                  |
|        | Izq.   | Mu +  | 24,97       | 11,4    | Vsr            |                        | 14,59                 |                        | 14,6                  |
|        |        | Mu +  | 16,32       | 7,1     | Vsr            |                        | 9,10                  |                        | 9,1                   |
| Centro | Mu -   | 34,92 | 17,1        | Vdr     | 0,83           | 21,51                  | 3,7                   | 20,7                   |                       |
|        | Mu +   | 34,92 | 17,1        | Vdr     | 0,83           | 21,51                  | 3,7                   | 20,7                   |                       |

**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 <sup>2</sup> |        | Bastón princ. | cm <sup>2</sup> |         |          |       |       |      |
| 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 <sub>o</sub> | ψ <sub>o+</sub> |
|-------------|------------|---------|---------|----------------|-----------------|
| 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.*

| <b>Tramo</b> | <b>Apoyo</b> | <b>Mi</b> | <b>Mpr<br/>ton.m</b> | <b>R wu<br/>ton</b> | <b>Vui<br/>ton</b> |
|--------------|--------------|-----------|----------------------|---------------------|--------------------|
| 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.*

| <b>Vu<br/>ton</b> | <b>Vs<br/>ton</b> | <b>Est</b> | <b>n° de<br/>Ramas</b> | <b>Av<br/>cm2</b>    | <b>s1<br/>cm</b> | <b>s2<br/>d/4</b> | <b>s3<br/>8db</b> | <b>s4<br/>24Db</b> | <b>s5<br/>30</b> | <b>s.final<br/>min</b> | <b>L<br/>conf.</b> | <b>N° d<br/>estrib.</b> | <b>Fuera<br/>z conf.</b> |
|-------------------|-------------------|------------|------------------------|----------------------|------------------|-------------------|-------------------|--------------------|------------------|------------------------|--------------------|-------------------------|--------------------------|
|                   |                   |            |                        |                      |                  | 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 |                  |                   |                   |                    |                  |                        |                    |                         |                          |

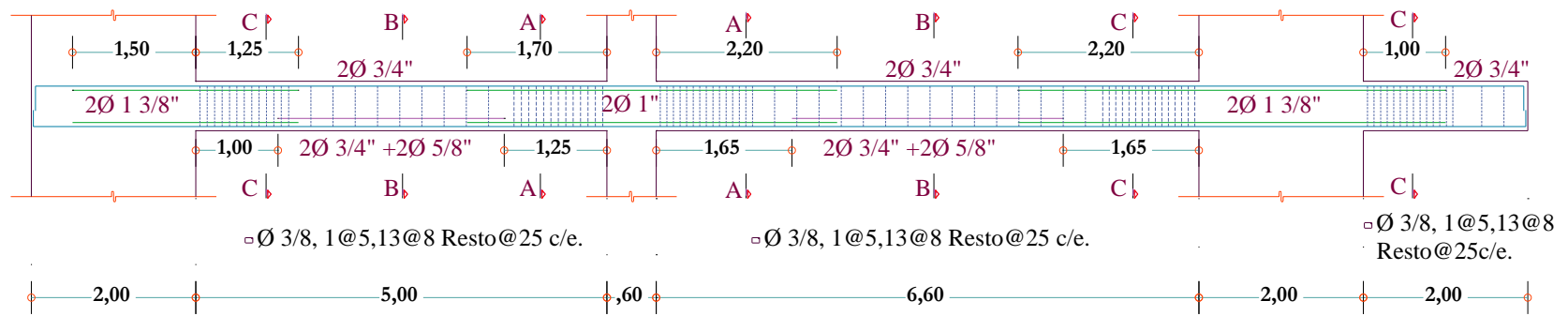


Figura 105. Refuerzo por flexión y corte, VC-4

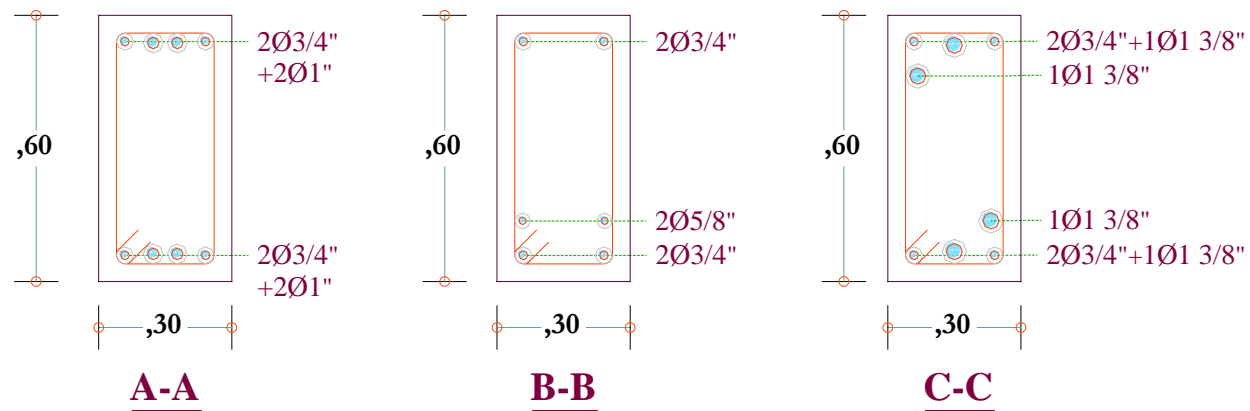


Figura 106. Secciones, VC-4

#### 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.

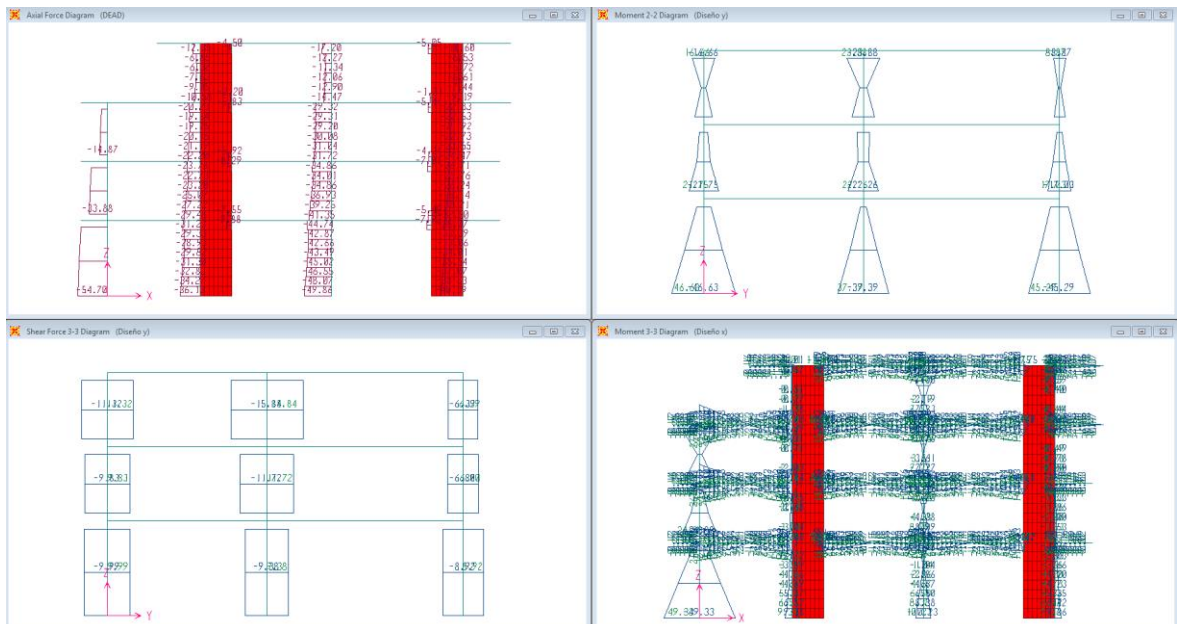


Figura 107. Esfuerzos en columnas, axial, cortante y momento flector

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.

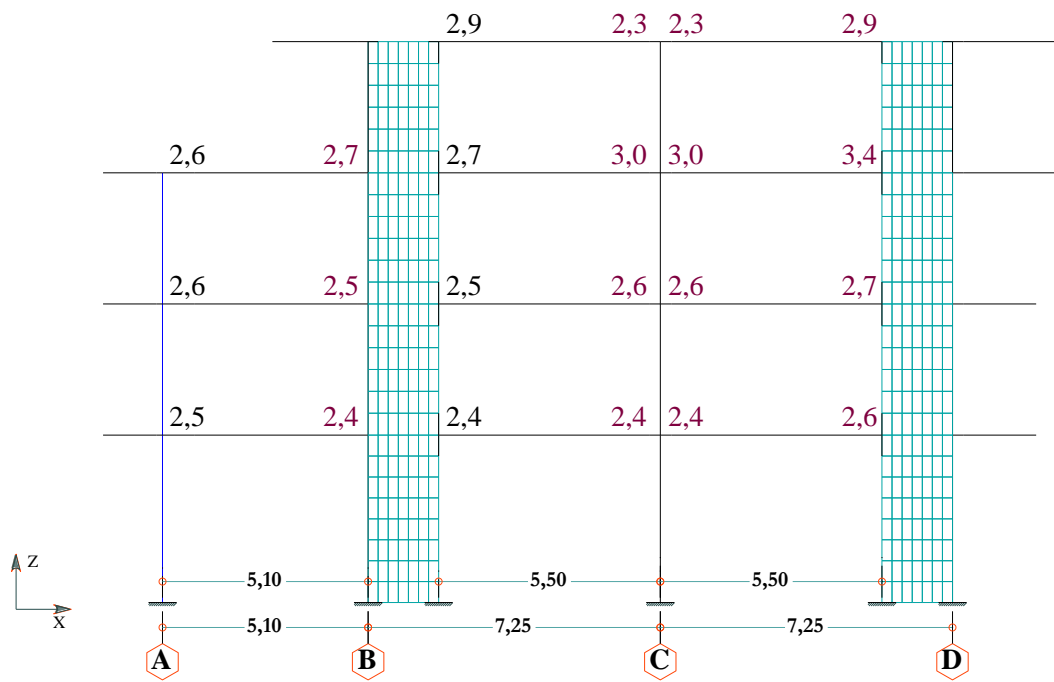


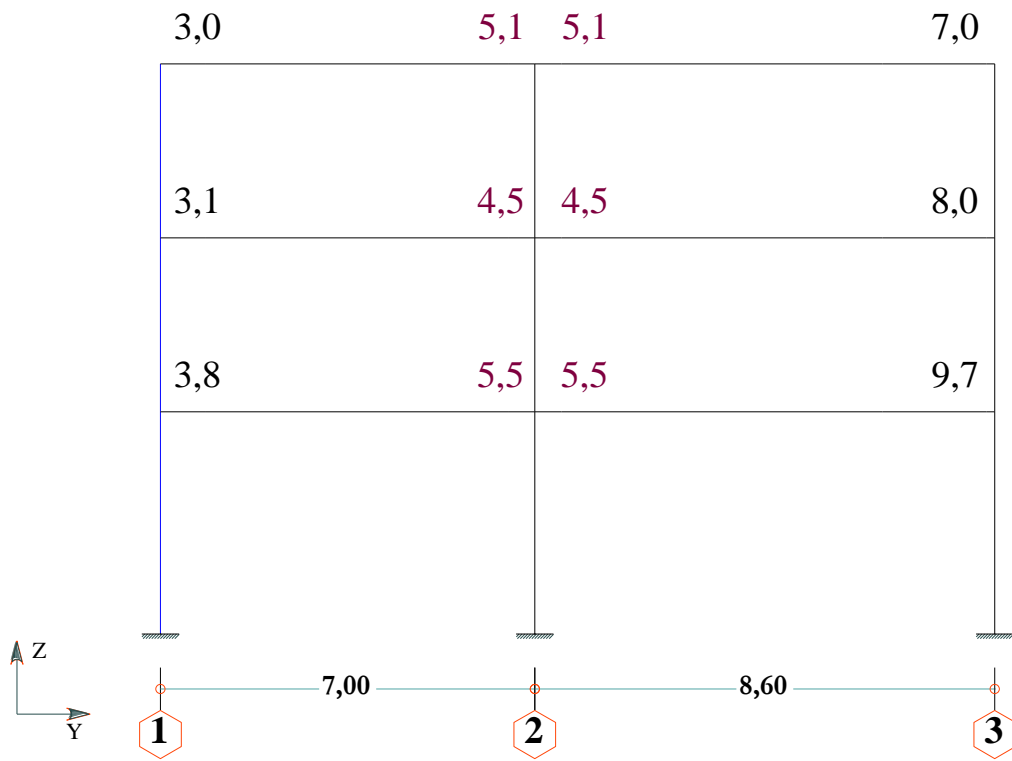
Figura 108. Factores de sobrerresistencia Eje 1

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

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

$\omega$ , mínimo para el segundo y penúltimo nivel toma un valor de 1,50

$\omega$ , 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 | $\omega_x$ | $\omega_y$ |
|-------|-------------|---------|------------|------------|
| 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

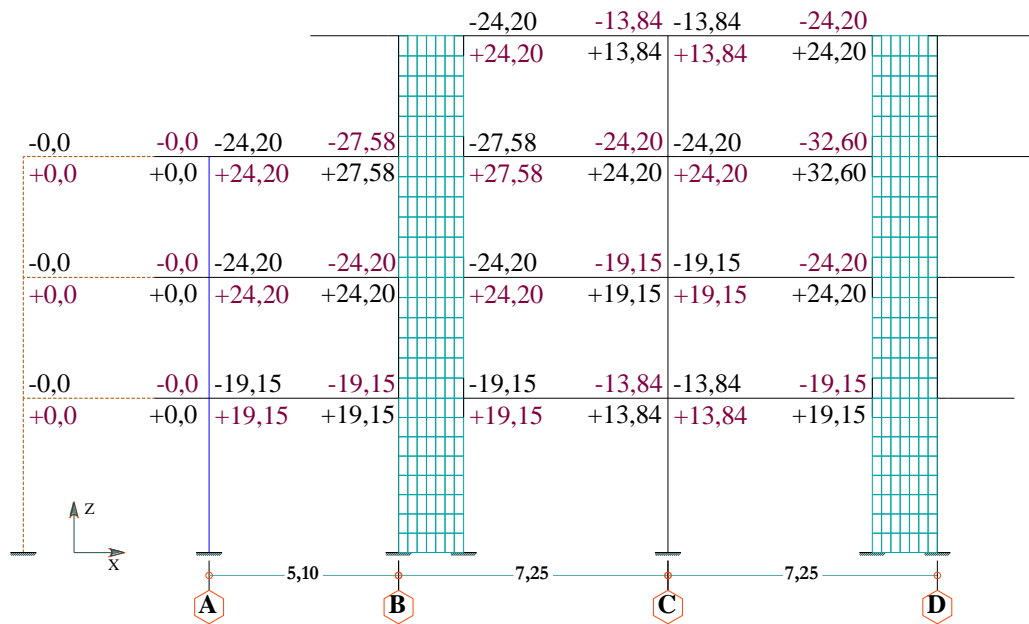


Figura 110. Momentos sobrerresistentes eje 1

**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** *$\Sigma$  cortante de todos los pisos encima del nivel considerado, C-1.*

| Nivel | Sección  | Sismo (+)     |               |              | Sismo (-)     |               |              |
|-------|----------|---------------|---------------|--------------|---------------|---------------|--------------|
|       |          | $\Sigma$ VEoX | $\Sigma$ VEoY | $\Sigma$ Veo | $\Sigma$ VEoX | $\Sigma$ VEoY | $\Sigma$ 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  $\omega_x$ ,  $\omega_y$ , y si es necesario se interpola.

**Tabla 83**

Factor de reducción Rv de carga axial.

| Nivel | N° pisos encima | $\omega$ | 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 (-)       |        |
|-------|----------|------|-----------------|-------|-----------------|--------|
|       |          |      | $\Sigma V_{eo}$ | PEo   | $\Sigma V_{eo}$ | 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<br>0,210 | Ag : m2<br>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\*(+):  $\omega, ME = 1,1 \times -16,66 = -18,33 \text{ tn-m}$ , Me\*(-):  $\omega, ME = 1,1 \times 16,33 = 18,33 \text{ tn-m}$

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

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

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  | $\emptyset_x$ |         | $V_{ex}$ |         | $V_{u x}$ |         |
|-------|----------|---------------|---------|----------|---------|-----------|---------|
|       |          | 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  | $\emptyset_y$ |         | $V_{ey}$ |         | $V_{u y}$ |         |
|-------|----------|---------------|---------|----------|---------|-----------|---------|
|       |          | 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  $\omega$  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  | $\omega_x$ | 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  | $\omega_y$ | 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  | $\omega_x$ | $\emptyset_{ox}$ (+) | $V_{ux}(+)$ | $M_{ex}(+)$ | $R_m x (+)$       |             | $M_u x (+)$       |             |
|-------|----------|------------|----------------------|-------------|-------------|-------------------|-------------|-------------------|-------------|
|       |          |            |                      |             |             | $1,25(cm+cv)+sis$ | $0,9cm+sis$ | $1,25(cm+cv)-sis$ | $0,9cm-sis$ |
| 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  | $\omega_x$ | $\emptyset_{ox}$ (-) | $V_{ux}(-)$ | $M_{ex}(-)$ | $R_m x (-)$       |             | $M_u x (-)$       |             |
|-------|----------|------------|----------------------|-------------|-------------|-------------------|-------------|-------------------|-------------|
|       |          |            |                      |             |             | $1,25(cm+cv)+sis$ | $0,9cm+sis$ | $1,25(cm+cv)-sis$ | $0,9cm-sis$ |
| 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  | $\omega y$ | $\emptyset_{oy} (+)$ | 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  | $\omega y$ | $\emptyset_{oy} (-)$ | 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.

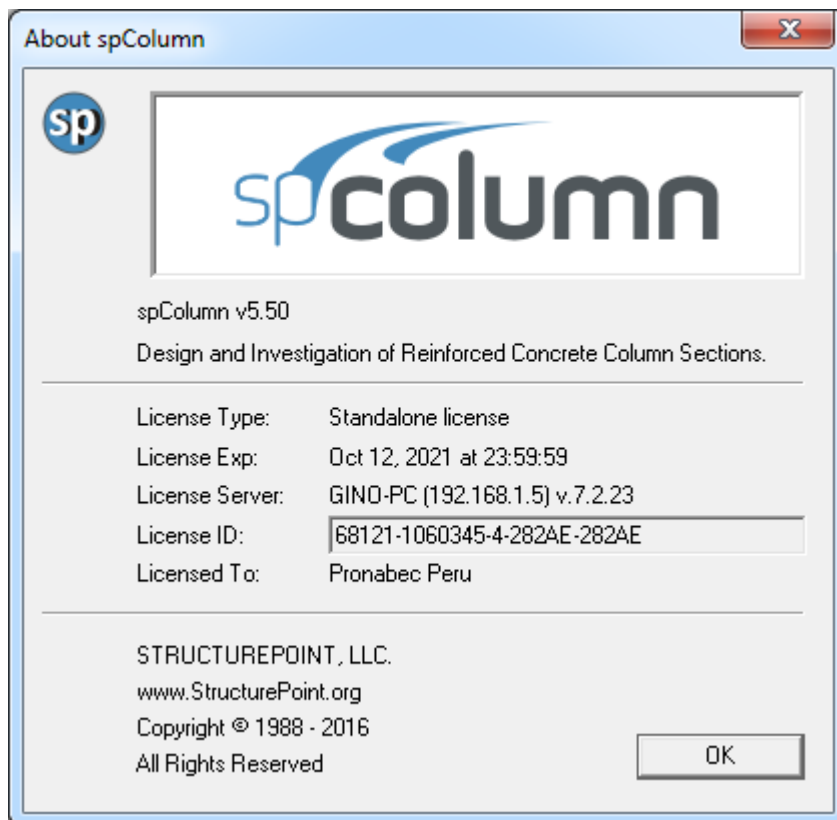


Figura 112. Software de diseño e investigación para columnas y muros

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:



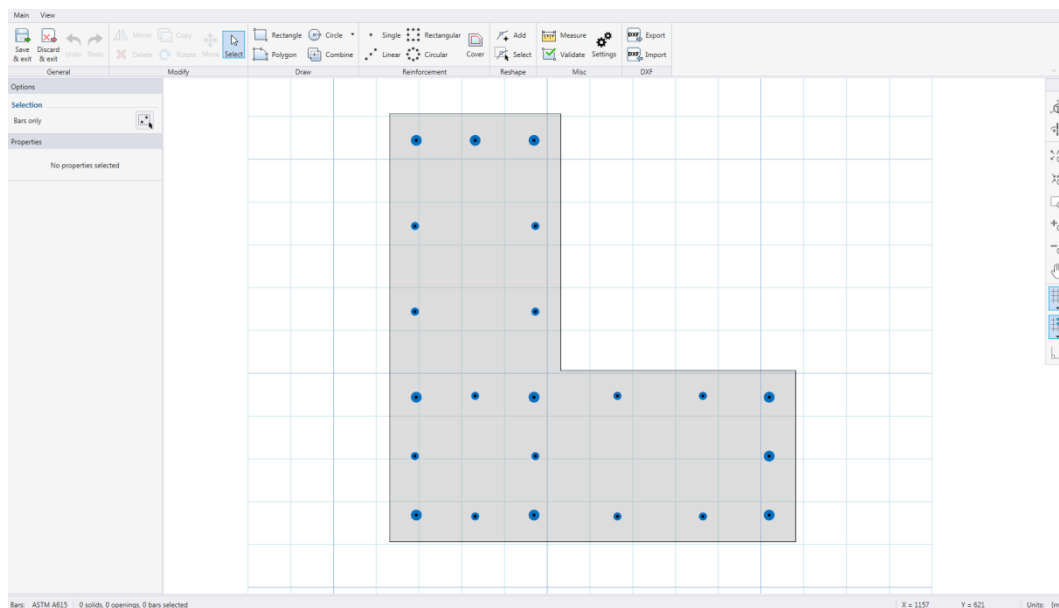


Figura 113. Geometría y disposición de refuerzo, C-1

Fuente: SPcolumn, 2017

**Tabla 98**

*Propiedad de los materiales empleados.*

| <b>Concreto:</b>  |         |       | <b>Acero :</b>       |        |       |
|-------------------|---------|-------|----------------------|--------|-------|
| $f_c =$           | 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.*

|               | <b>Pi [ton-m]</b> | <b>Descripción</b>                                       |
|---------------|-------------------|--|
| 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.*

| <b>Mn</b> | <b>Pn</b> | <b>Pn máx.</b> | <b>Phi Factor</b> | <b>ØM</b> | <b>ØP</b> | <b>ØP máx.</b> |
|-----------|-----------|----------------|-------------------|-----------|-----------|----------------|
| 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.

