



ESPE
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO
DE INGENIERO CIVIL**

**TEMA: “ANÁLISIS SÍSMICO Y PROPUESTA DE
REFORZAMIENTO MEDIANTE LA NORMA ECUATORIANA DE LA
CONSTRUCCIÓN NEC-2015 APLICADO AL EDIFICIO
CONDOMINIOS QUITO (CIUDAD DE GUAYAQUIL)”**

AUTOR: OCAÑA RIOFRIO, ALEXIS VICENTE

DIRECTOR: ING. PRO ZAMBRANO, RAUL ERNESTO

SANGOLQUÍ

2019



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

CERTIFICACIÓN

Certifico que el trabajo de titulación, "**ANÁLISIS SÍSMICO Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO MEDIANTE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC-2015 APLICADO AL EDIFICIO CONDOMINIOS QUITO (CIUDAD DE GUAYAQUIL)**" realizado por el señor **ALEXIS VICENTE OCAÑA RIOFRIO**, ha sido revisado en su totalidad, analizado por la herramienta de similitud de contenido; por lo tanto cumple con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, razón por la cual me permito acreditar y autorizar para que lo sustente públicamente.

Sangolquí, febrero del 2018

Firma:

Ing. Raúl Ernesto Pro Zambrano
DIRECTOR
C.C: 1704743317



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL
AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD**

Yo, **ALEXIS VICENTE OCAÑA RIOFRIO**, declaro que el contenido, ideas y criterios del trabajo de titulación **"ANÁLISIS SÍSMICO Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO MEDIANTE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC-2015 APLICADO AL EDIFICIO CONDOMINIOS QUITO (CIUDAD DE GUAYAQUIL)"** es de mi autoría y responsabilidad, cumpliendo con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciando las citas bibliográficas.

Consecuentemente el contenido de la investigación mencionada es veraz.

Sangolquí, febrero del 2018

Firma:

Alexis Vicente Ocaña Riofrío

C.C. 172182854-7



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

AUTORIZACIÓN

Yo, **ALEXIS VICENTE OCAÑA RIOFRIO**, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de investigación "**ANÁLISIS SÍSMICO Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO MEDIANTE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC-2015 APLICADO AL EDIFICIO CONDOMINIOS QUITO (CIUDAD DE GUAYAQUIL)**" en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi responsabilidad.

Sangolquí, febrero del 2018

Firma:

Alexis Vicente Ocaña Riofrio

C.C. 172182854-7

DEDICATORIA

A Dios.

*Por haberme permitido llegar hasta este punto y haberme dado salud para lograr
mis objetivos.*

A mi madre Mery.

*A la persona más importante en el mundo, por haberme apoyado en todo momento, por
sus consejos, sus valores, por la motivación constante que me ha permitido ser una
persona de bien, pero más que nada, por su amor.*

A mi padre Vicente.

*Por los ejemplos de perseverancia y constancia que lo caracterizan y que me ha
infundado siempre, por el valor mostrado para salir adelante y por su apoyo
incondicional.*

A toda mi familia.

*Quienes han estado en las buenas y malas y que siempre han estado conmigo en todo
momento.*

Alexis Vicente Ocaña Riofrio

AGRADECIMIENTO

A mis padres por ser el pilar fundamental en mi vida, sin su apoyo incondicional no habría culminado con esta meta de mi vida.

A la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad de las Fuerzas Armadas, por haberme formado como profesional, a mis profesores y compañeros de quienes me llevaré sus enseñanzas eternamente y en especial al Ing. Ernesto Pro quien confió en mí y me ayudó a dar el último paso para poder culminar con este propósito.

A mis amigos y colegas quienes compartieron tanto en el largo recorrido que nos trajo hasta aquí, por compartir lo bueno y lo malo, por mostrarme que nada es imposible y que con un poco de esfuerzo y trabajo en conjunto se pueden lograr las cosas que nos planteemos como objetivos.

Alexis Vicente Ocaña Riofrio

ÍNDICE DE CONTENIDO

CERTIFICACIÓN	i
AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD.....	ii
AUTORIZACIÓN	iii
DEDICATORIA.....	iv
AGRADECIMIENTO	v
ÍNDICE DE CONTENIDO	vi
ÍNDICE DE TABLAS	xiv
ÍNDICE DE FIGURAS	xvi
RESUMEN.....	xxi
ABSTRACT	xxii
CAPÍTULO 1. GENERALIDADES	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Antecedentes	2
1.3. Definición del problema.....	4
1.4. Justificación.....	4
1.5. Objetivos	5
1.5.1. Objetivo general.....	5
1.5.2. Objetivos específicos	5
CAPÍTULO 2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	7
2.1. Introducción.....	7
2.2. Ubicación	11
2.3. Levantamiento arquitectónico del proyecto	12
2.3.1. Vista lateral izquierda.....	12
2.3.2. Vista lateral derecha	13
2.3.3. Vista Frontal.....	14

2.3.4. Vista Posterior.....	15
2.3.5. Planta tipo	16
2.3.6. Cubierta	17
2.3.7. Planta Baja.....	18
2.4. Estudio de suelos	18
2.4.1. Trabajos de campo	18
2.4.2. Trabajos de laboratorio	20
2.4.3. Trabajos de gabinete	21
2.4.4. Nivel freático	21
2.4.5. Análisis y discusión de resultados.....	22
2.5. Acero en elementos estructurales	23
2.5.1. Trabajos realizados.....	23
2.5.2. Análisis de resultados	27
2.6. Hormigón en elementos estructurales.....	29
2.6.1. Análisis de resultados	29
2.7. Cargas gravitatorias	31
2.7.1. Carga muerta	31
2.7.2. Carga Viva	32
2.8. Combinación para el diseño por última resistencia	32
2.8.1. Cargas	32
2.8.2. Combinaciones de cargas.....	32
CAPÍTULO 3. fundamentación teórica	34
3.1. Zonificación sísmica y factor de zona Z	34
3.2. Tipo de suelos	35

3.3. Respuesta dinámica para los suelos de tipo F	37
3.3.1. Análisis de respuesta dinámica de sitio	38
3.3.2. Análisis de licuación de suelos.....	38
3.4. Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s	39
3.4.1. F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.	39
3.4.2. F_d : Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.	40
3.4.3. F_s : comportamiento no lineal de los suelos	40
3.5. Componentes horizontales de la carga sísmica: espectros elásticos de diseño .	41
3.5.1. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones	41
3.6. Los límites para el período de vibración T_C y T_L	45
3.7. Categoría de edificio y coeficiente de importancia I	46
3.8. Filosofía de diseño sismo resistente	47
3.9. Caracterización	47
3.10. Requisitos mínimos de diseño.....	47
3.11. Límites permisibles de las derivas de los pisos.....	48
3.12. Regularidad/configuración estructural	49
3.13. Regularidad en planta y elevación	53
3.14. Irregularidades y coeficientes de configuración estructural	53
3.15. Procedimientos dinámicos de cálculo de las fuerzas sísmicas	57
3.15.1. Procedimientos y condiciones de aplicación.....	57
3.15.2. Representación y determinación de la carga sísmica horizontal.....	57
3.15.3. Caso general.....	58
3.15.4. Casos particulares	58

3.16. Análisis espectral	58
3.16.1. Espectro de respuesta	58
3.16.2. Número de modos.....	58
3.16.3. Reducción de las fuerzas dinámicas de respuesta elástica para diseño	59
3.17. Procedimiento de cálculo del DBF (Diseño basado en Fuerzas)	59
3.18. Cortante basal de diseño V	60
3.18.1. Espectro de diseño	61
3.19. Determinación del período de vibración T	61
3.20. Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica R.....	62
3.20.1. Criterios de definición de R	63
3.21. Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales	65
3.22. Distribución horizontal del cortante	67
3.23. Control de la deriva de piso (derivas inelásticas máximas de piso ΔM)	67
3.23.1. Límites de la deriva	68
3.24. Espectro de diseño.....	69
3.25. Declaración del hormigón.....	72
CAPÍTULO 4. Modelación y análisis estructural	74
4.1. Introducción.....	74
4.2. Definición de materiales	76
4.2.1. Hormigón armado	76
4.3. Ingreso de secciones	78
4.3.1. Columna.....	78
4.4. Inercia de las secciones agrietadas	79
4.4.1. Estructuras de hormigón armado	79

4.4.2. Viga.....	80
4.4.3. Losa	82
4.5. Modelo matemático	84
4.5.1. Cargas	84
4.5.2. Coeficiente basal.....	84
4.6. . Carga Muerta	85
4.7. Carga Viva.....	86
4.8. Carga de Techo (Lroof)	86
4.9. Masa	87
4.10. Carga sísmica reactiva.....	87
4.10.1. Caso general.....	87
4.11. Combinaciones de cargas.....	88
4.12. Espectro de respuesta	89
4.13. Efecto P-Delta	92
4.14. Derivas	92
4.15. Corrida del modelo	93
4.16. Derivas de piso.....	94
CAPÍTULO 5. Restauración y refuerzo de elementos estructurales mediante engrosamiento de secciones	97
5.1. Pre dimensionamiento losa bidireccional alivianada	97
5.1.1. Altura Equivalente de Losas Bidireccionales Alivianadas	98
5.1.2. Carpeta a Compresión	98
5.1.3. Altura de Nervio	99
5.1.4. Alivianamientos	99
5.2. Pre dimensionamiento de vigas	100

5.2.1. Análisis de cargas/m ²	100
5.2.2. Carga Muerta	101
5.2.3. Carga Viva	101
5.2.4. Carga Última	101
5.2.5. Mosaico de cargas	102
5.2.6. Carga Triangular – Carga Rectangular	103
5.2.7. Carga Trapezoidal – Carga Rectangular.....	103
5.2.8. Pre dimensionamiento viga eje 1	106
5.3. Pre dimensionamiento de columnas	109
5.3.1. Análisis de cargas/m ²	109
5.3.2. Carga Muerta	109
5.3.3. Carga Viva	110
5.3.4. Carga de servicio	110
5.3.5. Mosaico de cargas	111
5.4. Pre dimensionamiento de vigas cimentación	113
5.4.1. Redistribución de cargas.....	113
5.4.2. Pre dimensionamiento viga de cimentación Eje A e I	115
5.5. Ingreso de secciones para el reforzamiento.....	118
5.5.1. Columna.....	118
5.5.2. Viga gradadas.....	119
5.6. Modelo matemático con secciones reforzadas	120
5.7. Espectro de diseño.....	120
5.8. Coeficiente basal.....	124
5.9. Diagrama de Momentos	126

5.10. Diagrama de Fuerzas Cortantes	127
5.11. Cuantías	129
5.11.1. Vigas	130
5.11.2. Columna.....	131
5.12. Chequeo Columna Fuerte – Viga Débil.....	133
5.13. Diseño de la columna C6	136
5.14. Diseño de la Viga (Piso 1 Ejes C6 a C7).....	137
5.15. Control de derivas	138
5.16. Modos de vibración	140
5.17. Ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico ...	141
5.17.1. Cortante basal (Método Estático).....	142
5.17.2. Cortante basal (Método Dinámico).....	143
5.18. Lineamientos para constituir los armados longitudinales y transversales de las secciones.....	144
5.18.1. Vigas	144
5.19. Proceso constructivo del reforzamiento de vigas	147
5.19.1. Columnas.....	150
5.20. Diseño de las vigas de cimentación	157
5.20.1. Distribución de cargas en el sentido x.....	158
5.20.2. Distribución de cargas en el sentido Y	159
5.20.3. Pre dimensionamiento viga de cimentación Eje A	160
5.20.4. Determinamos la posición de la resultante	160
5.20.5. Área de fundación	162
5.20.6. Área de fundación adoptada	162

5.20.7. Factor de Mayoración	163
5.20.8. Presión neta del suelo.....	163
5.20.9. Tipo de viga utilizados en el reforzamiento	164
5.20.10. Corte unidireccional	164
5.20.11. Verificación a una distancia d desde la cara del alma.....	166
5.20.12. Diseño a flexión.....	167
5.20.13. Diseño de alma	169
5.20.14. Diseño del alma	174
CAPÍTULO 6. Restauración y refuerzo de elementos estructurales con muros de corte.....	181
6.1. Diseño del Muro de corte A5.....	190
6.2. Diseño de la cimentación	195
6.2.1. Zaparas Aisladas sometidas a carga axial.....	195
6.2.2. Área de Fundación.....	196
6.2.3. Área de fundación adoptada	196
6.2.4. Factor de mayoración	198
6.2.5. Presión neta del suelo.....	198
6.2.6. Analisis en el sentido X.....	198
6.2.7. Analisis en el sentido X.....	203
6.2.8. Armado del plinto	208
CAPÍTULO 7. Conclusiones y recomendaciones	211
7.1. Conclusiones.....	211
7.2. Recomendaciones.....	212
CAPÍTULO 8. Bibliografía.....	214

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. <i>Profundidades de niveles freáticos.....</i>	21
Tabla 2. <i>Carga viva (Viviendas unifamiliares y bifamiliares)</i>	32
Tabla 3. <i>Valores de factor Z en función de la zona sísmica adoptada</i>	35
Tabla 4. <i>Clasificación de los perfiles de suelo.....</i>	35
Tabla 5. <i>Tipo de suelo y factores de sitio Fa.....</i>	39
Tabla 6. <i>Tipo de suelo y Factores de sitio Fd.....</i>	40
Tabla 7. <i>Tipo de suelo y Factores de comportamiento inelástico del subsuelo Fs.....</i>	41
Tabla 8. <i>Tipo de uso, destino e importancia de la estructura</i>	46
Tabla 9. <i>Valores de ΔM máximos</i>	48
Tabla 10. <i>Configuraciones estructurales recomendadas en elevación</i>	50
Tabla 11. <i>Configuraciones estructurales recomendadas en planta.....</i>	51
Tabla 12. <i>Configuraciones estructurales no recomendadas en elevación</i>	52
Tabla 13. <i>Configuraciones estructurales no recomendadas en elevación</i>	53
Tabla 14. <i>Coeficientes de irregularidad en planta</i>	54
Tabla 15. <i>Coeficientes de irregularidad en altura</i>	56
Tabla 16. <i>Valores de C_t y α</i>	62
Tabla 17. <i>Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.....</i>	63
Tabla 18. <i>Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada.....</i>	64
Tabla 19. <i>Valores de k</i>	66
Tabla 20. <i>Factores para el cálculo del espectro.....</i>	69
Tabla 21. <i>Coeficiente basal.....</i>	70
Tabla 22. <i>Puntos para graficar el espectro.....</i>	70
Tabla 23. <i>Módulos de elasticidad del hormigón</i>	73
Tabla 24. <i>Derivas de piso.....</i>	94
Tabla 25. <i>Altura equivalente de losas macizas a losas alivianadas</i>	98
Tabla 26. <i>Dimensión y peso del bloque</i>	100
Tabla 27. <i>Análisis de cargas sentido X</i>	104
Tabla 28. <i>Análisis de cargas sentido Y</i>	105
Tabla 29. <i>Resumen Pre dimensionamiento vigas</i>	108
Tabla 30. <i>Secciones asumidas en el pre dimensionamiento de columnas</i>	112
Tabla 31. <i>Cargas verticales que llegan a la cimentación</i>	113
Tabla 32. <i>Distribución de cargas en el sentido X</i>	114
Tabla 33. <i>Distribución de cargas en el sentido Y</i>	114
Tabla 34. <i>Pre dimensionamiento viga de cimentación Eje A e I.....</i>	116
Tabla 35. <i>Resumen Pre dimensionamiento vigas de cimentación</i>	116
Tabla 36. <i>Factores para el cálculo del espectro.....</i>	120
Tabla 37. <i>Puntos para graficar el espectro.....</i>	121

Tabla 38. <i>Puntos para graficar el espectro</i>	122
Tabla 39. <i>Control de derivas</i>	139
Tabla 40. <i>Resumen Cortantes Basales</i>	143
Tabla 41. <i>Recubrimiento especificado para los elementos de concreto construidos en sitio no pre esforzados</i>	146
Tabla 42. <i>Resumen vigas</i>	148
Tabla 43. <i>Vigas Tipo</i>	149
Tabla 44. <i>Resumen de columnas</i>	155
Tabla 45. <i>Tipos de columnas</i>	156
Tabla 46. <i>Cargas y momentos que llegan a la cimentación</i>	157
Tabla 47. <i>Distribución de cargas en el sentido X</i>	158
Tabla 48. <i>Distribución de cargas en el sentido Y</i>	159
Tabla 49. <i>Cálculo de la Inercia de la Viga T</i>	170
Tabla 50. <i>Inercia y centro de gravedad de la Viga T</i>	170
Tabla 51. <i>Datos para codificación del programa</i>	171
Tabla 52. <i>Características geométricas de los tramos</i>	171
Tabla 53. <i>Cargas y momentos de los tramos</i>	172
Tabla 54. <i>Resumen vigas de cimentación</i>	178
Tabla 55. <i>Tipos de vigas de cimentación</i>	179
Tabla 56. <i>Presupuesto del reforzamiento N°1</i>	179
Tabla 57. <i>Derivas de piso</i>	192
Tabla 58. <i>Resumen de muros</i>	194
Tabla 59. <i>Tipos de muros</i>	195
Tabla 60. <i>Cálculo de Inercia del muro</i>	197
Tabla 61. <i>Centro de rigidez</i>	197
Tabla 62. <i>Presupuesto del reforzamiento N°2</i>	208

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Mapa de Zonificación sísmica del Ecuador. CEC	8
Figura 2. Ecuador, zonas sísmicas y valor de factor de zona Z.....	10
Figura 3. Ubicación del proyecto	11
Figura 4. Vista lateral izquierda	12
Figura 5. Levantamiento de vista lateral izquierda (Multifamiliares Quito).....	12
Figura 6. Vista lateral derecha	13
Figura 7. Levantamiento de vista lateral derecha (Multifamiliares Quito)	13
Figura 8. Vista frontal.....	14
Figura 9. Levantamiento vista frontal (Multifamiliares Quito)	14
Figura 10. Vista posterior.....	15
Figura 11. Levantamiento vista posterior (Multifamiliares Quito)	15
Figura 12. Planta tipo (Pisos 1, 2, 3, 4 Multifamiliares Quito)	16
Figura 13. Vista en planta (Cubierta)	17
Figura 14. Levantamiento Planta Baja (Multifamiliares Quito)	18
Figura 15. Sitio donde se hizo la perforación P1	19
Figura 16. Material obtenido de la perforación P1	19
Figura 17. Sitio donde se hizo la perforación P2	20
Figura 18. Material obtenido de la perforación P2	20
Figura 19. Escaneo de columna con equipo Profoscope.....	24
Figura 20. Oxidación de aceros en viga	25
Figura 21. Oxidación de aceros en losa	25
Figura 22. Oxidación de aceros en columna.....	25
Figura 23. Exposición de aceros debido al poco recubrimiento en la losa	26
Figura 24. Desprendimiento manual de recubrimiento para comprobación visual de aceros.....	26
Figura 25. Discontinuidad en columna.....	26
Figura 26. Verificación de resistencia de hormigones con esclerómetro en columna...	30
Figura 27. Verificación de resistencia de hormigón en viga.....	30
Figura 28. Corte en planta losa bidireccional.....	31
Figura 29. Corte en elevación losa bidireccional	31
Figura 30. Ecuador, zonas sísmicas y valor de factor de zona Z.....	34
Figura 31. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	42
Figura 32. Espectro de respuesta.....	72
Figura 33. Ingreso de normas con las que se va a analizar el modelo	74
Figura 34. Ingreso de los lineamientos que van a regir el modelo.....	75
Figura 35. Ingreso de los Ejes X e Y	75

Figura 36. Ingreso de número de pisos y alturas de entrepiso	76
Figura 37. Definición de materiales	77
Figura 38. Definición de características del hormigón	77
Figura 39. Resistencia del hormigón	78
Figura 40. Definición de secciones	78
Figura 41. Ingreso de características de columna 30x30	79
Figura 42. Ingreso de inercia agrietada para columnas	80
Figura 43. Ingreso de características de viga banda 25x20cm	81
Figura 44. Ingreso de inercia agrietada para vigas	81
Figura 45. Designación de la sección para que trabaje como viga	82
Figura 46. Ingreso de geometría para vigas de gradas 30x25cm	82
Figura 47. Ingreso de losa al modelo	83
Figura 48. Dimensiones losa bidireccional alivianada	83
Figura 49. Modelo 3D Modelo matemático	84
Figura 50. Ingreso de cargas	84
Figura 51. Ingreso de coeficiente basal en dirección X	85
Figura 52. Ingreso de coeficiente basal en dirección Y	85
Figura 53. Ingreso de carga muerta	86
Figura 54. Ingreso de carga viva	86
Figura 55. Ingreso de carga de techo	87
Figura 56. Ingreso de la masa	87
Figura 57. Ingreso de la carga reactiva	88
Figura 58. Ingreso de combinaciones de cargas	88
Figura 59. Ingreso de Espectro de respuesta	89
Figura 60. Ingreso de factores de sitio	90
Figura 61. Ingreso al análisis dinámico	91
Figura 62. Ingreso de aceleraciones	91
Figura 63. Ingreso de efecto P-Delta	92
Figura 64. Derivas de piso en el sentido X e Y	92
Figura 65. Cuantías de acero longitudinal en vigas y columnas	93
Figura 66. Losa equivalente de maciza a alivianada	98
Figura 67. Corte en planta losa bidireccional	99
Figura 68. Corte en elevación losa bidireccional	99
Figura 69. Dimensiones bloque tipo	100
Figura 70. Mosaico de cargas triangulares, rectangulares y trapezoidales en vigas ..	102
Figura 71. Paso de carga triangular a rectangular	103
Figura 72. Paso de carga trapezoidal a rectangular	103
Figura 73. Análisis de la viga Eje 1	106
Figura 74. Diagrama de momentos viga Eje 1	107

Figura 75. Mosaico de cargas para pre dimensionamiento de columnas	111
Figura 76. Ejes vigas de cimentación	113
Figura 77. Análisis de la viga de cimentación Eje A e I	115
Figura 78. Diagrama de momentos viga Eje A e I	116
Figura 79. Ingreso de la sección de columna reforzada de 50cmx50cm	118
Figura 80. Ingreso de la sección de viga de gradas reforzada de 30cmx40cm	119
Figura 81. Ingreso de la sección de viga reforzada de 25cmx35cm	120
Figura 82. Reforzamiento de columnas y vigas	120
Figura 83. Espectro de respuesta	124
Figura 84. Ingreso del coeficiente basal en sentido X	124
Figura 85. Ingreso del coeficiente basal en sentido Y	125
Figura 86. Ejecución del modelo matemático reforzado	125
Figura 87. Diagrama de momentos Eje A	126
Figura 88. Diagrama de momentos Eje B	126
Figura 89. Diagrama de momentos Eje C	127
Figura 90. Diagrama de Fuerzas Cortantes Eje A	127
Figura 91. Diagrama de Fuerzas Cortantes Eje A	128
Figura 92. Diagrama de Fuerzas Cortantes Eje C	128
Figura 93. Esfuerzos y deformaciones en viga	130
Figura 94. Chequeo de cuantías Eje A	132
Figura 95. Chequeo de cuantías Eje B	132
Figura 96. Chequeo de cuantías Eje C	133
Figura 97. Chequeo Columna Fuerte/Viga Débil Eje A	134
Figura 98. Chequeo Columna Fuerte/Viga Débil Eje A	135
Figura 99. Chequeo Columna Fuerte/Viga Débil Eje A	135
Figura 100. Diagrama Momento - Curvatura	137
Figura 101. Modos de vibración	141
Figura 102. Ubicación de resultados del cortante basal (Método Estático)	142
Figura 103. Cortante basal (Método Estático)	142
Figura 104. Ubicación de resultados del cortante basal (Método Dinámico)	143
Figura 105. Cortante basal (Método Dinámico)	143
Figura 106. Características de los elementos a flexión	144
Figura 107. Separación de estribos	144
Figura 108. Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexión	145
Figura 109. Confinamiento en traslape de varillas de refuerzo longitudinal	145
Figura 110. Corte Losa viga existente	147
Figura 111. Picado viga existente	147
Figura 112. Armado viga existente	147
Figura 113. Acabado final viga nueva	147

Figura 114. Sección tipo de columna 50x50 cm	150
Figura 115. Refuerzo transversal en columnas	151
Figura 116. Separación de estribos	153
Figura 117. Vista en elevación de columna diseñada.....	154
Figura 118. Vista en elevación de columna diseñada.....	154
Figura 119. Cargas y momentos que llegan a la cimentación	157
Figura 120. Cargas y momentos en viga de cimentación Eje A.....	160
Figura 121. Ubicación de la resultante	160
Figura 122. Longitud final de la viga	161
Figura 123. Viga Interior y viga de borde.....	164
Figura 124. Corte unidireccional	165
Figura 125. Corte unidireccional	166
Figura 126. Separación de tramos para codificación.....	171
Figura 127. Ingreso de propiedades geométricas.....	172
Figura 128. Ingreso de cargas	172
Figura 129. Resultados en tramo 1.....	173
Figura 130. Resultados en tramo 2.....	173
Figura 131. Resultados en tramo 3.....	173
Figura 132. Resultados en tramo 4.....	173
Figura 133. Armado viga Eje A	177
Figura 134. Modelo matemático, reforzamiento con muros de corte	182
Figura 135. Ingreso muro de corte.....	182
Figura 136. Ingreso inercias agrietadas en muros.....	183
Figura 137. Ingreso de la viga de borde	183
Figura 138. Ingreso de inercias agrietadas.....	184
Figura 139. Ubicación de los muros de corte.....	185
Figura 140. Características Pier	185
Figura 141. Ingreso de la viga interna	186
Figura 142. Ingreso de inercias agrietadas.....	186
Figura 143. Ingreso espectro.....	187
Figura 144. Cuantías en vigas y columnas	188
Figura 145. Área de acero en muros Eje A.....	188
Figura 146. Área de acero en muros Eje D.....	189
Figura 147. Área de acero en muros Eje F	189
Figura 148. Área de acero en muros Eje I	190
Figura 149. Derivas de piso	192
Figura 150. Nomenclatura de dimensiones del muro	196
Figura 151. Longitudes de volados.....	197
Figura 152. Corte unidireccional en el sentido X	198

Figura 153. Corte bidireccional en el sentido X	200
Figura 154. Corte en la cara del muro	202
Figura 155. Corte unidireccional en el sentido Y	203
Figura 156. Corte bidireccional en el sentido Y	204
Figura 157. Corte en la cara del muro	206
Figura 158. Armado del plinto Muro A3	208

RESUMEN

Debido a los daños ocasionados por los últimos terremotos producidos en nuestro país (Manabí abril 2016, Esmeraldas diciembre 2016), es necesario hacer una evaluación a las estructuras afectadas y proponer un reforzamiento que sea viable tanto estructuralmente como económicamente, por lo tanto este proyecto tiene como propósito hacer un análisis estructural a los Condominios Quito ubicados en la ciudad de Guayaquil y hacer una comparación económica a las dos propuestas de reforzamiento, para lo cual primeramente se realizó un levantamiento arquitectónico y estructural de la edificación, debido a que no se encontró información sobre la estructura existente (planos, memoria de cálculo), también se realizó un estudio de suelos y ensayos con esclerómetro para medir la resistencia del hormigón colocado en los elementos estructurales (vigas, columnas y losas). Para poder encontrar las falencias estructurales y poder hacer las propuestas de reforzamientos se utilizó el programa computacional haciendo cumplir las exigencias que propone la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015 vigente. Finalmente, mediante un análisis de precios unitarios se constató cual fue la mejor propuesta.

PALABRAS CLAVE:

- **EVALUACIÓN SÍSMICA**
- **REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL**
- **DISEÑO SISMO RESISTENTE**

ABSTRACT

Due to the damages caused by the last earthquakes produced in our country (Manabí April 2016, Esmeraldas, December 2016), it is necessary to evaluate the affected structures and propose a reinforcement that is viable both structurally and economically, therefore this project has as a purpose to make a structural analysis to Quito Condominiums located in Guayaquil city and to make an economic comparison to the two proposals of reinforcement, for which was first made an architectural and structural survey of the building, because no information was found on the existing structure (plans, calculation memory), a soil study and sclerometer tests were also carried out to measure the strength of the concrete placed on the structural elements (beams, columns and slabs). In order to be able to find the structural faults and to be able to make proposals for reinforcements, the computer program was used to fulfill the requirements proposed by the current Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015. Finally, through a unit price analysis, the best proposal was found.

KEYWORDS:

- **SEISMIC EVALUATION**
- **ESTRUCTURAL REINFORCEMENT**
- **RESISTANT EARTHQUAKE DESIGN**

CAPÍTULO 1. GENERALIDADES

1.1. Introducción

Un sismo es un fenómeno natural que se desarrolla de forma inesperada y que surge debido a la liberación súbita de energía producida por el contacto entre placas tectónicas o por la erupción de algún volcán, que se propaga en forma de ondas en diferentes direcciones provocando el movimiento vibratorio rápido y violento de la tierra. En la actualidad los sismólogos han logrado localizar las zonas sísmicas, más aún no han logrado predecir cuándo ocurrirá un evento de estos, pero sí recomiendan realizar construcciones sismoresistentes especialmente en lugares de alto riesgo sísmico. Es por eso que la ingeniería se ha encargado de mejorar las técnicas constructivas con el principal objetivo de reducir las pérdidas humanas que se producen durante el desarrollo de estas catástrofes naturales,

Los terremotos no eliminan vidas, las personas mueren por las deficiencias estructurales que presentan las edificaciones al no tener un comportamiento adecuado ante dichas sollicitaciones, pueden ser afectadas al no haber sido diseñadas con un criterio antisísmico, aunque en muchas edificaciones antiguas se cumplía con las exigencias estructurales afines a la época en la cual no se presentaba avances estructurales como los de hoy en día, por lo cual es necesario realizar un análisis de vulnerabilidad para posteriormente presentar alguna solución estructural que permita mejorar su comportamiento estructural. También pueden presentar deficiencias en su comportamiento debido a materiales de baja calidad usados en la construcción de elementos estructurales vitales como lo son vigas columnas y losas.

El reforzamiento estructural forma parte de la rehabilitación sísmica para lo cual en el presente proyecto se tendrá como guía de desarrollo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015 (Riesgo Sísmico. Evaluación y rehabilitación sísmica) NEC-SE-RE, la cual presenta los siguientes puntos como específicos y puntuales que deben contener el proceso de rehabilitación sísmica.

- Definición del objetivo de rehabilitación
- Selección de estrategias de rehabilitación
- Levantamiento de información y ensayos
- Modelación, análisis y criterios de aceptación
- Diseño y Rehabilitación

1.2. Antecedentes

La sismicidad a nivel de Ecuador es consecuencia de la convergencia entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana. Esta interacción entre placas hace que se acumulen esfuerzos tanto entre la zona de contacto como en la parte interna de las placas continental y oceánica provocando movimientos telúricos que sacuden la superficie terrestre. Solo en el siglo XX, ocurrieron 13 sismos de la misma intensidad del actual (VIII), en Pichincha, Chimborazo, Cotopaxi, Imbabura, Carchi, Loja.

El devastador terremoto de magnitud 7,8 en la escala de Richter que ocurrió el 16 de abril de 2016 en nuestro país se registró a las 18.58 (hora local), y su epicentro se situó entre las localidades de Cojimíes y Pedernales, en la zona norte de la provincia de Manabí (noroeste) y colindante con la provincia de Esmeraldas, a una profundidad

de 20 kilómetros, siendo perceptible en toda la costa ecuatoriana (provincias de Guayas, Santa Elena, Los Ríos, Santo Domingo y El Oro), varias provincias de la Sierra Norte del país (Carchi, Imbabura, Pichincha y el Distrito Metropolitano de Quito) y en áreas fronterizas de Colombia y Perú. Le siguieron más de 1.504 réplicas con magnitudes de entre 3,5 y 6,8 en la escala de Richter.

Durante el período de tiempo, entre 1541 y 2016, el Ecuador ha tenido en promedio de un terremoto por cada 11,9 años. Varios parámetros, además de la magnitud, convirtieron al terremoto en el más potente ocurrido en el país en 36 años, ya que el último ocurrido de mayor magnitud fue en 1979.

El terremoto ocurrido el 16 de abril del 2016, tuvo una intensidad igual a VIII, es decir, daño fuerte. Con esta intensidad, generalmente, hay más de 100 000 afectados y se pone a prueba la calidad de las construcciones, pues se agravan las grietas, los edificios más antiguos se derrumban parcialmente o sufren grandes daños, es por eso que es necesario realizar un reforzamiento a las estructuras existentes o que fueron afectadas y de esta manera darles continuidad operativa y asegurar las vidas de los usuarios.

Los códigos de la construcción han tenido una gran evolución ya que hoy en día, se manejan criterios de diseño antisísmicos que el Código Ecuatoriano de la Construcción CEC 77 con el cual se construyeron muchas edificaciones no los presentaba. Recién con el Código Ecuatoriano de la Construcción CEC 2000 comenzó a manejar estos nuevos criterios hasta llegar a la actual Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015, la que se halla vigente, esta Norma tiene una sección enfocada a la rehabilitación sísmica.

1.3. Definición del problema

A través del tiempo han ido evolucionando las técnicas de construcción lo cual deja en evidencia las falencias que se tienen y de acuerdo a las nuevas exigencias tanto de cálculo estructural como métodos constructivos, por lo que en la actualidad y debido a que nos encontramos en una zona de alta peligrosidad sísmica se recomienda hacer un análisis actual de las edificaciones para optar por medidas que mejoren el comportamiento estructural.

Después de lo ocurrido con el sismo de Manabí en abril del 2016, es obligatorio tener en cuenta todos los aspectos técnicos mínimos recomendados por la NEC - 15 y rehabilitar estructuralmente a las edificaciones que quedaron afectadas, ya que para la actualidad algunas edificaciones no cumplen con las secciones mínimas, resistencias de hormigones ni tampoco cumplen con el armado mínimo.

En los Condominios Quito ubicados en la ciudad de Guayaquil se encontraron falencias constructivas, las cuales provocaron que a pesar de no encontrarse en el epicentro del sismo se viera afectado de una forma leve, por lo tanto, se busca mejorar su comportamiento y darle seguridad ante otro posible evento telúrico.

1.4. Justificación

Los Condominios Quito muestran ciertas deficiencias constructivas, que después de ser afectados por el sismo de Manabí del 16 de abril del 2016, presentan fisuras en determinados pedestales y en mamposterías, los daños que se visualizan en la edificación no son graves por lo cual se optó proponer un reforzamiento en lugar del derrocamiento de los mismos.

Se procederá a realizar un modelamiento de la edificación actual aplicando los criterios de diseño de la actual Norma Ecuatoriana de la Construcción (Riesgo Sísmico. Evaluación y rehabilitación sísmica) NEC-SE-RE a través del programa computacional, analizando los resultados que arroja para posteriormente realizar dos propuestas de reforzamiento y determinar cuál de ellas es la más viable tanto económicamente como estructuralmente para aplicarla como reforzamiento.

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo general

Realizar el análisis estructural al actual edificio Condominios Quito y proponer dos propuestas de reforzamiento para mejorar el comportamiento estructural ante posibles sismos posteriores, cumpliendo la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015.

1.5.2. Objetivos específicos

- Elaborar un modelamiento a la actual edificación a través de un software de análisis estructural para determinar las falencias estructurales que presenta el proyecto.
- Realizar el análisis sísmico de la estructura para determinar los desplazamientos provocados por la acción sísmica.
- Proponer dos modelos matemáticos analíticos ajustándolos a los requerimientos actuales propuestos por la NEC-2015 para obtener un mejor comportamiento estructural.

- Establecer el nivel de rehabilitación sísmica que se desea alcanzar en la estructura y seleccionar las estrategias de rehabilitación.
- Evaluar los resultados obtenidos mediante una comparación técnica-económica a las propuestas de reforzamiento planteadas.

CAPÍTULO 2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

2.1. Introducción

Los Condominios Quito están conformados por tres bloques, dos habitacionales y uno de gradas, estructuralmente estos tres bloques se hallan separados por juntas constructivas. Los bloques habitacionales están constituidos por cuatro y cinco pisos respectivamente, además el bloque de gradas sostiene una cisterna en la parte superior lo cual puede provocar el efecto péndulo invertido en caso de un evento sísmico, que luego de ser afectado puede bloquear la salida de emergencia de los bloques habitacionales.

La construcción analizada, corresponde a una estructura calculada con la normativa vigente en esa época, esto es con la norma CEC 77.

Según esta norma el corte basal es $V = (I * k * CS) * W$, donde la variable I es la importancia de la estructura. Este concepto sigue vigente y para el caso vale uno, la variable K es el tipo de sistema estructural y viene dado por 0.67 para pórticos y de 1.33 para pórticos con diafragmas, la variable CS viene dado por la interacción de suelo y estructura y se la limitaba a 0.14.

Para la edificación analizada sería $V = 1.0 * 0.67 * 0.14 * W = 0.09 * W$, siendo W el peso muerto de la estructura más el 25% carga viva. Adicionalmente esta norma no obligaba a chequear derivas que son las deformaciones que sufre la estructura por la acción del sismo.

Como consecuencia del terremoto de Bahía de Caráquez, la normativa cambio a la CEC 2000, donde hubo cambios profundos, como la presencia de una zonificación sísmica del país, como se aprecia en el mapa siguiente.

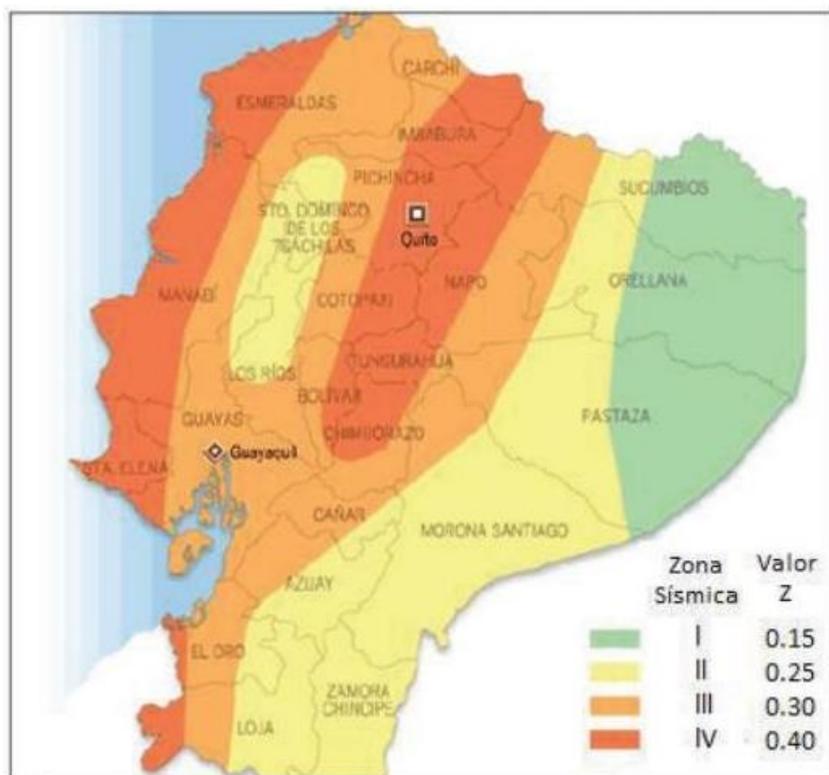


Figura 1. Mapa de Zonificación sísmica del Ecuador. CEC
Fuente: Código Ecuatoriano de la Construcción. CEC 2001.

Como se aprecia la ciudad de Guayaquil tenía un valor de $Z = 0.3$ y estaba ubicada en la zona sísmica III, el valor de Z representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño y está expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

La fórmula propuesta fue $V = I * Z * C / (R * \phi_p * \phi_e) * W$, donde I sigue siendo la importancia con iguales valores, el nuevo factor Z de zona sísmica, la variable C dependiente del tipo de suelo y no debe ser menor de 0.5 y era igual a CM del suelo, la

variable R es la respuesta estructural asignando un valor de 12 para pórticos con diafragmas y un valor de 8 para pórticos con vigas bandas, las variables ϕ_p y ϕ_e corresponden a otro nuevo concepto, que se castigaba con valores menores a uno cuando se presentan irregularidades en planta y en elevación. Para la estructura analizada tienen valores de 0.9 y 0.9, para la irregularidad en planta por la presencia de los volados y por irregularidad en elevación respectivamente.

Según esta norma el corte basal para la estructura analizada viene dado por:

$$V = 1.0 * 0.3 * 3.0 / (8 * 0.9 * 0.9) * W = 0.13889 * W.$$

Como se puede apreciar prácticamente con la normativa CEC 2000, el corte basal aumento, adicionalmente esta norma estableció que las derivas sean controladas, obligando a engrosar columnas y/o colocar vigas descolgadas para que las derivas no sean excesivas, todo esto para evitar lo ocurrido en Bahía de Caraquez donde varias estructuras que no tuvieron daño estructural en cambio presentaron daño en mamposterías, ventanales porque la norma CEC 77 permitía la presencia de derivas exageradas.

En el año 2015, entra en vigencia la norma NEC 2015 que reemplaza a la CEC 2000, en esta norma establece que el corte basal $V = I * Sa(ta) / (R * \phi_p * \phi_e) * W$, donde I sigue siendo la importancia, la variable R es la respuesta estructural con valores de 5 y de 8 para pórticos con vigas bandas y pórticos con diafragmas y como R va en el denominador aumenta el valor del corte basal, las variables ϕ_p y ϕ_e son de irregularidad en planta y elevación, la variable $Sa(ta)$ es igual a: $\eta * Z * Fa$.

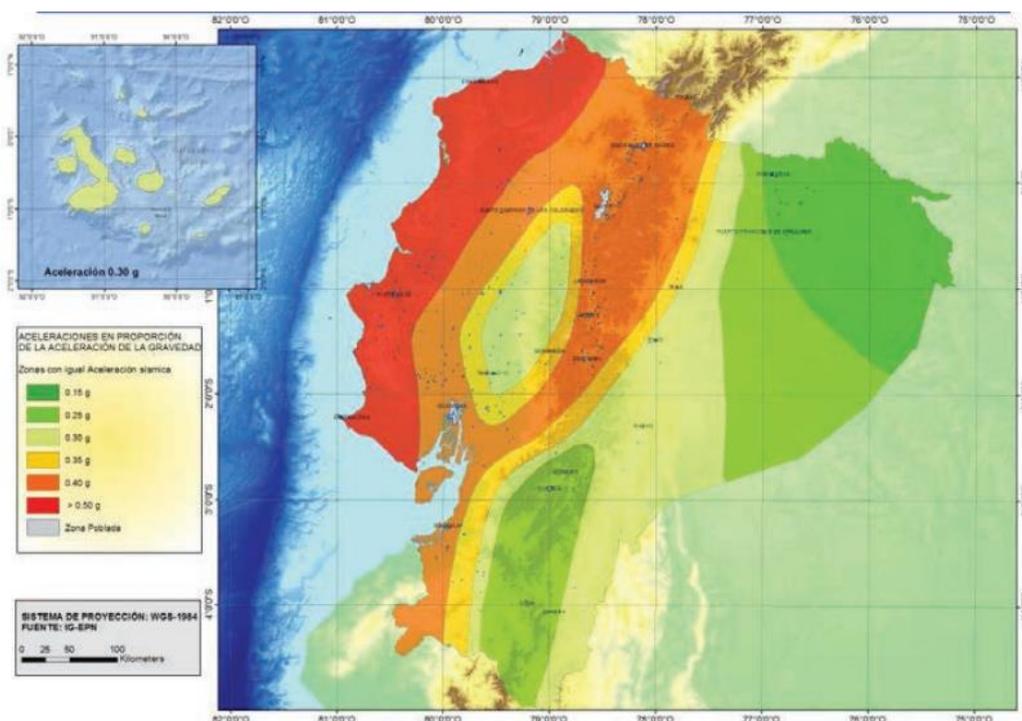


Figura 2. Ecuador, zonas sísmicas y valor de factor de zona Z
Fuente: (NEC-2015, Capítulo “Peligro Sísmico” pág. 27, Figura 1)

El mapa presenta una nueva zona sísmica con un valor de Z igual o mayor de 0.5 que corresponde a la costa del país. Para el caso de la estructura analizada que consta con vigas bandas, el corte basal calculado con esta nueva normativa es igual a $0.25 * W$; prácticamente con la normativa NEC 2015, el corte basal duplico, adicionalmente esta norma estableció que las derivas sean chequeadas, obligando a no pasar del 2%, esto quiere decir que las columnas tienen que ser robustas, y por otro lado limitó a 25 cm el espesor de losas con vigas bandas, los proyectos constan con losas de 20 cm.

Entre la norma CEC 77 y la norma NEC 2015, la fuerza sísmica para una estructura con vigas bandas como es el caso analizado, paso del 9% al 25% de la carga muerta total de la estructura, o sea que la fuerza sísmica se multiplico por 2.8

veces, esto obliga por simple conclusión que las columnas y vigas sean de mayor sección transversal.

2.2. Ubicación

El edificio se encuentra ubicado en la ciudad de Guayaquil provincia de Guayas, Av. Menéndez Gilbert, Base Aérea FAE, en las coordenadas N9760440 E624500.

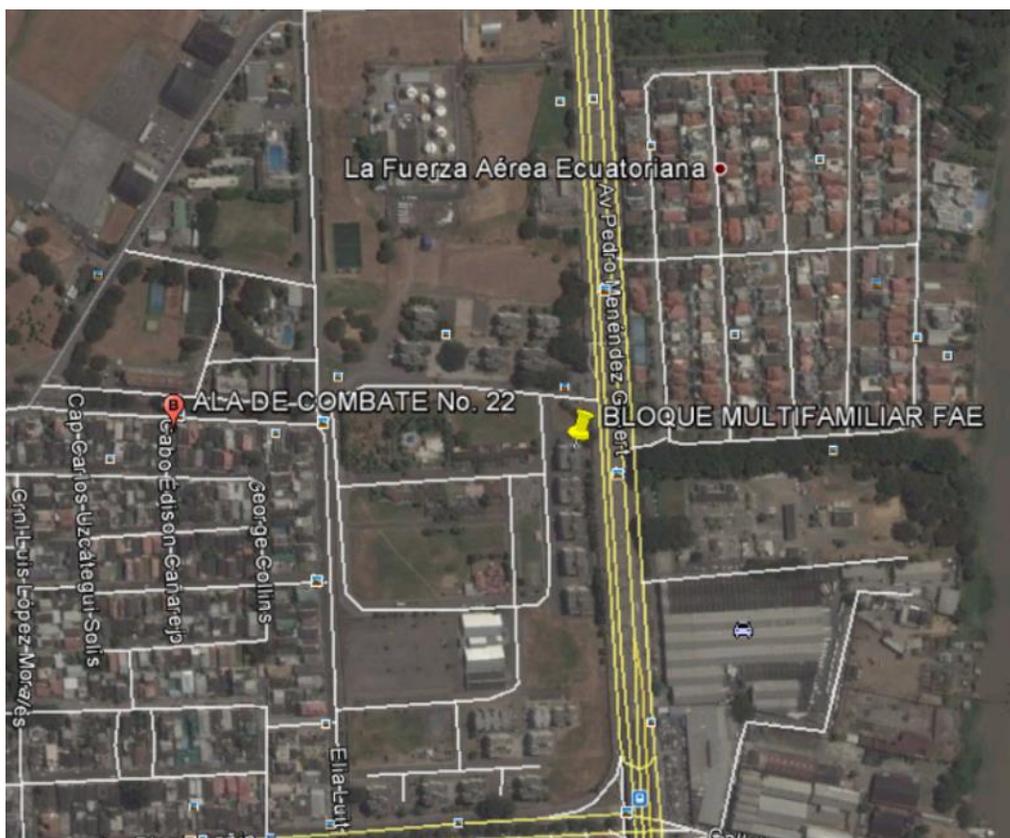


Figura 3. Ubicación del proyecto
Fuente: Google Maps

2.3. Levantamiento arquitectónico del proyecto

2.3.1. Vista lateral izquierda



Figura 4. Vista lateral izquierda

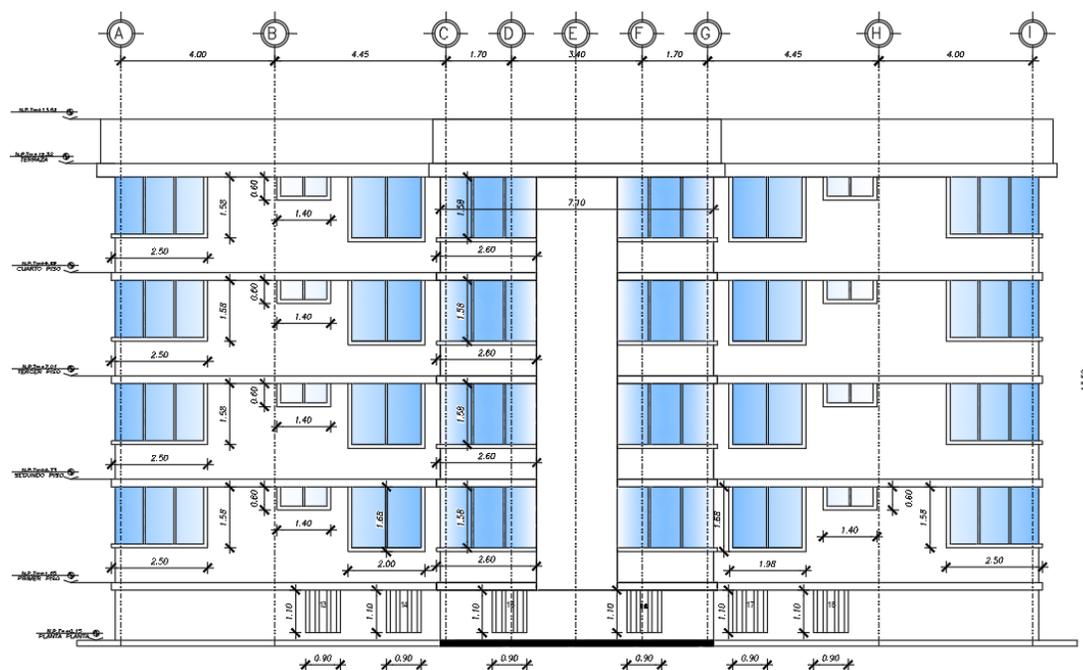


Figura 5. Levantamiento de vista lateral izquierda (Multifamiliares Quito)

2.3.2. Vista lateral derecha



Figura 6. Vista lateral derecha

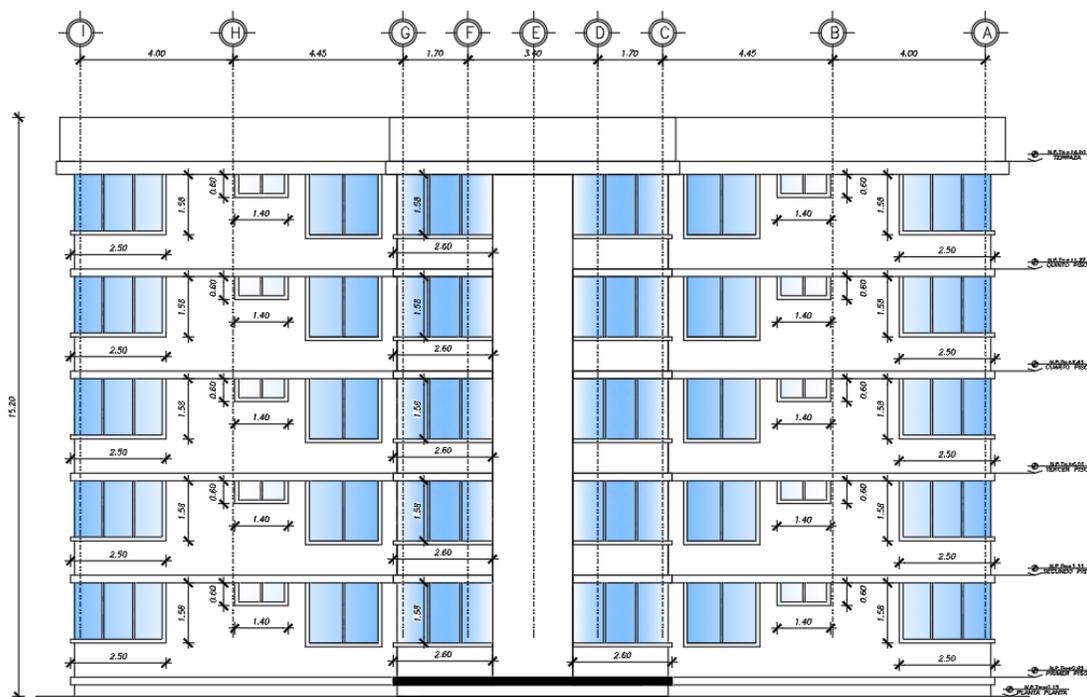


Figura 7. Levantamiento de vista lateral derecha (Multifamiliares Quito)