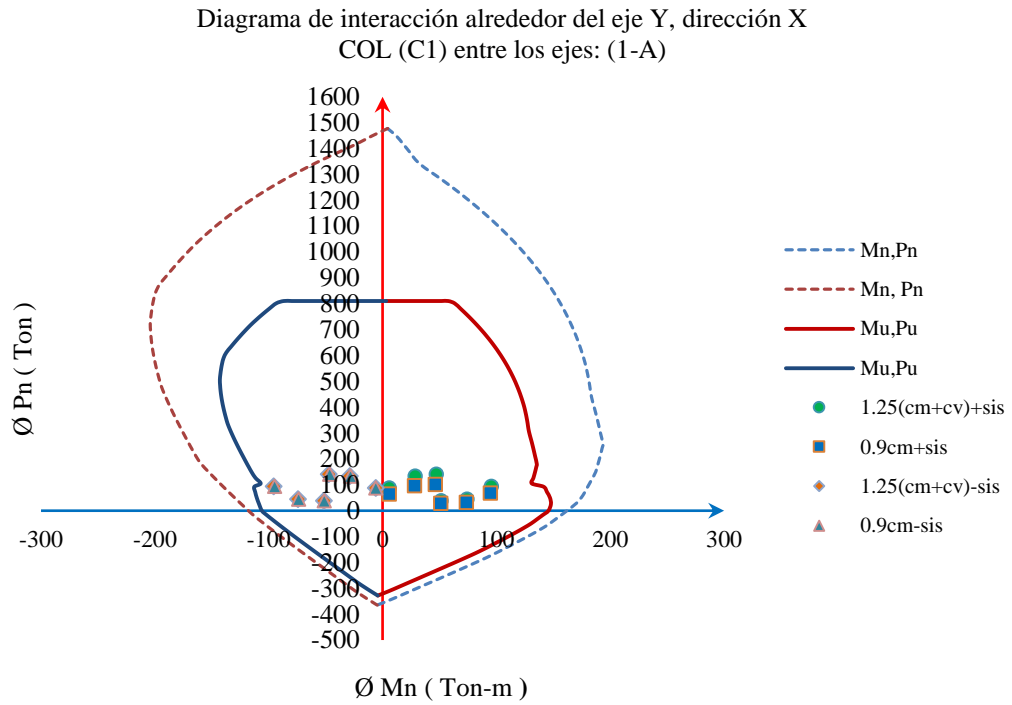


Figura 114. Interacción para sismo  $X_{\pm}$ , C-1

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

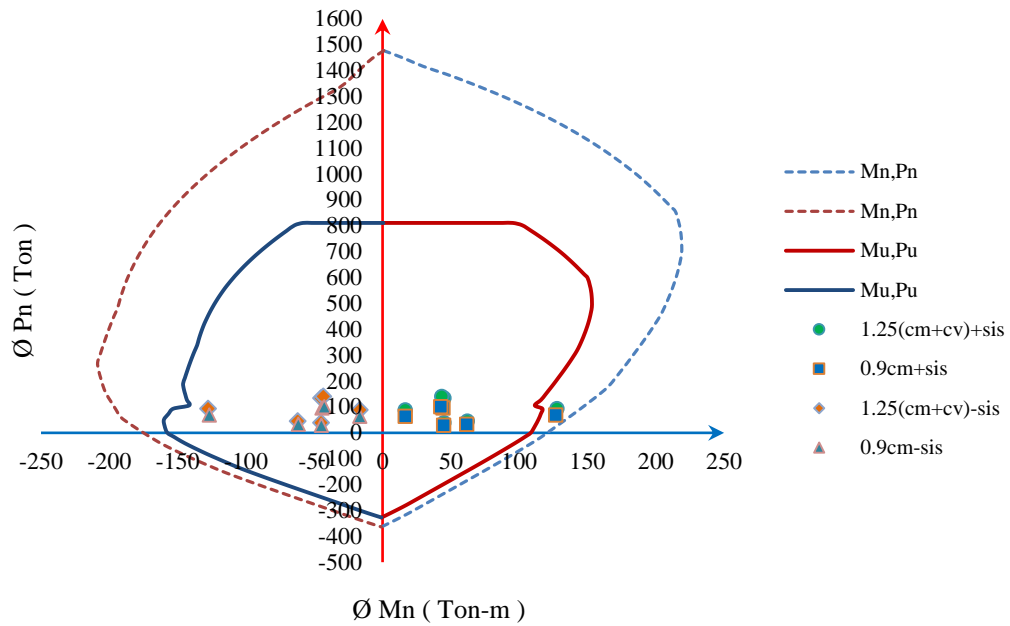
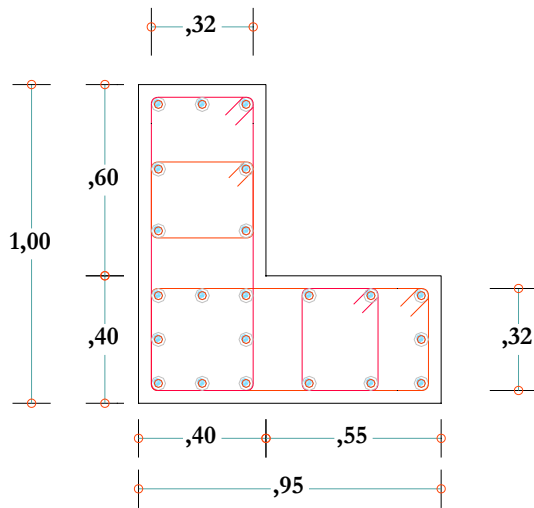


Figura 115. Interacción para sismo  $Y_{\pm}$ , C-1

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.



As: 22 Ø 1"

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

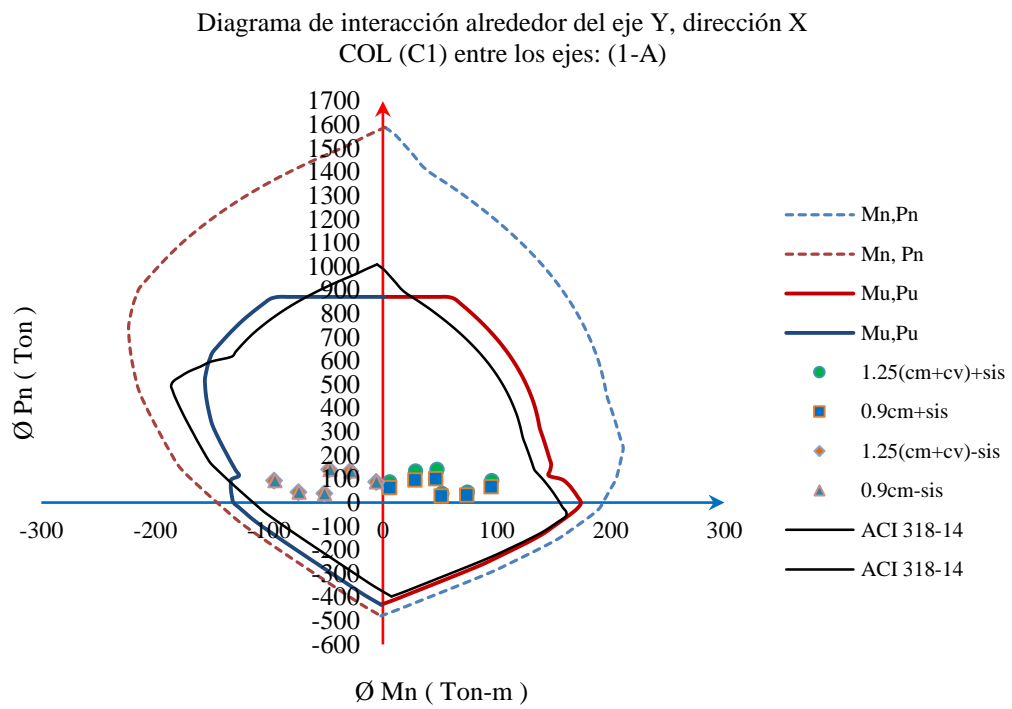


Figura 117. Interacción 2 para sismo  $X_{\pm}$ , C-1

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

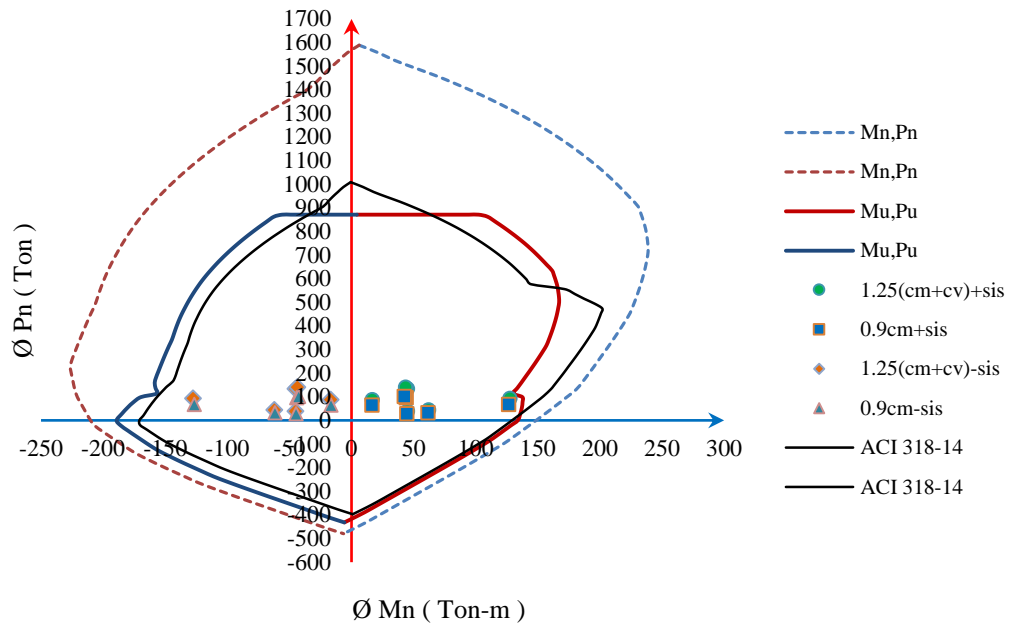


Figura 118. Interacción 2 para sismo  $Y_{\pm}$ , C-1

#### 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/cm<sup>2</sup> y  $Ag$ : 6200cm<sup>2</sup>

**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,

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



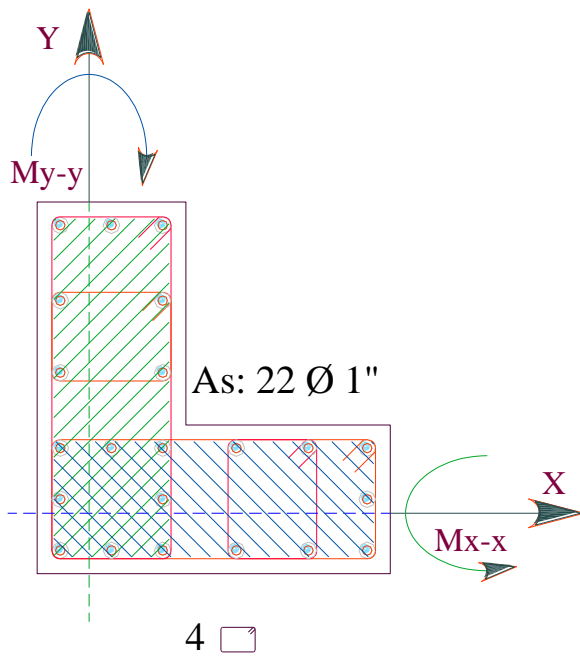


Figura 119. Sección C-1 para diagrama de interacción nominal

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

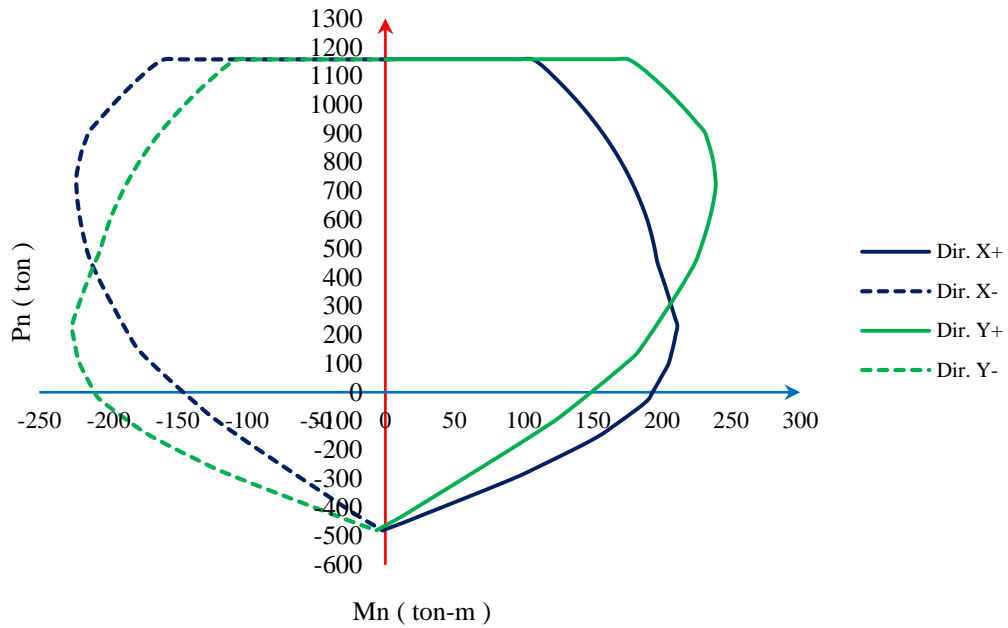


Figura 120. Diagrama de interacción nominal C-1

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<br>ton | Mnx<br>ton-m | Mprx<br>ton-m | hi<br>m | Vprx<br>ton | Vcx<br>ton | Vsx<br>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<br>ton | Mny<br>ton-m | Mpry<br>ton-m | hi<br>m | Vpry<br>ton | Vcy<br>ton | Vsy<br>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<br>ton | Vs.y<br>ton | Estribo<br>Ø | n° de<br>Ramas.x | Av.x<br>cm2 | n° de<br>Ramas.y | Av.y<br>cm2 | Sx<br>m | Sy<br>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

El espaciamiento máximo del refuerzo transversal dentro de la zona de confinamiento se debe determinar de la siguiente manera:

$$s_{max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,25 \times \text{menor dimension de la seccion} \\ 6 \times \text{diametro de la barra longitudinal} \\ s_i = 10 + \left( \frac{35 - h_i}{3} \right), [cm] \end{array} \right.$$

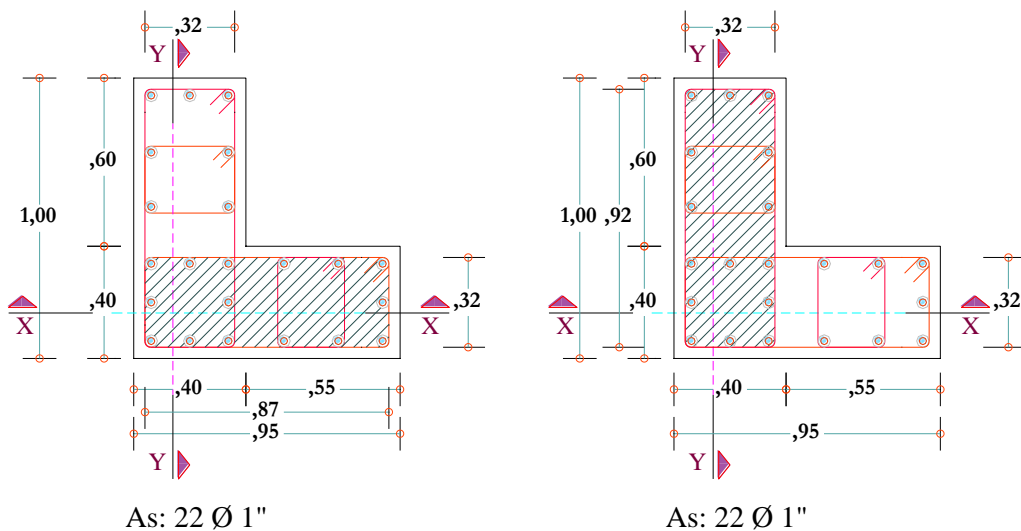


Figura 121. Aporte de cortante para cada dirección del sismo X, Y

$$s_{max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,25 \times 0,40 = 0,10m \\ 6 \times 0,0254 = 0,15m \\ s_i = 10 + \left( \frac{35 - 32}{3} \right) = 11,0cm \end{array} \right.$$

Deberá usarse un valor de separación máxima de 10 cm 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.

$$A_{sh} \geq 0,3 \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_c} \right) - 1 \right]$$

Ecuación 61

$$A_{sh} \geq 0,09 \frac{s \cdot b_c \cdot f'c}{fyt}$$

Ecuación 62.

Calculamos para la dirección del sismo X+ de acuerdo a la figura 121

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

$$Bc=32\text{cm}$$

$$A_g=40 \times 95=3800\text{cm}^2$$

$$A_c=32 \times 87=2784\text{cm}^2$$

$$Fyt=4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{shx} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \times 10 \times 32 \left( \frac{3800}{2784} - 1 \right) \frac{210}{4200} \\ = 1,75\text{cm}^2 \text{ (gobierna)} \\ \frac{0,09 \times 10 \times 32 \times 210}{4200} \\ = 1,44\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{shx} = 5 \times 0,71 = 3,55\text{cm}^2 > 1,75\text{cm}^2, \text{ CUMPLE!}$$

Calculamos para la dirección del sismo Y+ de acuerdo a la figura 121

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

$$Bc=32\text{cm}$$

$$A_g=40 \times 100=4000\text{cm}^2$$

$$A_c=32 \times 92=2944\text{cm}^2$$

$$Fyt=4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{shy} \geq \begin{cases} 0,3 \times 10 \times 32 \left( \frac{4000}{2944} - 1 \right) \frac{210}{4200} \\ = 1,72 \text{ cm}^2 \text{ (gobierna)} \\ \frac{0,09 \times 10 \times 32 \times 210}{4200} \\ = 1,44 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{shy} = 5 \times 0,71 = 3,55 \text{ cm}^2 > 1,72 \text{ cm}^2, \text{ CUMPLE!}$$

Resumen de diseño de refuerzo transversal.

**Tabla 105**

*Estribos para columnas C-1.*

| <b>Nivel</b> | <b>Sección</b> | <b>Estribo<br/>Ø</b> | <b>N°<br/>estribos</b> | <b>S<br/>m</b> | <b>Rto @<br/>m</b> | <b>Detalle<br/>m</b> |      |                              |
|--------------|----------------|----------------------|------------------------|----------------|--------------------|----------------------|------|------------------------------|
| 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.

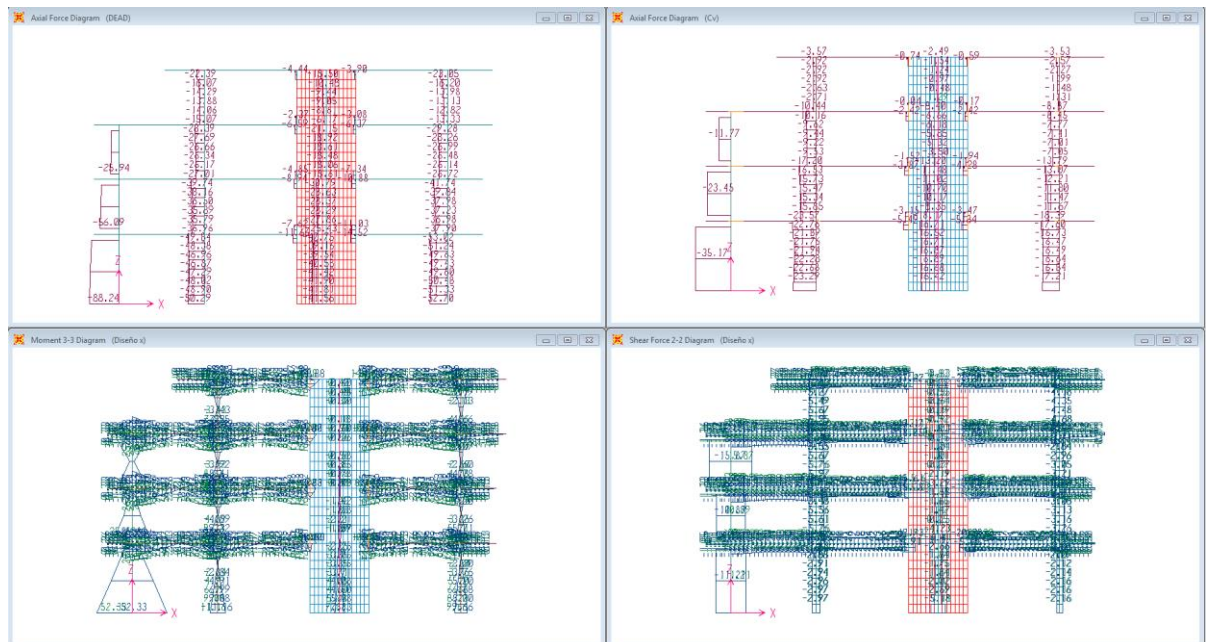


Figura 122. Esfuerzos de carga axial, cortante y momento flectora placa (C-7)

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).*

| <b>TABLE: Section Cut Forces - Analysis</b> |                   |                 |           |           |           |           |           |
|---|-------------------|-----------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| <b>SectionCut</b>                           | <b>OutputCase</b> | <b>StepType</b> | <b>F1</b> | <b>F2</b> | <b>F3</b> | <b>M1</b> | <b>M2</b> |
| 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.

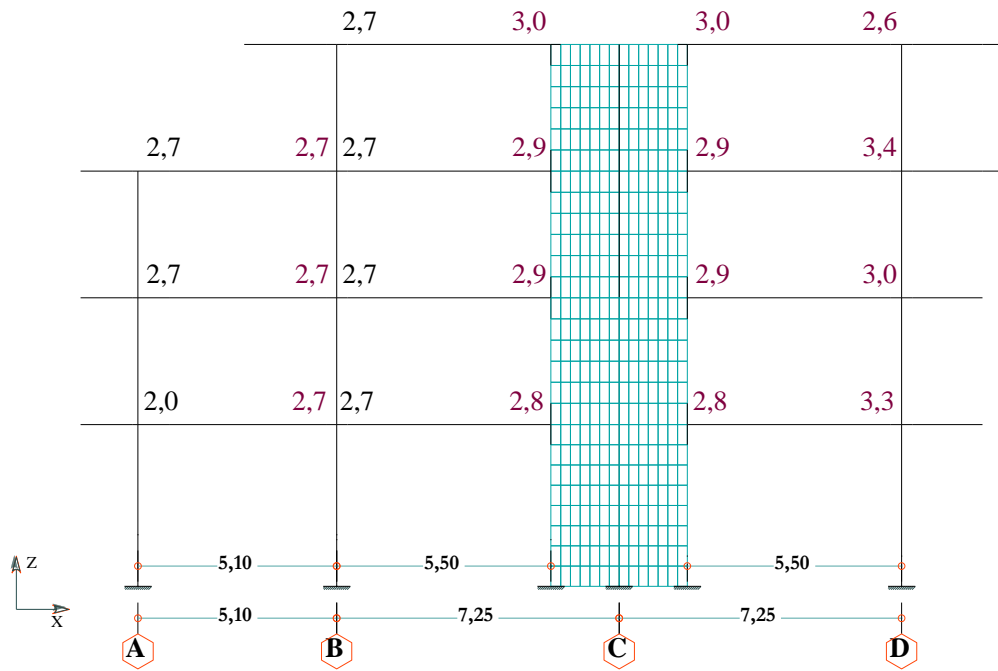


Figura 123. Factor de sobrerresistencia del Eje 2

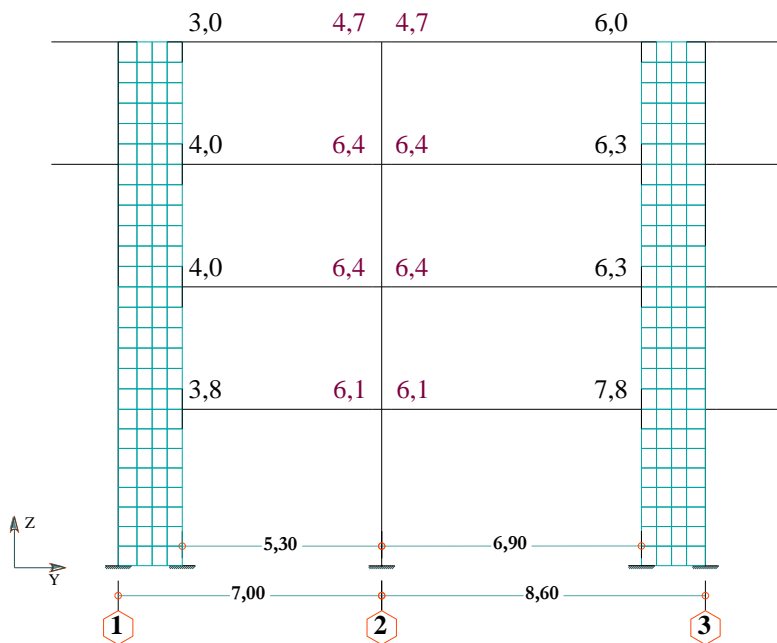


Figura 124. Factor de sobrerresistencia del Eje C

**Tabla 108***Factores de sobrerresistencia para el muro de corte C-7.*

| Nivel | H entrepiso, | $\phi_{ox}$ |         | $\phi_{oy}$ |         |
|-------|--------------|-------------|---------|-------------|---------|
|       |              | 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 | $\omega_x$ | $\omega_y$ |
|-------|-------------|---------|------------|------------|
| 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.