2.3.3. Vista Frontal



Figura 8. Vista frontal

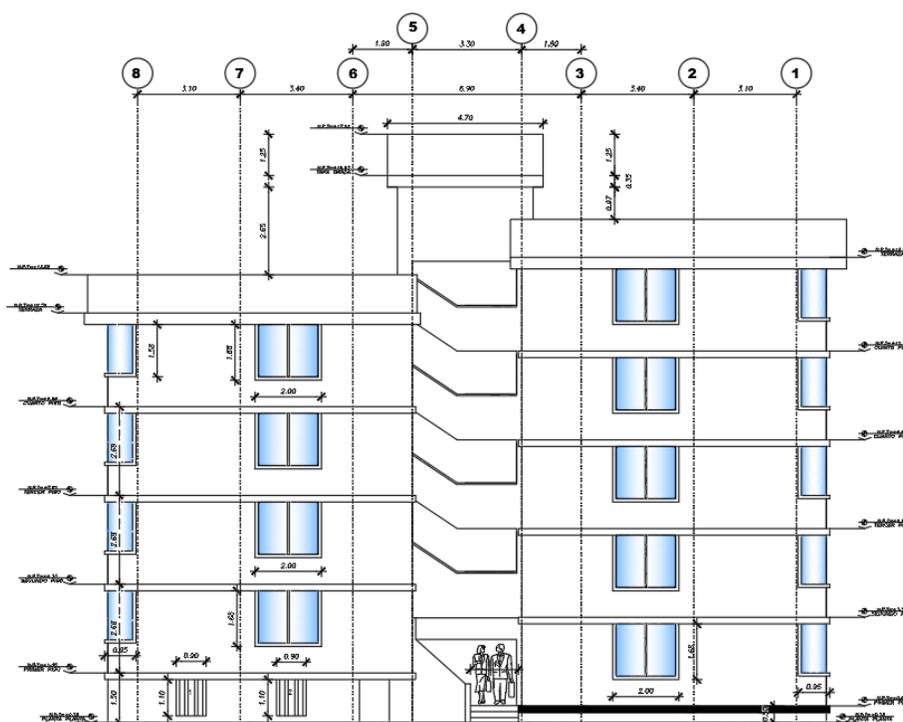


Figura 9. Levantamiento vista frontal (Multifamiliares Quito)

2.3.4. Vista Posterior



Figura 10. Vista posterior

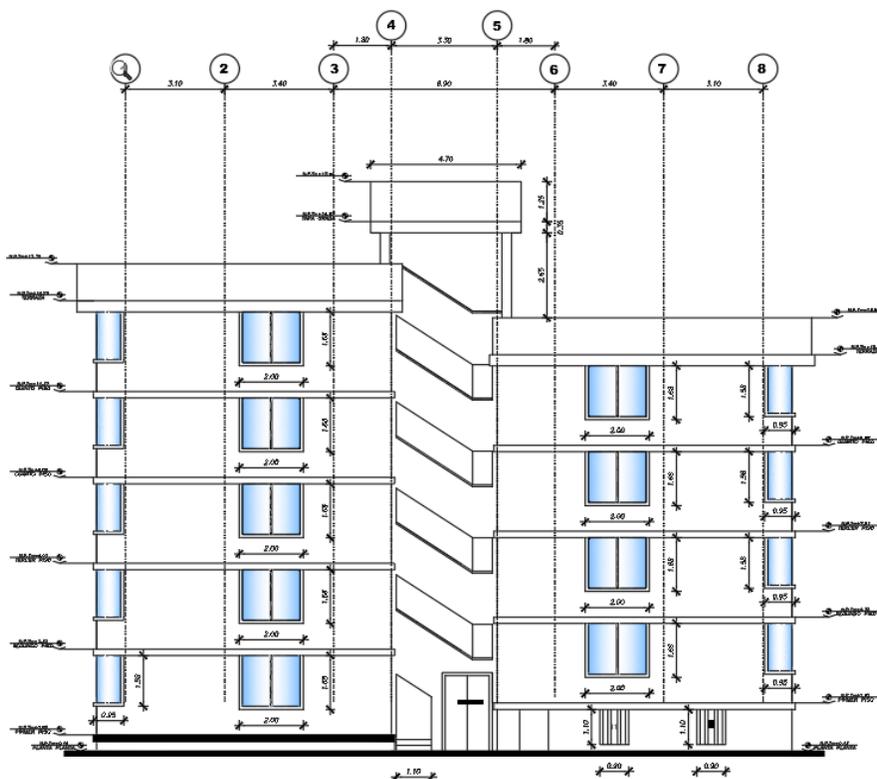


Figura 11. Levantamiento vista posterior (Multifamiliares Quito)

2.3.5. Planta tipo

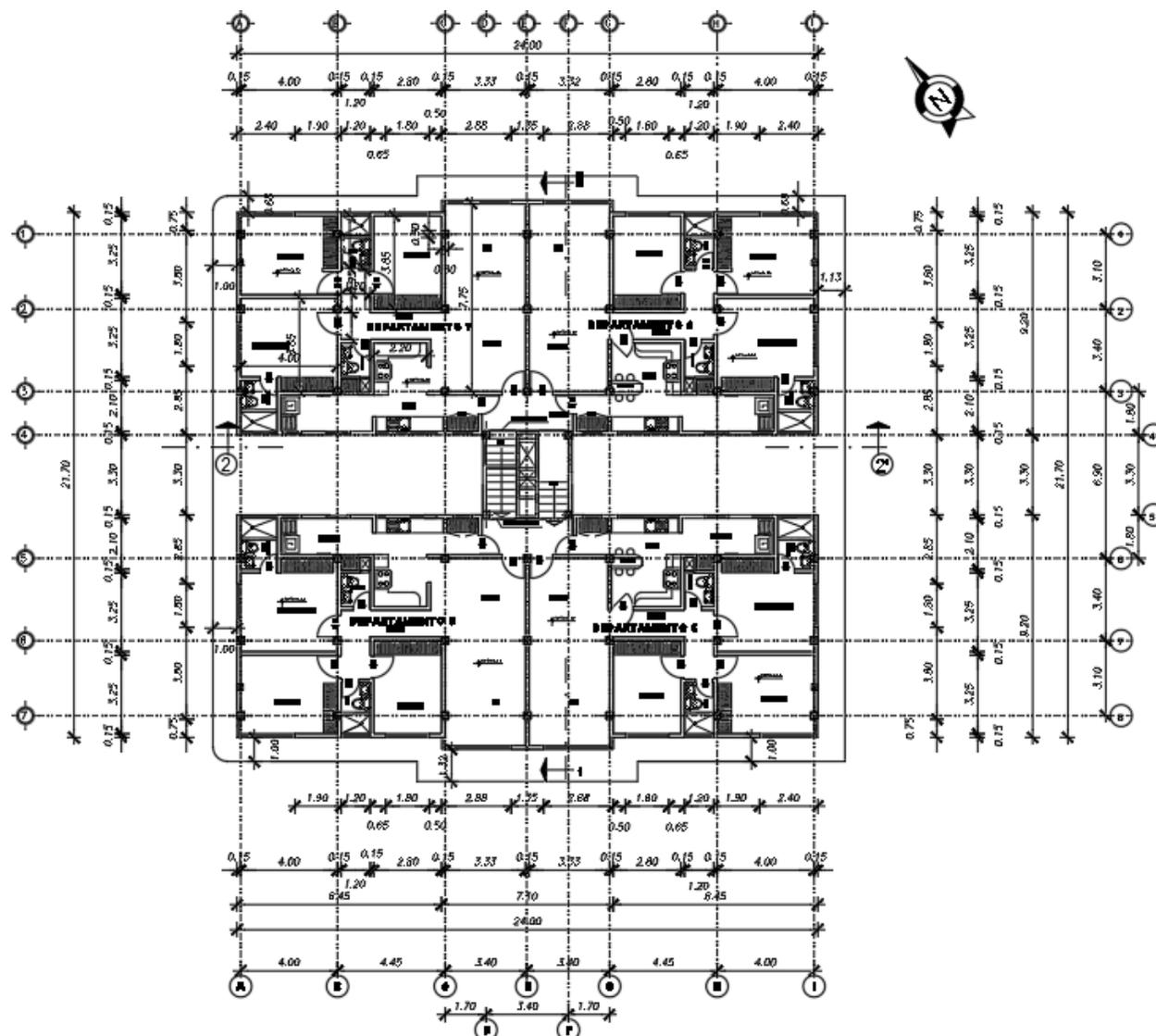


Figura 12. Planta tipo (Pisos 1, 2, 3, 4 Multifamiliares Quito)

2.3.6. Cubierta

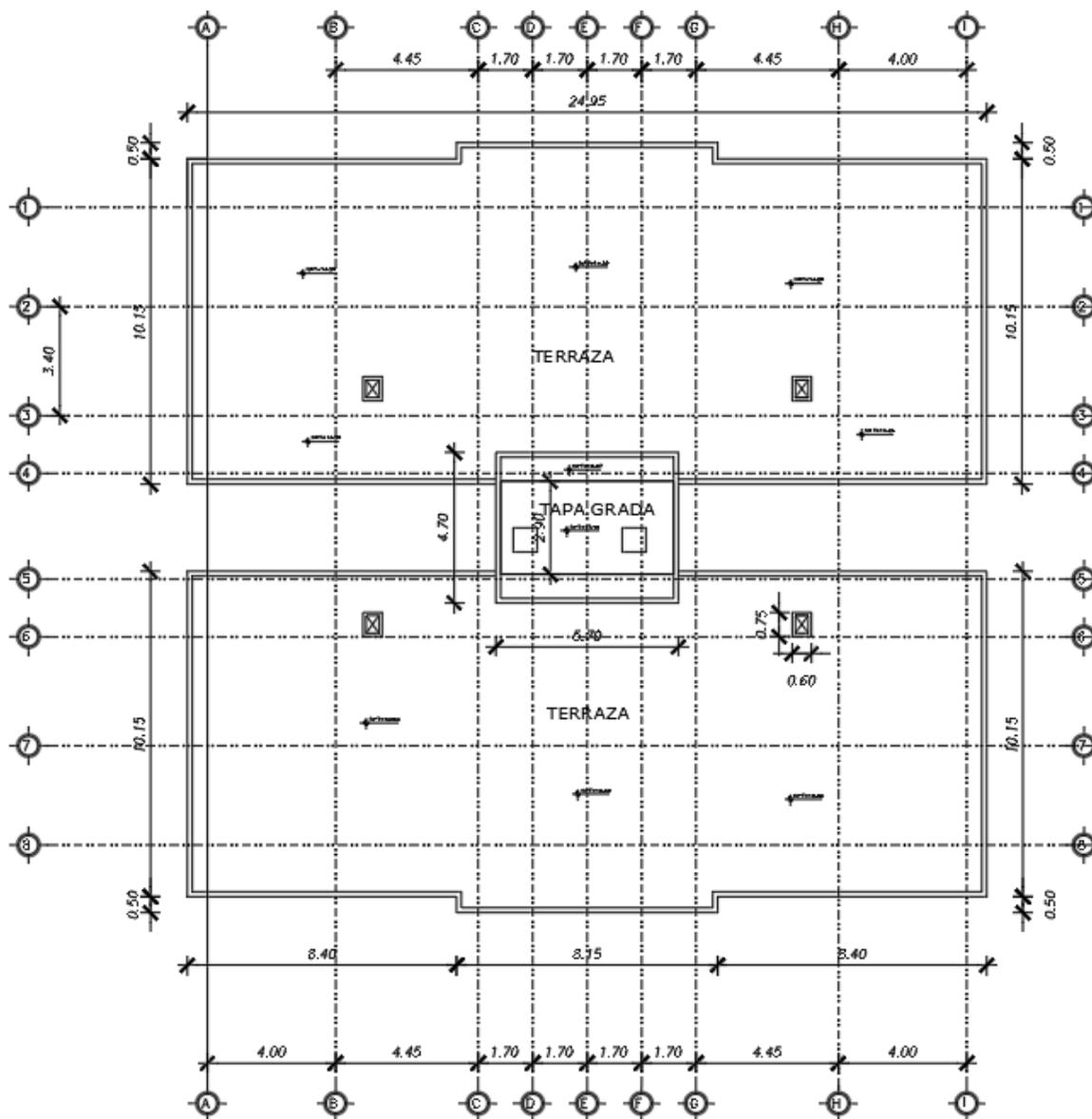


Figura 13. Vista en planta (Cubierta)

2.3.7. Planta Baja

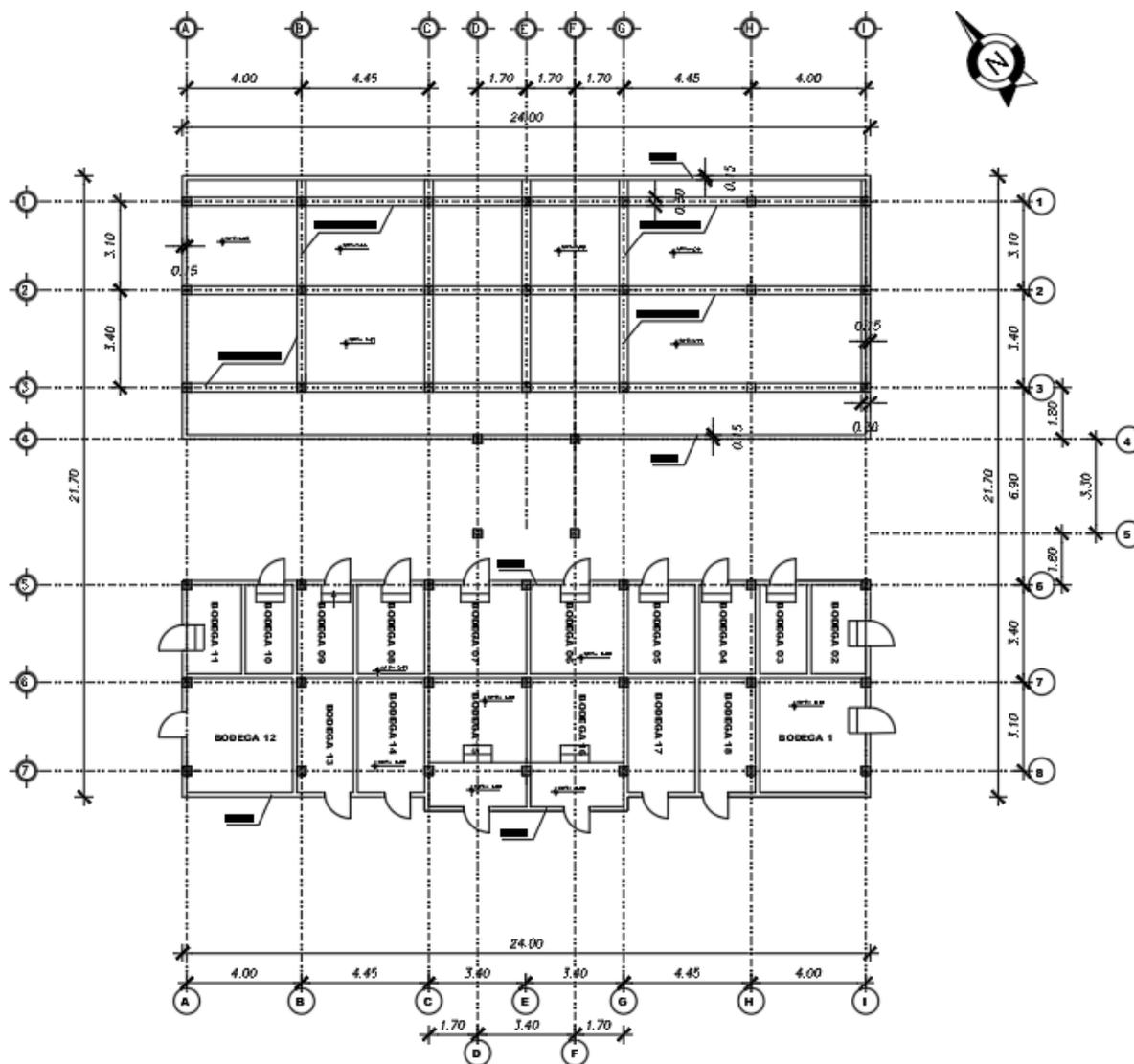


Figura 14. Levantamiento Planta Baja (Multifamiliares Quito)

2.4. Estudio de suelos

2.4.1. Trabajos de campo

Se realizaron 2 ensayos de penetración estándar de 10.00 m de profundidad cada uno, signados con los números P-1 y P-2. Paralelamente a la ejecución de las

perforaciones se realizó el muestreo respectivo, tomándose una muestra alterada a diferentes distancias.



Figura 15. Sitio donde se hizo la perforación P1



Figura 16. Material obtenido de la perforación P1

La topografía del área es relativamente plana y está constituida por una plataforma de hormigón. Geológicamente el área de estudio se la puede definir como una zona sedimentaria, constituida por depósitos estuarios.



Figura 17. Sitio donde se hizo la perforación P2



Figura 18. Material obtenido de la perforación P2

2.4.2. Trabajos de laboratorio

Sobre las muestras alteradas obtenidas de las perforaciones se realizaron en el laboratorio ensayos de identificación manual-visual, S.U.C.S. para propósitos de identificación y clasificación, los cuales se muestran en el ANEXO 02.

2.4.3. Trabajos de gabinete

En base de los trabajos de campo y laboratorio, se han elaborado los siguientes anexos:

ANEXO 01: Croquis general del área con la ubicación plani-altimétrica de las bocas de las perforaciones.

ANEXO 02: Hojas de resultados conteniendo la siguiente información:

- Perfiles estratigráficos del suelo con referencia a cotas y profundidades.
- Descripción de los materiales encontrados en las perforaciones.
- Simbología gráfica de los diferentes estratos
- Diagramas de ensayos de penetración standard.
- Resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio efectuados sobre las muestras obtenidas.
- Clasificación S.U.C.S.
- Niveles freáticos.
- Observaciones.

2.4.4. Nivel freático

Cabe destacar la presencia del nivel freático en todas las perforaciones, el mismo que fue detectado a las siguientes profundidades:

Tabla 1.
Profundidades de niveles freáticos

Perforación	Profundidad (m)
1	5.6
2	6.8

2.4.5. Análisis y discusión de resultados

- En general la capacidad portante del suelo se presenta un tanto errática en el sentido horizontal.
- Los estratos superficiales de la perforación P-2, presentan mejores características físico- mecánicas para recibir y transmitir cargas a los estratos inferiores.
- En las dos perforaciones los estratos superficiales presentan mejores condiciones de capacidad portante que los estratos intermedios y profundos.
- Los estratos superficiales hasta 2.60 m de profundidad en la perforación P-1 y hasta 6.60 m de profundidad en la perforación P-2, presentan de regular a buena resistencia al corte y mediana compresibilidad.
- Bajo estas profundidades la capacidad portante del suelo decrece notablemente, presentando los estratos intermedios y profundos escasa resistencia al corte y mediana compresibilidad.
- En este caso en vista de la heterogeneidad de los estratos encontrados en las dos perforaciones, la capacidad portante encontrada al nivel de implantación de la cimentación es de 10.00 ton/m².
- El nivel de fundación se halla a -1.20 m de profundidad, con respecto a la boca de la perforación.
- En cuanto tiene que ver con los suelos que se hallan debajo de la acera perimetral del bloque de vivienda se hallan sin compactar y que seguirán en un

lento proceso natural de consolidación de suelos, lo que ha producido actualmente el asentamiento de la acera existente.

2.5. Acero en elementos estructurales

Para el análisis estructural completo del Bloque Multifamiliar Quito, ubicado en la Base Aérea de la Ciudad de Guayaquil, fue necesario determinar las armaduras colocadas en cada uno de los elementos estructurales de los bloques a analizarse, para lo cual se procedió mediante un muestreo a escanear dichos elementos.

En base a esta información se procedió a realizar los planos estructurales reales de las estructuras.

Con el objeto de obtener una información real, se emplea el equipo PROFOSCOPE que determina las dimensiones de la armadura longitudinal y transversal (ubicación y diámetro), también su recubrimiento con el hormigón.

Este escaneo se realiza en vigas de cimentación, columnas, vigas y losas, cuya eficiencia está relacionada directamente con el cumplimiento de procesos constructivos.

2.5.1. Trabajos realizados

Primeramente, se realizó un recorrido por todos los bloques, con el objeto de visualizar los distintos elementos estructurales, sus dimensiones, fallas producidas por el terremoto ocurrido el 16 de abril del 2016.

El trabajo fue realizado en los departamentos no habitados a los cuales se pudo ingresar una vez facilitadas las llaves de cada uno

En base a este recorrido se determinaron sitios puntuales de escaneo, mediante el empleo del equipo PROFOSCOPE, el cual permite identificar la cantidad, posición del acero de refuerzo, el diámetro y empotramiento dentro de la estructura.

Esta información obtenida con el equipo **PROFOSCOPE**, es confirmada con el descubrimiento manual de las distintas armaduras, para lo cual se procedió a retirar el hormigón que cubría las armaduras.



Figura 19. Escaneo de columna con equipo Profoscope

Con el objeto de complementar la investigación, en varios elementos se procedió a retirar los recubrimientos de la armadura y verificar sus características: longitud, diámetro, recubrimientos, espaciamientos, estado actual de las armaduras.

En las siguientes imágenes se puede observar que gran parte de las armaduras presentan un alto grado de oxidación, lo que podría afectar a la estabilidad de las estructuras.



Figura 20. Oxidación de aceros en viga



Figura 21. Oxidación de aceros en losa



Figura 22. Oxidación de aceros en columna



Figura 23. Exposición de aceros debido al poco recubrimiento en la losa



Figura 24. Desprendimiento manual de recubrimiento para comprobación visual de aceros



Figura 25. Discontinuidad en columna

Se realizó los escaneos respectivos en columnas, vigas y losas representativos del bloque Quito

En la mayoría de los elementos estructurales se obtuvieron datos de recubrimientos de más de 60 mm lo cual no permitía el rápido reconocimiento de los diámetros.

Al tener algunas armaduras recubrimientos mayores de 70 mm, imposibilita al equipo determinar exactamente su diámetro, reconociendo únicamente su ubicación, lo cual no permite su identificación detallada.

Se realizaron escaneos en vigas donde no existen paredes, pues al ser losa plana, las vigas están perdidas y si debajo de éstas se ha construido una pared no es posible realizar el escaneo.

Se efectuó el escaneo en losas de techo, por cuanto el recubrimiento de hormigón es menor que al realizarlo desde el piso ya que se tiene la cerámica de pisos y luego el empotramiento de la armadura de compresión de la losa. De esta manera se identificaron los aceros de vigas banda, estribos y los nervios en ambas direcciones, así como su respectivo espaciamiento.

Se realizó dos excavaciones para determinar tanto las dimensiones como la armadura de las vigas de cimentación, en este caso se determinó que son vigas tipo T invertidas.

2.5.2. Análisis de resultados

- Los elementos escaneados son de hormigón armado, se determinó la existencia de acero de refuerzo tanto longitudinalmente como transversalmente.

- Las columnas tienen una sección de 30x30cm en planta baja presentando acero longitudinal con una separación promedio de 10cm, dando un número de 3 varillas en la cara de la columna ensayada y un diámetro que varía entre 14mm y 16mm.
- El acero transversal en columnas tiene un diámetro de 8mm y está ubicado cada 10cm en los extremos y cada 30cm en el tercio medio.
- El recubrimiento en columnas varía entre 30mm y hasta 80mm aproximadamente.
- Las edificaciones presentan vigas banda y del escaneo se deduce que tienen una base entre 23 y 25 cm, presentando en la parte inferior 3 varillas cada 10cm aproximadamente y con diámetros de 14mm.
- La distribución del acero transversal en vigas está cada 10 cm y en los extremos y cada 20cm en el tercio medio con un diámetro de 10mm.
- El recubrimiento en vigas varía entre 00mm y 30mm aproximadamente.
- En ciertos sectores de las vigas bandas se puede observar que las varillas inferiores se hallan a la intemperie, sin tener ningún recubrimiento de hormigón
- En las losas se verifica que son losas planas de 20cm bidireccionales con nervios ubicados cada 50cm en ambos sentidos. El diámetro de las varillas de los nervios es de 12mm.
- El recubrimiento de los nervios varía entre 00mm y 30mm.
- Las estructuras son muy elásticas, lo que provoca que con la presencia de un sismo los bloques tengan deformaciones horizontales considerables.

2.6. Hormigón en elementos estructurales

Para verificar la resistencia a la compresión de los hormigones se realizaron ensayos esclerométricos en todos los elementos estructurales, observándose que los hormigones cumplen las especificaciones solicitadas.

2.6.1. Análisis de resultados

- El hormigón utilizado en las estructuras según las pruebas realizadas con el equipo esclerométrico manual denominado CONCRETE TEST HAMMETR NDT JAMES INSTRUMENTS INC. Concluye que el hormigón se halla en el rango de 210 kg/cm^2 a 240 kg/cm^2 , pero este equipo entrega resultados con un error de más o menos veinte por ciento, entonces el hormigón está en el orden de 225 kg/cm^2 , pero para análisis del proyecto se asume un hormigón de 210 kg/cm^2 , que es el que consta en los mencionados planos digitales y por norma es el hormigón de mínima calidad a utilizarse.
- Cabe anotar que en la fundición del hormigón se ha cometido muchos errores constructivos, como es la falta de recubrimiento de las armaduras, presencia de cavidades dentro del hormigón debido a la falta de vibrado.
- En los sectores donde se han producido estas cavidades la resistencia del hormigón ha decrecido considerablemente, llegando inclusive a obtenerse valores de $f'c = 192 \text{ kg/cm}^2$.
- Esta falta de control en obra en la instalación de la armadura y fundición del hormigón al no tener ningún recubrimiento las armaduras, muchas de las cuales presentan un grado alto de corrosión, llegando inclusive a desprenderse capas

metálicas de acero de las varillas, podría inclusive llegar a su falla, pues no se estaría hablando de hormigón armado sino simplemente de hormigón simple.

- En los registros fotográficos siguientes se puede observar claramente estos errores constructivos.



Figura 26. Verificación de resistencia de hormigones con esclerómetro en columna



Figura 27. Verificación de resistencia de hormigón en viga

2.7. Cargas gravitatorias

2.7.1. Carga muerta

Como se trata de una losa bidireccional alivianada se procede a realizar el siguiente análisis.

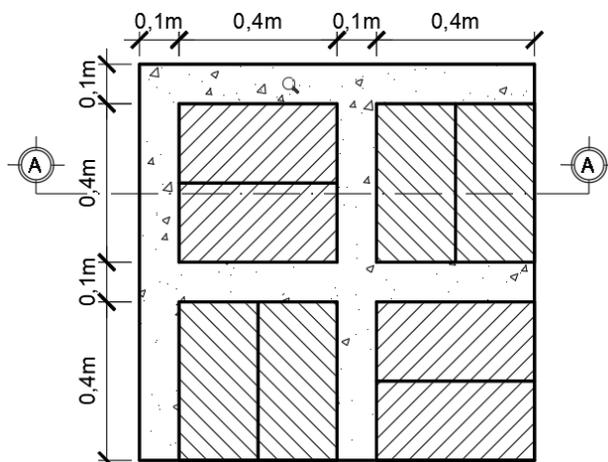


Figura 28. Corte en planta losa bidireccional

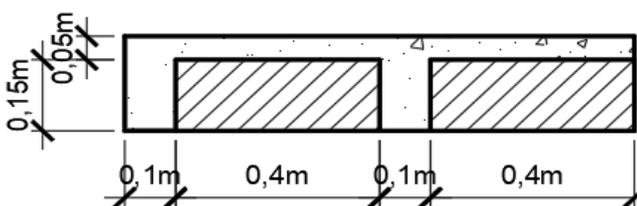


Figura 29. Corte en elevación losa bidireccional

$$\text{Alivianamientos} = 8 \text{ Bloques} * (0,4\text{m} * 0,2\text{m} * 0,15\text{m}) * 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 96 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Alivianamientos} = 96 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Paredes} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Acabados} = 120 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga Muerta} = 366 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \approx 400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

2.7.2. Carga Viva

Tabla 2.