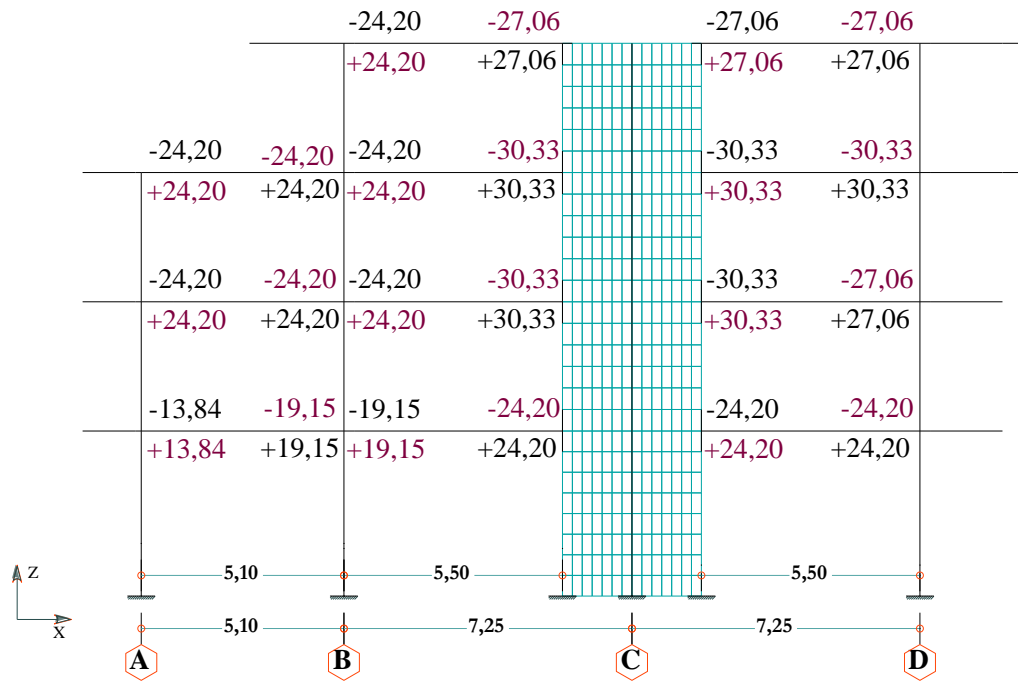


Figura 125. Momentos sobrerresistentes del eje 2

**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 |

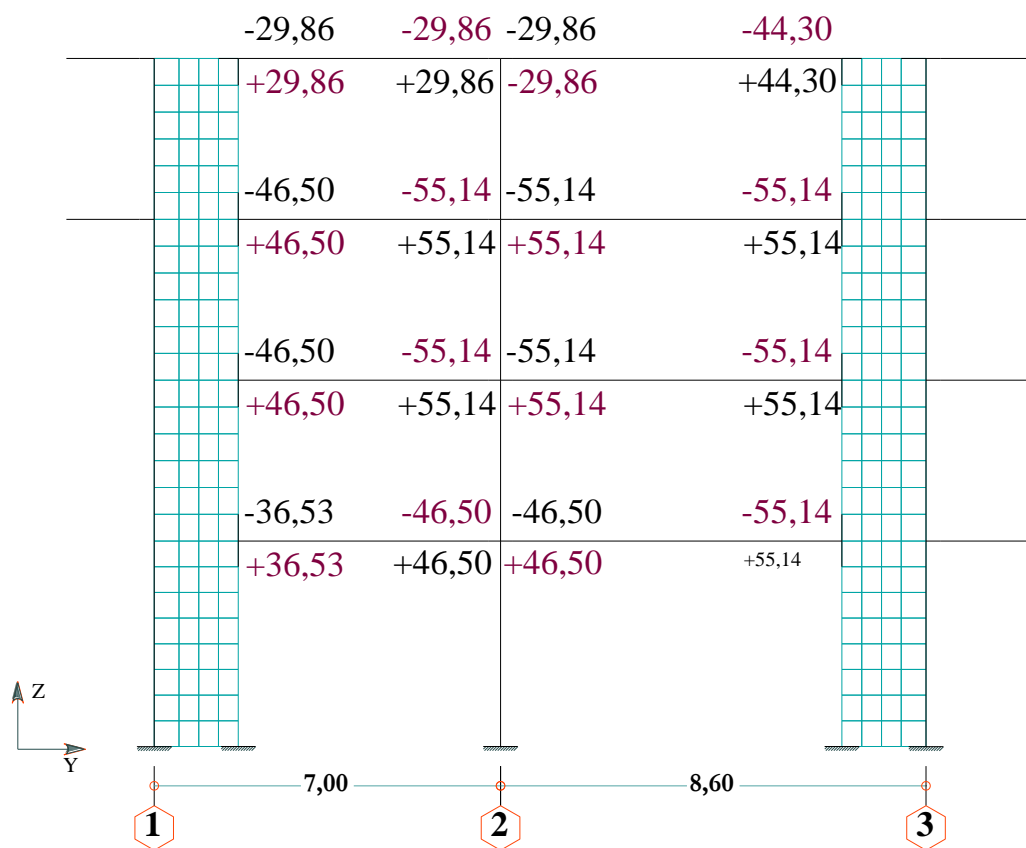


Figura 126. Momentos sobrerresistentes del eje C

**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 | $\omega$ | 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 (-)       |      |
|-------|----------|------|-----------------|-------|-----------------|------|
|       |          |      | $\Sigma V_{eo}$ | PEo   | $\Sigma V_{eo}$ | 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.

$$As_v = 0,0025(30)(100) = 7,5\text{cm}^2/\text{m}$$

Colocamos  $\varnothing 1/2'' @ 0,20$ , esto equivale a  $2(1,27) / 0,20 = 12,7\text{cm}^2/\text{m} > 7,5\text{cm}^2/\text{m}$

En el centro del muro existe un área que cumple la función de columna por lo tanto proponemos inicialmente colocar  $8 \varnothing 1'' = 40\text{cm}^2$  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  $6 \varnothing 1'' + 5 \varnothing 3/4'' = 44\text{cm}^2$  equivale a una cuantía de  $44/1500(100) = 3 \%$

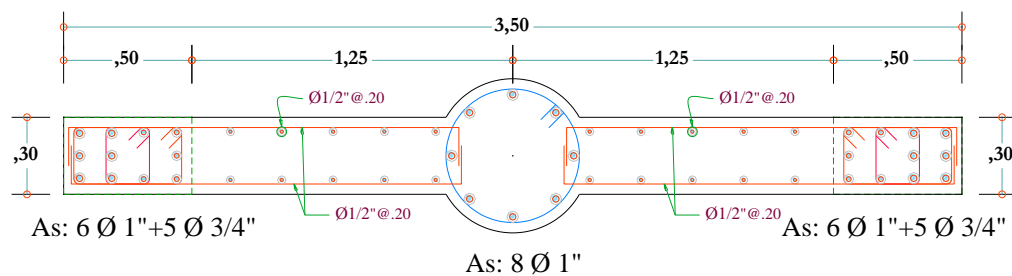


Figura 127. Muro C-7, distribución de refuerzo inicial

Para evaluar la capacidad de la sección se ha empleado el siguiente software, como se muestra en la siguiente figura.

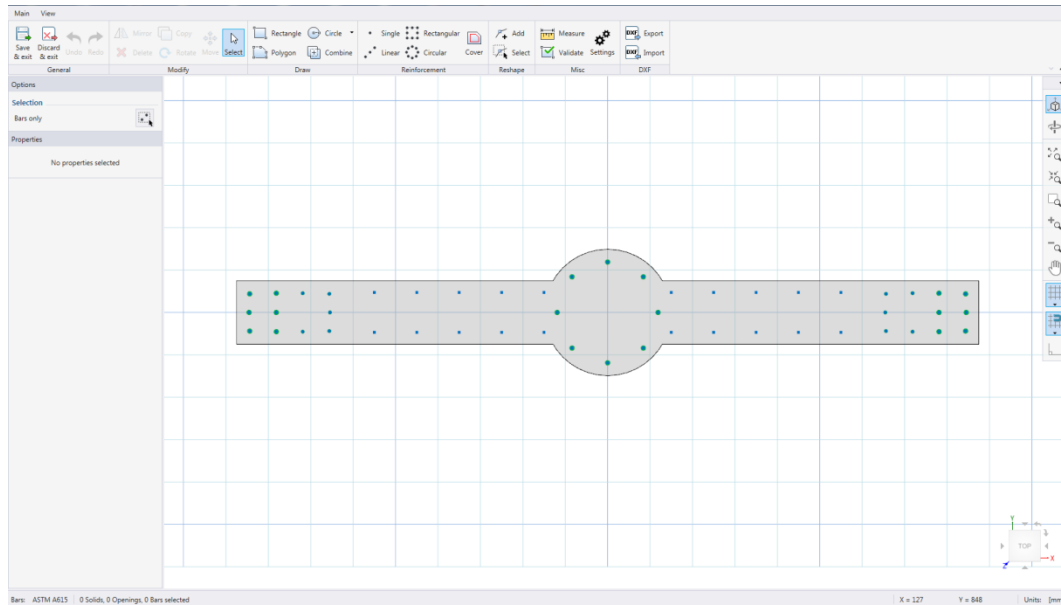


Figura 128. Geometría y disposición de acero de refuerzo, muro C-7

Fuente: SPcolumn, 2017

**Tabla 120**

*Propiedad de los materiales, muro C-7.*

| <b>Concreto:</b> |         |       | <b>Acero :</b>    |        |       |
|------------------|---------|-------|-------------------|--------|-------|
| $f_c =$          | 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                             | $P_o : 0,85, f_c(Ag - As) + A_s f_y$    |
| 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  | $T_o = A_s f_y$                         |

$\phi = 0,9 - (0,2 P_n / P_{\text{transición}})$

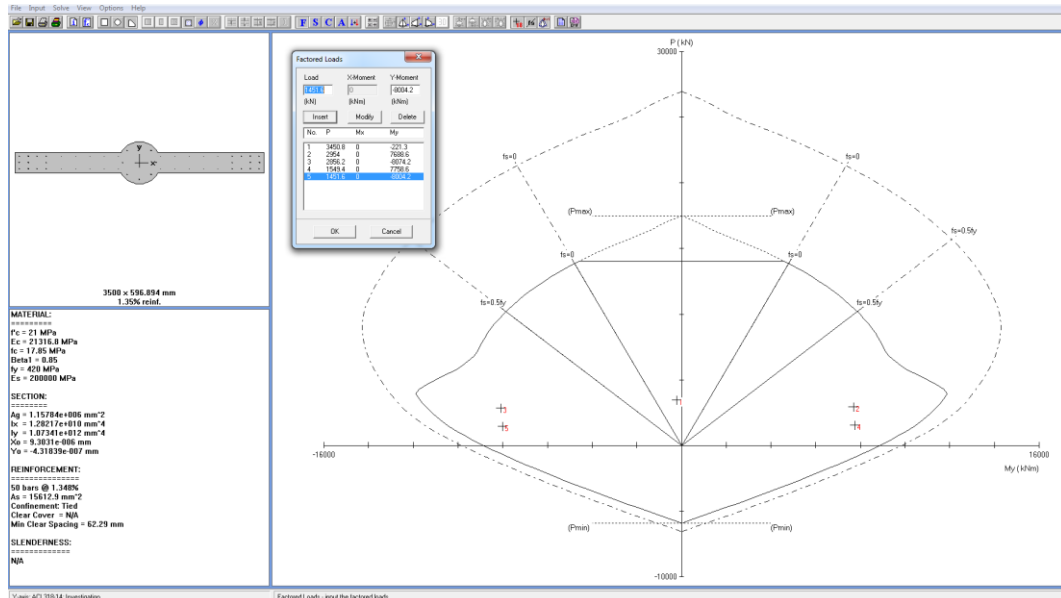


Figura 129. Diagrama de interacción, ACI 318-14 dirección larga, muro C-7

Fuente: SPcolumn, 2017

También se muestran los diagramas de interacción del muro corregidos de acuerdo al código de nuestro país E.060

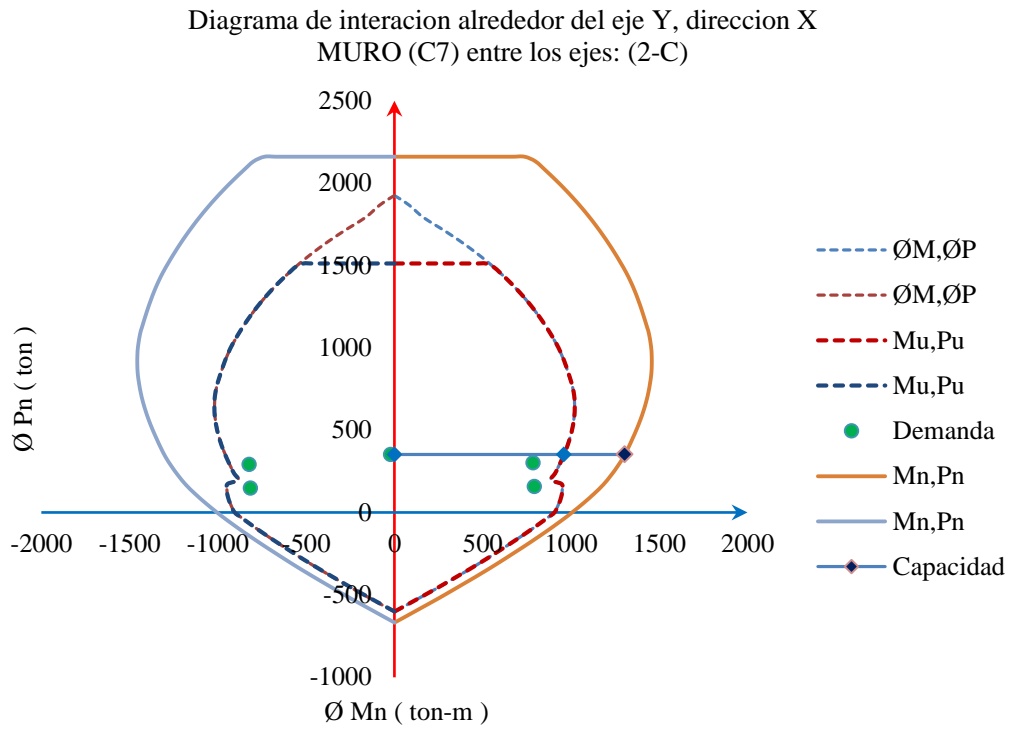


Figura 130. Interacción para sismo  $X \pm$  muro C-7

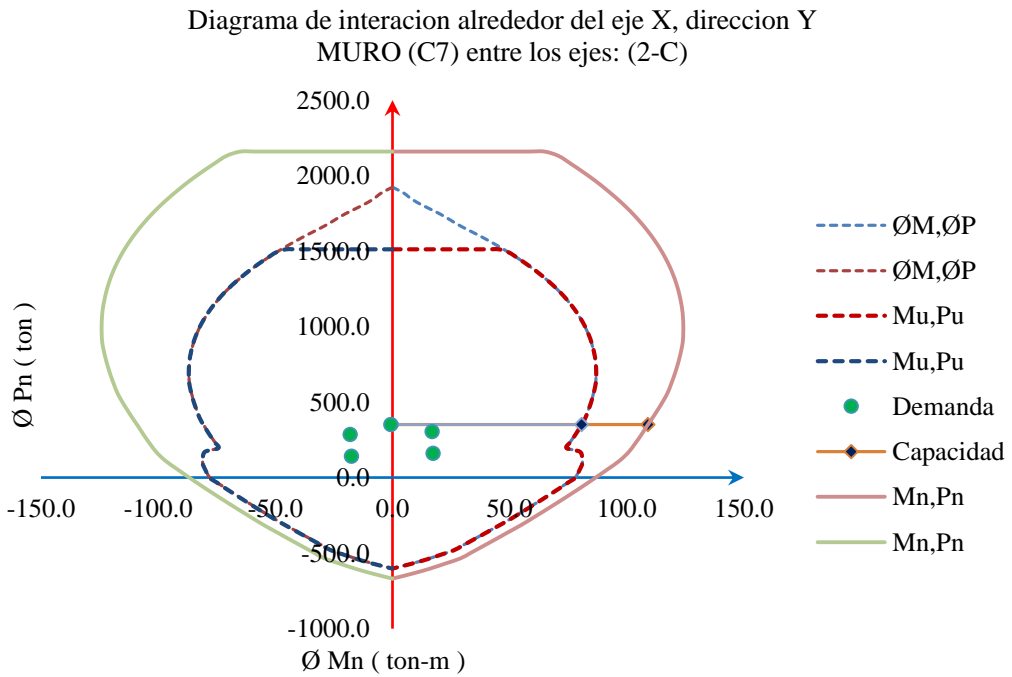


Figura 131. Interacción para sismo  $Y \pm$  muro C-7

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<br>máx. | Pu2<br>mín | Mn1<br>ton-m | Mn2<br>ton-m | Mu1<br>ton-m | Mu2<br>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<br>ton | bx<br>cm | by<br>cm | dx<br>cm | dy<br>cm | Vcx<br>ton | Vcy<br>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

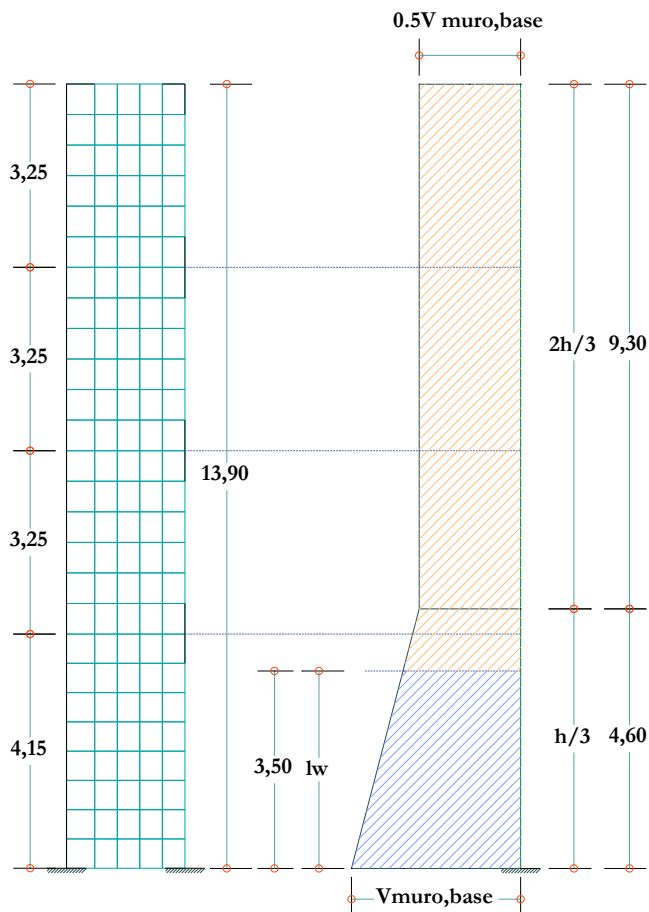


Figura 132. Envolvente para diseño por fuerza de corte para muros híbridos

**Tabla 124***Cortante probable y demanda de corte, muro C-7, Dir. X.*

| Nivel | Ø <sub>o,w</sub> | ω <sub>v</sub> | Ve<br>ton | V <sub>prx</sub><br>ton | qi<br>ton | Vs<br>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.*

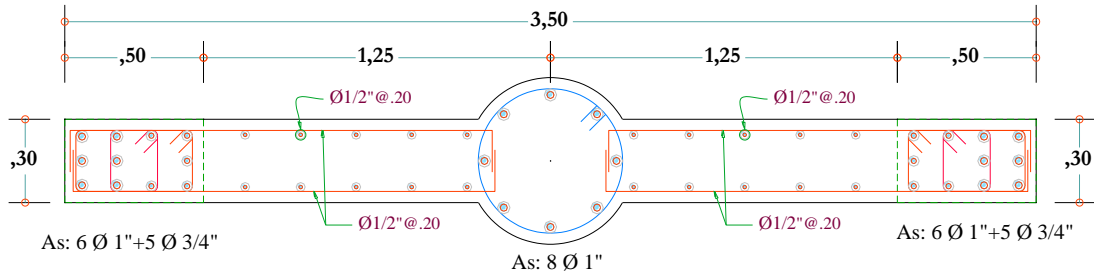
| Nivel | Ø <sub>o,w</sub> | ω <sub>v</sub> | Ve<br>ton | V <sub>pry</sub><br>ton | qi<br>ton | Vs<br>ton |
|-------|------------------|----------------|-----------|-------------------------|-----------|-----------|
| 1     | 4,860            | 1,105          | 6,87      | 36,90                   | 36,90     | -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.*

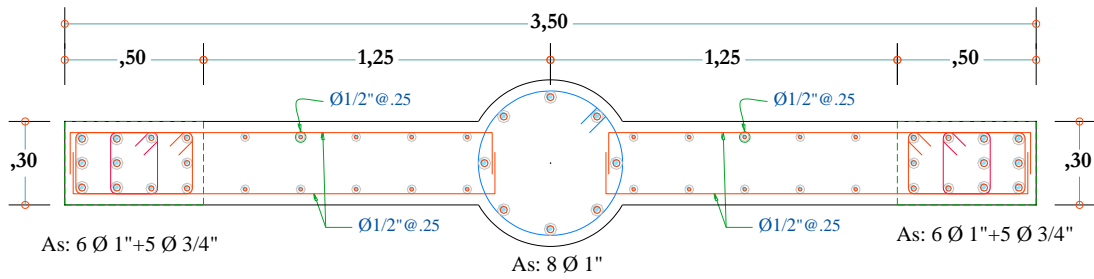
| Nivel | V <sub>sx</sub><br>ton | V <sub>sy</sub><br>ton | Estribo<br>Ø | n° de<br>Ramas.x | Av,x<br>cm <sup>2</sup> | n° de<br>Ramas.y | Av y<br>cm <sup>2</sup> | Sx<br>m | Sy<br>m |
|-------|------------------------|------------------------|--------------|------------------|-------------------------|------------------|-------------------------|---------|---------|
| 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    |





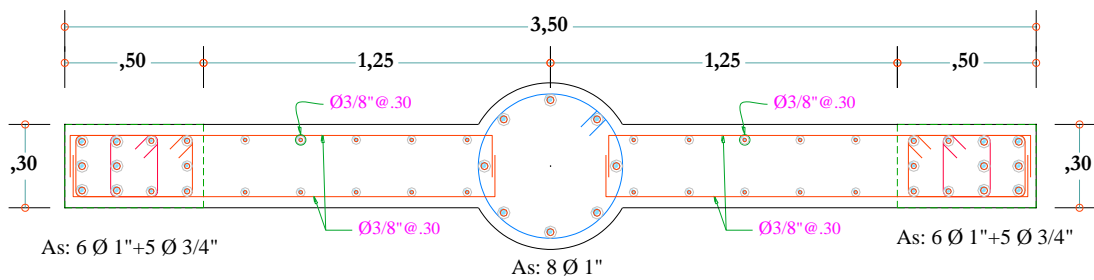
## Muro C-7

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.