Carga viva (Viviendas unifamiliares y bifamiliares)

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)
Residencias	
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00
Hoteles y residencias multifamiliares	
Habitaciones	2.00
Salones de uso público y sus corredores	4.80

Fuente: (NEC-15, Capítulo “Cargas Sísmicas”, Tabla 9, pág. 29)

$$\text{Carga Viva} = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

2.8. Combinación para el diseño por última resistencia

2.8.1. Cargas

<i>D</i>	Carga permanente
<i>E</i>	Carga de sismo
<i>L</i>	Sobrecarga (Carga viva)
<i>L_{ROOF}</i>	Sobrecarga viva (Carga de cubierta)
<i>S</i>	Carga granizo
<i>W</i>	Carga viento

Fuente: (NEC-15, Capítulo “Cargas Sísmicas”, pág. 18, sección 3.4.1)

2.8.2. Combinaciones de cargas

$$1.4 D$$

$$1.2 D + 1.6 L + 0.5 \text{ máx. } [Lr ; S ; R]$$

$$1.2 D + 1.6 \text{ max}[Lr ; S ; R] + \text{max}[L ; 0.5W]$$

$$1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 \max[Lr; S; R]$$

$$1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S$$

$$0.9 D + 1.0 W$$

$$0.9 D + 1.0 E$$

Fuente: (NEC-15, Capítulo "Cargas Sísmicas", pág. 18, sección 3.4.1)

CAPÍTULO 3. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

3.1. Zonificación sísmica y factor de zona Z

Para los edificios se utiliza el valor de Z, que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, de acuerdo el mapa de la **Figura 30**. (NEC-SE-DS, 2015)

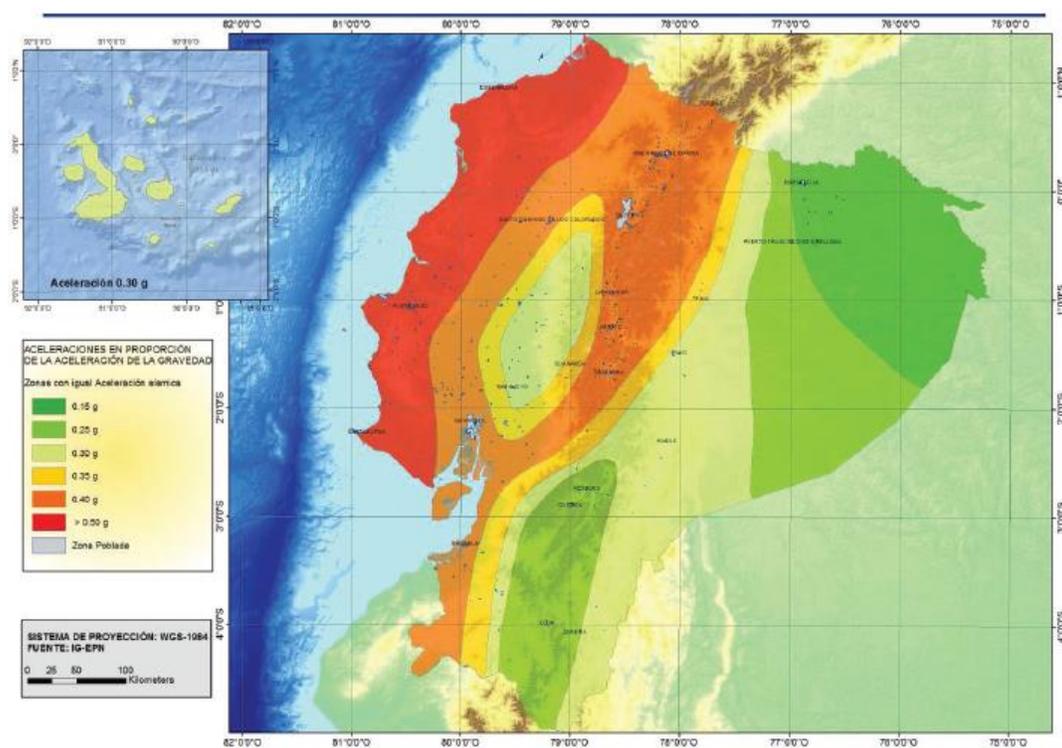


Figura 30. Ecuador, zonas sísmicas y valor de factor de zona Z
Fuente: (NEC-2015, Capítulo “Peligro Sísmico” pág. 27, Figura 1)

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475

años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI. (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 3.

Valores de factor Z en función de la zona sísmica adoptada

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

Fuente: (NEC-2015, Capítulo “Peligro Sísmico” pág. 27, Tabla 1)

Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del:

- Nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia
- Litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta. (NEC-SE-DS, 2015)

3.2. Tipo de suelos

Tabla 4.

Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente.	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media.	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumpla cualquiera de los dos criterios.	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa

D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la velocidad cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones.	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$

CONTINÚA →

E	Perfil que cumpla con el criterio de velocidad de onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas.	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$
F	<p>Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:</p> <p>F1=Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como, suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersos o débilmente cementados, etc.</p> <p>F2=Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H>3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).</p> <p>F3=Arcillas de muy alta plasticidad (H>7.5m con índice de Plasticidad IP>75).</p> <p>F4=Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana (H>30m).</p> <p>F5=Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.</p> <p>F6=Rellenos colocados sin control ingenieril.</p>	

Fuente: (NEC-2015, Capítulo "Peligro Sísmico" pág. 29-30, Tabla 2)

3.3. Respuesta dinámica para los suelos de tipo F

El objeto es analizar la **respuesta dinámica** del sitio y su potencial de **licuefacción**.

Para el caso de perfiles clasificados como F, se realizarán investigaciones geotécnicas específicas de suelo, que permitirán conocer y modelar su comportamiento dinámico. (NEC-SE-DS, 2015)

Estas investigaciones deberán incluir:

- Perforaciones con obtención de muestras,
- Ensayos de penetración estándar SPT,
- Penetrómetro de cono CPT (ensayo de penetración estática)
- Otras técnicas de investigación de suelos y de laboratorio que permitan establecer las características y propiedades del suelo en estudio, así como también el contacto entre capas de suelo y roca. (NEC-SE-DS, 2015)

Nota: otra alternativa para determinar la velocidad de onda cortante es la utilización de la correlación de los datos de velocidades de onda cortante de suelos similares al área local y de las propiedades de dichos suelos. (NEC-SE-DS, 2015)

Se recomienda la estimación de:

a) Las velocidades de ondas de corte por medio de ensayos Sísmica de Refracción de acuerdo al **ASTM D5777**.

b) El período elástico del subsuelo mediante mediciones de la vibración ambiental, aplicando la técnica de Nakamura (**Nakamura, 1989**).

Finalmente, para caracterizar las propiedades dinámicas de los suelos, se debe realizar ensayos de columna resonante y/o triaxiales dinámicos de muestras características de los estratos, a fin de obtener los parámetros que permitan realizar un análisis de respuesta dinámica de sitio. (NEC-SE-DS, 2015)

Si es que no se cuenta con los equipos mencionados, se podría utilizar modelos de estimación (correlación) de las curvas de degradación de rigidez y amortiguamiento con el nivel de deformación por cortante unitaria que cumplan con las características geotécnicas de los suelos analizados. (NEC-SE-DS, 2015)

A continuación, se describen las consideraciones que deben tomarse en cuenta para realizar un análisis de respuesta dinámica de sitio y su potencial de licuefacción. Estas consideraciones son aplicables, no solo para suelos tipo F, sino en general para cualquier estudio que desee estimar dicha respuesta dinámica, incluyendo los estudios de microzonificación sísmica. (NEC-SE-DS, 2015)

3.3.1. Análisis de respuesta dinámica de sitio

Este análisis requiere la consideración de 3 aspectos:

- Modelación del perfil de suelo.
- Selección de los registros sísmicos de entrada en la condición del afloramiento rocoso para el perfil de suelo.
- Análisis de respuesta de sitio e interpretación de resultados. (NEC-SE-DS, 2015)

3.3.2. Análisis de licuación de suelos

Para estimar el potencial de licuación pueden utilizarse métodos como los de **Bray y Sancio (2006)**, **Seed et. al (2003)**, **Wu, J (2003)**, etc.

Específicamente, para evaluar el comportamiento cíclico de las arcillas y limos, se recomienda utilizar los procedimientos propuestos por **Boulanger e Idriss (2007)**.

3.4. Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s

3.4.1. F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

En la **Tabla 5** se presentan los valores del coeficiente **F_a** que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio. (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 5.

Tipo de suelo y factores de sitio F_a

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.40	1.30	1.25	1.23	1.20	1.18
D	1.60	1.40	1.30	1.25	1.20	1.12
E	1.80	1.40	1.25	1.10	1.00	0.85
F	Véase Tabla 4 y Sección 3.2					

Fuente: (NEC-2015, Capítulo "Peligro Sísmico" pág. 31, Tabla 3)

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

En la **Tabla 6** se presentan los valores del coeficiente **Fd** que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio. (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 6.
Tipo de suelo y Factores de sitio Fd

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.50
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
CONTINÚA →						
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.10	1.75	1.70	1.65	1.60	1.50
F	Véase Tabla 4 y Sección 3.2					

Fuente: (NEC-2015, Capítulo "Peligro Sísmico" pág. 31, Tabla 4)

3.4.3. Fs: comportamiento no lineal de los suelos

En la **Tabla 7** se presentan los valores del coeficiente **Fs**, que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos. (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 7.

Tipo de suelo y Factores de comportamiento inelástico del subsuelo F_s

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.80	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00
F	Véase Tabla 4 y Sección 3.2					

Fuente: (NEC-2015, Capítulo "Peligro Sísmico" pág. 32, Tabla 5)

3.5. Componentes horizontales de la carga sísmica: espectros elásticos de diseño

3.5.1. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, se proporciona en la **Figura 27**, consistente con: (NEC-SE-DS, 2015)

- El factor de zona sísmica **Z**.
- El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura.
- La consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo **F_a, F_d, F_s**.

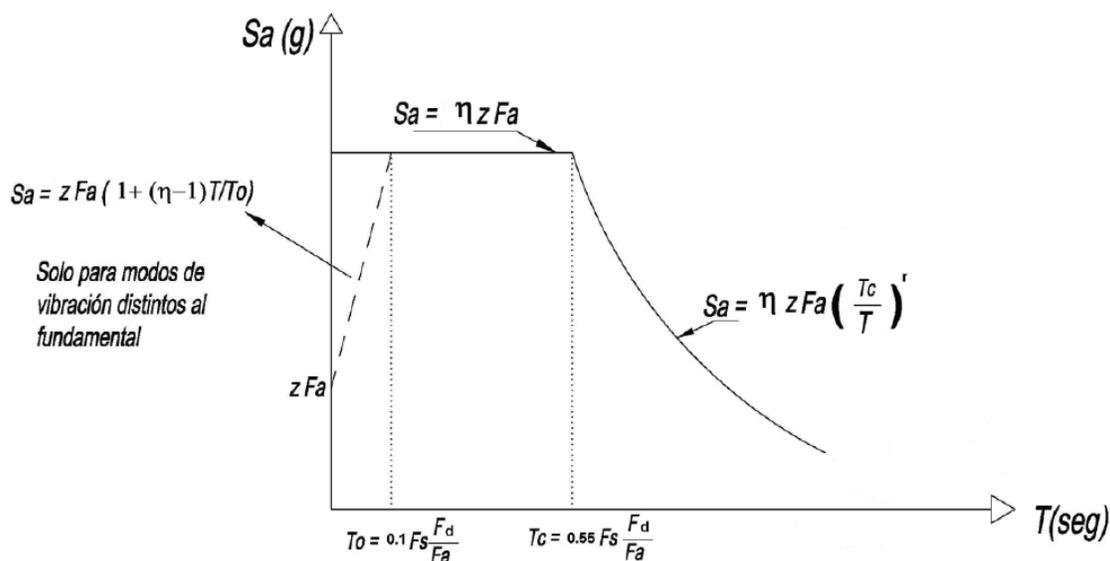


Figura 31. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Fuente: (NEC-2015, Capítulo “Peligro Sísmico” pág. 33, Figura 3)

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

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

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

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

desplazamientos.

S_a	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura.
T	Período fundamental de vibración de la estructura.
T_0	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
T_c	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g .

Fuente: (NEC-2015, Capítulo "Peligro Sísmico" pág. 33, Figura 3)

Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para períodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

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

<i>r</i>	Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto. r=1 para todos los suelos, con excepción del suelo E r=1.5 para tipo de suelo E
<i>S_a</i>	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g. Depende del período o modo de vibración de la estructura.
<i>T</i>	Período fundamental de vibración de la estructura.
<i>T_c</i>	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
<i>Z</i>	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g.

Fuente: (NEC-2015, Capítulo “Peligro Sísmico” pág. 34)

Asimismo, de los análisis de las ordenadas de los espectros de peligro uniforme en roca para el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que se obtienen a partir de los valores de aceleraciones espectrales proporcionados por las curvas de peligro sísmico, normalizándolos para la aceleración máxima en el terreno **Z**, se definieron los valores de la relación de amplificación espectral, $\eta(S_a/Z$, en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores: (NEC-SE-DS, 2015)

$\eta = 1.80$ Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas).

$\eta = 2.48$ Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.

$\eta = 2.60$ Provincias del Oriente.

3.6. Los límites para el período de vibración T_C y T_L

$$T_C = 0.55F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_L = 2.4F_d$$

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

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

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

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

T_L Es el período límite utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos.

Fuente: (NEC-2015, Capítulo "Peligro Sísmico" pág. 34)

Nota: para los perfiles de suelo tipo D y E, los valores de TL, se limitarán a un valor máximo de 4 segundos. (NEC-SE-DS, 2015)

3.7. Categoría de edificio y coeficiente de importancia I

El propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño. (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 8.

Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria, Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atiendan emergencias. Torres de control aéreo.	1.5
CONTINÚA →		
Estructuras de ocupación especial	Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas. Museos, iglesias, escuelas, y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3

Otras estructuras	Todas las estructuras de edificaciones y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.0
-------------------	---	-----

Fuente: (NEC-2015, Capítulo "Peligro Sísmico" pág. 39, Tabla 6)

El diseño de las estructuras con factor de importancia 1.0 cumplirá con todos los requisitos establecidos en el presente capítulo de la norma.

3.8. Filosofía de diseño sismo resistente

La filosofía de diseño permite comprobar el nivel de seguridad de vida. El diseño estructural se hace para el sismo de diseño, evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un período de retorno de 475 años. (NEC-SE-DS, 2015)

3.9. Caracterización

El sismo de diseño se determina a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura o a partir de un mapa de peligro sísmico. Los efectos dinámicos del sismo de diseño pueden modelarse mediante un espectro de respuesta para diseño. Para caracterizar este evento, puede también utilizarse un grupo de acelerogramas con propiedades dinámicas representativas de los ambientes tectónicos, geológicos y geotécnicos del sitio (NEC-SE-DS, 2015)

3.10. Requisitos mínimos de diseño

Para estructuras de ocupación normal el objetivo del diseño es:

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

- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes. (NEC-SE-DS, 2015)

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

- Tenga la capacidad para resistir las fuerzas especificadas por esta norma.
- Presente las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles.
- Pueda disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico. (NEC-SE-DS, 2015)

3.11. Límites permisibles de las derivas de los pisos

La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la tabla siguiente, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso: (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 9.
Valores de Δ_M máximos

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón Armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: (NEC-2015, Capítulo "Peligro Sísmico" pág. 40, Tabla 7)

3.12. Regularidad/configuración estructural

a) Configuraciones a privilegiar

Diseñadores arquitectónicos y estructurales procuraran que la configuración de la estructura sea simple y regular para lograr un adecuado desempeño sísmico. La **Tabla 10 y 11** muestran configuraciones estructurales recomendadas. (NEC-SE-DS, 2015)

b) Configuraciones más complejas

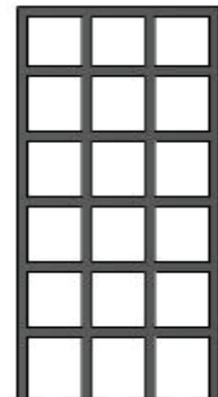
Cambios abruptos de rigidez y resistencia como los mostrados en la **Tabla 12**, deben evitarse con el fin de impedir acumulación de daño en algunos componentes en desmedro de la ductilidad global del sistema y por lo tanto no se recomiendan. (NEC-SE-DS, 2015)

Al utilizar una configuración similar a las no recomendadas, el diseñador deberá demostrar el adecuado desempeño sísmico de su estructura, siguiendo los lineamientos especificados en la **NECSE-RE.** (NEC-SE-DS, 2015)

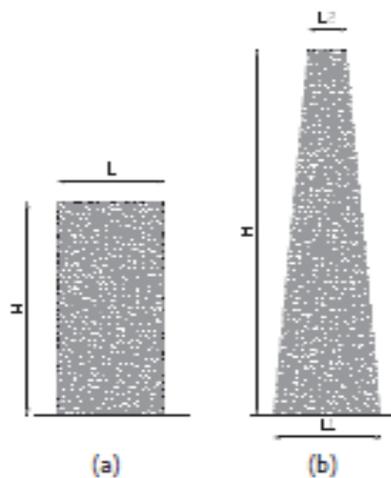
Tabla 10.
Configuraciones estructurales recomendadas en elevación

CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN ϕ_E

La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles.



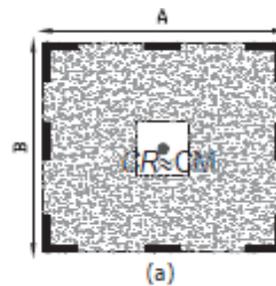
La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional



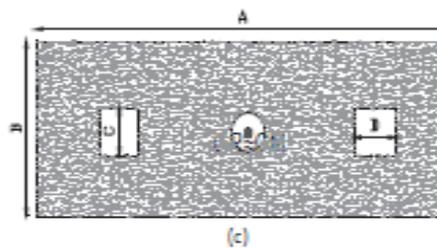
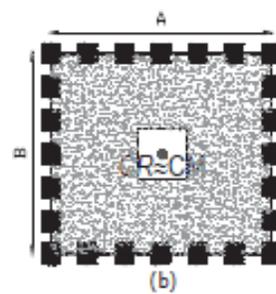
Fuente: (NEC-2015, Capítulo "Peligro Sísmico" pág. 48, Tabla 11)

Tabla 11.
Configuraciones estructurales recomendadas en planta

CONFIGURACIÓN EN PLANTA ϕ_P



La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al centro de Masa.



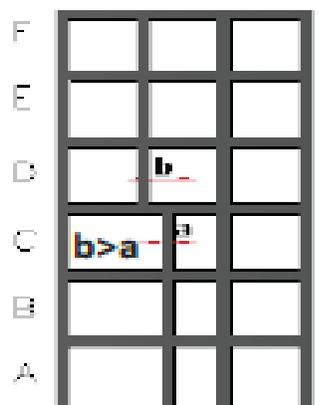
Fuente: (NEC-2015, Capítulo "Peligro Sísmico" pág. 48, Tabla 11)

Tabla 12.
Configuraciones estructurales no recomendadas en elevación

IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN

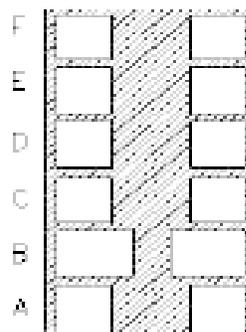
Ejes verticales discontinuos o muros soportados

por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.



Piso débil-discontinuidad en la resistencia. La

estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia de piso a la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).



RESISTENCIA PISO B < 0.70 RESISTENCIA PISO C

Columna corta. Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.

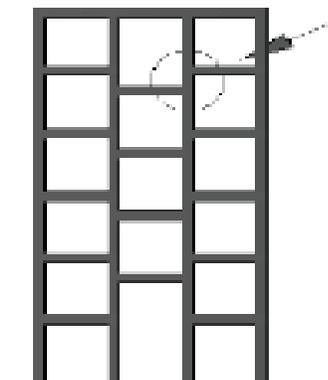
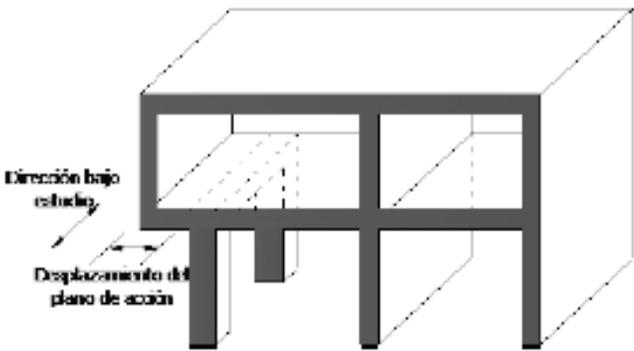


Tabla 13.
Configuraciones estructurales no recomendadas en elevación

IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN	
<p>Desplazamiento de los planos de acción de elementos verticales. Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente. (Dirección de estudio, desplazamiento del plano de acción).</p>	

Fuente: (NEC-2015, Capítulo "Peligro Sísmico" pág. 49, Tabla 12)

3.13. Regularidad en planta y elevación

Una estructura se considera como regular en planta y en elevación, cuando no presenta ninguna de las condiciones de irregularidad descritas en la **Tabla 12** y **Tabla 13**.

3.14. Irregularidades y coeficientes de configuración estructural

En caso de estructuras irregulares, tanto en planta como en elevación, se usarán los coeficientes de configuración estructural, que "penalizan" al diseño con fines de tomar en cuenta dichas irregularidades, responsables de un comportamiento estructural deficiente ante la ocurrencia de un sismo. (NEC-SE-DS, 2015)

La **Tabla 13** y la **Tabla 14** describen las tipologías de irregularidades que se pueden presentar con mayor frecuencia en las estructuras e edificación. Junto a la

descripción se caracteriza la severidad (acumulativa o no) de tales irregularidades. (NEC-SE-DS, 2015)

Los coeficientes de configuración estructural incrementan el valor del cortante de diseño, con la intención de proveer de mayor resistencia a la estructura, pero no evita el posible comportamiento sísmico deficiente de la edificación. Por tanto, es recomendable evitar al máximo la presencia de las irregularidades mencionadas. (NEC-SE-DS, 2015)

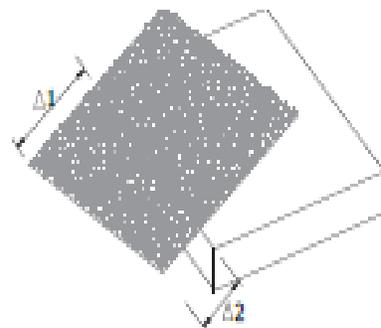
Tabla 14.
Coefficientes de irregularidad en planta

Tipo 1 - Irregularidad torsional

$$\phi_{pi} = 0.9$$

$$\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$$

Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 de la **NEC-15 Capítulo "Peligro Sísmico"**.

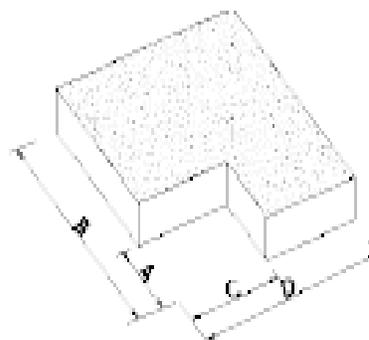


Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas.

$$\phi_{pi} = 0.9$$

$$A > 0.15B \text{ y } C > 0.15D$$

La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las protecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.



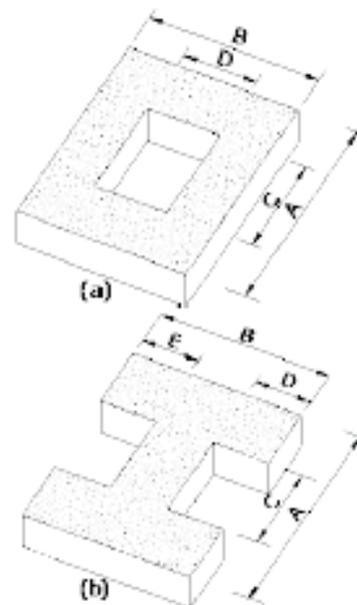
Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso.

$$\phi_{pi} = 0.9$$

$$Cx D > 0.5Ax B \text{ ó}$$

$$[Cx D + CxE] > 0.5Ax B$$

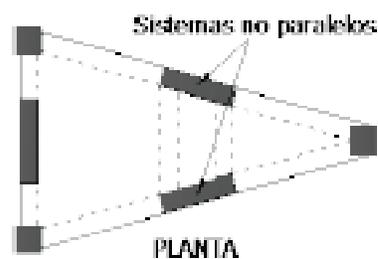
La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.



Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos.

$$\phi_{pi} = 0.9$$

La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.



Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.

Fuente: (NEC-2015, Capítulo "Peligro Sísmico" pág. 50, Tabla 13)

Tabla 15.
Coefficientes de irregularidad en altura

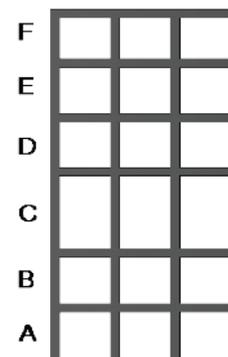
Tipo 1 - Piso flexible.

$$\phi_{Ei} = 0.9$$

$$\text{Rigidez } K_C < \text{Rigidez } K_D$$

$$\text{Rigidez} < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$$

La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80% del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.



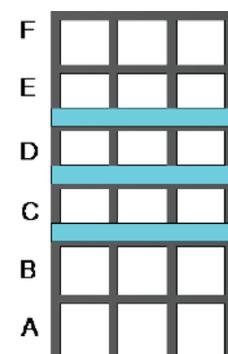
Tipo 2 - Distribución de masa.

$$\phi_{Ei} = 0.9$$

$$m_D > 1.5m_E \text{ ó}$$

$$m_D > 1.5m_C$$

La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.