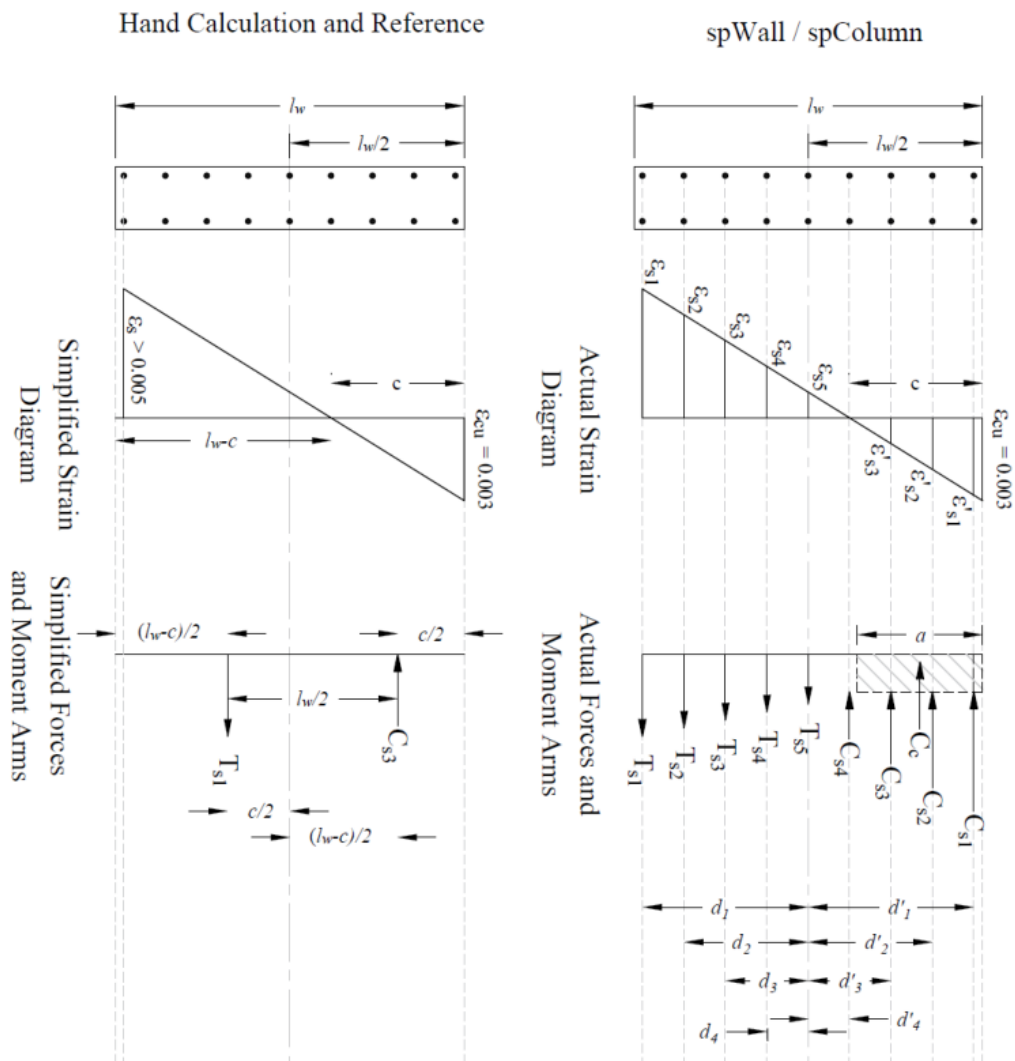


Figura 134. Diagramas de cálculo para métodos simplificados y software

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<br>k_N | Mx-x<br>kNm | My-y<br>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<br>kN | Muy<br>kNm | PhiMny<br>kNm | PhiMn/Mu | NA depth<br>mm | Dt<br>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+.

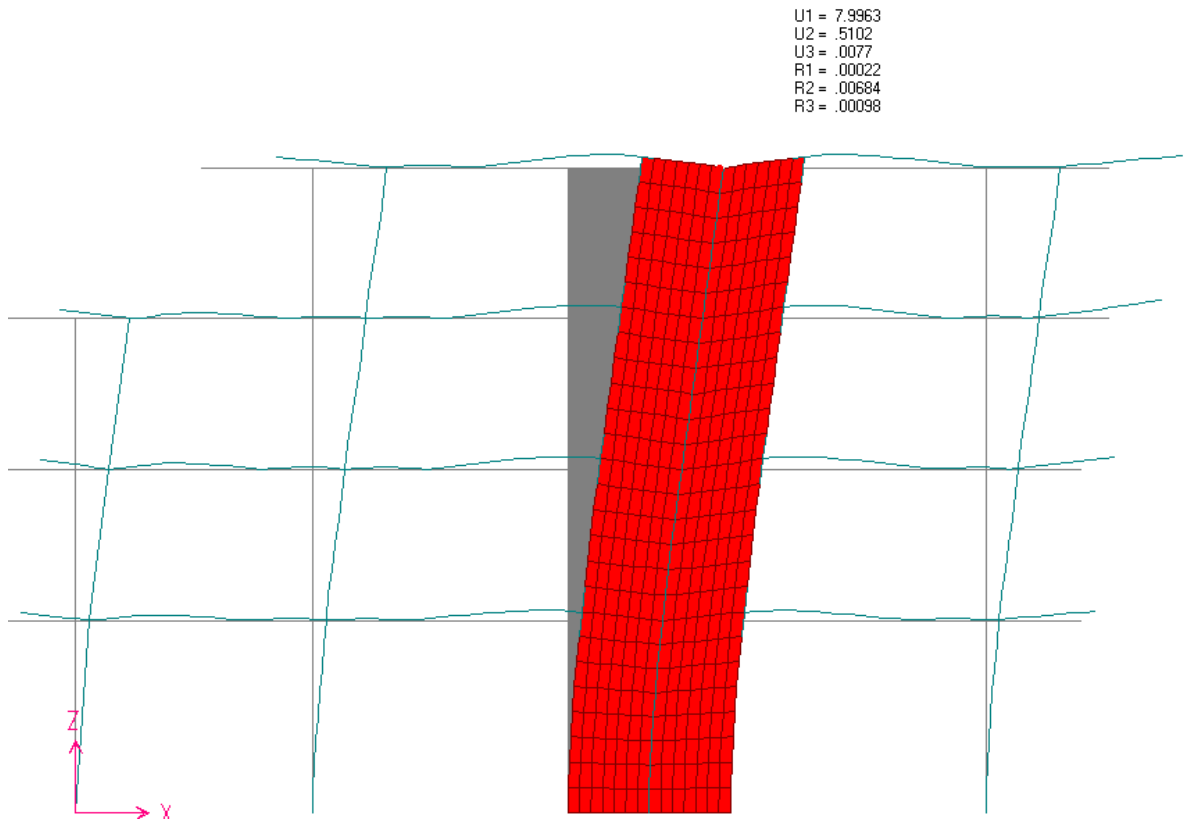


Figura 136. Desplazamiento lateral inelástico  $\delta u=8\text{cm}$

Fuente: SAP2000, 2014

$\delta u/hm=(8/1390)=0,00576>0,005$ , entonces  $C = \frac{350}{600 \times 0,00576} = 101,4\text{cm}$ . Comparamos 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.

$$c_{min} = \max \begin{cases} c - 0,1m & 120,7\text{cm} - 0,1(350\text{cm}) \\ c/2 & 85,7\text{cm (gobierna)} \\ & 120,7\text{cm}/2 \\ & 60,35\text{cm} \end{cases}$$

Adoptamos  $c=90\text{cm}$

Los núcleos que inicialmente fueron propuestos, deberán de incrementarse.

Otra opción es estribar el refuerzo vertical hasta cumplir con la longitud mínima de confinamiento.

Tomaremos la segunda opción, el detalle se muestra en la figura que sigue.

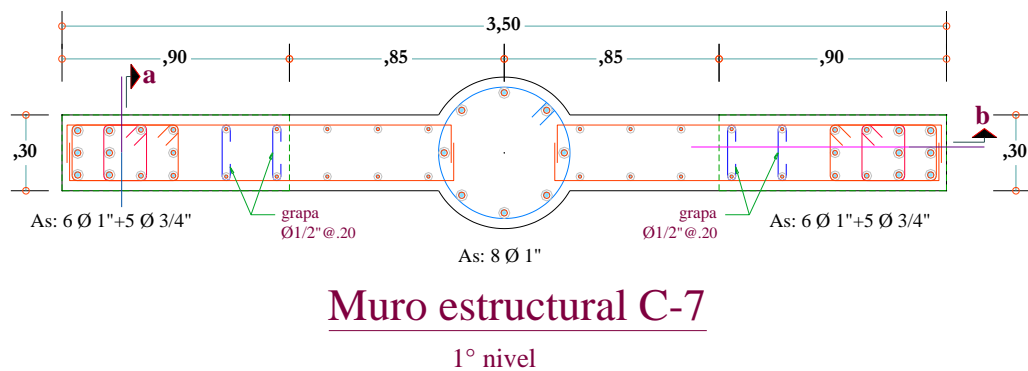


Figura 137. Diseño final de la longitud de confinamiento en muro C-7

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 cm<sup>2</sup>

Ac=42x22=924 cm<sup>2</sup>

Fyt=4200 kg/cm<sup>2</sup>

$$A_{shx} \geq \begin{cases} 0,3 \times 10 \times 22 \left( \frac{1500}{924} - 1 \right) \frac{210}{4200} \\ = 2,06 \text{ cm}^2 \text{ (gobierna)} \\ \frac{0,09 \times 10 \times 22 \times 210}{4200} \\ = 0,99 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

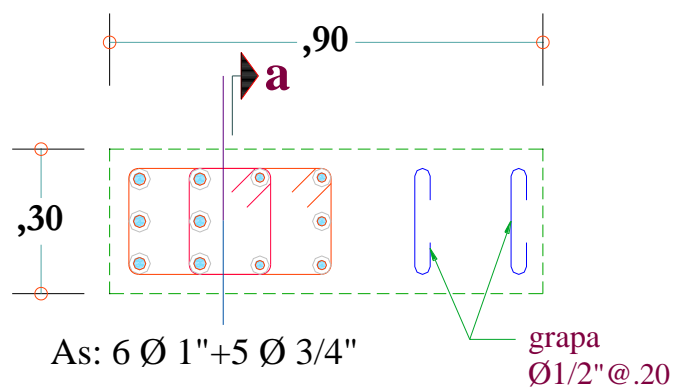


Figura 138. Sección a-a, núcleo de muro

$$A_{shx} = 4 \times 0,71 = 2,85 \text{ cm}^2 > 2,06 \text{ cm}^2, \text{ CUMPLE!}$$

Calculamos para la dirección del sismo Y+

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

$$Bc=42\text{cm}$$

$$A_g=50 \times 30=1500\text{cm}^2$$

$$A_c=42 \times 22=924\text{cm}^2$$

$$F_{yt}=4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{shy} \geq \begin{cases} 0,3 \times 10 \times 42 \left( \frac{1500}{924} - 1 \right) \frac{210}{4200} \\ = 3,93 \text{ cm}^2 \text{ (gobierna)} \\ \frac{0,09 \times 10 \times 42 \times 210}{4200} \\ = 1,89 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

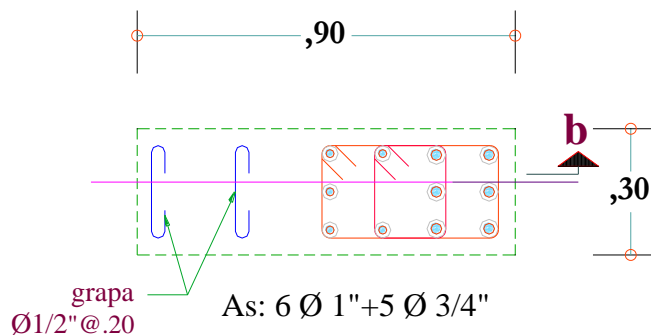


Figura 139. Sección b-b, núcleo de muro

$$A_{shy} = 6 \times 0,71 = 4,26 \text{ cm}^2 > 3,93 \text{ cm}^2 \text{ CUMPLE!}$$

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<br>Ø | N°<br>estribos | S<br>m | Rto @<br>m | Detalle de estribos en núcleos<br>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.*

| <b>Factor</b>                           | <b>Descripción</b>  | <b>Valor</b> |
|---|---|--------------|
| 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<br>De muros estructurales                               |              |
|   | Rox :   | 6            |
|   | Paralelo al eje Y<br>De muros estructurales                               |              |
|   | Roy :   | 6            |
| Factores de irregularidad               | Irregularidad en altura<br>Irregularidad de geometría vertical            |              |
|   | Factor Ia   | 0,9          |
|   | Irregularidad en planta<br>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         |

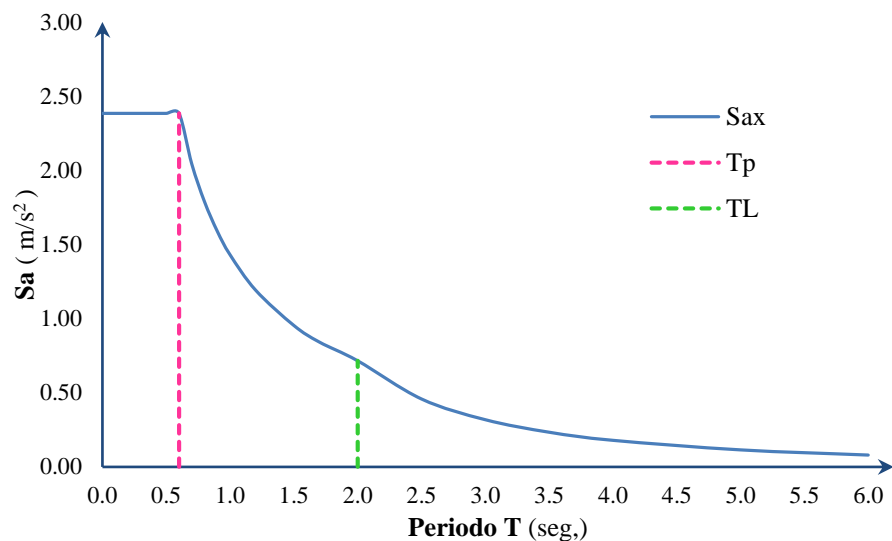


Figura 140. Espectro de aceleraciones para el análisis, muros estructurales

### 4.5.3 Periodos y modos de vibración

Tabla 130

Periodos y frecuencias modales 12 de 100 empleados.

| OutputCase | StepType | StepNum<br>Unitless | Period<br>Sec | Frequency<br>Cyc/sec | CircFreq<br>rad/sec | Eigenvalue<br>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<br>Text | Static<br>% | Dynamic<br>% |
|------------|--------------|--------------|-------------|--------------|
| MODAL      | Acceleration | UX           | 99,9216     | 92,8119      |
| MODAL      | Acceleration | UY           | 99,8737     | 91,7232      |
| MODAL      | Acceleration | UZ           | 86,2329     | 45,0424      |

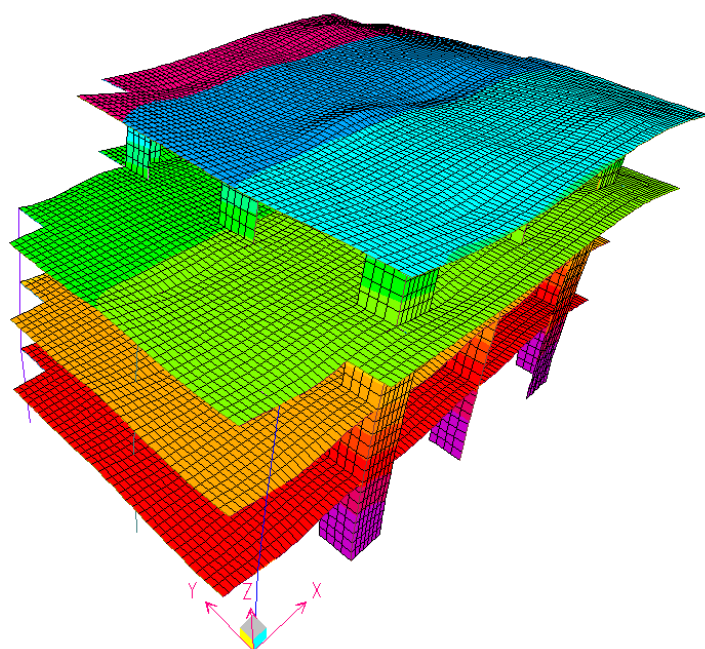


Figura 141. Primer modo traslacional  $T_x=0,38$  seg

Fuente: SAP2000, 2014

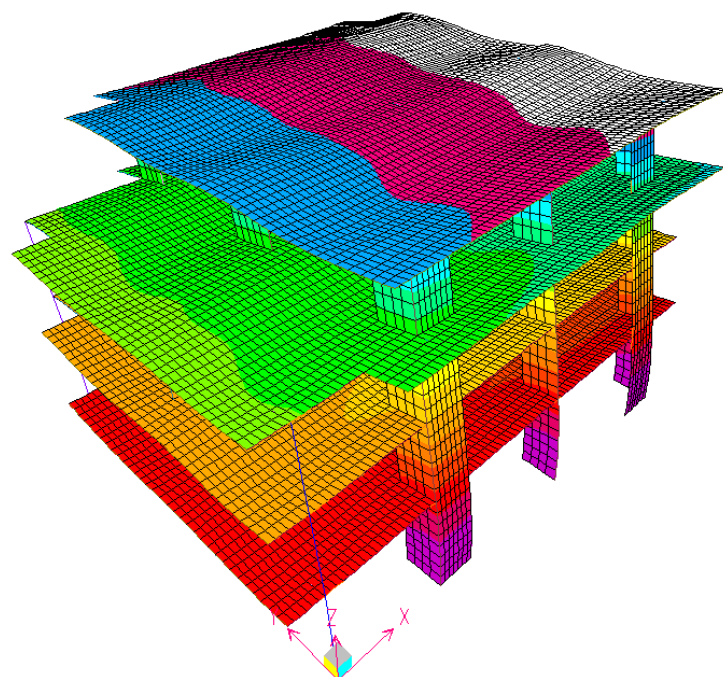
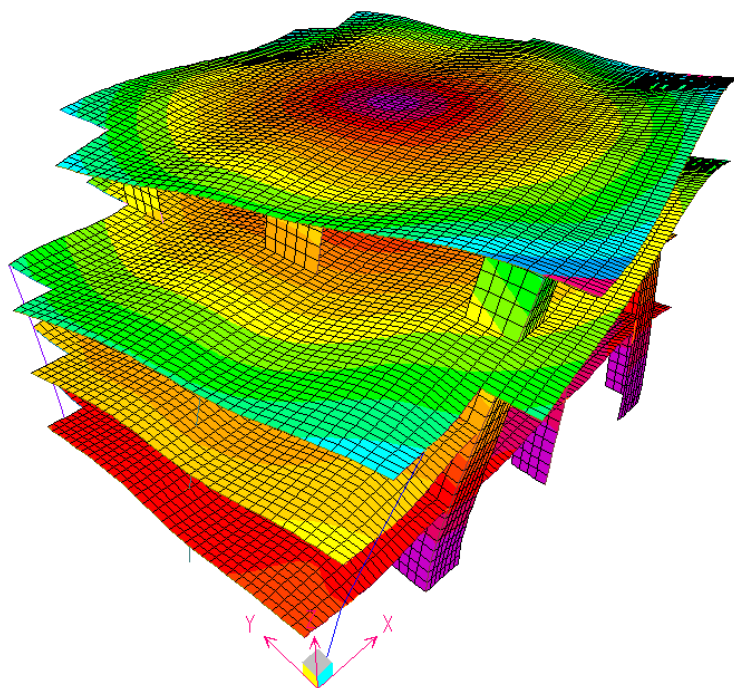


Figura 142. Segundo modo traslacional  $T_y=0,34$  seg

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.*

| <b>LoadPat</b> | <b>Dirección</b> | <b>PercentEcc</b><br><b>Unitless</b> | <b>UserZ</b><br><b>Yes/No</b> | <b>C</b><br><b>Unitless</b> | <b>K</b><br><b>Unitless</b> | <b>WeightUsed</b><br><b>Ton</b> | <b>BaseShear</b><br><b>Ton</b> |
|----------------|------------------|--------------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|---------------------------------|--------------------------------|
| 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 |

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 |

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<br>cm | Desplazamiento<br>relativo | Deriva<br>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<br>nudo 1 | Deriva<br>nudo 2 | Deriva<br>nudo 3 | Deriva<br>nudo 4 | Distorsión de<br>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<br>cm | Desplazamiento<br>relativo | Deriva<br>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<br>nudo 1 | Deriva<br>nudo 2 | Deriva<br>nudo 3 | Deriva<br>nudo 4 | Distorsión<br>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.

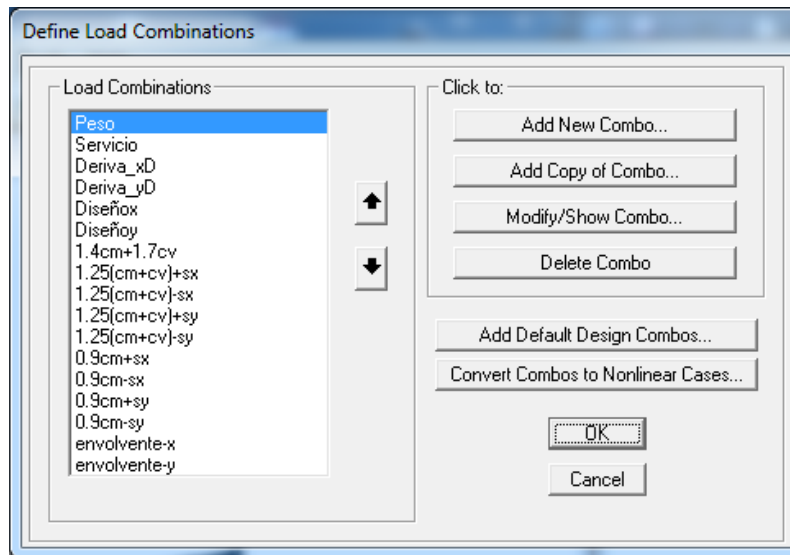


Figura 146. Combinaciones de carga empleados

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 $\phi$ 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

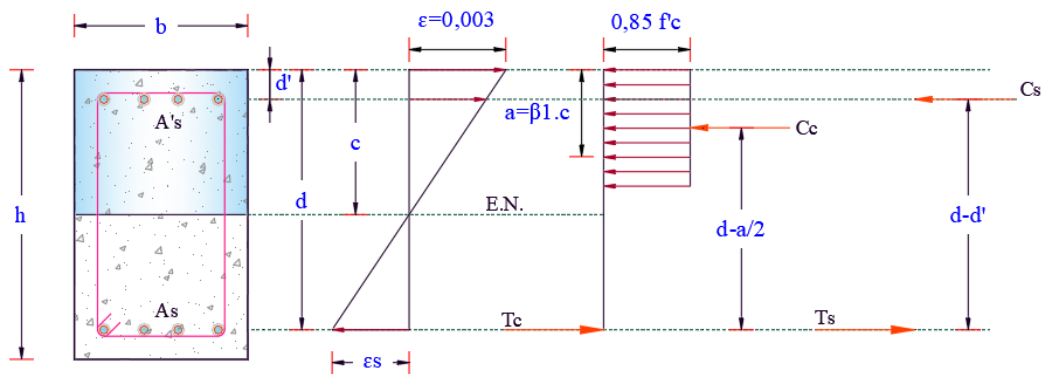


Figura 147. Diagrama de secciones controladas por tracción y compresión

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”.