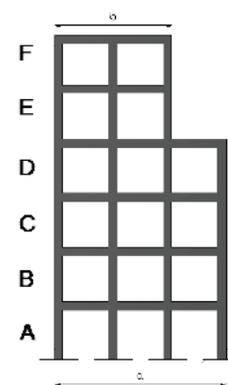


Tipo 3 - Irregularidad geométrica.

$$\phi_{Ei} = 0.9$$

$$a > 1.3b$$

La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.



Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación

3.15. Procedimientos dinámicos de cálculo de las fuerzas sísmicas

3.15.1. Procedimientos y condiciones de aplicación

El diseñador podrá utilizar el siguiente método:

- Análisis espectral: se usará el espectro sísmico de respuesta elástico en aceleraciones. Se aplicará obligatoriamente este método para todo tipo de estructuras irregulares. (NEC-SE-DS, 2015)

3.15.2. Representación y determinación de la carga sísmica horizontal

La base del análisis constituirá una representación apropiada de la acción sísmica, de conformidad con los principios de la dinámica estructural. (NEC-SE-DS, 2015)

La acción sísmica determinada mediante un procedimiento dinámico debe representar, como mínimo, al sismo de diseño (período de retorno de 475 años), sin la aplicación del factor de reducción de respuesta R , y puede ser una de las siguientes: (NEC-SE-DS, 2015)

- El espectro de respuesta elástico de aceleraciones, expresado como fracción de la aceleración de la gravedad.
- Un espectro de respuesta elástico de aceleraciones obtenido para un sitio específico, basado en la geología, tectónica, sismología y características del suelo local. El espectro debe desarrollarse para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico de 0.05, a menos que la utilización de otros valores sea consistente con el comportamiento estructural previsto y con la intensidad del sismo establecida para el sitio.

- Acelerogramas desarrollados para el sitio específico que sean representativos de los terremotos reales esperados en la zona. (NEC-SE-DS, 2015)

3.15.3. Caso general

El modelo matemático de la estructura incluirá:

- Todos los elementos que conforman el sistema estructural resistente.
- La distribución espacial de las masas y rigideces en la estructura, con una aproximación tal que sea capaz de capturar las características más significativas del comportamiento dinámico. (NEC-SE-DS, 2015)

3.15.4. Casos particulares

- Para el análisis dinámico de estructuras irregulares se utilizará un modelo tridimensional (de acuerdo a la complejidad de la respuesta estructural).
- Para estructuras de hormigón armado y de mampostería, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas, se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de similar forma a la descrita para el procedimiento general de cálculo de fuerzas sísmicas. (NEC-SE-DS, 2015)

3.16. Análisis espectral

3.16.1. Espectro de respuesta

Se usará el espectro sísmico de respuesta elástico en aceleraciones o se construirá el espectro mediante las curvas de peligro sísmico. (NEC-SE-DS, 2015)

3.16.2. Número de modos

Se deben considerar en el análisis:

- Todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, mediante los varios períodos de vibración.
- Todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas. (NEC-SE-DS, 2015)

3.16.3. Reducción de las fuerzas dinámicas de respuesta elástica para diseño

Condición de aplicación: en ningún caso se reducirán los parámetros de respuesta elástica a valores tales que el cortante basal de diseño reducido sea menor que el cortante basal de respuesta elástica dividido por **R**. (NEC-SE-DS, 2015)

Las fuerzas obtenidas mediante análisis elástico dinámico pueden ser reducidas para propósitos de diseño bajo la condición previa. (NEC-SE-DS, 2015)

El valor de **R** podrá ser aplicado en el cálculo del cortante basal, siempre y cuando la estructura sea diseñada cumpliendo con todos los requisitos de diseño sismo resistente. (NEC-SE-DS, 2015)

De similar manera las fuerzas dinámicas obtenidas deberán también ser modificadas por los factores: (NEC-SE-DS, 2015)

- **I** (factor de importancia)
- ϕ_{Ei} y ϕ_{Pi} (factores de configuración estructural en planta y en elevación)

3.17. Procedimiento de cálculo del DBF (Diseño basado en Fuerzas)

Los pasos a seguir son los siguientes.

- Determinación del **espectro de diseño $S_a(T_a)$** de acuerdo con las características geotectónicas del lugar de emplazamiento de la estructura.

- Cálculo aproximado del **período fundamental de vibración aproximado T_a** .
- Determinación del **cortante de base V** con los resultados de los pasos anteriores.
- Determinación de las **distribuciones vertical y horizontal** de V .
- Dirección de aplicación de estas fuerzas sísmicas y verificación de que los índices de deriva no sobrepasen el valor permitido. (NEC-SE-DS, 2015)

3.18. Cortante basal de diseño V

El cortante basal total de diseño V , a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante las expresiones: (NEC-SE-DS, 2015)

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_P * \phi_E} * W$$

$S_a(T_a)$ Espectro de diseño en aceleraciones.

ϕ_P y ϕ_E Coeficientes de configuración en planta y en elevación.

I Coeficiente de importancia.

R Factor de reducción de resistencia sísmica.

V Cortante basal total de diseño.

W Carga sísmica reactiva.

(T_a) Período de vibración.

Fuente: (NEC-2015, Capítulo "Peligro Sísmico" pág. 61, Sección 6.3.2)

3.18.1. Espectro de diseño

- Para estructuras de ocupación normal, se diseñará la curva **Sa (Ta)** mediante el factor **Z**
- Para estructuras esenciales o de ocupación especial, se determinarán los valores de aceleración mediante las curvas definidas para los distintos modos de vibración; estos valores se substituirán al factor **Z** para diseñar la curva **Sa (Ta)**, verificando que la aceleración espectral de diseño no sea menor que la obtenida con el espectro definido, cumpliendo así las bases de diseño y el nivel de fuerzas sísmicas
- Para estructuras construidas en suelos tipo **F**, se desarrollarán acelerogramas y espectros específicos al sitio de emplazamiento. (NEC-SE-DS, 2015)

3.19. Determinación del período de vibración **T**

El período de vibración aproximativo de la estructura **T**, para cada dirección principal, será estimada a partir de uno de los 2 métodos descritos a continuación. (NEC-SE-DS, 2015)

El valor de **T** obtenido al utilizar estos métodos es una estimación inicial razonable del período estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura y realizar su dimensionamiento. (NEC-SE-DS, 2015)

T permite determinar el valor **Sa** del espectro en aceleraciones

Método 1

Para estructuras de edificación, el valor de **T** puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión: (NEC-SE-DS, 2015)

$$T = C_t h_n^\alpha$$

C_t Coeficiente que depende del tipo de edificio.

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

T Período de vibración.

Fuente: (NEC-2015, Capítulo "Peligro Sísmico" pág. 62, Sección 6.3.3, Método 1)

Tabla 16.
Valores de C_t y α

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural.	0.055	0.75

Fuente: (NEC-2015, Capítulo "Peligro Sísmico" pág. 62, Sección 6.3.3, Método 1)

3.20. Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica R

El factor R permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas. (NEC-SE-DS, 2015)

Nota 1: a pesar de ser constante en el DBF, el factor R permite disminuir substancialmente la ordenada elástica espectral, siempre que se disponga de un adecuado comportamiento inelástico durante el sismo de diseño, proveyendo de una adecuada ductilidad y capacidad de disipación de energía suficientes que impidan el colapso de la estructura ante eventos sísmicos severos. (NEC-SE-DS, 2015)

Nota 2: Los valores del factor R consideran la definición de las cargas sísmicas a nivel de resistencia, en lugar del nivel de servicio, como se encontraban en la versión previa de esta norma. En tal sentido, las combinaciones de carga deben ser congruentes con este aspecto y deben cumplirse con lo estipulado en la **NEC-SE-CG**. (NEC-SE-DS, 2015)

3.20.1. Criterios de definición de R

Los factores de reducción de resistencia **R** dependen realmente de algunas variables, tales como:

- Tipo de estructura,
- Tipo de suelo,
- Período de vibración considerado
- Factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límite. (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 17.
Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	

Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (Excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7

CONTINÚA →

Pórticos resistentes a momentos

Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8

Otros sistemas estructurales para edificaciones

Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: (NEC-2015, Capítulo "Peligro Sísmico" pág. 65, Tabla 15)

Tabla 18.
Coefficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R
Pórticos resistentes a momento	

Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-15	
Capitulo "Hormigón Armado" limitados a viviendas de hasta 2 piso con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-15	
Capitulo "Hormigón Armado" con armadura electrosoldada de alta resistencia.	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
Pórticos estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos	3

Fuente: (NEC-2015, Capítulo "Peligro Sísmico" pág. 65, Tabla 16)

3.21. Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales

La distribución de fuerzas verticales se asemeja a una distribución lineal (triangular), similar al modo fundamental de vibración, pero dependiente del período fundamental de vibración T_a . (NEC-SE-DS, 2015)

En ausencia de un procedimiento más riguroso, basado en los principios de la dinámica, las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando las siguientes expresiones: (NEC-SE-DS, 2015)

$$V = \sum_{i=1}^n F_i$$

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i$$

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$$

V Cortante total en la base de la estructura (determinado en la sección 6.3.2)

V_x Cortante basal en el piso x de la estructura.

F_i Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura.

F_x Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura.

n Número de pisos de la estructura

w_x Peso asignado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de carga viva correspondiente, según la sección 6.1.7)

w_i Peso asignado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de carga viva correspondiente, según la sección 6.1.7)

h_x Altura del piso x de la estructura.

h_i Altura del piso i de la estructura.

k Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T

Fuente: (NEC-2015, Capítulo "Peligro Sísmico" pág. 66-67, Sección 6.3.5)

Tabla 19.
Valores de k

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
$0.5 \leq T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$

> 2.5

2

Fuente: (NEC-2015, Capítulo "Peligro Sísmico" pág. 67, Sección 6.3.5)

3.22. Distribución horizontal del cortante

El cortante de piso V_x debe distribuirse entre los diferentes elementos del sistema resistente a cargas laterales en proporción a sus rigideces, considerando la rigidez del piso. En sistema de pisos flexibles, la distribución del cortante de piso hacia los elementos del sistema resistente se realizará tomando en cuenta aquella condición, tanto para el cálculo estático como para el cálculo dinámico. (NEC-SE-DS, 2015)

La masa de cada nivel debe considerarse como concentrada en el centro de masas del piso, pero desplazada de una distancia igual al 5% de la máxima dimensión del edificio en ese piso, perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas laterales bajo consideración, con el fin de tomar en cuenta los posibles efectos de torsión accidental, tanto para estructuras regulares como para estructuras irregulares. El efecto de este desplazamiento debe incluirse en la distribución del cortante de piso y en los momentos torsionales. (NEC-SE-DS, 2015)

3.23. Control de la deriva de piso (derivadas inelásticas máximas de piso ΔM)

Se hará un control de deformaciones, a través del cálculo de las derivadas inelásticas máximas de piso. (NEC-SE-DS, 2015)

El diseñador deberá comprobar que la estructura presentará deformaciones inelásticas controlables, mejorando substancialmente el diseño conceptual. (NEC-SE-DS, 2015)

Los valores máximos se han establecido considerando que el calculista utilizará secciones agrietadas (véase la sección **6.1.6-b** sobre agrietamiento e inercia **I_g**). (NEC-SE-DS, 2015)

Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos Δ_M de la estructura, causada por el sismo de diseño. (NEC-SE-DS, 2015)

Las derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas por el método DBF sean estáticas o dinámicas, para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calcularán, para cada piso, realizando un análisis elástico de la estructura sometida a las fuerzas laterales calculadas. (NEC-SE-DS, 2015)

El cálculo de las derivas de piso incluirá:

- Las deflexiones debidas a efectos traslacionales y torsionales (véase en la sección **6.3.7 - NEC 15 - Diseño sismoresistente**)
- Los efectos de segundo orden $P - \Delta$ (véase en la sección **6.3.8 - NEC 15 - Diseño sismoresistente**)

3.23.1. Límites de la deriva

La deriva máxima inelástica Δ_M de cada piso debe calcularse mediante: (NEC-SE-DS, 2015)

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Δ_M Deriva máxima inelástica

Δ_E Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño

reducidas

R Factor de reducción de resistencia

Fuente: (NEC-2015, Capítulo “Peligro Sísmico” pág. 69, Sección 6.3.9)

Regla: Δ_M no puede superar los valores establecidos en la **Tabla 9**, los cuales deben satisfacerse en todas las columnas del edificio.

$$\Delta_M < \Delta_M \text{ máxima}$$

Δ_M Máxima se determina conforme a la sección 3.11

3.24. Espectro de diseño

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_P * \phi_E} * W$$

Tabla 20.
Factores para el cálculo del espectro

DATOS	
Zona Sísmica	5.00
Valor del factor Z	0.40
CONTINÚA →	
Característica de la amenaza sísmica	Alta
Tipo de perfil del suelo	E
Factor de sitio F_a	1.00
Factor del comportamiento F_s	1.90
Factor de sitio F_d	1.60
Región	Costa
η	1.80
Coeficiente C_t	0.055

Coeficiente α	0.900
Altura máxima del edificio h (m)	17.92
Periodo de Vibración T (seg)	0.74
Factor de Importancia I	1.00
Factor r	1.50
Periodo límite de vibración T_0	0.30
Periodo límite de vibración T_C	1.67
$S_a(T_0)$	0.40
Irregularidades en Planta ϕ_P	0.90
Irregularidades en Elevación ϕ_E	0.90
Coeficiente de Reducción Sísmica R	5.00

Tabla 21.
Coeficiente basal

Periodo (T)	Sa Elástico	Coeficiente basal %
0.74	0.720	0.17778
0.74	K	1.12

Tabla 22.
Puntos para graficar el espectro

Periodo de Vibración (T)	Sa Elástico	Sa Inelástico
0.00	0.40	0.099
0.30	0.72	0.178
0.40	0.72	0.178
0.50	0.72	0.178

0.60	0.72	0.178
0.70	0.72	0.178
0.80	0.72	0.178
0.90	0.72	0.178
1.00	0.72	0.178
1.10	0.72	0.178
1.20	0.72	0.178
1.30	0.72	0.178
1.40	0.72	0.178
1.50	0.72	0.178
1.60	0.72	0.178
1.70	0.70	0.173
1.80	0.64	0.159
1.90	0.59	0.146
2.00	0.55	0.135
2.10	0.51	0.126
2.20	0.48	0.117
2.30	0.45	0.110
2.40	0.42	0.103

CONTINÚA →

2.50	0.39	0.097
2.60	0.37	0.091
2.70	0.35	0.086
2.80	0.33	0.082
2.90	0.31	0.078
3.00	0.30	0.074

3.10	0.28	0.070
3.20	0.27	0.067
3.30	0.26	0.064
3.40	0.25	0.061
3.50	0.24	0.059

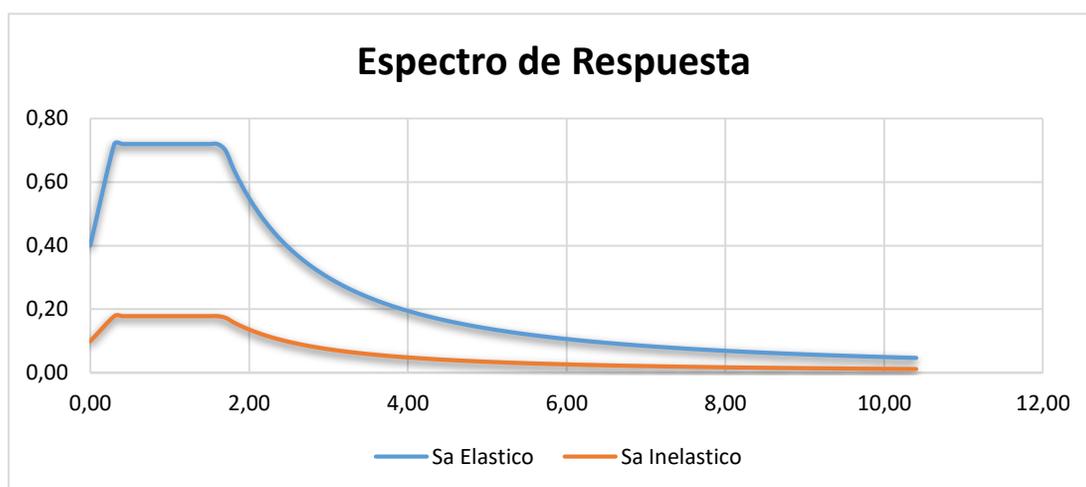


Figura 32. Espectro de respuesta

3.25. Declaración del hormigón

Según la Norma ACI 318S-14 el módulo de elasticidad del Concreto se determina de la siguiente manera:

$$E_c = 4700 * \sqrt{f'_c} \text{ (MPa)}$$

Tomando en consideración la misma conversión expresada en los apéndices finales de la norma en mención se determina el módulo de elasticidad del Concreto de la siguiente manera:

Tabla 23.
Módulos de elasticidad del hormigón

Sistema SI	Sistema mks	Sistema ingles
Esfuerzos en <i>Mpa</i>	Esfuerzos en <i>kgf/cm²</i>	Esfuerzos en libras por pulgada cuadrada (<i>psi</i>)
$E_c = 4700 * \sqrt{f'_c}$	$E_c = 15100 * \sqrt{f'_c}$	$E_c = 57000 * \sqrt{f'_c}$

Fuente: (ACI 318S-14, Modulo de elasticidad del hormigón, sección 8.5.1)

Tomando en consideración lo expresado con anterioridad se procede a ingresar en el programa el módulo de elasticidad tomando la conversión en *kgf/cm²*.

$$E_c = 15100 * \sqrt{210}$$

$$E_c = 218819.7889 \text{ kgf/cm}^2$$

CAPÍTULO 4. MODELACIÓN Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4.1. Introducción

En la actualidad todo proyecto debe seguir un proceso sistemático de modelamiento que permita observar un comportamiento más cercano a la realidad, a través del procesamiento de datos y análisis de resultados, el software facilita este proceso ya que cuenta con herramientas de dibujo que ayuda con el modelamiento, para posteriormente colocar cargas y hacer una ejecución del modelo matemático para analizar los resultados.

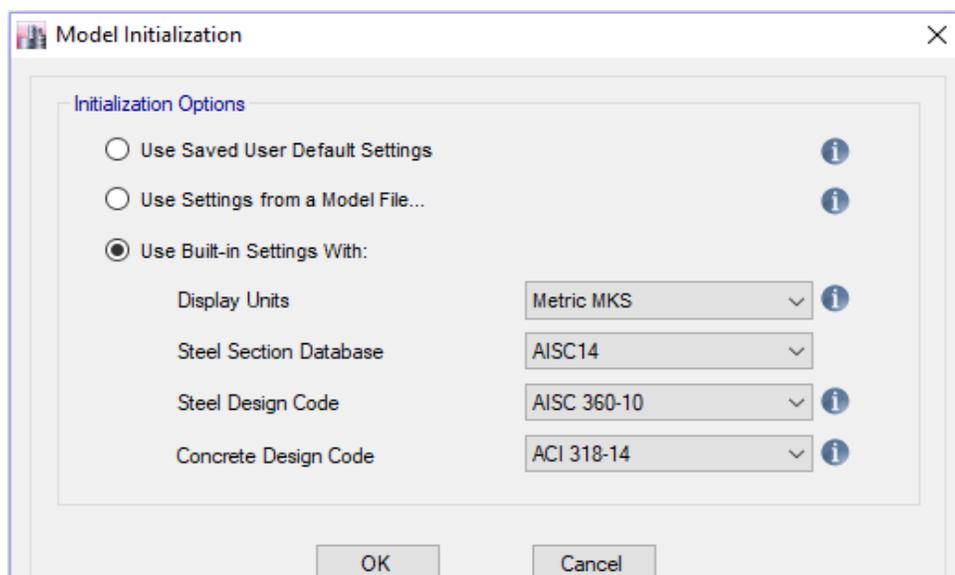


Figura 33. Ingreso de normas con las que se va a analizar el modelo

Se adopta el modelo tipo grilla que permite colocar ejes.

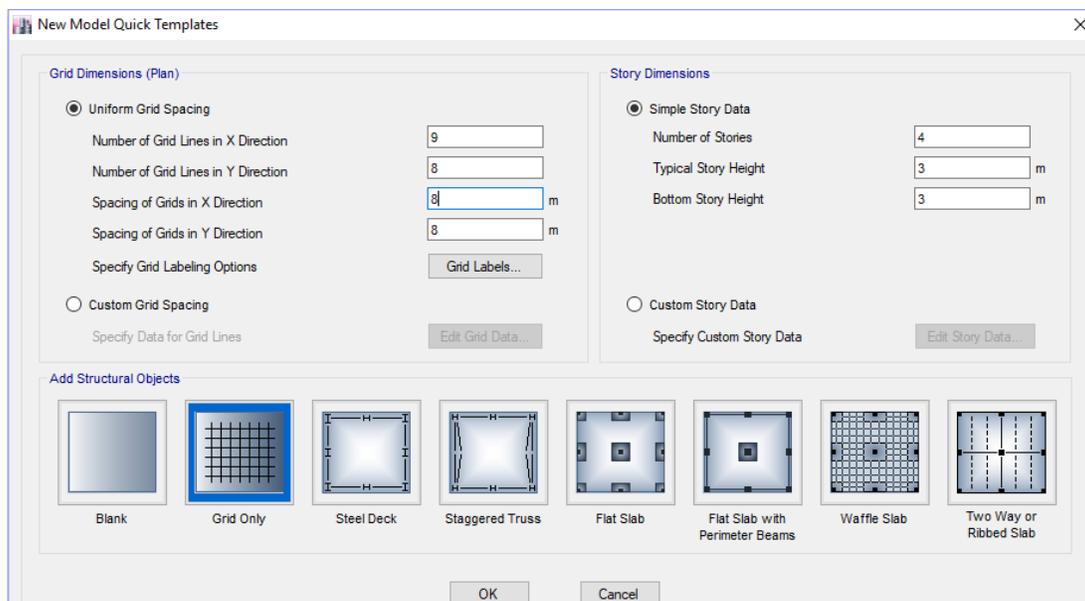


Figura 34. Ingreso de los lineamientos que van a regir el modelo

Se ingresan las distancias de los sentidos X e Y.

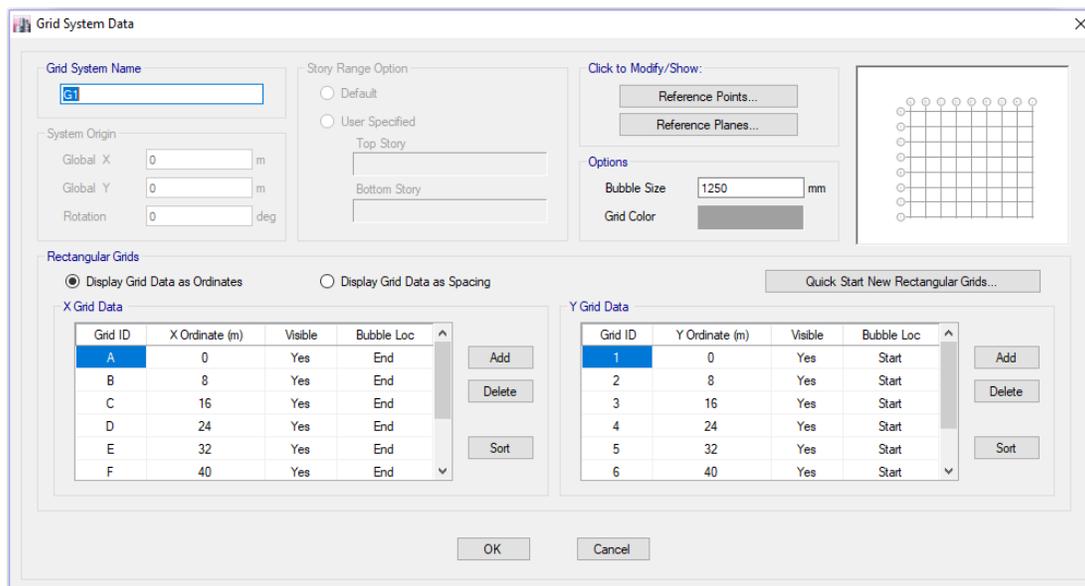
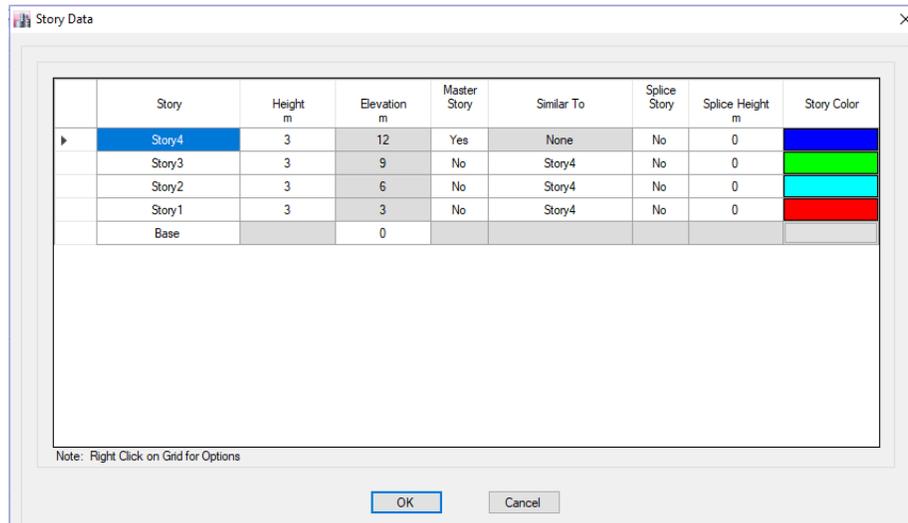


Figura 35. Ingreso de los Ejes X e Y

Los multifamiliares Quito están constituidos por tres torres, dos de viviendas y una de gradas, ya que cada una está a diferente nivel, se ingresan las alturas individualmente.



Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color
Story4	3	12	Yes	None	No	0	Blue
Story3	3	9	No	Story4	No	0	Green
Story2	3	6	No	Story4	No	0	Cyan
Story1	3	3	No	Story4	No	0	Red
Base		0					

Note: Right Click on Grid for Options

OK Cancel

Figura 36. Ingreso de número de pisos y alturas de entrepiso

4.2. Definición de materiales

4.2.1. Hormigón armado

Se definen los materiales que se van a utilizar en el modelo, hormigón de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y acero de $Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

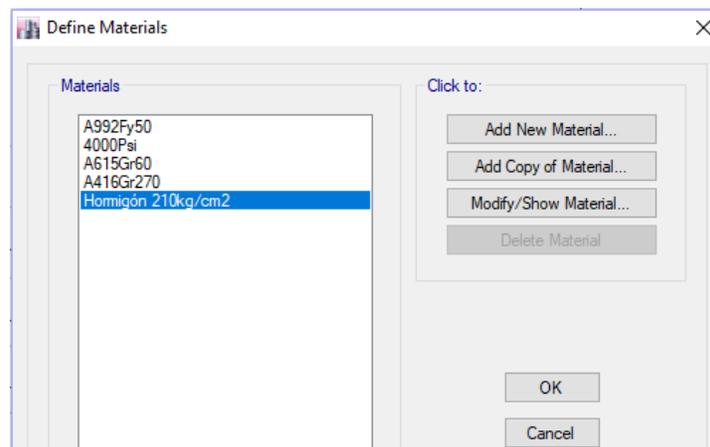


Figura 37. Definición de materiales

Se coloca el módulo de elasticidad para un hormigón de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, calculado en la sección 3.25.