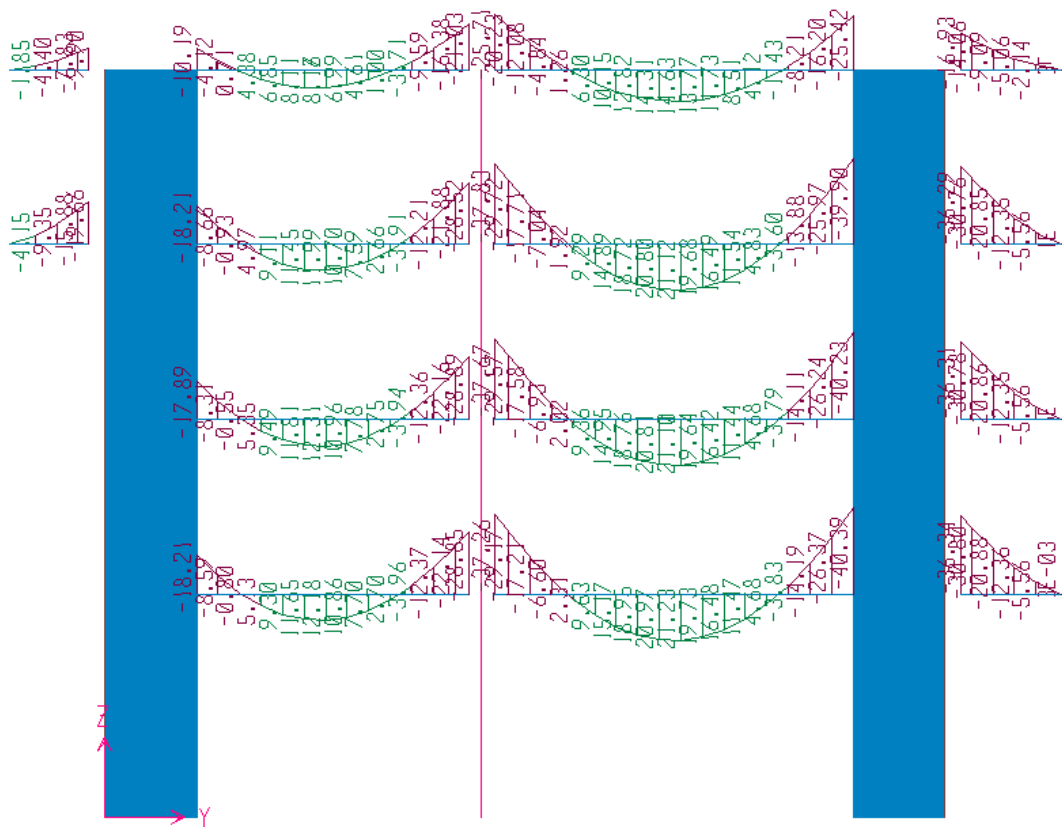


Figura 148. Pórtico C, diagrama de momento flector: 1,4cm+1,7cv

Fuente: SAP2000, 2014

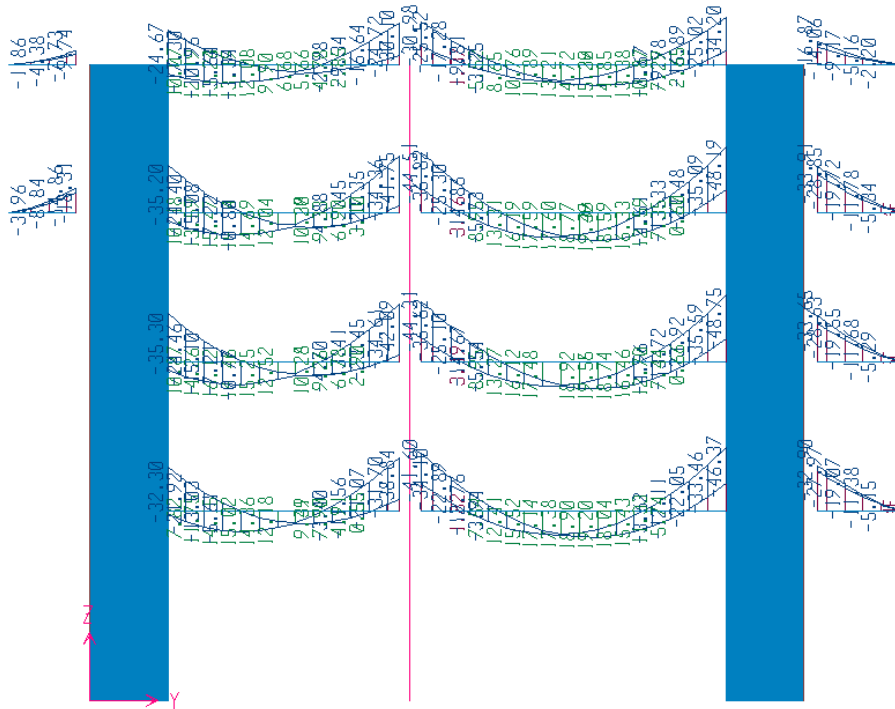


Figura 149. Pórtico C, diagrama de momento flector:  $1,25 \text{ (cm+cv)} \pm S_y$

Fuente: SAP2000, 2014

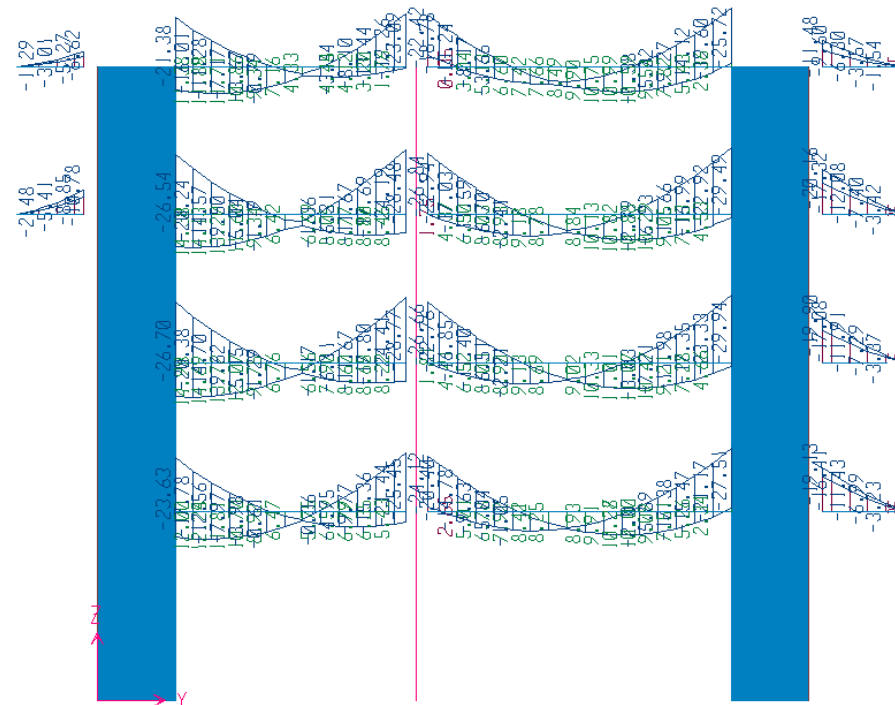


Figura 150. Pórtico C, diagrama de momento flector:  $0,9 \text{ cm} \pm S_y$

Fuente: SAP2000, 2014

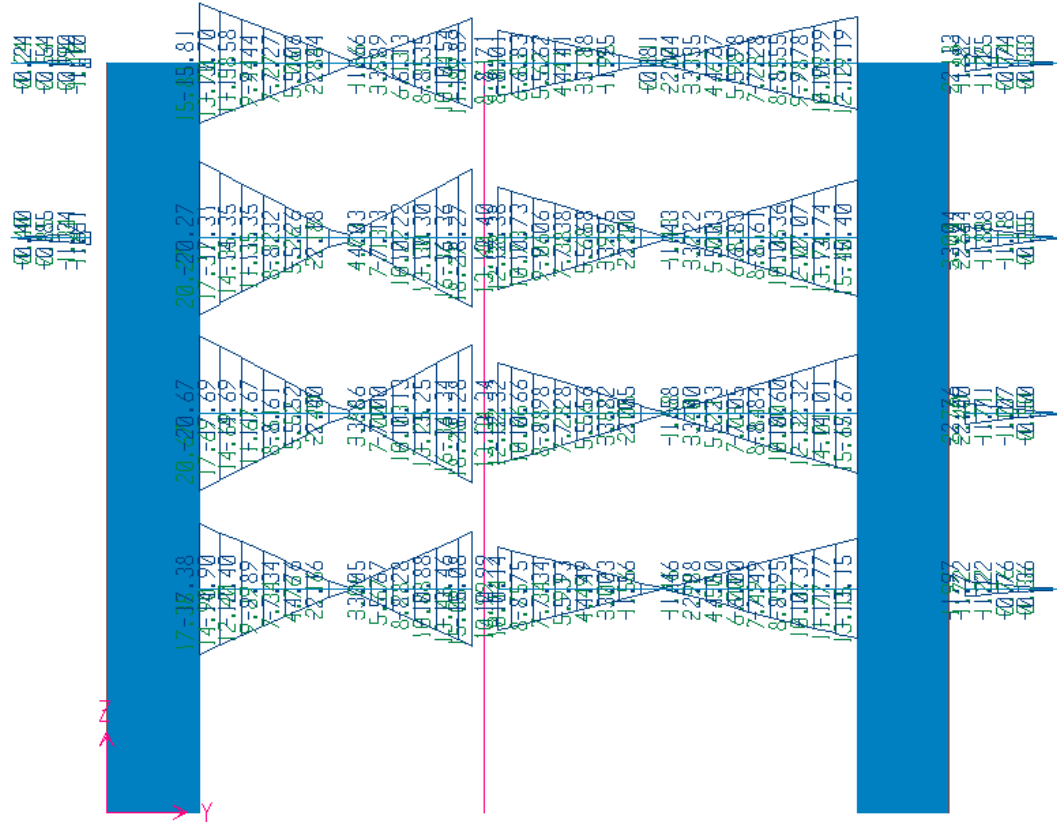


Figura 151. Pórtico C, diagrama de momento flector:  $\pm S_y$

Fuente: SAP2000, 2014

#### 4.5.10.1 Diseño de viga VC-1

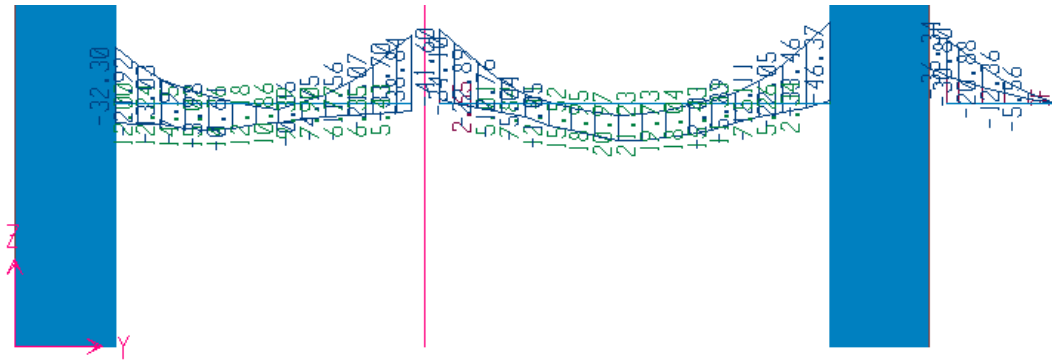


Figura 152. Envoltura de diseño viga del eje C nivel 1; VC-1

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 <sup>2</sup> ] |       |                      |                       |      |  |        |      |                 |      |
| f'c :   | 0,210 | fy :                 | 4,200                 | Es : | 2000                                     | φ :    | 0,9  | β1=             | 0,85 |
| ε <sub>c,max</sub> :  | 0,003 | ε <sub>s,min</sub> : | 0,005                 |      |  |        |      |                 |      |
| c <sub>max</sub> =  | 0,375 | d =                  | 22,88                 | cm   | a <sub>max</sub> = β1,c <sub>max</sub> = | 19,44  | cm   |                 |      |
| f's=  | 4,20  | ton/cm <sup>2</sup>  | As superior corrido : |      | 2  | ø 3/4" | 5,68 | cm <sup>2</sup> |      |

**Tabla 139**

Calculo del acero de refuerzo pro flexión, viga VC-1.

| Tramo | Apoyo  | Mi   | Mu<br>ton.m | a<br>cm | Vsr?<br>Vdr? | A's<br>cm <sup>2</sup> | As<br>cm <sup>2</sup> | A's<br>cm <sup>2</sup> | As<br>cm <sup>2</sup> |
|-------|--------|------|-------------|---------|--------------|------------------------|-----------------------|------------------------|-----------------------|
| 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<br>cm <sup>2</sup> | chek  | ratio<br>>1 | Mn<br>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 |

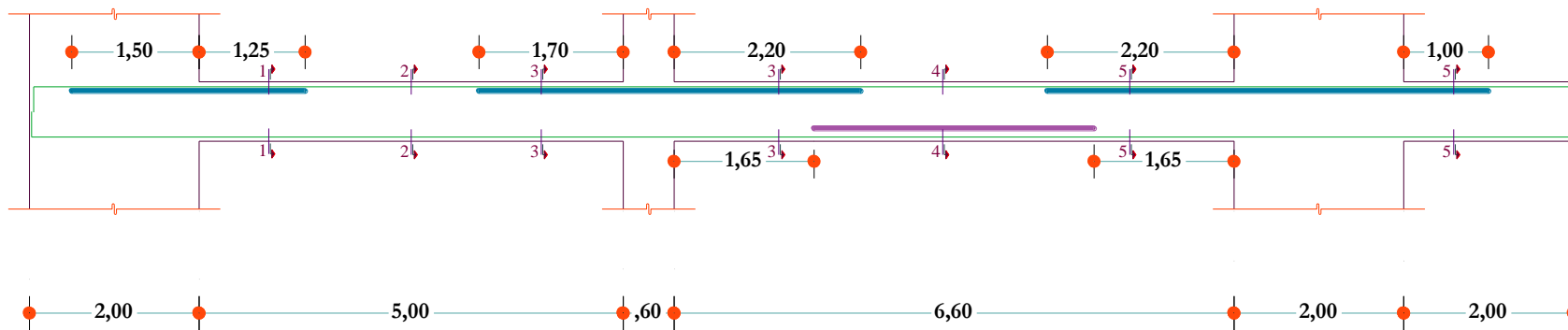


Figura 153. Secciones VC-1

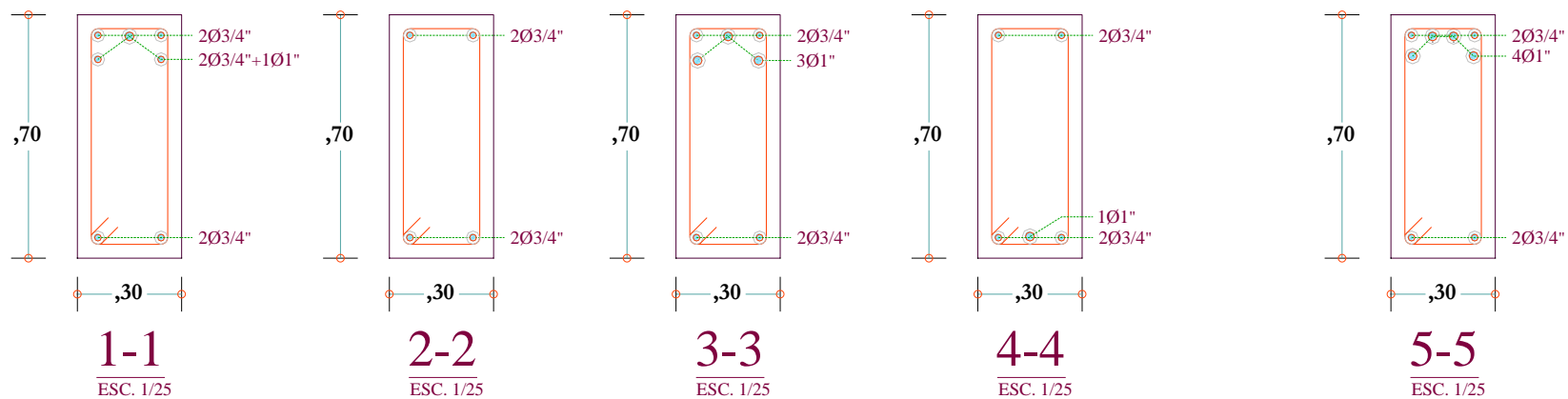


Figura 154. Acero longitudinal por flexión VC-1



#### 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 2 h.

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.

$$V_{uc} = \phi \cdot V_c = \phi \cdot 0,53 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d = 11,95 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \cdot \phi = 0,85$$

$$s_1 = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s$$

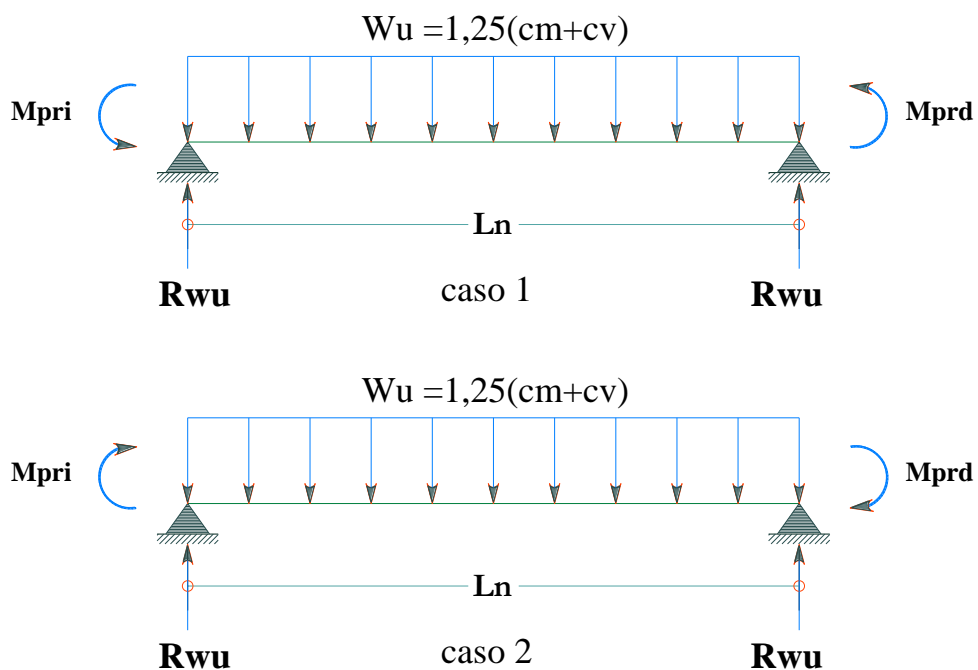


Figura 155. Cálculo de la fuerza cortante para diseño de vigas

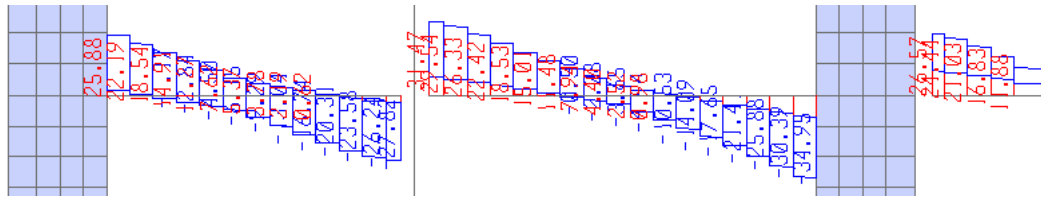


Figura 156. Diagrama de fuerza cortante de diseño (envolvente) VC-1

**Tabla 141**

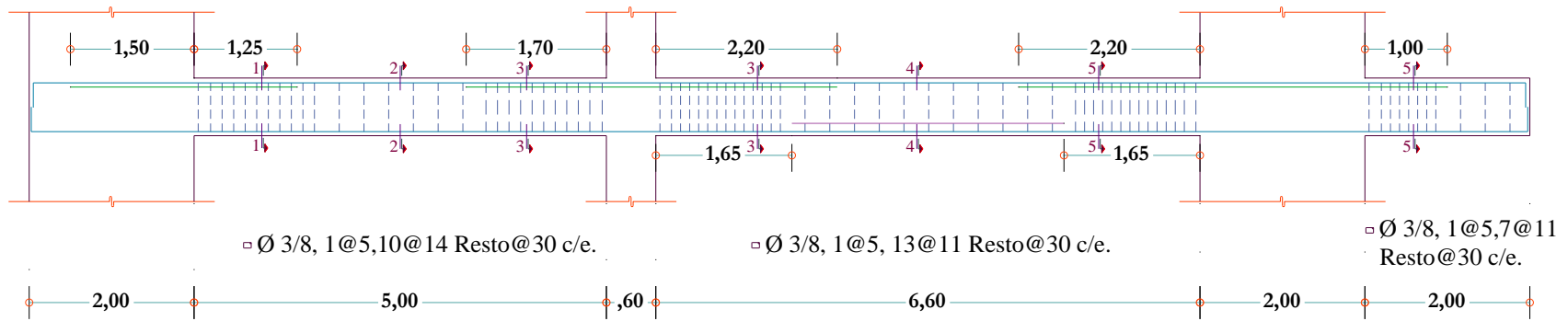
Calculo de cortante ultimo de diseño VC-1.

| Tramo | Caso  | Mi    | Mpr<br>ton.m | R wu<br>ton | Vui-ton<br>Vu. SAP | Vu<br>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<br>ton | Estribo  | n° de<br>Ramas | Av<br>cm <sup>2</sup> | s1<br>cm              | s2<br>d/4 | s3<br>10db | s4<br>24Db | s5<br>30 | s final<br>min | L<br>Conf. | N° d<br>Estribos | Fuera<br>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

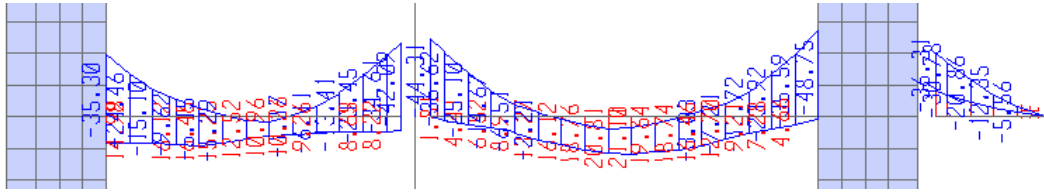


Figura 158. Envoltura de diseño VC-2

Fuente: SAP2000, 2014

**Tabla 143**

Diseño por flexión VC-2.

| Tramo | Apoyo  | Mi   | Mu<br>Ton.m | a<br>cm | Vsr?<br>Vdr? | A's<br>cm <sup>2</sup> | As<br>cm <sup>2</sup> | A's<br>cm <sup>2</sup> | As<br>cm <sup>2</sup> |
|-------|--------|------|-------------|---------|--------------|------------------------|-----------------------|------------------------|-----------------------|
| 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<br>cm <sup>2</sup> | chek  | ratio<br>>1 | Mn<br>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 |
|        |        | 2             | ∅ 1"   | +             | 1        | ∅ 1 3/8"                   | 25,94 | ok          | 1,23        | 55,38 |
| 2      | Der,   | 0             | ∅ 1"   |               | 0        |                            | 5,68  | ok          | 1,29        | 14,02 |
|        |        | 2             | ∅ 1"   | +             | 1        | ∅ 1 3/8"                   | 25,94 | ok          | 1,15        | 55,38 |
|        | 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       |       |

**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     | ∅ 3/4"  | ∅ 3/8"  |        |             | 2h      |               | d/2           |     |
| 37,7   | ∅ 3/8"   | 2           | 1,42   | 9,7                  | 15,25  | 19,1    | 22,8    | 30     | 9           | 140     | 16            | 30            |     |
|        | Estribo: | ∅ 3/8"      |        | 1 @5 ,16 @9, Rto @30 |        |         | 61      | ∅ 3/4" | ∅ 3/8"      |         | 2h            |               | d/2 |
| 39,3   | ∅ 3/8"   | 2           | 1,42   | 9,3                  | 15,25  | 19,1    | 22,8    | 30     | 9           | 140     | 16            | 30            |     |
|        | Estribo: | ∅ 3/8"      |        | 1 @5 ,16 @9, Rto @30 |        |         |         |        |             |         |               |               |     |

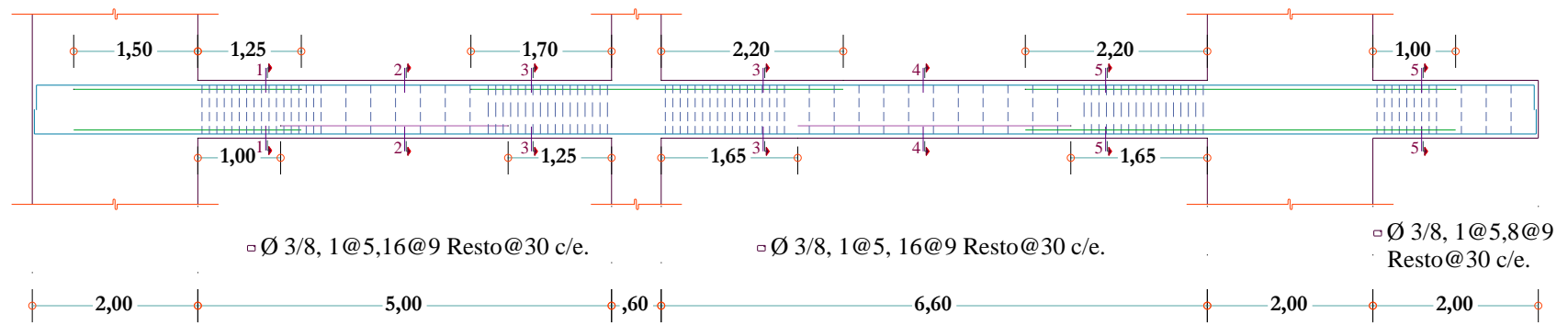


Figura 159. Refuerzo por flexión y corte, VC-2

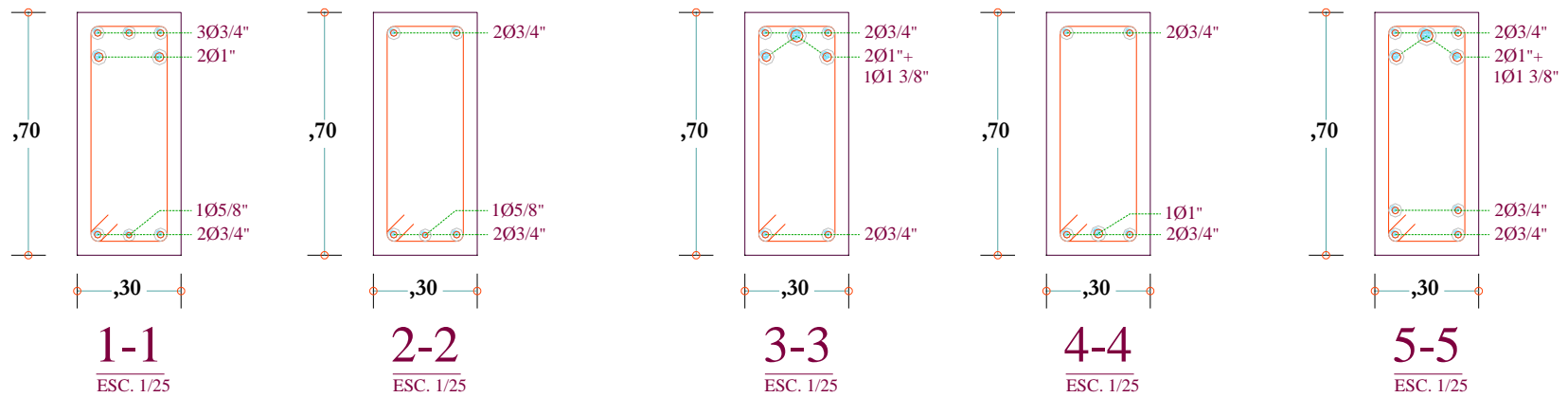


Figura 160. Secciones, VC-2

#### 4.5.10.4 Diseño de viga VC-3

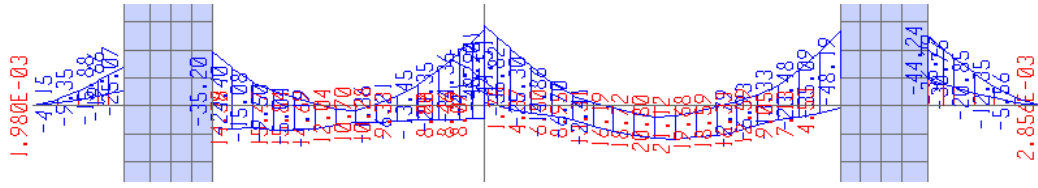


Figura 161. Envoltura de diseño VC-3

Fuente: SAP2000, 2014

**Tabla 147**

Diseño por flexión VC-3.

| Tramo  | Apoyo  | Mi   | Mu<br>ton.m | a<br>cm | Vsr?<br>Vdr ? | A's<br>cm <sup>2</sup> | As<br>cm <sup>2</sup> | A's<br>cm <sup>2</sup> | As<br>cm <sup>2</sup> |
|--------|--------|------|-------------|---------|---------------|------------------------|-----------------------|------------------------|-----------------------|
| 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                   |
|        |        | Der. | Mu -        | 41,75   | 16,4          | Vsr                    |                       | 20,92                  |                       |
|        | Mu +   |      | 8,1         | 2,8     | Vsr           |                        | 3,60                  |                        | 4,4                   |
|        | 2      | Izq. | Mu -        | 44,51   | 17,7          | Vsr                    |                       | 22,58                  |                       |
| Mu +   |        |      | 0           | 0,0     | Vsr           |                        | 0,00                  |                        | 4,4                   |
| Centro |        | Mu + | 21,12       | 7,7     | Vsr           |                        | 9,77                  |                        | 9,8                   |
|        |        | Der. | Mu -        | 48,2    | 19,5          | Vdr                    | 0,07                  | 24,86                  | 4,4                   |
|        | 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<br>cm <sup>2</sup> | chek  | ratio<br>>1 | Mn<br>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       |
|       |        | Der.          | 2      | ∅ 1" +        | 1        | ∅ 1 3/8"                   | 25,94 | ok          | 1,24        |
|       | 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        |
|       | 0      |               |        | 0             |          | 5,68                       | ok    | 1,29        | 14,02       |

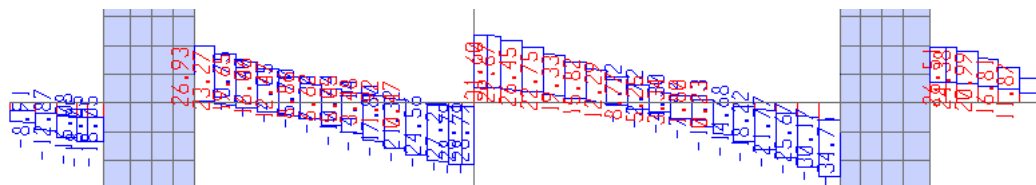


Figura 162. Envolvente de fuerza cortante de diseño VC-3

Fuente: SAP2000, 2014

**Tabla 149**

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

| Tramo | Caso  | Mi    | Mpr<br>ton.m | R wu<br>ton | Vui-ton<br>Vu, SAP | Vu<br>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.*

| <b>Vs<br/>ton</b> | <b>Estribo</b> | <b>n° de<br/>Ramas</b> | <b>Av<br/>cm2</b> | <b>s1<br/>cm</b>     | <b>s2<br/>d/4</b> | <b>s3<br/>10db</b> | <b>s4<br/>24Db</b> | <b>s5<br/>30</b> | <b>s final<br/>min</b> | <b>L<br/>Conf.</b> | <b>N° d<br/>Estribos</b> | <b>Fuera<br/>z conf.</b> |     |
|-------------------|----------------|------------------------|-------------------|----------------------|-------------------|--------------------|--------------------|------------------|------------------------|--------------------|--------------------------|--------------------------|-----|
|                   |                |                        |                   |                      | 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 |                   |                    |                    |                  |                        |                    |                          |                          |     |

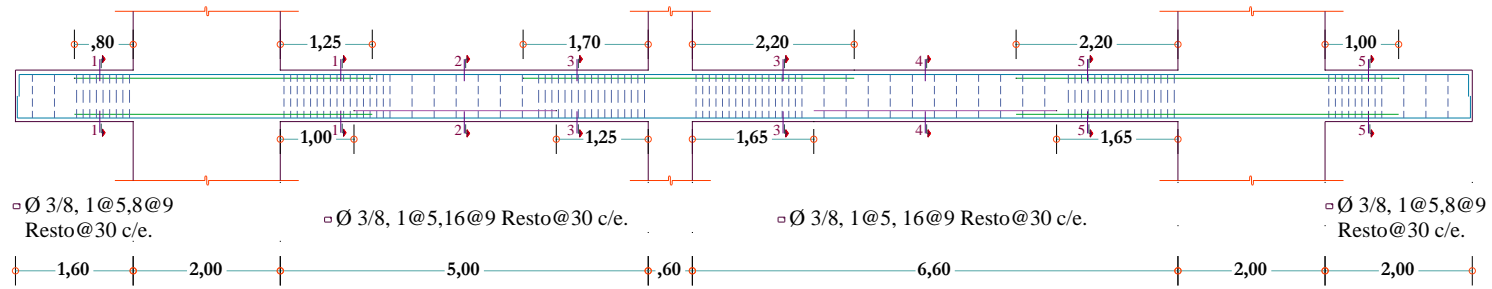


Figura 163. Refuerzo por flexión y corte, VC-3

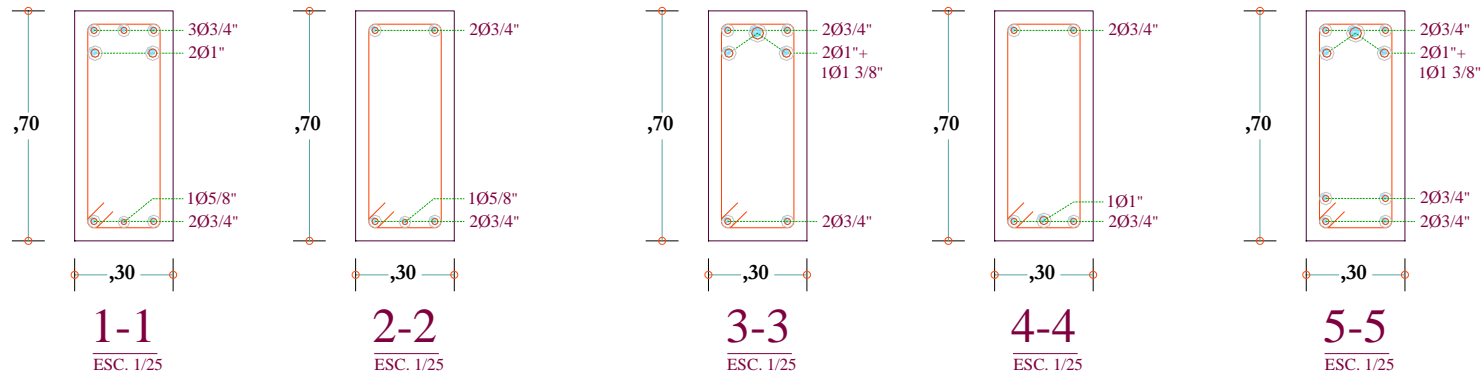


Figura 164. Secciones, VC-3

#### 4.5.10.5 Diseño de viga VC-4

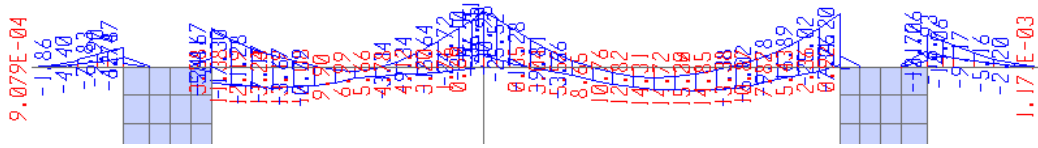


Figura 165. Envoltura de diseño VC-4

Fuente: SAP2000, 2014

**Tabla 151**

*Diseño por flexión VC-4.*

| Tramo | Apoyo  | Mi    | Mu<br>Ton.m | a<br>cm | Vsr ?<br>Vdr ? | A's<br>cm <sup>2</sup> | As<br>cm <sup>2</sup> | A's<br>cm <sup>2</sup> | As<br>cm <sup>2</sup> |
|-------|--------|-------|-------------|---------|----------------|------------------------|-----------------------|------------------------|-----------------------|
| 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<br>cm <sup>2</sup> | chek  | ratio<br>>1 | Mn<br>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 |

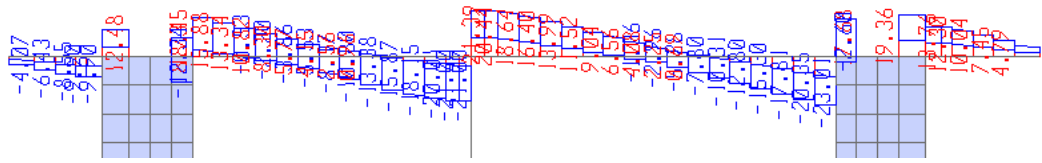


Figura 166. . Envolvente de fuerza cortante de diseño VC-4

Fuente: SAP2000, 2014

**Tabla 153**

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

| Tramo | Caso  | Mi    | Mpr<br>ton.m | R wu<br>ton | Vui-ton<br>Vu, SAP | Vu<br>ton |
|-------|-------|-------|--------------|-------------|--------------------|-----------|
| 1     | caso1 | Mpri  | 29,86        | 27,03       | 35,33              | 39,01     |
|       |       | Mprd  | 11,64        |             | 18,45              |           |
|       | Ln :  | 5,0   | m            | Vmax        |                    |           |
|       | caso2 | Mpri  | 11,64        | 29,15       | 39,01              |           |
| Mprd  |       | 37,69 | 21,00        |             |                    |           |
| 2     | caso1 | Mpri  | 37,69        | 31,55       | 39,02              | 42,30     |
|       |       | Mprd  | 11,64        |             | 21,40              |           |
|       | Ln :  | 6,6   | m            | Vmax        |                    |           |
|       | caso2 | Mpri  | 11,64        | 34,83       | 42,30              |           |
| Mprd  |       | 37,69 | 23,00        |             |                    |           |

**Tabla 154***Cálculo de la separación de estribos, VC-4.*

| <b>Vs<br/>ton</b> | <b>Estribo</b> | <b>n° de<br/>Ramas</b> | <b>Av<br/>cm2</b> | <b>s1<br/>cm</b>     | <b>s2<br/>d/4</b> | <b>s3<br/>10db</b> | <b>s4<br/>24Db</b> | <b>s5<br/>30</b> | <b>Separación final<br/>min</b> | <b>L<br/>Conf.</b> | <b>N° d<br/>Estribos</b> | <b>Fuera<br/>zona conf.</b> |     |
|-------------------|----------------|------------------------|-------------------|----------------------|-------------------|--------------------|--------------------|------------------|---------------------------------|--------------------|--------------------------|-----------------------------|-----|
|                   |                |                        |                   |                      | 51                | ∅ 3/4"             | ∅ 3/8"             |                  |                                 | 2h                 |                          | d/2                         |     |
| 34,1              | ∅ 3/8"         | 2                      | 1,42              | 8,7                  | 12,75             | 19,1               | 22,8               | 30               | <b>8</b>                        | 120                | <b>15</b>                | 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               | <b>7</b>                        | 120                | <b>18</b>                | 25                          |     |
|                   | Estribo:       | ∅ 3/8"                 |                   | 1 @5 ,18 @7, Rto @25 |                   |                    |                    |                  |                                 |                    |                          |                             |     |

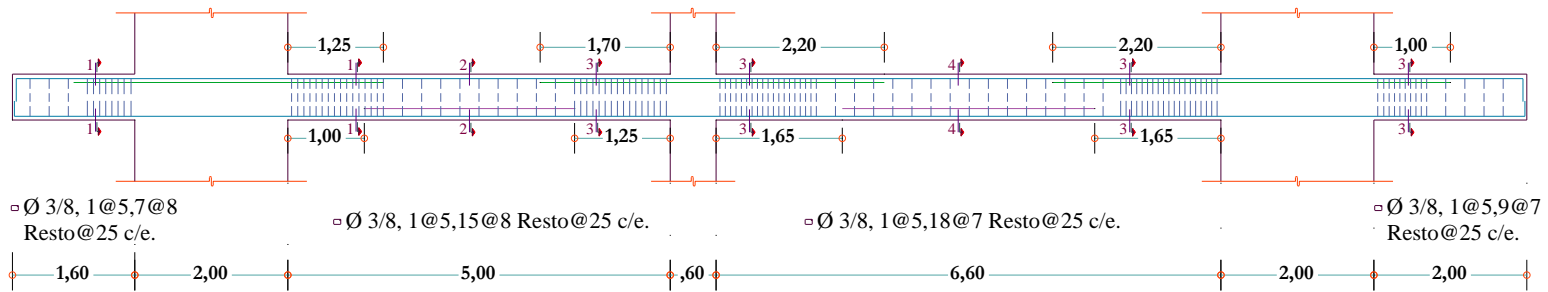


Figura 167. Refuerzo por flexión y corte, VC-4

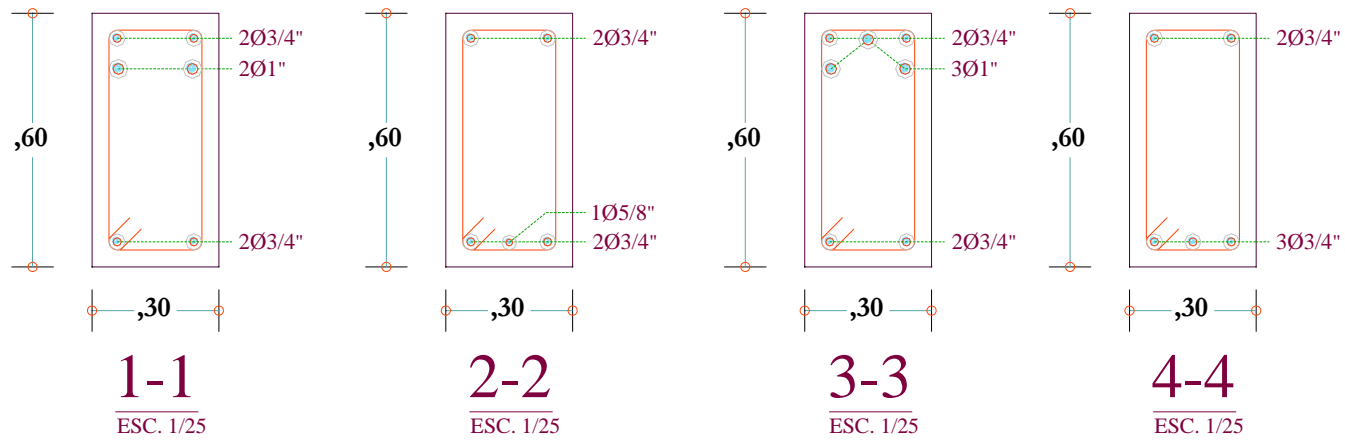


Figura 168. Secciones, VC-4

#### 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.

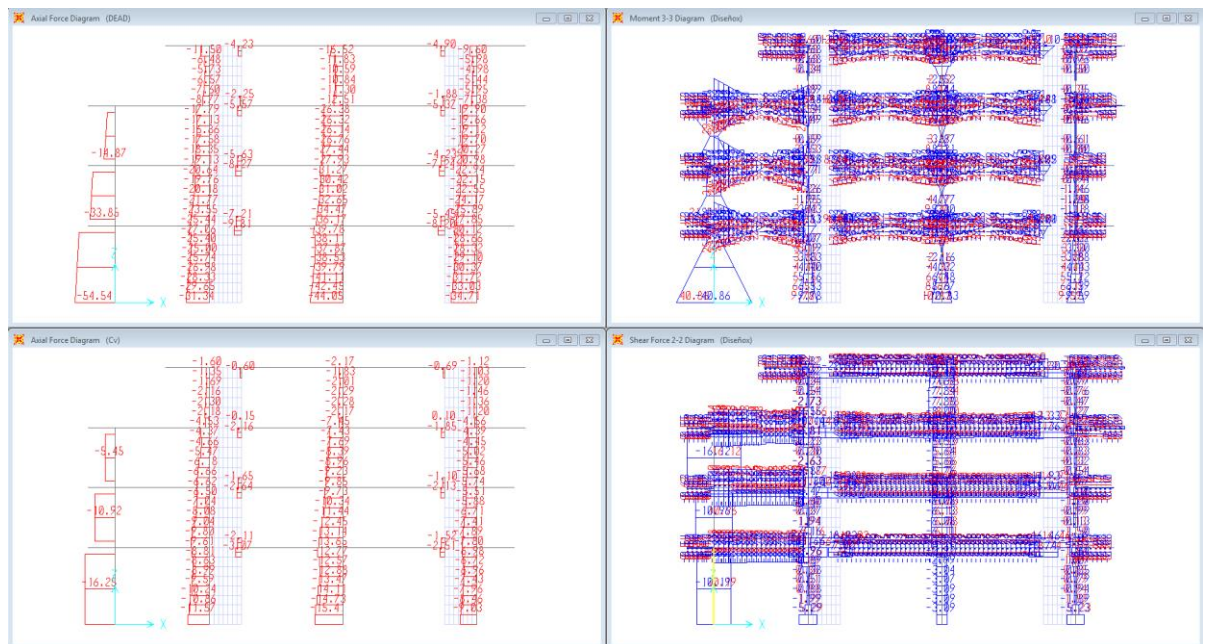


Figura 169. Esfuerzos en columnas, axial, cortante y momento flector

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±.*

| <b>Frame</b> | <b>Joint</b> | <b>OutputCase</b> | <b>CaseType</b> | <b>StepType</b> | <b>F1-Vu<br/>Ton</b> | <b>F3-Pu<br/>Ton</b> | <b>M2-Mux<br/>Ton-m</b> |
|--------------|--------------|-------------------|-----------------|-----------------|----------------------|----------------------|-------------------------|
| 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                 |

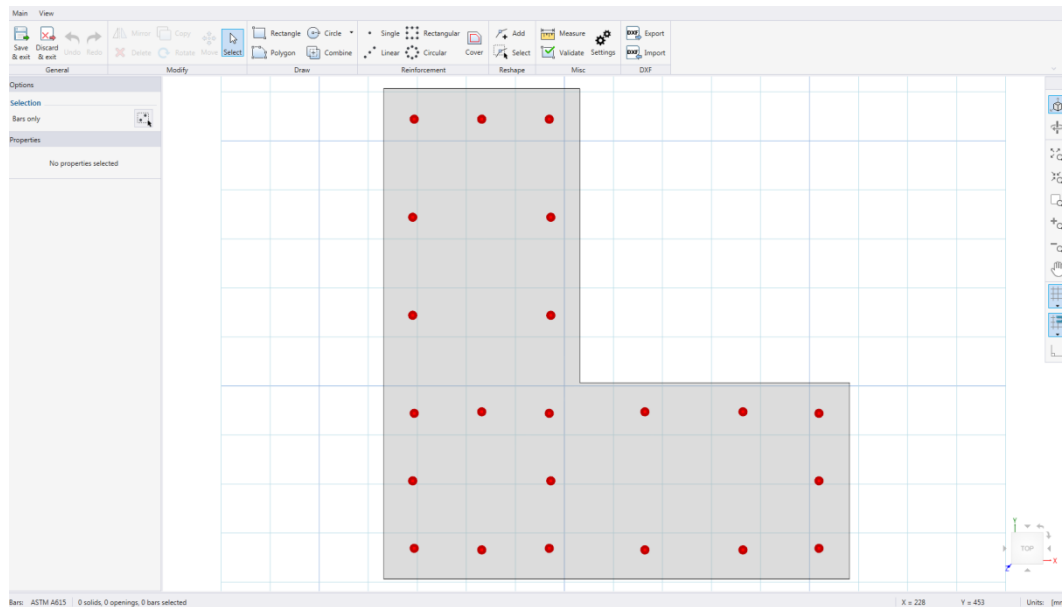


**Tabla 156**

*Element Joint Forces – Frames C-1 para sismo  $Y_{\pm}$*

| Frame | Joint | OutputCase     | CaseType    | StepType | F2-Vu<br>Ton | F3-Pu<br>Ton | M1-Muy<br>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  | $T_o = A_s f_y$                           |
|               |             | $\phi = 0,9 - (0,2 P_n / P_{\text{transición}})$         |   |