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box with the following fields and values:

- General Data:**
 - Material Name: Hormigón 210kg/cm2
 - Material Type: Concrete
 - Directional Symmetry Type: Isotropic
 - Material Display Color: (magenta square) Change...
 - Material Notes: Modify/Show Notes...
- Material Weight and Mass:**
 - Specify Weight Density Specify Mass Density
 - Weight per Unit Volume: 2402.77 kgf/m³
 - Mass per Unit Volume: 2402.77 kg/m³
- Mechanical Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 2188.2 kgf/mm²
 - Poisson's Ratio, U: 0.2
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.000099 1/C
 - Shear Modulus, G: 911.75 kgf/mm²
- Design Property Data:**
 - Modify/Show Material Property Design Data...
- Advanced Material Property Data:**
 - Nonlinear Material Data...
 - Material Damping Properties...
 - Time Dependent Properties...

Figura 38. Definición de características del hormigón

Se coloca la función del hormigón y la resistencia.

The screenshot shows the 'Material Property Design Data' dialog box with the following fields and values:

- Material Name and Type:**
 - Material Name: Hormigón 210kg/cm2
 - Material Type: Concrete, Isotropic
- Design Properties for Concrete Materials:**
 - Specified Concrete Compressive Strength, $f'c$: 2.1 kgf/mm²
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduction Factor: (empty field)

Buttons: OK, Cancel

Figura 39. Resistencia del hormigón

4.3. Ingreso de secciones

4.3.1. Columna

Se crean los elementos tipo frame con sus respectivas identificaciones.

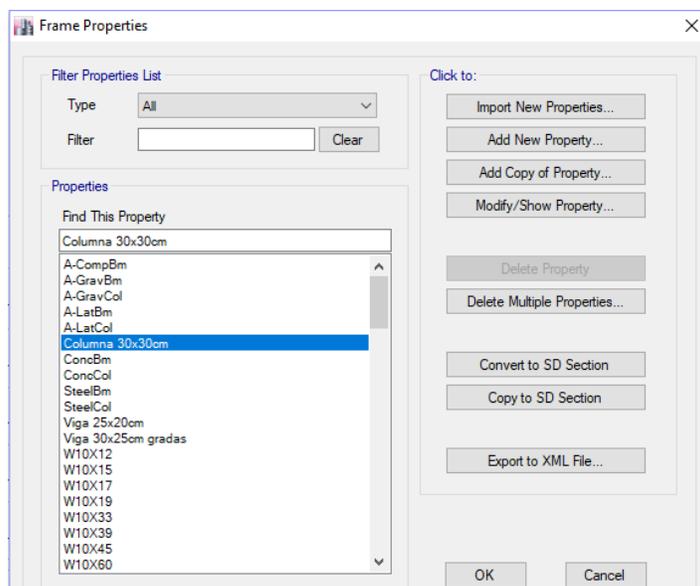


Figura 40. Definición de secciones

Después de creada la sección, se ingresa la geometría y materiales

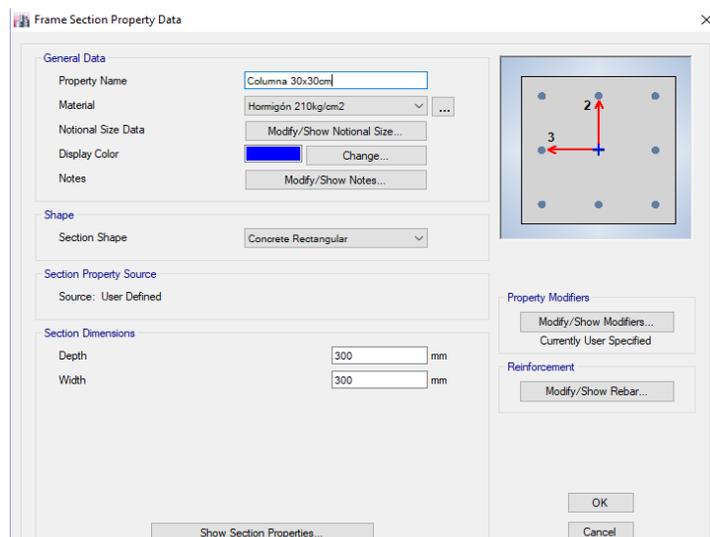


Figura 41. Ingreso de características de columna 30x30

Se implementa secciones agrietadas como lo establece la norma NEC_SE_DS PELIGRO SISMICO pág. 54:

4.4. Inercia de las secciones agrietadas

Para el caso de estructuras de hormigón armado y de mampostería, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de similar forma a la descrita para el procedimiento de cálculo estático de fuerzas sísmicas. (NEC-SE-DS, 2015)

4.4.1. Estructuras de hormigón armado

En este caso, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de la siguiente manera: (NEC-SE-DS, 2015)

- **0.5 I_g** para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable)
- **0.8 I_g** para columnas

- **0.6 I_g** para muros estructurales:

I_g Valor no agrietado de la inercia de la sección transversal del elemento.

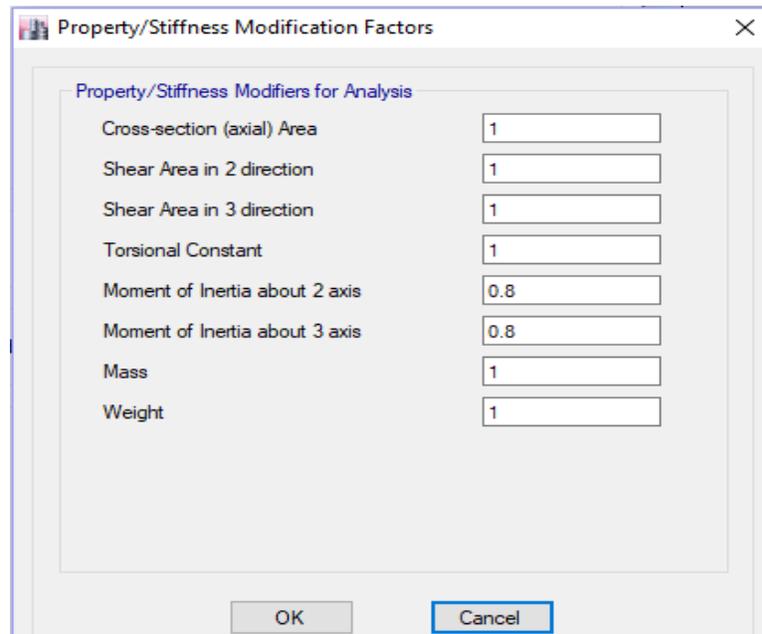


Figura 42. Ingreso de inercia agrietada para columnas

4.4.2. Viga

Se ingresa la sección de la viga banda y su geometría, junto con los materiales que van a conformar el elemento

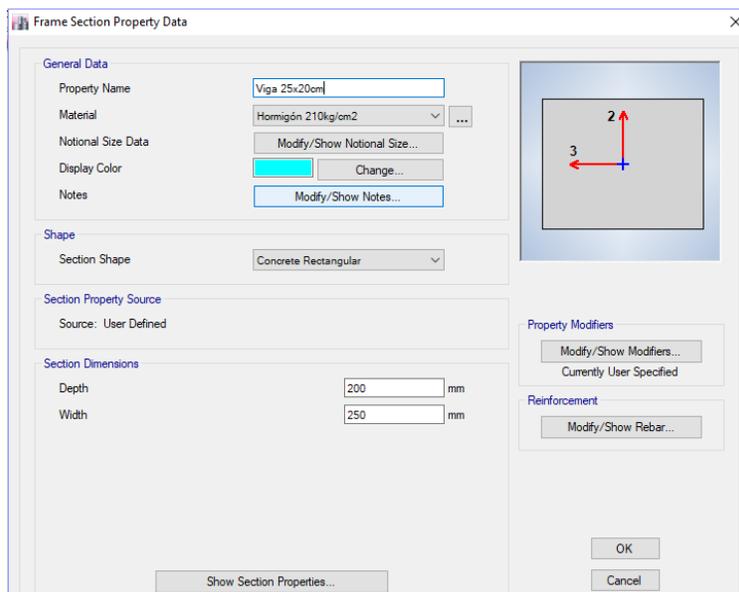


Figura 43. Ingreso de características de viga banda 25x20cm

Se ingresa la inercia agrietada para vigas

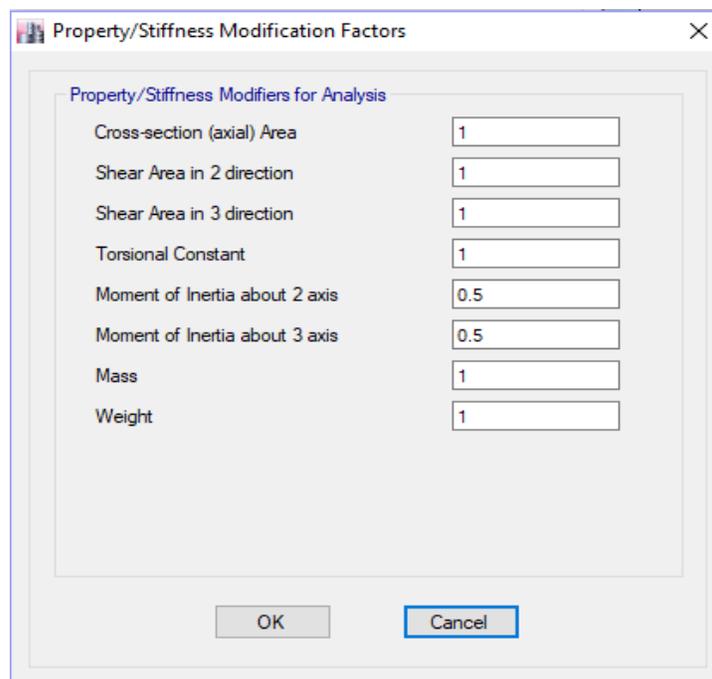


Figura 44. Ingreso de inercia agrietada para vigas

Se define que el elemento va a trabajar como viga.

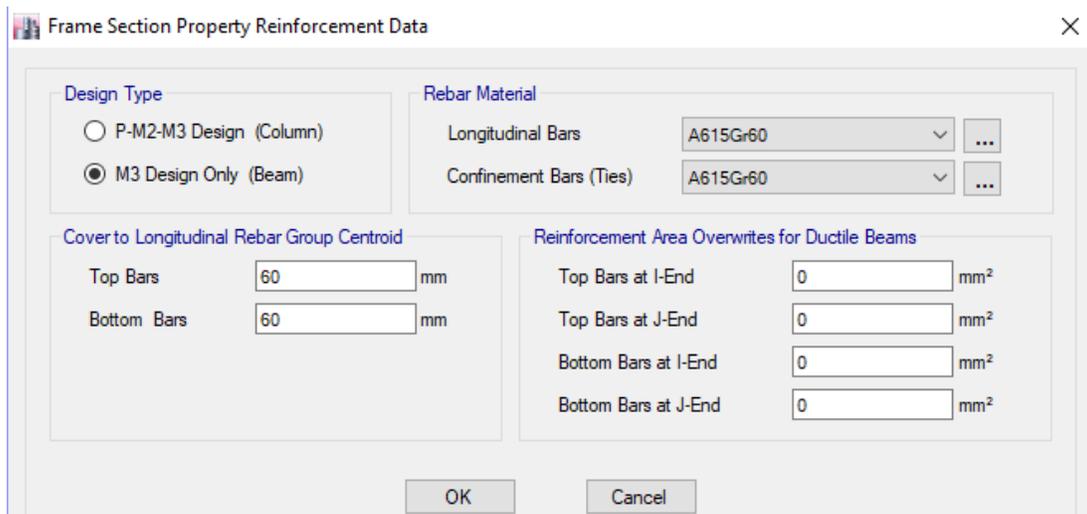


Figura 45. Designación de la sección para que trabaje como viga

Se ingresa la geometría y las características de los materiales para las vigas que conforman las gradas.

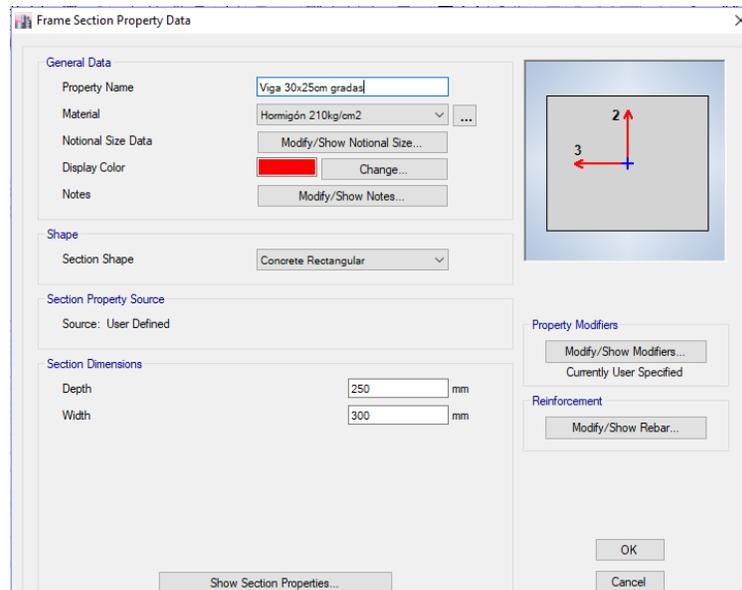


Figura 46. Ingreso de geometría para vigas de gradas 30x25cm

4.4.3. Losa

Se ingresa la sección de losa

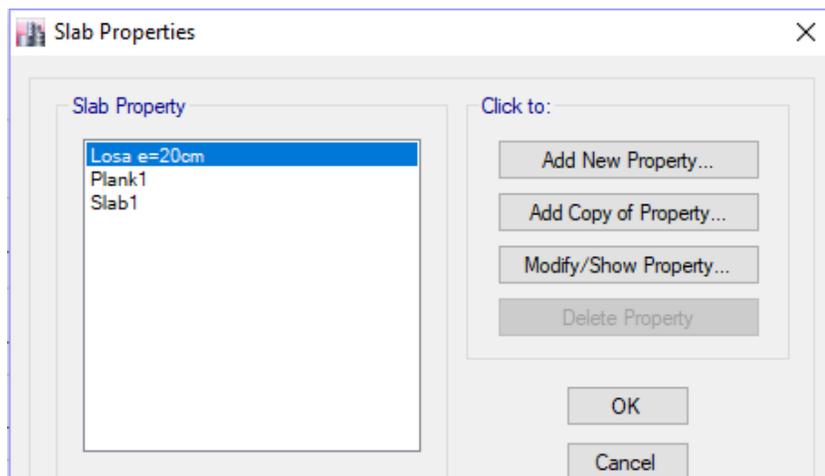


Figura 47. Ingreso de losa al modelo

Se ingresa todas las características geométricas de la losa bidireccional alivianada, así como también el material que la va a conformar.

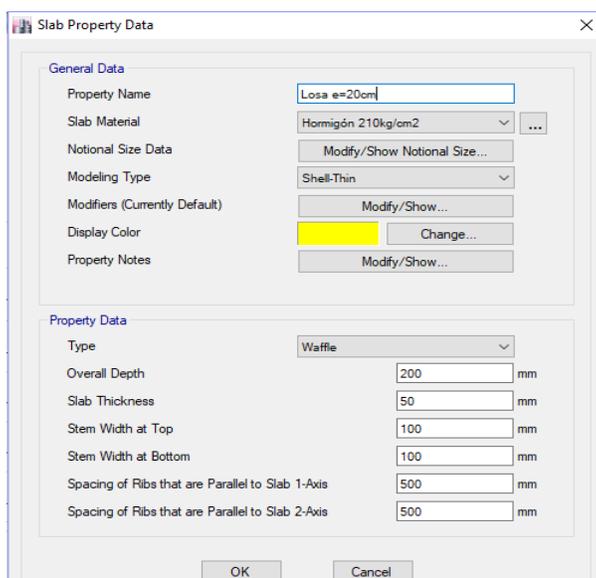


Figura 48. Dimensiones losa bidireccional alivianada

4.5. Modelo matemático

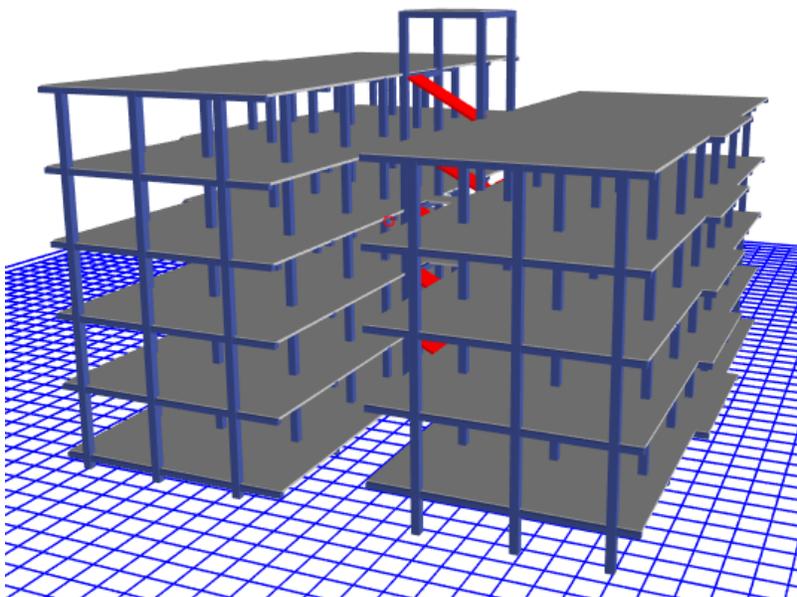


Figura 49. Modelo 3D Modelo matemático

4.5.1. Cargas

Se crean las cargas, incluyendo los sismos en sentido X e Y.

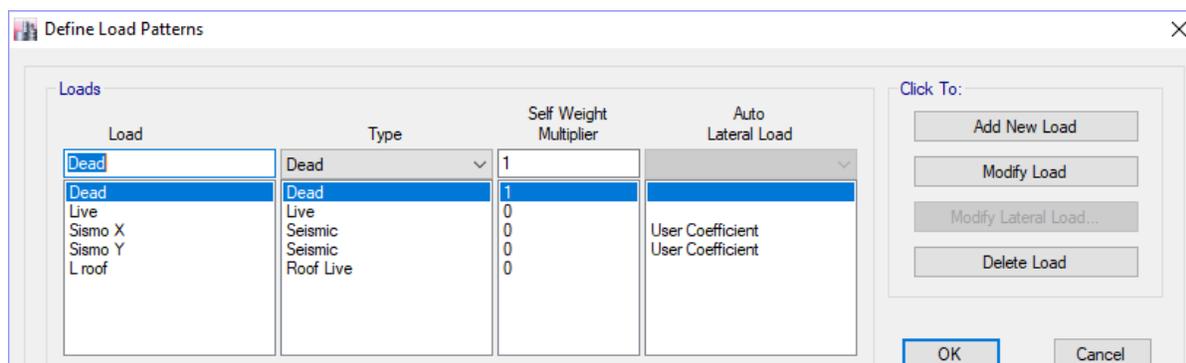


Figura 50. Ingreso de cargas

4.5.2. Coeficiente basal

Se coloca el coeficiente del cortante basal obtenido del análisis sísmico, impresos en la Tabla 20, sección 3.24., en el sismo en el sentido X e Y.

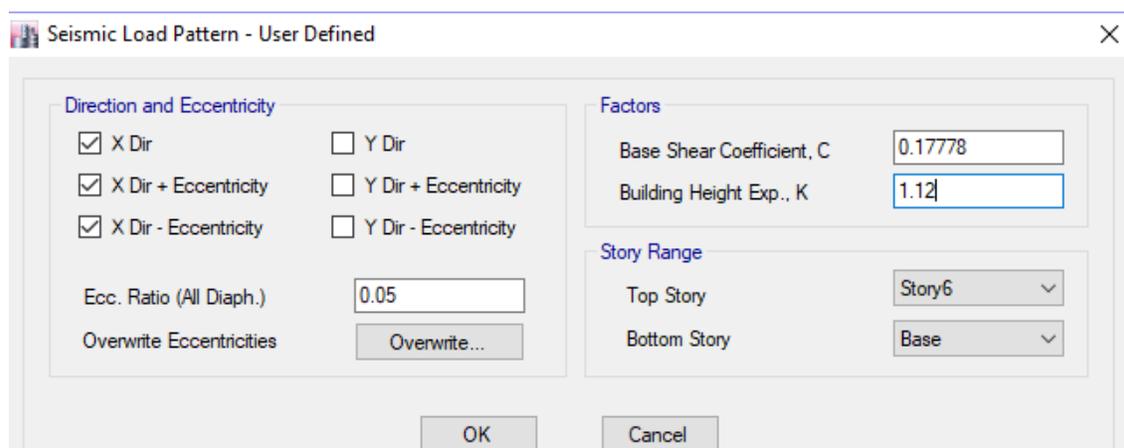


Figura 51. Ingreso de coeficiente basal en dirección X

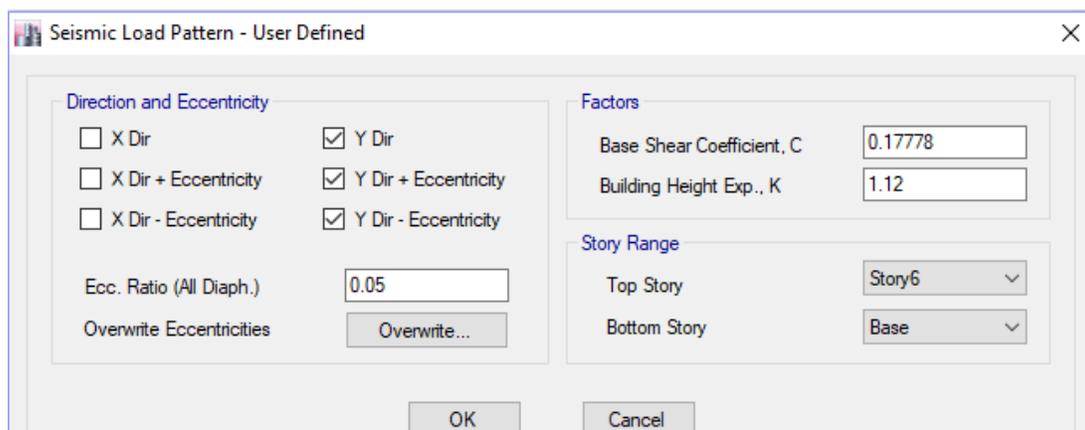
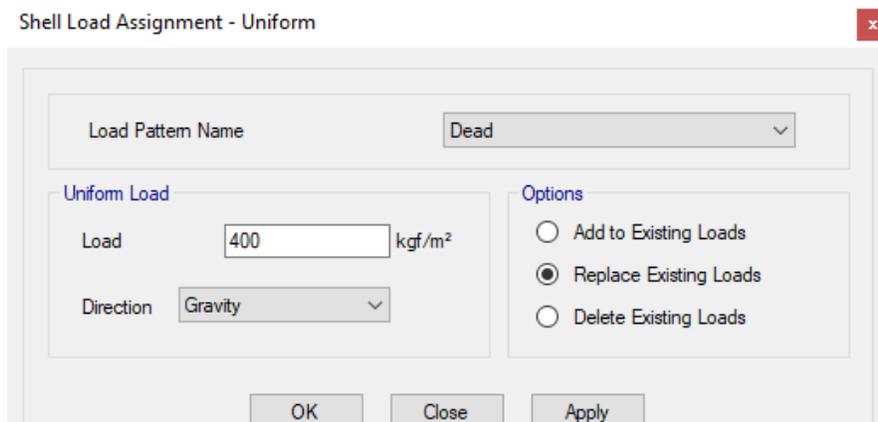


Figura 52. Ingreso de coeficiente basal en dirección Y

4.6. . Carga Muerta

Se ingresa la carga muerta que la conforma paredes, alivianamientos y acabados calculado en la sección 2.7.1., ya que el resto del peso es calculado automáticamente por el programa.

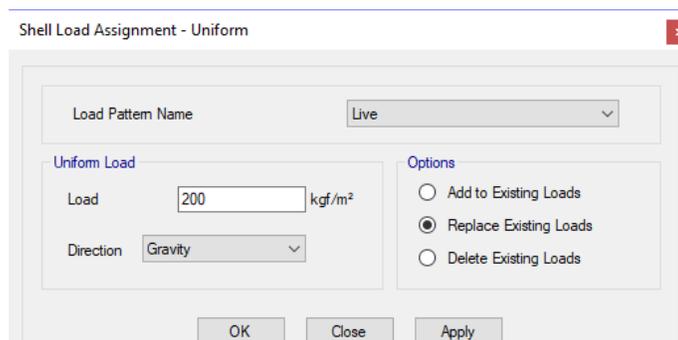


The screenshot shows a software dialog box titled "Shell Load Assignment - Uniform". At the top, there is a dropdown menu for "Load Pattern Name" set to "Dead". Below this, the "Uniform Load" section contains a text input field for "Load" with the value "400" and the unit "kgf/m²", and a dropdown menu for "Direction" set to "Gravity". To the right, the "Options" section has three radio buttons: "Add to Existing Loads", "Replace Existing Loads" (which is selected), and "Delete Existing Loads". At the bottom of the dialog are three buttons: "OK", "Close", and "Apply".

Figura 53. Ingreso de carga muerta

4.7. Carga Viva

Se ingresa la carga viva para residencias multifamiliares, descritas en la Tabla 2, sección 2.7.2.



The screenshot shows a software dialog box titled "Shell Load Assignment - Uniform". At the top, there is a dropdown menu for "Load Pattern Name" set to "Live". Below this, the "Uniform Load" section contains a text input field for "Load" with the value "200" and the unit "kgf/m²", and a dropdown menu for "Direction" set to "Gravity". To the right, the "Options" section has three radio buttons: "Add to Existing Loads", "Replace Existing Loads" (which is selected), and "Delete Existing Loads". At the bottom of the dialog are three buttons: "OK", "Close", and "Apply".