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)

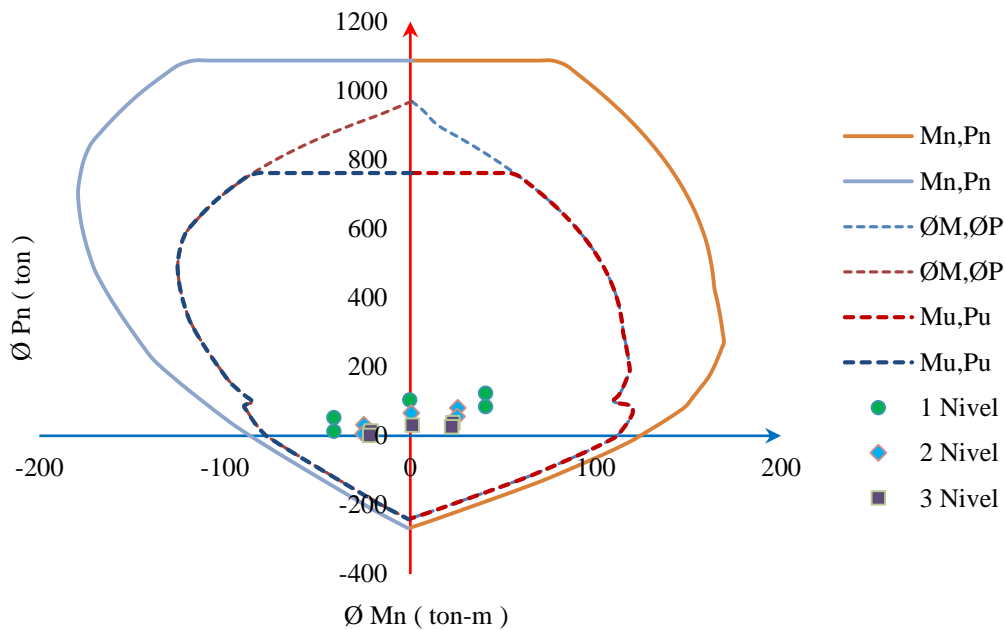


Figura 171. Interacción para sismo X±, C-1

DIAGRAMA DE INTERACION alrededor del eje X, direccion Y  
COLUMNA (C1) entre los ejes: (1-A)

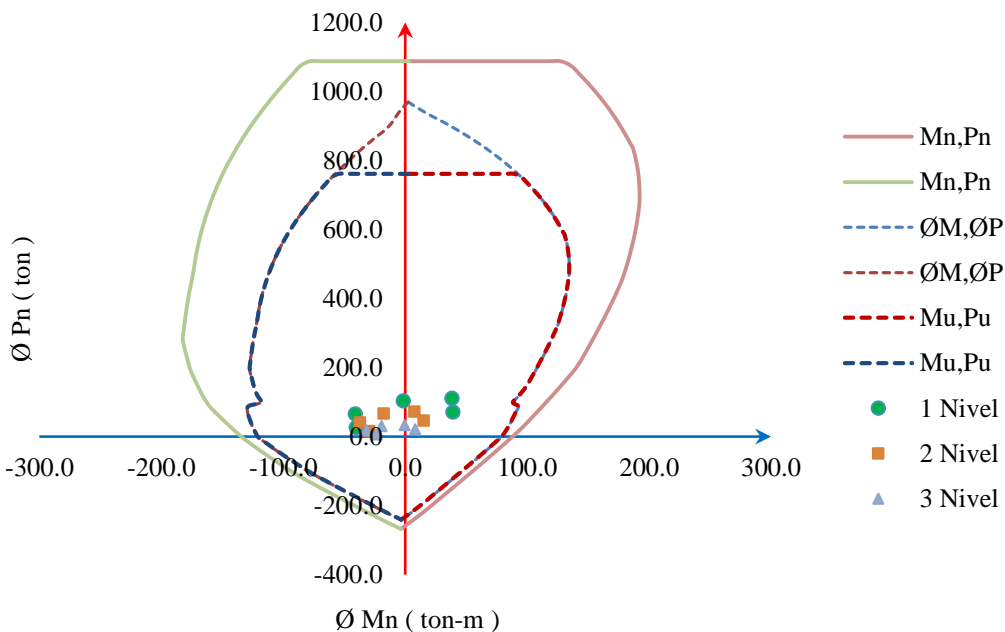


Figura 172. Interacción para sismo Y±, C-1

Considerando la cuantía mínima, cumplimos con la demanda de cargas, por tanto, este diseño lo mantendremos desde el nivel 1 hasta el nivel 3.

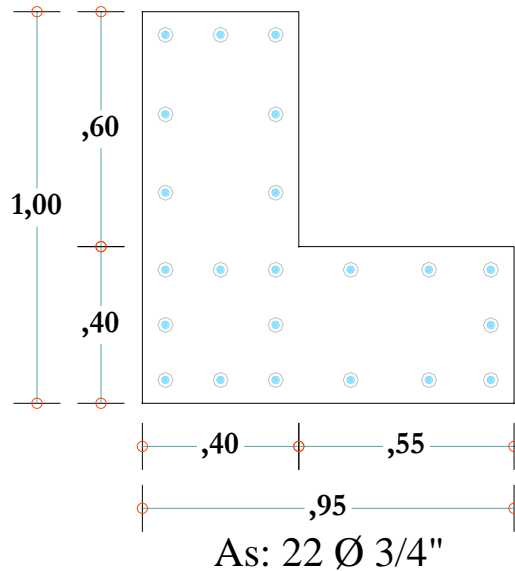


Figura 173. Diseño del refuerzo longitudinal C-1

#### 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*

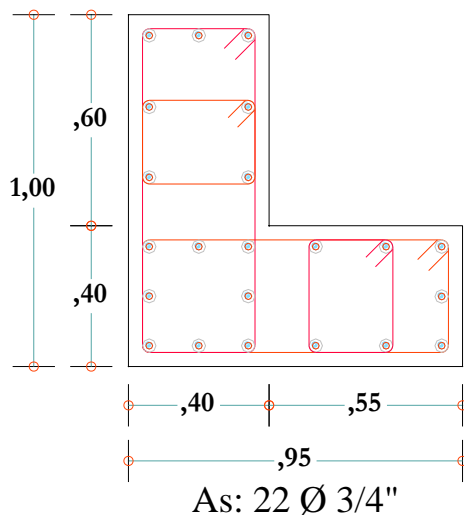
La separación de estribos fuera de la zona de confinamiento será:

$$S_o \text{ fuera} = \min(s_{calculado} = \text{no requiere}, 30cm)$$

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<br>Ton | Pu-F3<br>Ton | Mux-M2<br>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<br>ton | Pu-F3<br>ton | Mux-M2<br>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.

$$\begin{aligned} l_{conf} &= \max(0,15Lm, 1,5t) = \max(0,15 \times 3,5, 1,5 \times 0,30) = \max(0,525, 0,45) \\ &= 0,50cm \end{aligned}$$

$$A_s = 1\%(30 \times 50) = 15cm^2$$

$$\text{Colocamos } 6\text{Ø}3/4'' + 4\text{Ø}5/8'' = 6(2,85) + 4(1,98) = 25,02cm^2 > 15 cm^2, 1,67\% \rho$$

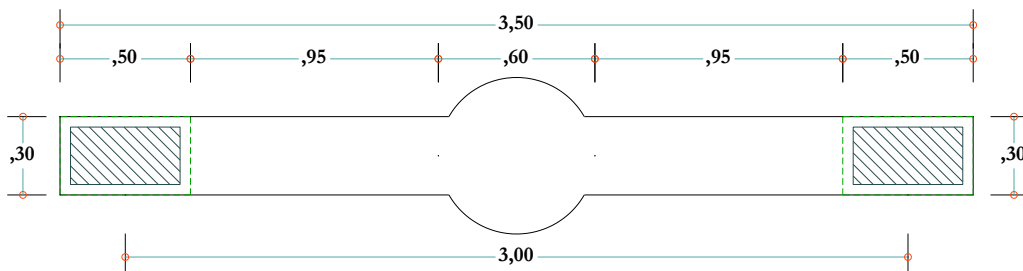


Figura 175. Elementos de confinamiento, muro C-7

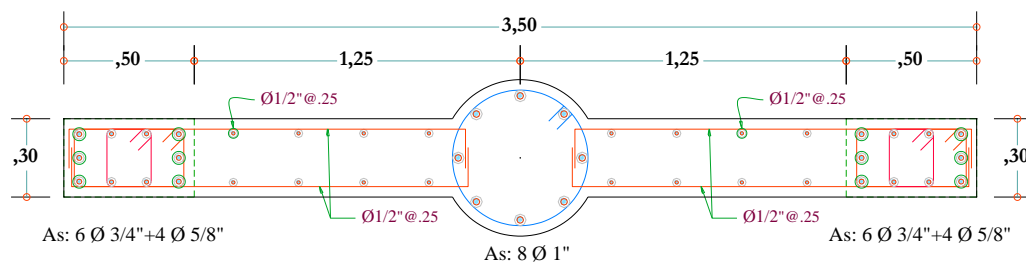


Figura 176. Muro C-7, distribución de refuerzo inicial



Encontramos el diagrama de interacción bajo la normativa del ACI 318-14 y obtuvimos el siguiente resultado.

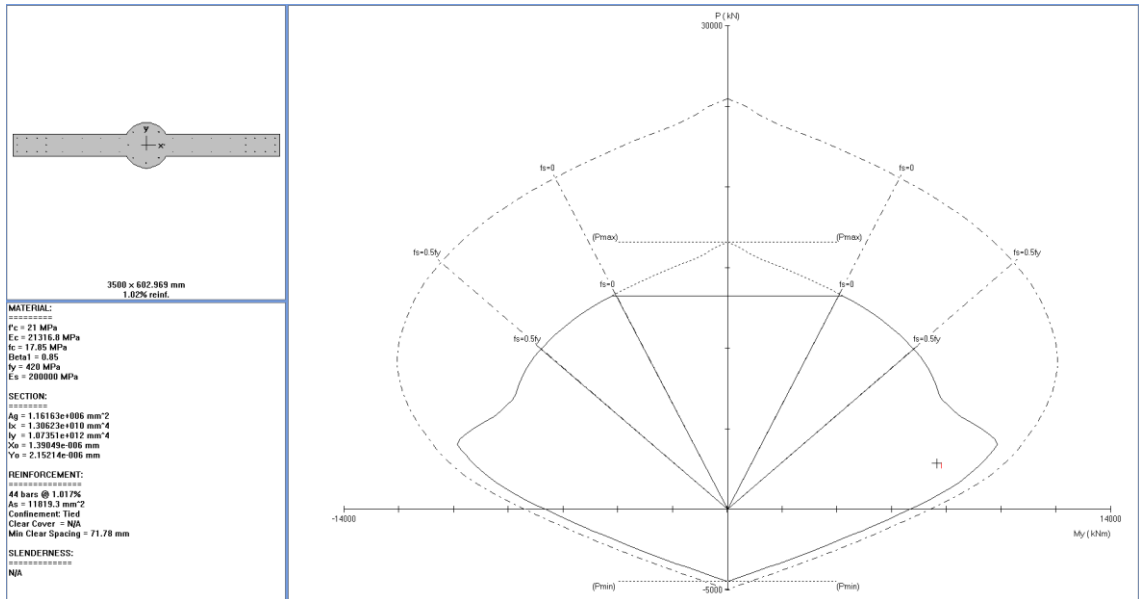


Figura 177. Diagrama de interacción ACI 318-14, muro C-7

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.

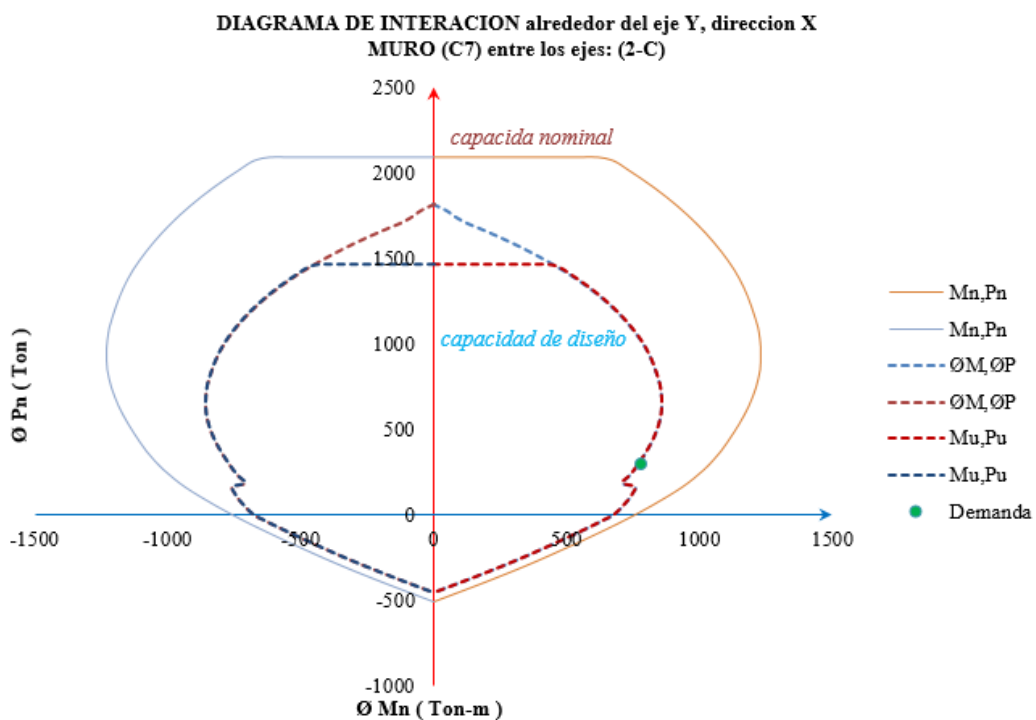


Figura 178. Diagrama de interacción corregido  $\rho=1,67\%$ , Muro C-7

Procedemos a incrementar la cuantía de acero a 2,42 % Colocamos  $6\emptyset 1'' + 2\emptyset 3/4''$   
 $= 6(5,01) + 2(2,85) = 36,3\text{cm}^2$

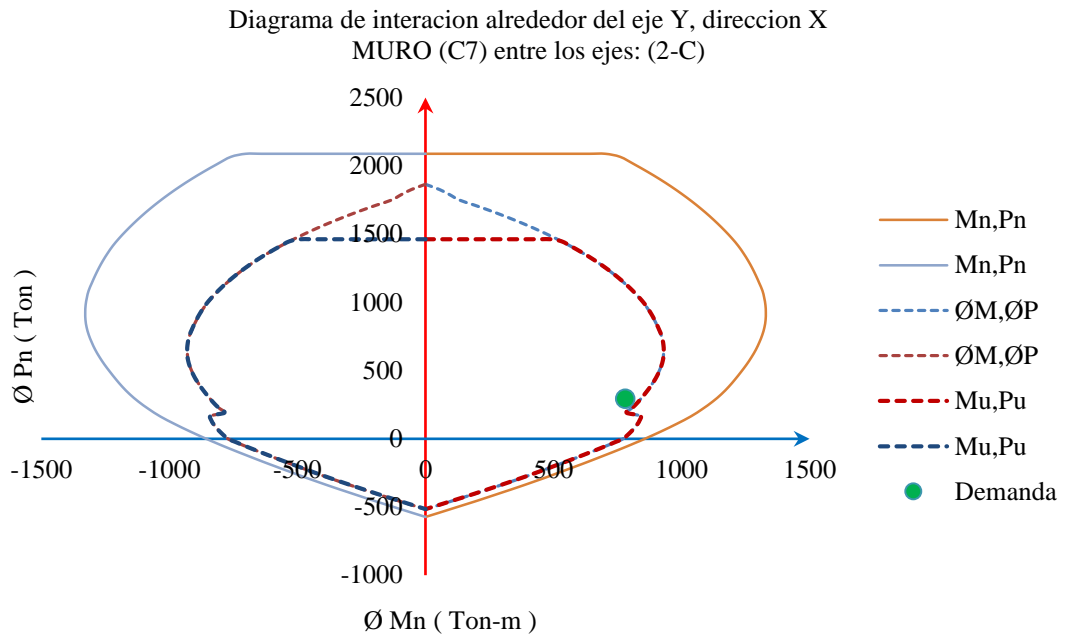


Figura 179. Diagrama de interacción  $\rho=2,41\%$ , Muro C-7

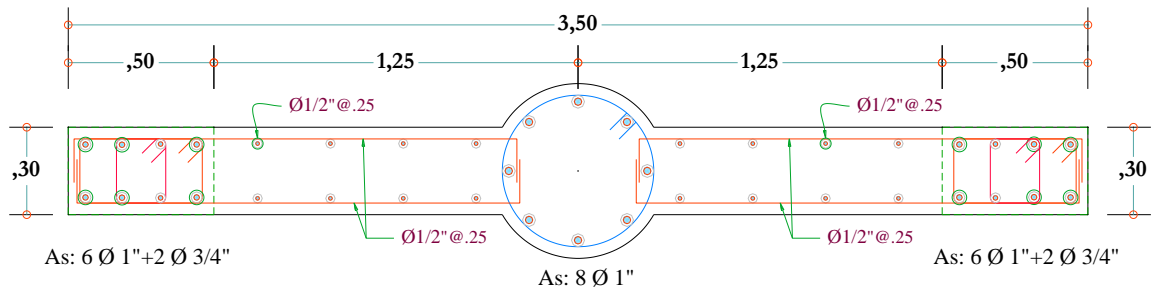


Figura 180. Diseño del acero vertical y núcleos confinados muro C-7

#### 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  1192   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

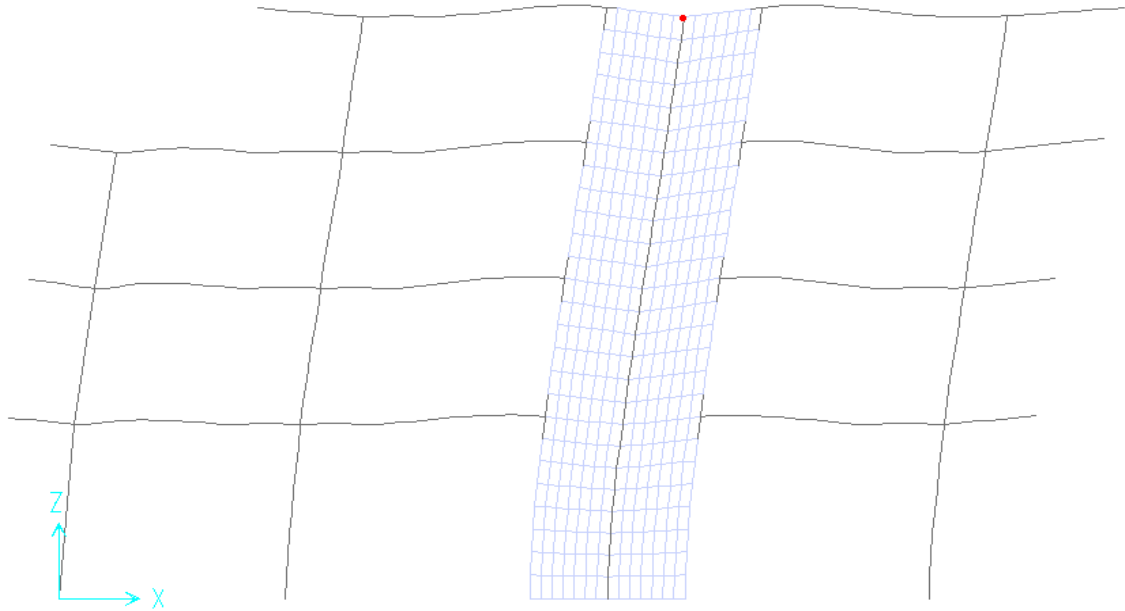


Figura 182. Desplazamiento máximo del muro  $\delta u=5,81\text{cm}$

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  $\delta u/hm \geq 0,005$  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

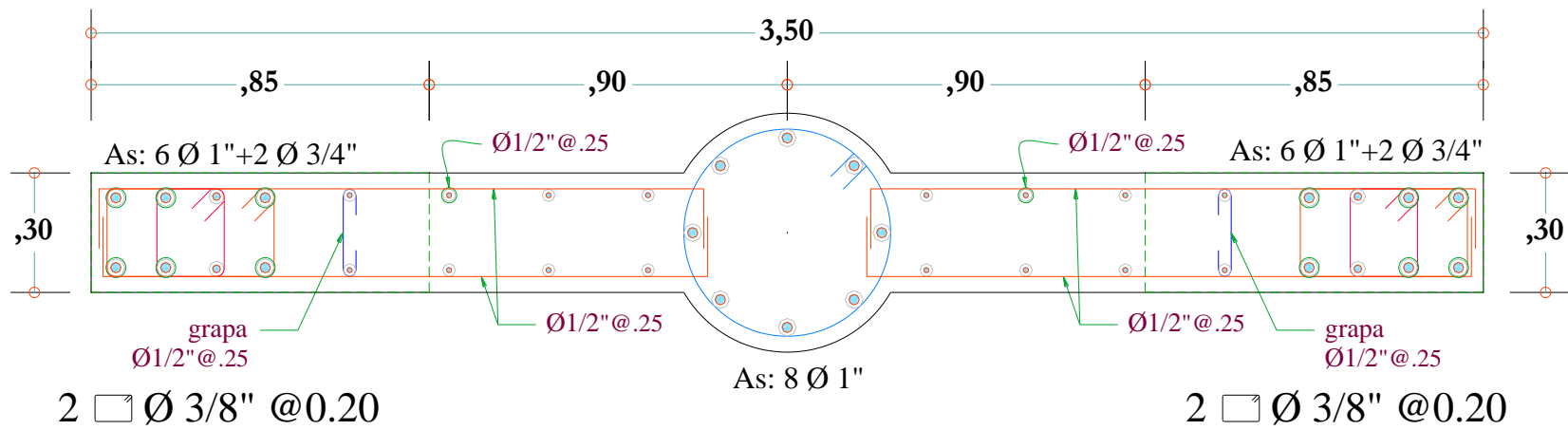
$$A_{s_{min}} = 0,0025 b x h = 0,0025 x 100 x 30 = 7,5 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

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.*

| <b>OutputCase<br/>Text</b> | <b>StepNum<br/>mode</b> | <b>método A<br/>Period<br/>Sec</b> | <b>método B<br/>Period<br/>Sec</b> | <b><math>\Delta</math><br/>Sec</b> | <b><math>\Delta</math><br/>%</b> |
|----------------------------|-------------------------|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|----------------------------------|
| 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.*

| <b>OutputCase<br/>Text</b> | <b>StepNum<br/>mode</b> | <b>método A<br/>Frequency<br/>Cyc/sec</b> | <b>método B<br/>Frequency<br/>Cyc/sec</b> |
|----------------------------|-------------------------|---|---|
| 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.*

| <b>LoadPat<br/>Text</b> | <b>Dir<br/>Text</b> | <b>C<br/>Unitless</b> | <b>WeightUsed<br/>ton</b> | <b>Método A<br/>BaseShear<br/>ton</b> | <b>Método B<br/>BaseShear<br/>ton</b> | <b>Δ<br/>ton</b> |
|-------------------------|---------------------|-----------------------|---------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|------------------|
| 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.*

| <b>LoadPat<br/>Text</b> | <b>Dir<br/>Text</b> | <b>Método A<br/>BaseShear<br/>ton</b> | <b>Método B<br/>BaseShear<br/>ton</b> | <b>Δ<br/>ton</b> | <b>Δ<br/>ton</b> |
|-------------------------|---------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|------------------|------------------|
| 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  | $\Delta 1$<br>cm | $\Delta 1$<br>% |
|-------|----------|-----------|------------------|-----------------|
|       | U1<br>cm | U1<br>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 | $\Delta 2$<br>cm | $\Delta 2$<br>% |
|-------|----------|----------|------------------|-----------------|
|       | U2<br>cm | U2<br>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