Figura 54. Ingreso de carga viva

4.8. Carga de Techo (Lroof)

Se asigna la carga de techo a las terrazas de las tres torres igual a 150 kgf/m^2

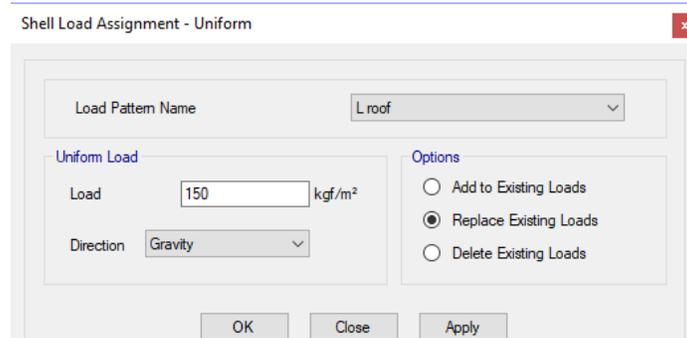


Figura 55. Ingreso de carga de techo

4.9. Masa

Ingreso del factor Masa.

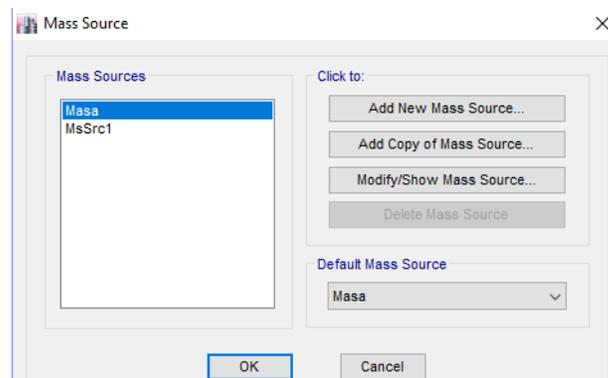


Figura 56. Ingreso de la masa

4.10. Carga sísmica reactiva

La carga sísmica **W** representa la carga reactiva por sismo, independientemente del método de análisis se usará la siguiente carga sísmica reactiva **W**. (NEC-SE-DS, 2015)

4.10.1. Caso general

$$W = D$$

D = carga muestra total de la estructura

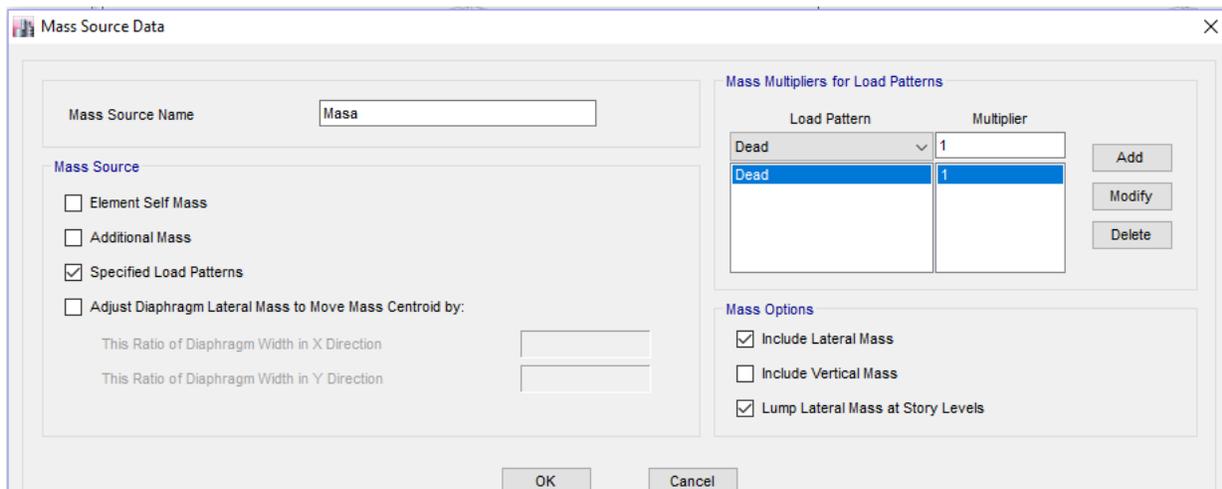


Figura 57. Ingreso de la carga reactiva

4.11. Combinaciones de cargas

Una vez creadas las cargas se procede a crear las combinaciones de cargas obtenidas en la sección 2.8.2.

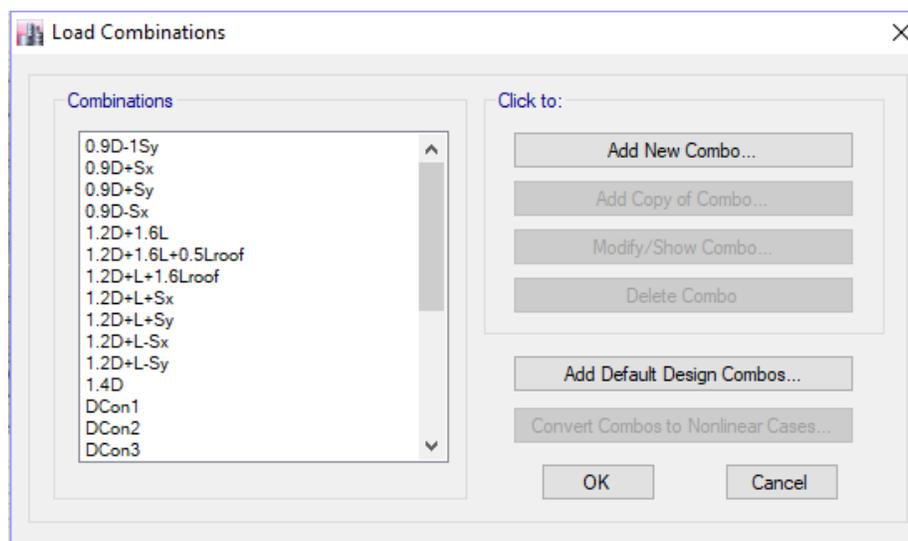


Figura 58. Ingreso de combinaciones de cargas

4.12. Espectro de respuesta

Para realizar el análisis dinámico de la estructura se coloca los parámetros del espectro calculado anteriormente, las nuevas versiones del software vienen cargados con la NEC -15.

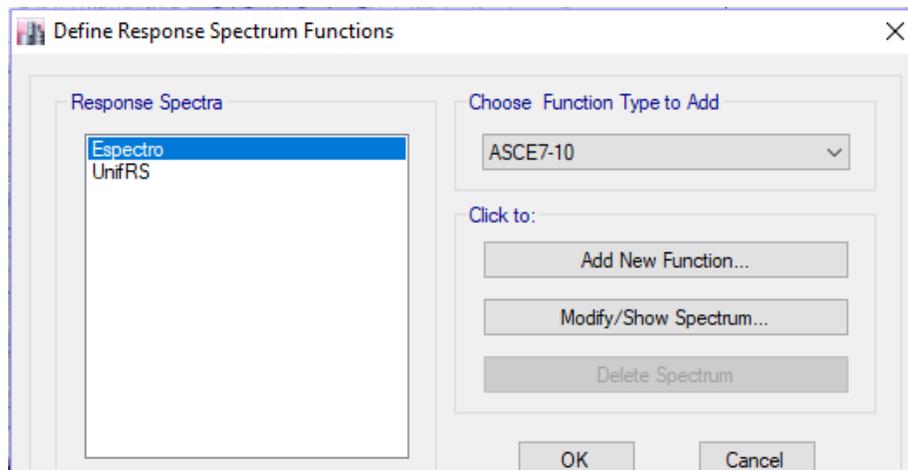


Figura 59. Ingreso de Espectro de respuesta

Se ingresan los factores obtenidos en la Tabla 20, sección 3.24.

Response Spectrum Function - Ecuador Norma NEC-SE-DS 2015

Function Name: Espectro

Function Damping Ratio: 0.05

Parameters

Zone Coefficient, Z: 0.4

η Coefficient: 1.8

Site Factor, Fa: 1

Site Factor, Fd: 1.6

Soil Type: E

Inelastic Behavior Fctor of Subsurface, Fs: 1.9

Importance Factor, I: 1

Response Modification Factor, R: 5

Convert to User Defined

Define Function

Period	Acceleration
0	0.144
0.1	0.144
0.2	0.144
0.3	0.144
0.4	0.144
0.5	0.144

Plot Options

Linear X - Linear Y

Linear X - Log Y

Log X - Linear Y

Log X - Log Y

Function Graph

OK Cancel

Figura 60. Ingreso de factores de sitio

Para continuar con el análisis dinámico, se crea la función con la que se corre el espectro.

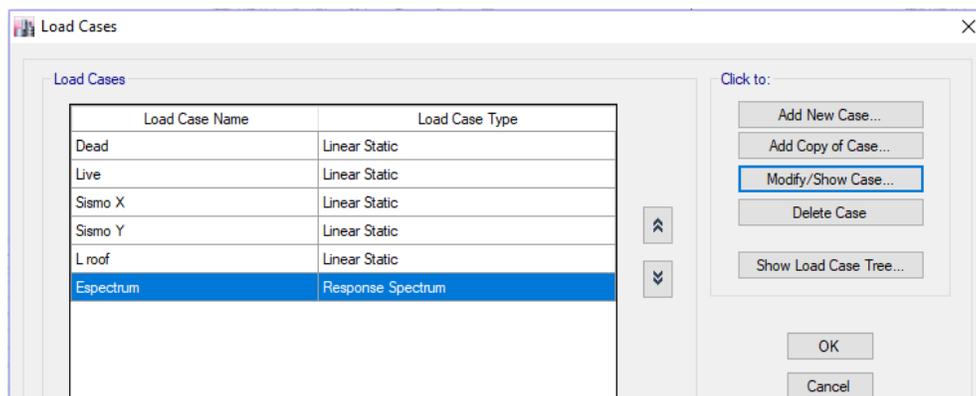


Figura 61. Ingreso al análisis dinámico

Se coloca el espectro en los dos primeros modos de vibrar, en los dos sentidos.

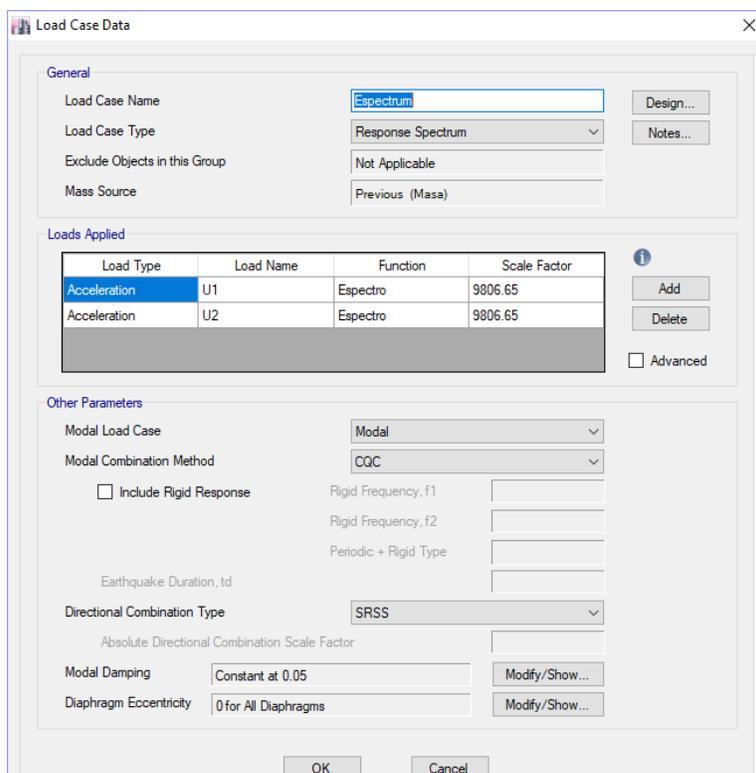


Figura 62. Ingreso de aceleraciones

4.13. Efecto P-Delta

Se ingresa el efecto P-Delta el cual consiste en aplicar cargas y obtener desplazamientos, con la combinación de carga ultima.

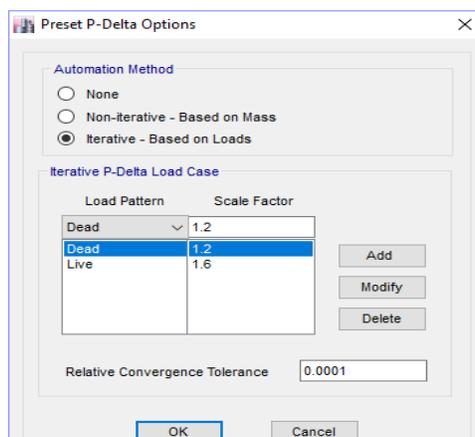


Figura 63. Ingreso de efecto P-Delta

4.14. Derivas

Se muestra la deriva máxima obtenida del análisis sísmico en los dos sentidos para calcular cual es la deriva máxima.

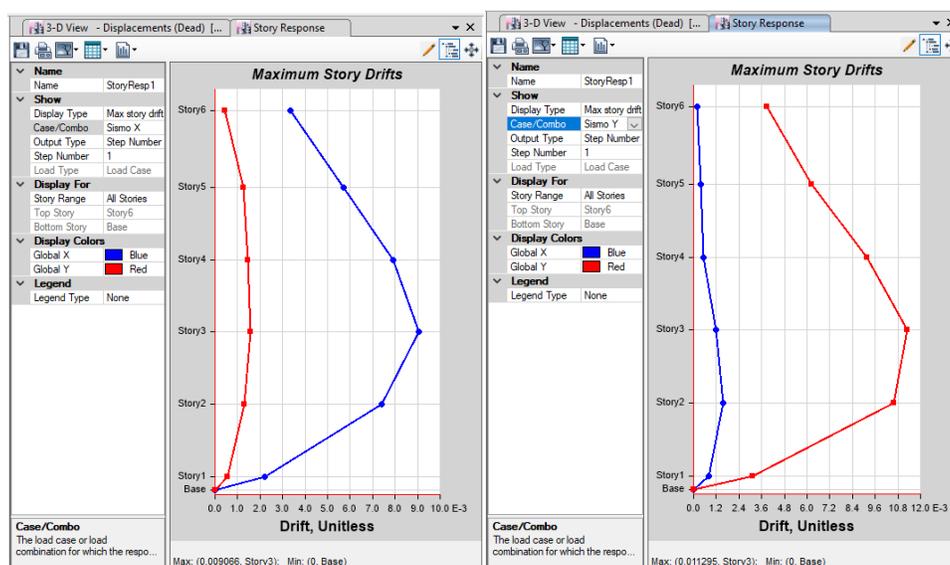


Figura 64. Derivas de piso en el sentido X e Y

4.15. Corrida del modelo

Ingresada toda la información necesaria, se hace una ejecución rápida del modelo, para chequear inicialmente sus modos de vibrar y observar cómo se está comportando la estructura visualmente, determinando que está actuando correctamente, después de eso se realiza un análisis mandando a diseñar el concreto, chequeando los resultados de las cuantías, observando que en vigas han superado sus límites.

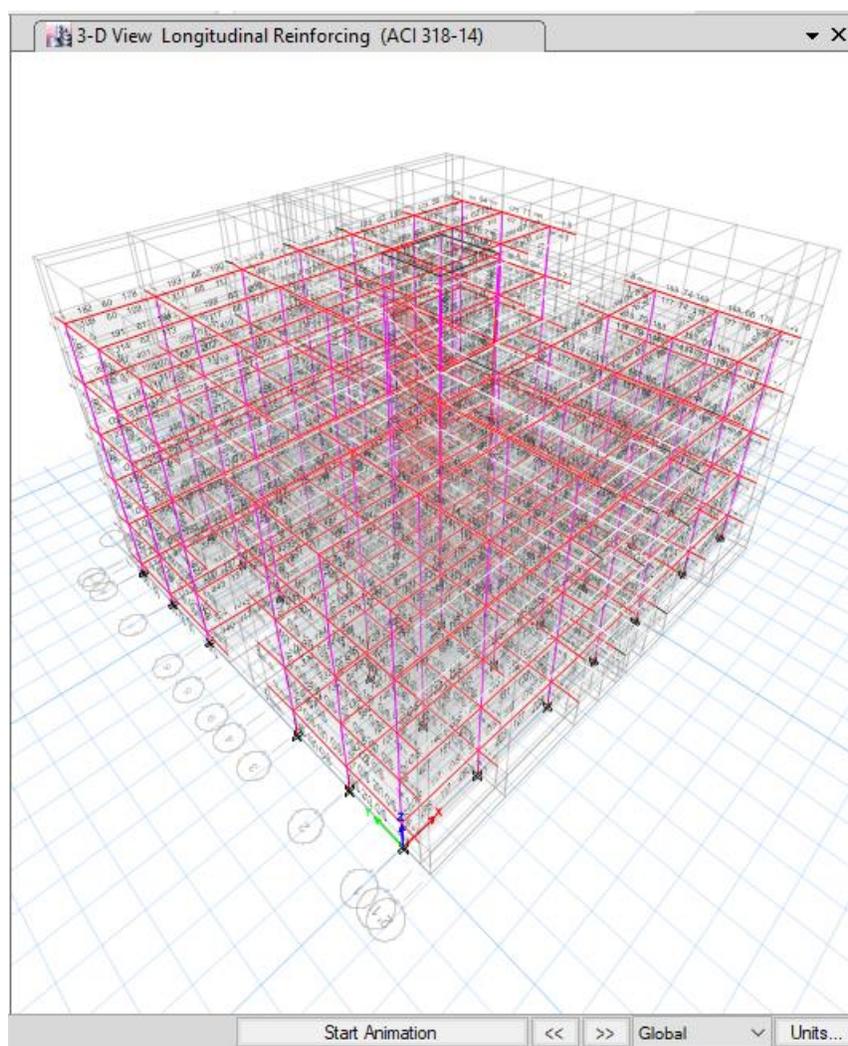


Figura 65. Cuantías de acero longitudinal en vigas y columnas

4.16. Derivas de piso

En la Tabla 24 se muestra las derivas de obtenidas en cada piso obtenidas a partir de los resultados arrojados por sismo en X e Y, como muestra la Figura 65, las secciones que fallan en el diseño del concreto son las vigas únicamente, pero debido a los excesivos desplazamientos se concluye que las columnas también deben ser reforzadas para aumentar la rigidez de la estructura y reducir las derivas.

Tabla 24.
Derivas de piso

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z		Control
					m	m	m		
Story6	Sismo X 1	X	0.003157	107	0	20.8	14.2	1.18%	Pasa
Story6	Sismo X 2	X	0.003157	107	0	20.8	14.2	1.18%	Pasa
Story6	Sismo X 3	X	0.003157	107	0	20.8	14.2	1.18%	Pasa
Story6	Sismo Y 1	Y	0.003668	53	0	11.6	14.2	1.38%	Pasa
Story6	Sismo Y 2	Y	0.003668	53	0	11.6	14.2	1.38%	Pasa
Story6	Sismo Y 3	Y	0.003668	53	0	11.6	14.2	1.38%	Pasa
Story5	Sismo X 1	X	0.005384	117	23.7	20.8	11.37	2.02%	No pasa
Story5	Sismo X 2	X	0.005384	117	23.7	20.8	11.37	2.02%	No pasa
Story5	Sismo X 3	X	0.005384	117	23.7	20.8	11.37	2.02%	No pasa
Story5	Sismo Y 1	Y	0.005866	19	23.7	13.4	11.37	2.20%	No pasa
Story5	Sismo Y 2	Y	0.005866	19	23.7	13.4	11.37	2.20%	No pasa
Story5	Sismo Y 3	Y	0.005866	19	23.7	13.4	11.37	2.20%	No pasa
Story4	Sismo X 1	X	0.007431	117	23.7	20.8	8.69	2.79%	No pasa
Story4	Sismo X 2	X	0.007431	117	23.7	20.8	8.69	2.79%	No pasa
Story4	Sismo X 3	X	0.007431	117	23.7	20.8	8.69	2.79%	No pasa

CONTINÚA →									
Story4	Sismo Y 1	Y	0.008631	19	23.7	13.4	8.69	3.24%	No pasa
Story4	Sismo Y 2	Y	0.008631	19	23.7	13.4	8.69	3.24%	No pasa
Story4	Sismo Y 3	Y	0.008631	19	23.7	13.4	8.69	3.24%	No pasa
Story3	Sismo X 1	X	0.008533	117	23.7	20.8	6.01	3.20%	No pasa
Story3	Sismo X 2	X	0.008533	117	23.7	20.8	6.01	3.20%	No pasa
Story3	Sismo X 3	X	0.008533	117	23.7	20.8	6.01	3.20%	No pasa
Story3	Sismo Y 1	Y	0.010631	28	0	6.5	6.01	3.99%	No pasa
Story3	Sismo Y 2	Y	0.010631	28	0	6.5	6.01	3.99%	No pasa
Story3	Sismo Y 3	Y	0.010631	28	0	6.5	6.01	3.99%	No pasa
Story2	Sismo X 1	X	0.006983	107	0	20.8	3.33	2.62%	No pasa
Story2	Sismo X 2	X	0.006983	107	0	20.8	3.33	2.62%	No pasa
Story2	Sismo X 3	X	0.006983	107	0	20.8	3.33	2.62%	No pasa
Story2	Sismo Y 1	Y	0.009967	27	0	3.1	3.33	3.74%	No pasa
Story2	Sismo Y 2	Y	0.009967	27	0	3.1	3.33	3.74%	No pasa
Story2	Sismo Y 3	Y	0.009967	27	0	3.1	3.33	3.74%	No pasa
Story1	Sismo X 1	X	0.002068	24	13.55	8.3	0.65	0.78%	Pasa
Story1	Sismo X 1	Y	0.000536	25	13.55	11.6	0.65	0.20%	Pasa
Story1	Sismo X 2	X	0.002068	24	13.55	8.3	0.65	0.78%	Pasa
Story1	Sismo X 2	Y	0.000536	25	13.55	11.6	0.65	0.20%	Pasa
Story1	Sismo X 3	X	0.002068	24	13.55	8.3	0.65	0.78%	Pasa
Story1	Sismo X 3	Y	0.000536	25	13.55	11.6	0.65	0.20%	Pasa
Story1	Sismo Y 1	X	0.000753	22	10.15	8.3	0.65	0.28%	Pasa
Story1	Sismo Y 1	Y	0.002933	30	4	3.1	0.65	1.10%	Pasa
Story1	Sismo Y 2	X	0.000753	22	10.15	8.3	0.65	0.28%	Pasa
Story1	Sismo Y 2	Y	0.002933	30	4	3.1	0.65	1.10%	Pasa

Story1	Sismo Y 3	X	0.000753	22	10.15	8.3	0.65	0.28%	Pasa
Story1	Sismo Y 3	Y	0.002933	30	4	3.1	0.65	1.10%	Pasa

CAPÍTULO 5. RESTAURACIÓN Y REFUERZO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES MEDIANTE ENGROSAMIENTO DE SECCIONES

5.1. Pre dimensionamiento losa bidireccional aliviada

De acuerdo con el ACI 318S-14 en el literal 8.3.1.2, la altura mínima de losas u otros elementos en dos direcciones que tengan relación de luz larga a luz corta no mayor de 2; recomienda usar la siguiente ecuación.

$$\text{Si } \frac{\text{Luz mayor}}{\text{Luz menor}} < 2 \text{ entonces es bidireccional}$$

$$\frac{\text{Luz mayor}}{\text{Luz menor}} = \frac{4.45\text{m}}{3.40\text{m}}$$

$$\frac{\text{Luz mayor}}{\text{Luz menor}} = 1.31 < 2$$

$$h \text{ min} = \frac{\text{Ln}(800 + 0.07142 * Fy)}{36000}$$

Ln Será la diferencia entre la luz más crítica y 0.25 m que recomienda el NEC-15 cuando no se conoce las dimensiones de las vigas

Fy Esfuerzo de fluencia del acero 4200 kg/cm^2

$$\text{Ln} = 4.45\text{m} - 0.25\text{m}$$

$$\text{Ln} = 4.20\text{m}$$

$$h \text{ min} = \frac{420\text{cm}(800 + 0.07142 * 4200 \text{ kg/cm}^2)}{36000}$$

$$h \text{ min} = 12.83\text{cm}$$



Figura 66. Losa equivalente de maciza a alivianada

5.1.1. Altura Equivalente de Losas Bidireccionales Alivianadas

Con el valor obtenido de la altura de losa bidireccional maciza empleamos la tabla de equivalencia para poder determinar la altura de la losa bidireccional alivianada.

Tabla 25. Altura equivalente de losas macizas a losas alivianadas

h Losa Macizas (cm)	h equivalente de Losa Alivianada (cm)
$h \leq 14.5$	20
$14.6 \leq h \leq 18.5$	25
$18.6 \leq h \leq 21.4$	30

Fuente: (Apuntes de hormigón armado, Ing.: Jorge Zuñiga)

$$h \text{ equivalente} = 20 \text{ cm}$$

5.1.2. Carpeta a Compresión

Para obtener la altura de la carpeta a compresión se utiliza la siguiente fórmula.

$$c = d/12$$

d Distancia entre los ejes de dos nervios 50 cm

$$c = 50 \text{ cm} / 12$$

$$c = 4.167 \text{ cm} \approx 5.00 \text{ cm}$$

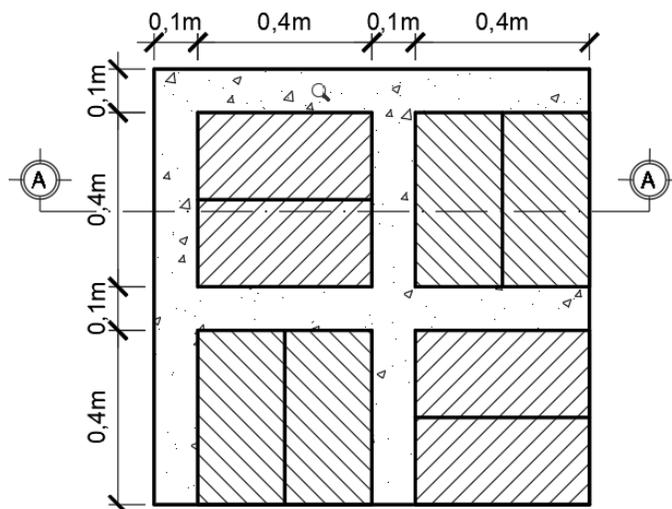


Figura 67. Corte en planta losa bidireccional

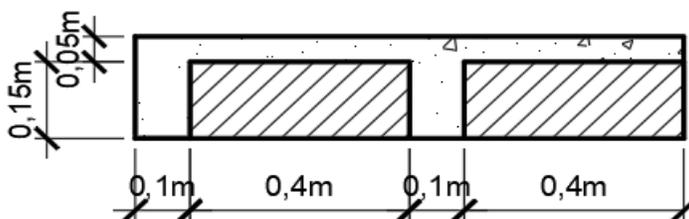


Figura 68. Corte en elevación losa bidireccional

5.1.3. Altura de Nervio

La altura del nervio es la diferencia entre la altura equivalente de la losa bidireccional alivianada y la carpeta a compresión.

$$\text{Altura del nervio} = 20.00 \text{ cm} - 5.00 \text{ cm}$$

$$\text{Altura del nervio} = 15.00 \text{ cm}$$

5.1.4. Alivianamientos

El análisis de la losa bidireccional alivianada se lo realiza para 1m^2 por lo que se consideran 8 unidades de bloques de alivianamientos, el peso está dado por la siguiente tabla:

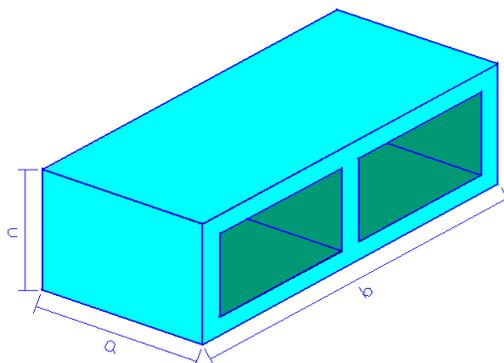


Figura 69. Dimensiones bloque tipo

Tabla 26.
Dimensión y peso del bloque

Dimensión y peso del bloque				
a (m)	b (m)	c (m)	a*b*c	Peso (Kg)
0.20	0.40	0.15	0.012	10.00

Fuente: (Apuntes de hormigón armado, Ing.: Jorge Zuñiga)

5.2. Pre dimensionamiento de vigas

5.2.1. Análisis de cargas/m²

Consideramos carga muerta al conjunto de pesos estáticos y permanentes en una edificación.