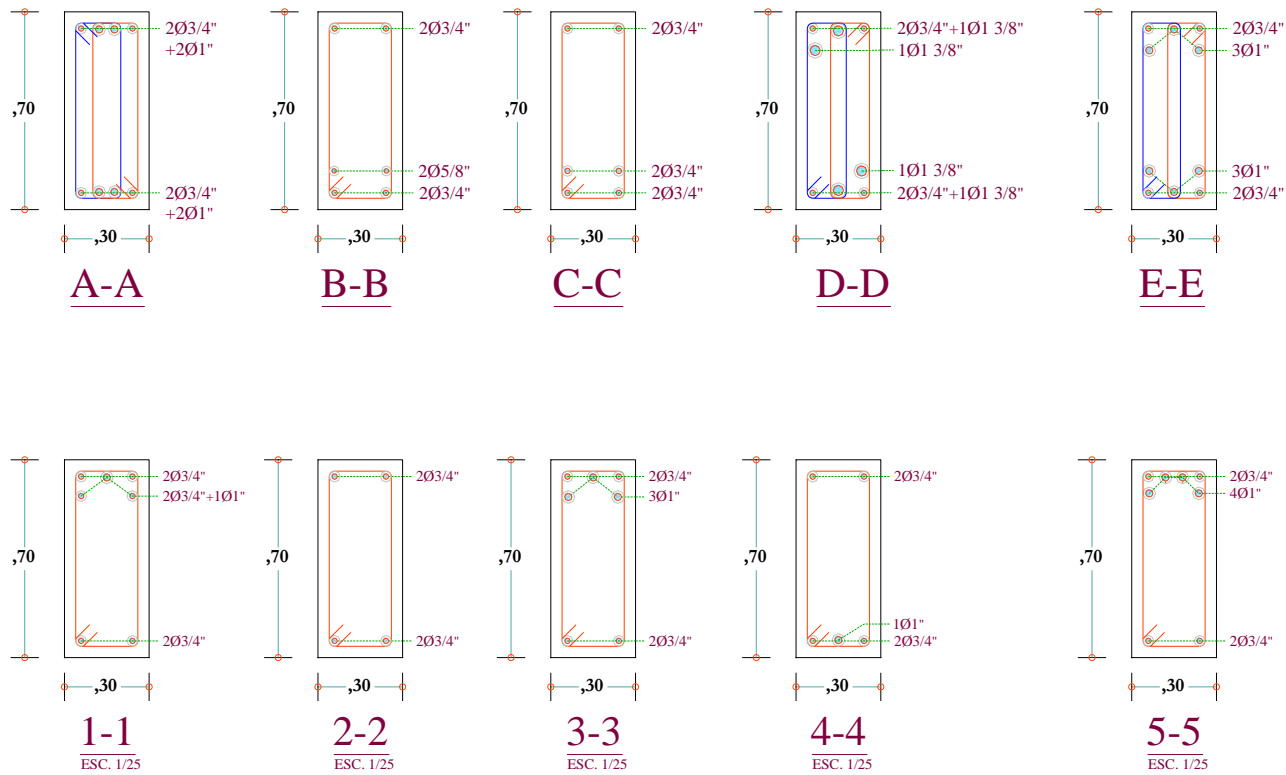


Figura 184. Sección de diseño, viga VC1, viga del pórtico C, primer nivel

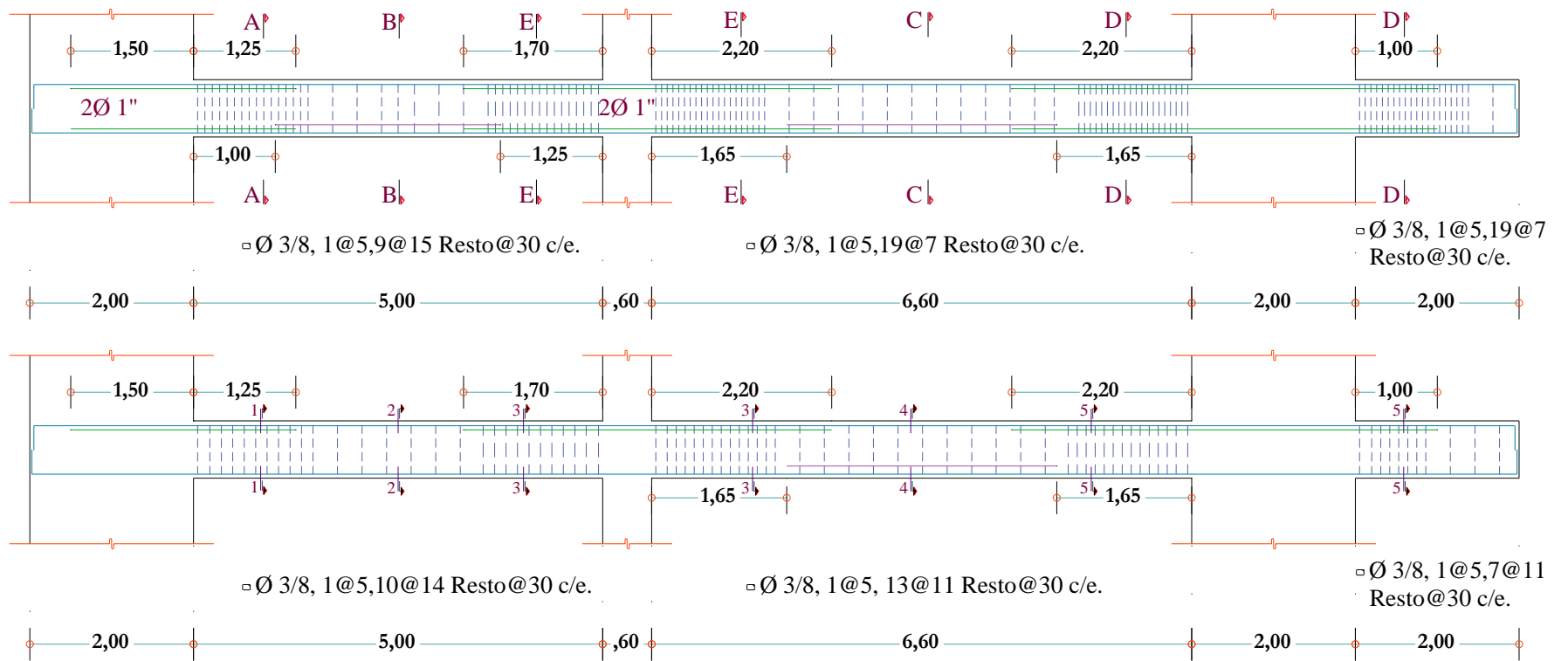
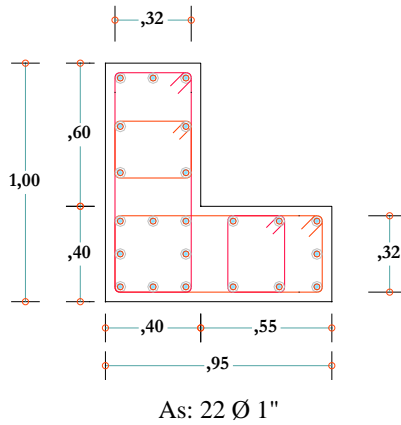
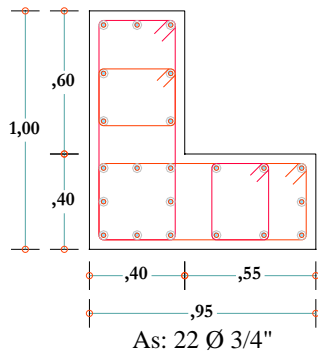


Figura 185. Diseño de VC1 por ambas metodologías

### 5.2.2 Comparación de diseño sísmico a flexo compresión en columnas



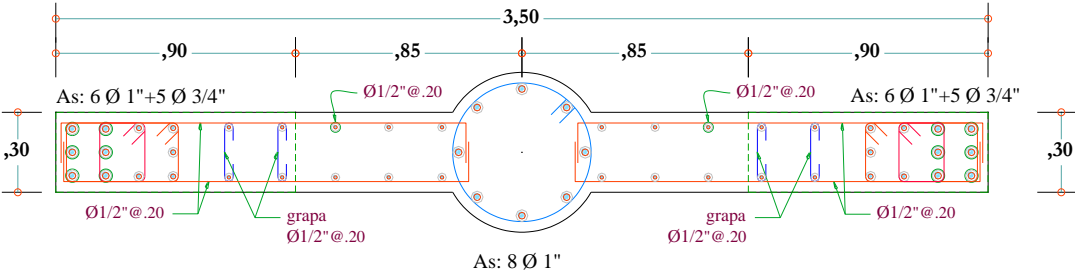
4 □ Ø 3/8" 1@5, 10@10, R@ 16 c/e.



4 □ Ø 3/8" 1@5, 10@10, R@ 30 c/e.

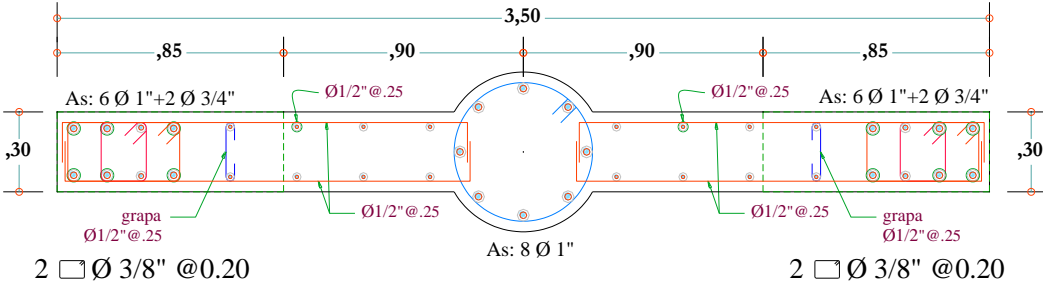
Figura 186. Diseño a flexocompresión y corte por ambas metodologías, C-1

5.2.3 Comparación de diseño sísmico en muros estructurales de cortante



Muro estructural C-7

1° nivel



Muro estructural C-7

1° @ 4° nivel

Figura 187. Diseño a flexocompresión y corte por ambos métodos



### 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.

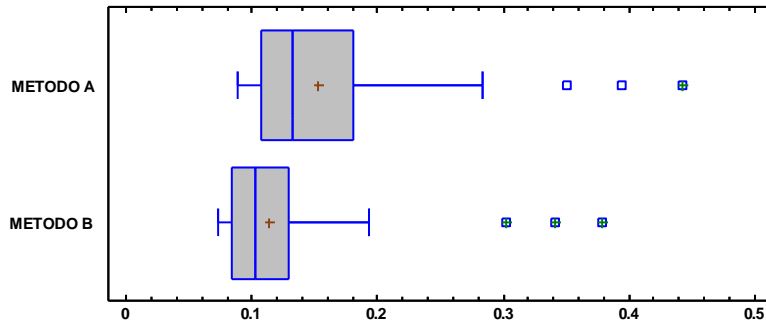


Figura 188. Diagrama de cajas-Periodos de la estructura

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 %

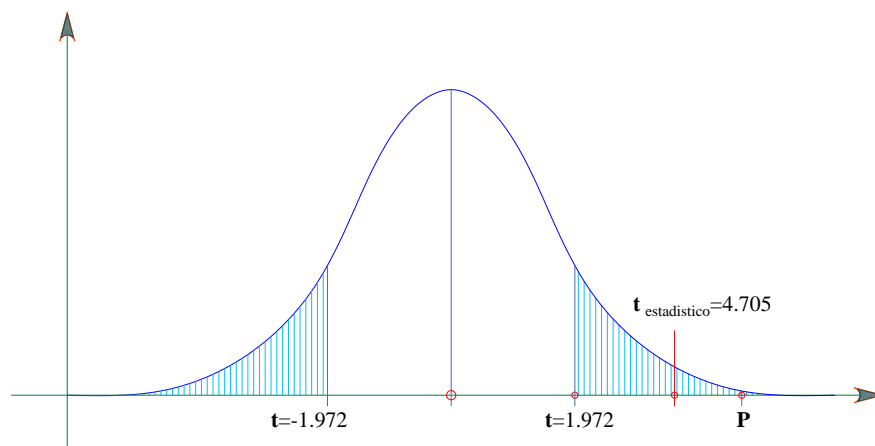


Figura 189. t de Student, para un valor crítico de  $t=1,972$ , si  $gl > 140$

- 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

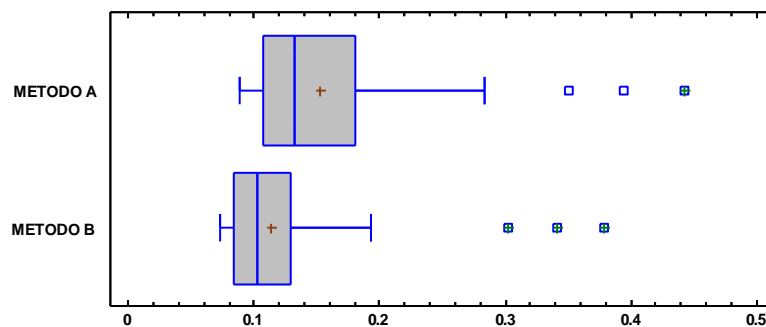
**Tabla 170**

*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 resistencia 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

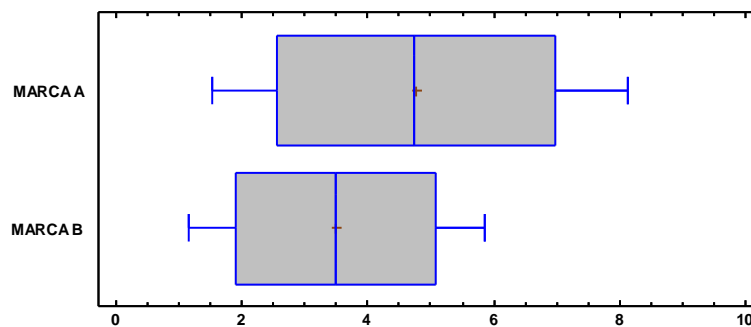


Figura 191. Diagrama de cajas-desplazamiento X de la estructura

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.

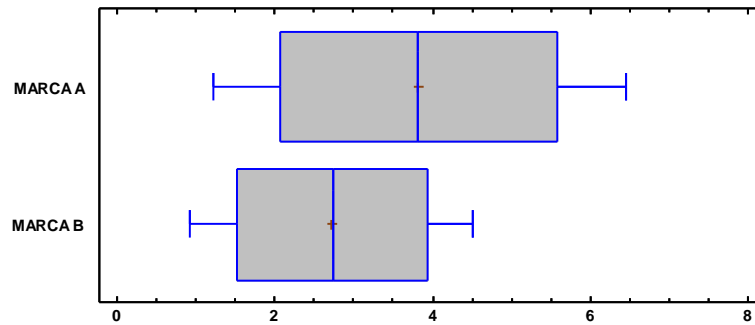


Figura 192. Diagrama de cajas-desplazamiento Y de la estructura

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.

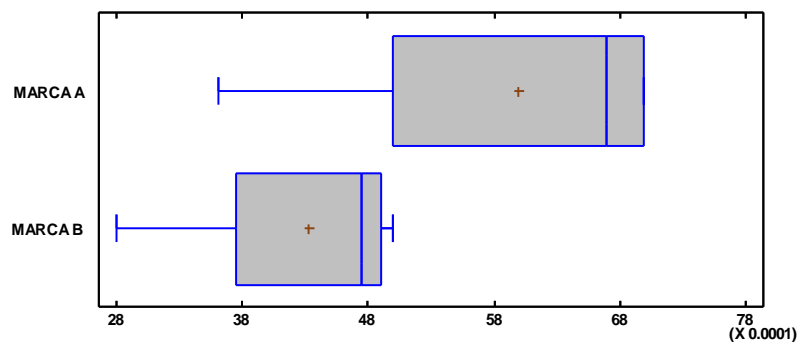


Figura 193. Diagrama de cajas-deriva X de la estructura

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

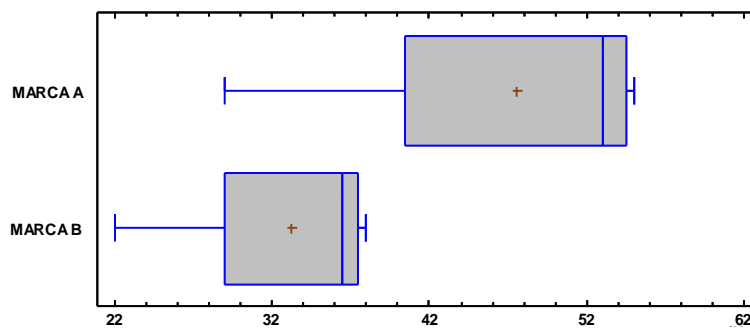
**Tabla 174**

*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.

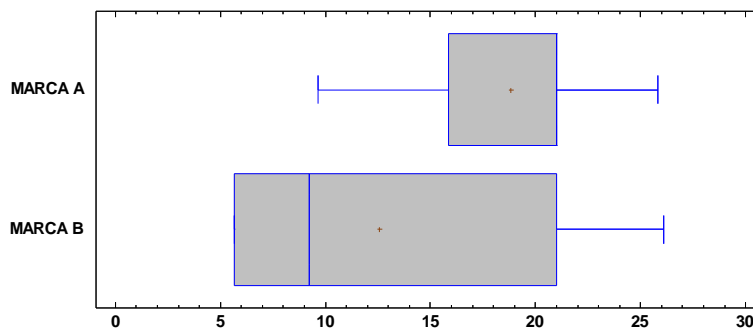


Figura 195. Diagrama de cajas-acero en vigas

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

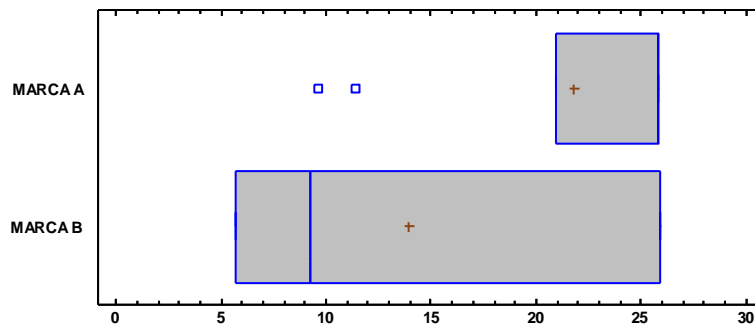


Figura 196. Diagrama de cajas-acero en vigas

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

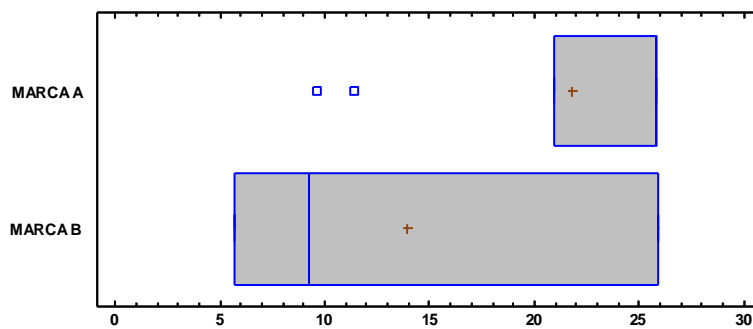
**Tabla 177**

*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.



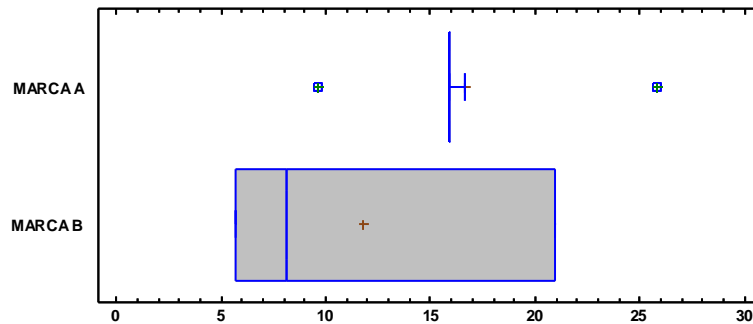


Figura 198. Diagrama de cajas-acero en vigas

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:  $\mu_1 = \mu_2$  (No existe diferencia entre ambos métodos)
- Hipótesis Alternativa:  $\mu_1 \neq \mu_2$  (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

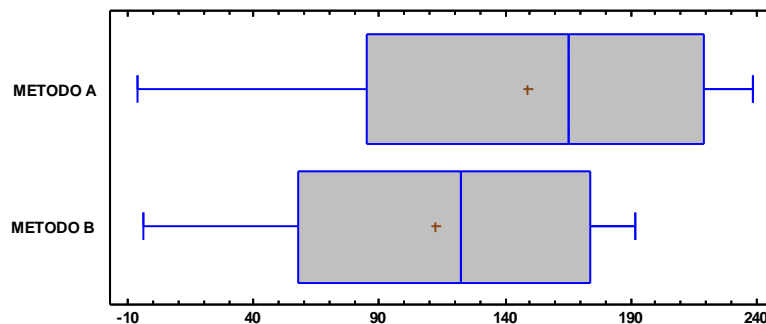
**Tabla 179**

*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.*

| <b>Indicadores Descriptivos</b> | <b>Método A</b> | <b>Método B</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.

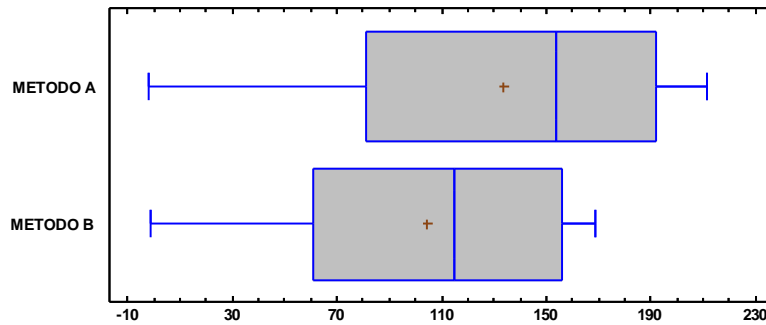


Figura 200. Diagrama de cajas-diagramas de interacción X-X

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

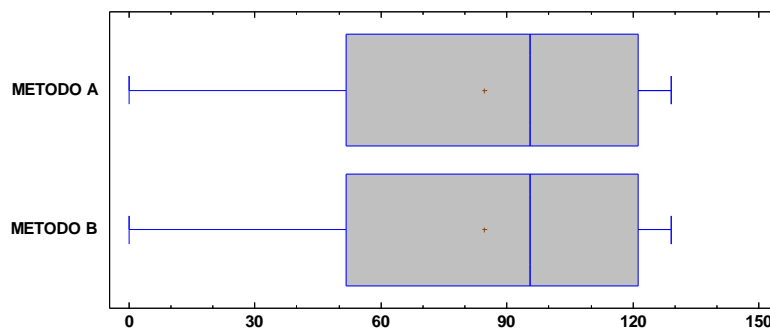
**Tabla 181**

*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.*

| <b>Indicadores descriptivos</b> | <b>Método A</b> | <b>Método B</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

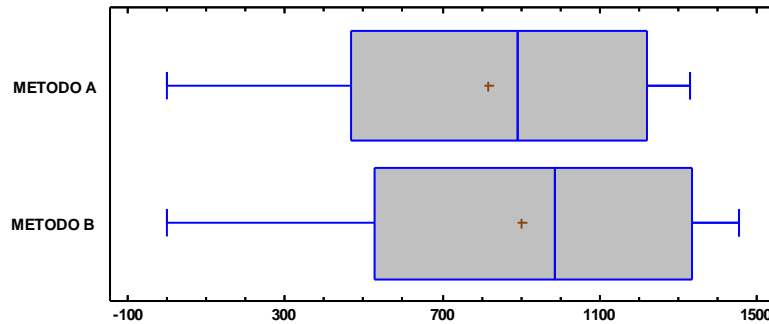


Figura 202. Diagrama de cajas-diagramas de interacción X-X

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](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](http://www.fema.gov): [https://www.fema.gov/media-library-data/20130726-1759-25045-5477/fema\\_p\\_749.pdf](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](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.