Así el análisis de la carga muerta comprende: peso propio de la losa, peso propio de vigas, peso propio de columnas, peso de paredes y peso de acabados, estos últimos se encuentran normados.

Con los valores obtenidos anteriormente procedemos a realizar el respectivo análisis de cargas que a continuación se detalla.

5.2.2. Carga Muerta

5.2.2.1. Peso Propio de Losas

- Nervios

$$3.60m * 0.10m * 0.15m * 2400kg/m^3 = 129.60kg/m^2$$

- Carpeta a Compresión

$$1.00m * 1.00m * 0.05m * 2400kg/m^3 = 120.00kg/m^2$$

- Alivianamientos (Bloques)

$$8 * (0.40m * 0.20m * 0.15m) * 1000kg/m^3 = 96kg/m^2$$

$$Peso\ propio\ de\ losas = 345.60kg/m^2$$

5.2.2.2. Peso de Paredes de Bloque

$$Asumimos = 150kg/m^2$$

5.2.2.3. Peso de Acabados

$$Asumimos = 120kg/m^2$$

$$**Carga Muerta** = 615.60 \frac{kg}{m^2}$$

5.2.3. Carga Viva

De acuerdo a la sección 2.7.2, Tabla 2

$$**Carga Viva** = 200 \frac{kg}{m^2}$$

5.2.4. Carga Última

La resistencia requerida fue mayorada de acuerdo con la NEC-15, cargas sísmicas, sección 3.4.3, combinación 2.

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$U = 1.2 * \left(615.60 \frac{kg}{m^2} \right) + 1.6 * \left(200 \frac{kg}{m^2} \right)$$

$$U = 1058.72 \frac{kg}{m^2}$$

5.2.5. Mosaico de cargas

A continuación, se muestra el mosaico de cargas para losas bidireccionales alivianadas, basado en las dimensiones de los ejes de la estructura.

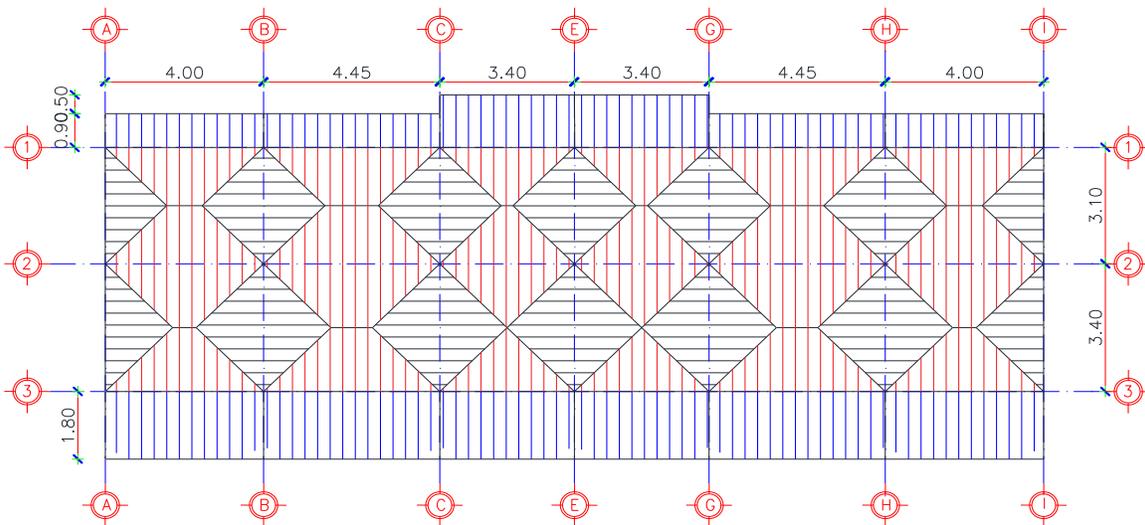


Figura 70. Mosaico de cargas triangulares, rectangulares y trapezoidales en vigas.

Realizamos el respectivo análisis con las cargas últimas por separado para presentar los pórticos correspondientes, transformando las cargas a rectangulares.

5.2.6. Carga Triangular – Carga Rectangular

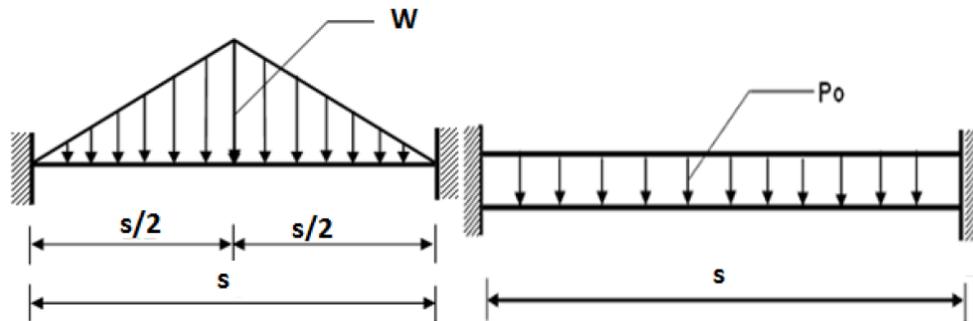


Figura 71. Paso de carga triangular a rectangular

$$P_0 = \frac{W * s}{3}$$

5.2.7. Carga Trapezoidal – Carga Rectangular

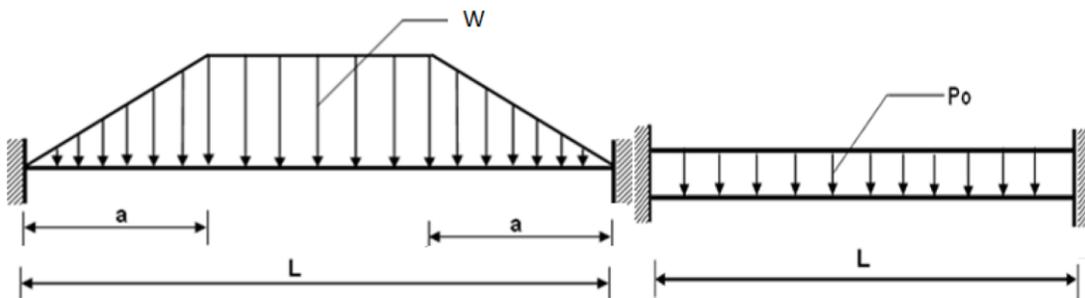


Figura 72. Paso de carga trapezoidal a rectangular

$$P_0 = \frac{W * s}{3} * \left(\frac{3 - m^2}{2} \right)$$

$$m = \frac{s}{L}$$

Para un vano de una losa se tiene que: s es la menor dimensión y L es la mayor dimensión. (Aguiar Falconí, 2014).

Tabla 27.
Análisis de cargas sentido X

	Tramo	Tipo	S	L	Ancho coop	Q(T/m)	Suma Q(T/m)	Q Total(T/m)		
Eje 1	A-B	Rec	-	-	0.9	0.95	2.27	2.67		
	A-B	Trap	3.1	4	-	1.31				
	B-C	Rec	-	-	0.9	0.95	2.33			
	B-C	Trap	3.1	4.45	-	1.38				
	C-E	Rec	-	-	1.4	1.48	2.67			
	C-E	Trap	3.1	3.4	-	1.19				
	E-G	Rec	-	-	1.4	1.48	2.67			
	E-G	Trap	3.1	3.4	-	1.19				
	CONTINÚA →									
	Eje 2	G-H	Rec	-	-	0.9	0.95		2.33	2.83
G-H		Trap	3.1	4.45	-	1.38				
H-I		Rec	-	-	0.9	0.95	2.27			
H-I		Trap	3.1	4	-	1.31				
A-B		Trap	3.1	4	-	1.31	2.68			
A-B		Trap	3.4	4	-	1.37				
B-C		Trap	3.1	4.45	-	1.38	2.83			
B-C		Trap	3.4	4.45	-	1.45				
C-E		Trap	3.1	3.4	-	1.19	2.39			
C-E		Trap	3.4	3.4	-	1.20				
E-G		Trap	3.1	3.4	-	1.19	2.39			
E-G		Trap	3.4	3.4	-	1.20				
G-H		Trap	3.1	4.45	-	1.38	2.83			
G-H		Trap	3.4	4.45	-	1.45				
H-I	Trap	3.1	4	-	1.31	2.68				

	H-I	Trap	3.4	4	-	1.37		
	A-B	Trap	3.4	4	-	1.37	3.27	
	A-B	Rec	-	-	1.8	1.91		
	B-C	Trap	3.4	4.45	-	1.45	3.36	
	B-C	Rec	-	-	1.8	1.91		
	C-E	Trap	3.4	3.4	-	1.20	3.11	
	C-E	Rec	-	-	1.8	1.91		
Eje 3	E-G	Trap	3.4	3.4	-	1.20	3.11	3.36
	E-G	Rec	-	-	1.8	1.91		
	G-H	Trap	3.4	4.45	-	1.45	3.36	
	G-H	Rec	-	-	1.8	1.91		
	H-I	Trap	3.1	4	-	1.31	3.22	
	H-I	Rec	-	-	1.8	1.91		

Tabla 28.
Análisis de cargas sentido Y

	Tramo	Tipo	S	L	Ancho coop	Q(T/m)	Suma Q(T/m)	Q Total(T/m)
Eje A	1--2	Trian	3.1	4	-	1.31	2.68	2.68
	2--3	Trian	3.4	4	-	1.37		
Eje B	1--2	Trian	3.1	4	-	1.31	2.69	2.82
	1--2	Trian	3.1	4.45	-	1.38		
	2--3	Trian	3.4	4	-	1.37	2.82	
	2--3	Trian	3.4	4.45	-	1.45		
Eje C	1--2	Trian	3.1	4.45	-	1.38	2.56	2.65
	1--2	Trian	3.1	3.4	-	1.19		
	2--3	Trian	3.4	4.45	-	1.45	2.65	
	2--3	Trian	3.4	3.4	-	1.20		

Eje E	1--2	Trian	3.1	3.4	-	1.19	2.37	2.40
	1--2	Trian	3.1	3.4	-	1.19		
	2--3	Trian	3.4	3.4	-	1.20	2.40	
	2--3	Trian	3.4	3.4	-	1.20		
Eje G	1--2	Trian	3.1	3.4	-	1.19	2.56	2.65
	1--2	Trian	3.1	4.45	-	1.38		
	2--3	Trian	3.4	3.4	-	1.20	2.65	
	2--3	Trian	3.4	4.45	-	1.45		
Eje H	1--2	Trian	3.1	4.45	-	1.38	2.69	2.82
	1--2	Trian	3.1	4	-	1.31		
	2--3	Trian	3.4	4.45	-	1.45	2.82	
	2--3	Trian	3.4	4	-	1.37		
Eje I	1--2	Trian	3.1	4	-	1.31	2.68	2.68
	2--3	Trian	3.4	4	-	1.37		

Nota: Por facilidad se somete a las vigas, la carga mayor **ÚLTIMA TOTAL** de todos los vanos previamente calculados, para posteriormente con la ayuda del programa FTOOL, obtener nos momentos máximos que se usarán para pre dimensionar las vigas.

5.2.8. Pre dimensionamiento viga eje 1

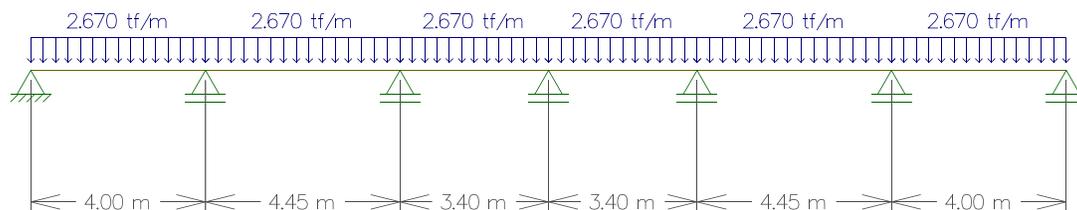


Figura 73. Análisis de la viga Eje 1

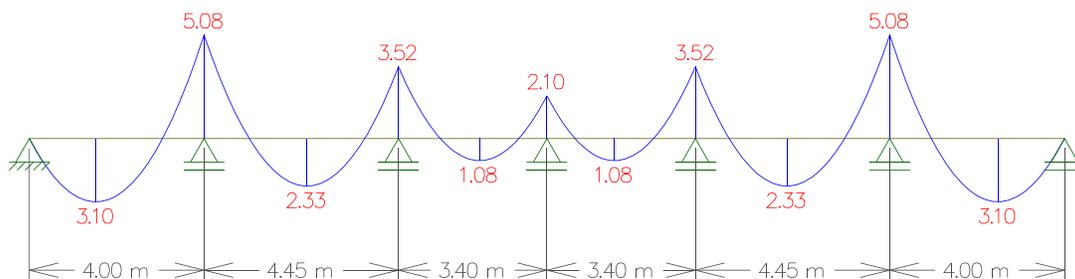


Figura 74. Diagrama de momentos viga Eje 1

$\varphi = 0.9$; Elemento a flexión

$$M_u = \frac{M_n}{\varphi}$$

$$R_u = \rho \cdot f_y \left(1 - \frac{\rho \cdot f_y}{2 \times 0.85 \times f'_c} \right); \text{ para } \rho_{max} = 0.5 \rho_{bal}$$

$$\text{para } f'_c = 210 \frac{kg}{cm^2} \text{ y } f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2} \rightarrow R_u = 39.71 \frac{kg}{cm^2}$$

$$d_{calculado} = \sqrt{\frac{M_u \times 1.3}{\varphi \times R_u \times b}}; \text{ factor 1.3 debido a carga sísmica}$$

$$d_{calculado} = \sqrt{\frac{5.08 T - m \times 100000 \times 1.3}{0.9 \times 39.7 \times 25cm}}$$

$$d_{calculado} = 27.19$$

$$d_{asumido} = 32.00 \text{ cm}$$

$$d_{asumido} > d_{calculado}$$

recubrimiento = 3 cm.

$$h = d_{asumido} + \text{recubrimiento.}$$

$$h = 32.00 \text{ cm} + 3.00 \text{ cm}$$

$$h = 35.00 \text{ cm}$$

Tabla 29.
Resumen Pre dimensionamiento vigas

Ubicación		b (cm)	h (cm)
Bloque 1	Eje 1	25.00	35.00
	Eje 2	25.00	35.00
	Eje 3	25.00	35.00
Bloque gradas	Eje 4	30.00	50.00
	Eje 5	30.00	50.00
Bloque 2	Eje 6	25.00	35.00
	Eje 7	25.00	35.00
	Eje 8	25.00	35.00
Bloque 1	Eje A	25.00	35.00
	Eje B	25.00	35.00
	Eje C	25.00	35.00
	Eje E	25.00	35.00
			CONTINÚA →
Bloque gradas	Eje H	25.00	35.00
	Eje I	25.00	35.00
	Eje D	30.00	50.00
	Eje F	30.00	50.00
Bloque 2	Eje A	25.00	35.00
	Eje B	25.00	35.00
	Eje C	25.00	35.00
	Eje E	25.00	35.00
	Eje G	25.00	35.00
	Eje H	25.00	35.00

Nota: El proceso de cálculo del pre dimensionamiento de las vigas se detalla en el **ANEXO 04**.

5.3. Pre dimensionamiento de columnas

5.3.1. Análisis de cargas/m²

Consideramos carga muerta al conjunto de pesos estáticos y permanentes en una edificación.

Así el análisis de la carga muerta comprende: peso propio de la losa, peso propio de vigas, peso propio de columnas, peso de paredes, peso de acabados, estos últimos se encuentran normados.

Con los valores obtenidos anteriormente procedemos a realizar el respectivo análisis de cargas que a continuación se detalla, cabe recalcar que los valores a obtener nos servirán para los tres pisos de la edificación.

5.3.2. Carga Muerta

5.3.2.1. Peso propio de Losas

$$\text{Peso propio de losas} = 345.60\text{kg/m}^2$$

5.3.2.2. Peso de Paredes de Bloque

$$\text{Asumimos} = 150\text{kg/m}^2$$

5.3.2.3. Peso de Acabados

$$\text{Asumimos} = 120\text{kg/m}^2$$

5.3.2.4. Peso propio de vigas

$$\text{Peso propio vigas} = 20\% \text{ peso propio de la losa}$$

$$\text{Peso propio vigas} = 20\%(345.60\text{kg}/\text{m}^2)$$

$$\text{Peso propio vigas} = 69.12\text{kg}/\text{m}^2$$

5.3.2.5. Peso propio de columnas

El peso propio de las columnas generalmente oscila entre 80 – 120 kg/m^2 . Por recomendación se toma un valor promedio de 100 kg/m^2 .

$$\text{Peso propio columnas} = 100\text{ kg}/\text{m}^2$$

$$\text{Carga Muerta} = 784.72 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

5.3.3. Carga Viva

Según la sección 2.7.2, Tabla 2.

$$\text{Carga Viva} = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

5.3.4. Carga de servicio

Para el redimensionamiento de columnas se utiliza únicamente cargas de servicio

$$S = D + L$$

$$S = 784.72 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$S = 984.72 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

5.3.5. Mosaico de cargas

Para realizar el pre-dimensionamiento de las columnas se efectuó la distribución de las respectivas áreas cooperantes para cada columna.

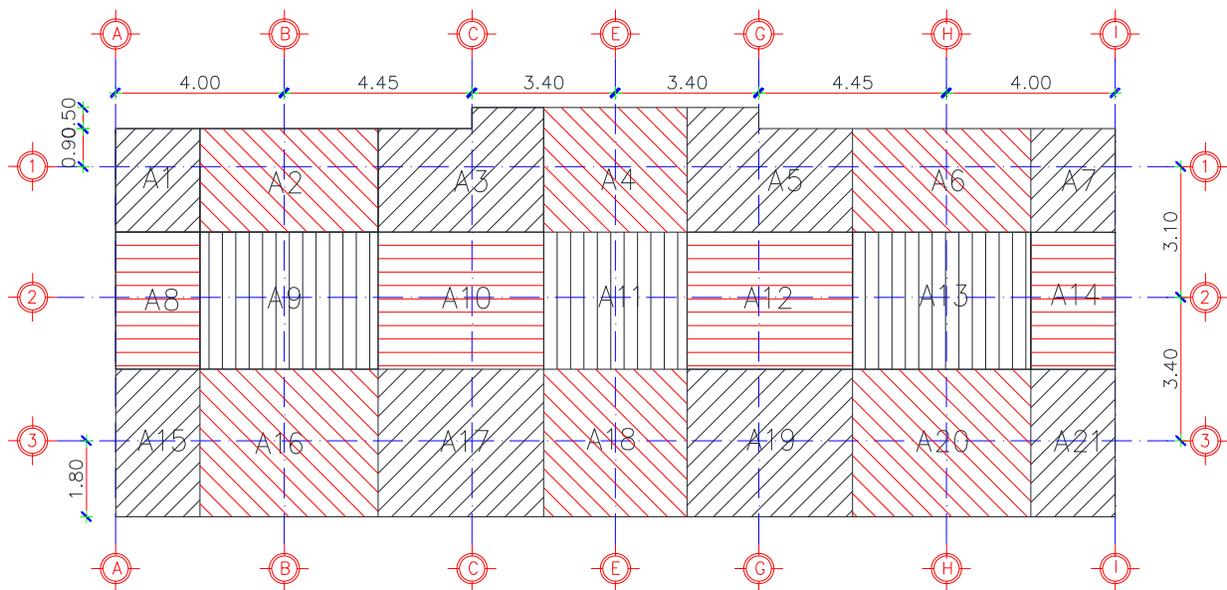


Figura 75. Mosaico de cargas para pre dimensionamiento de columnas

La dimensión más pequeña de la sección transversal, medida sobre una línea recta que pasa por su centroide geométrico, no sea menor que 300 mm. Las columnas en forma de T, C o I pueden tener una dimensión mínima de 0.25 m pero su área no puede ser menor de 0.09 m². (NEC-SE-HM, 2015)

Tabla 30.
Secciones asumidas en el pre dimensionamiento de columnas

Eje	Área	Área coop. (m2)	# pisos	Carga de servicio (T)	P (T)	21P	Sección mínima (cm)	Sección asumida (cmxcm)
A1	A1	4.90	5.00	0.95	23.24	488.12	22.09	50x50
B1	A2	10.35	5.00	0.95	49.10	1031.15	32.11	50x50
C1	A3	10.47	5.00	0.95	49.65	1042.60	32.29	50x50
E1	A4	10.03	5.00	0.95	47.58	999.14	31.61	50x50
G1	A5	10.47	5.00	0.95	49.65	1042.60	32.29	50x50
H1	A6	10.35	5.00	0.95	49.10	1031.15	32.11	50x50
I1	A7	4.90	5.00	0.95	23.24	488.12	22.09	50x50
A2	A8	6.50	5.00	0.95	30.83	647.50	25.45	50x50
B2	A9	13.73	5.00	0.95	65.14	1367.85	36.98	50x50
C2	A10	12.76	5.00	0.95	60.51	1270.72	35.65	50x50
E2	A11	11.05	5.00	0.95	52.42	1100.75	33.18	50x50
G2	A12	12.76	5.00	0.95	60.51	1270.72	35.65	50x50
H2	A13	13.73	5.00	0.95	65.14	1367.85	36.98	50x50
I2	A14	6.50	5.00	0.95	30.83	647.50	25.45	50x50
A3	A15	7.00	5.00	0.95	33.21	697.31	26.41	50x50
B3	A16	14.79	5.00	0.95	70.15	1473.07	38.38	50x50
C3	A17	13.74	5.00	0.95	65.17	1368.47	36.99	50x50
E3	A18	11.90	5.00	0.95	56.45	1185.43	34.43	50x50
G3	A19	13.74	5.00	0.95	65.17	1368.47	36.99	50x50
H3	A20	14.79	5.00	0.95	70.15	1473.07	38.38	50x50
I3	A21	7.00	5.00	0.95	33.21	697.31	26.41	50x50

5.4. Pre dimensionamiento de vigas cimentación

La cimentación será diseñada en ambos sentidos con vigas de cimentación (malla de cimentación), por lo que es necesario realizar la redistribución de cargas para mallas de cimentación.

Para el pre dimensionamiento únicamente se consideran cargas verticales de servicio.

5.4.1. Redistribución de cargas

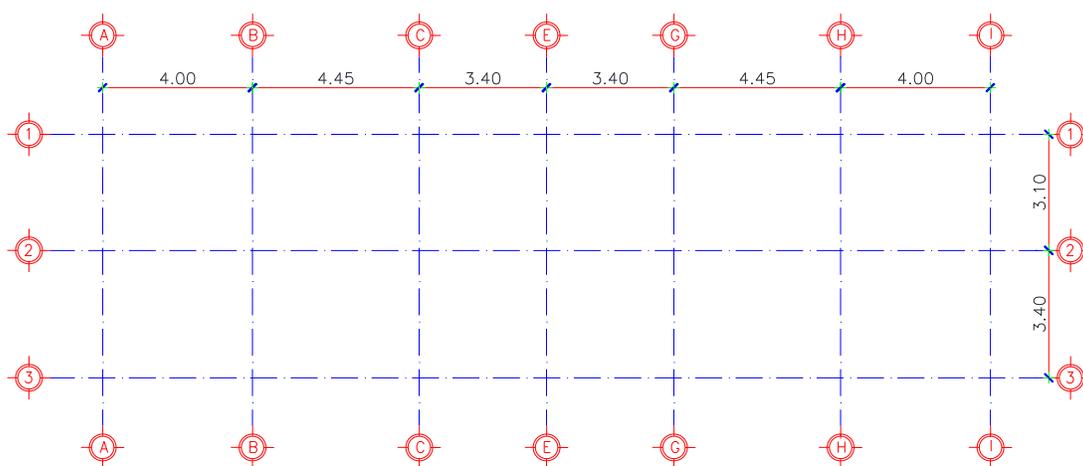


Figura 76. Ejes vigas de cimentación

Tabla 31.

Cargas verticales que llegan a la cimentación

		Eje A	Eje B	Eje C	Eje E	Eje G	Eje H	Eje I
P (T)	Eje 1	23.24	49.10	49.65	47.58	49.65	49.10	23.24
P (T)	Eje 2	30.83	65.14	60.51	52.42	60.51	65.14	30.83
P (T)	Eje 3	33.21	70.15	65.17	56.45	65.17	70.15	33.21

$$\Sigma Lx = 3.00 * (4.00 + 4.45 + 3.40 + 3.40 + 4.45 + 4.00)$$

$$\Sigma Lx = 71.10m$$

$$\Sigma Ly = 7.00 * (3.10 + 3.40)$$

$$\Sigma Ly = 45.50m$$

$$fdx = \frac{\Sigma Lx}{\Sigma Lx + \Sigma Ly}$$

$$fdx = \frac{71.10}{71.10 + 45.50} = 0,61$$

$$fdy = \frac{\Sigma yx}{\Sigma Lx + \Sigma Ly}$$

$$fdy = \frac{45.50}{71.10 + 45.50} = 0,39$$

Tabla 32.*Distribución de cargas en el sentido X*

		Eje A	Eje B	Eje C	Eje E	Eje G	Eje H	Eje I
P (T)	Eje 1	14.17	29.94	30.27	29.01	30.27	29.94	14.17
P (T)	Eje 2	18.80	39.72	36.90	31.96	36.90	39.72	18.80
P (T)	Eje 3	20.25	42.77	39.74	34.42	39.74	42.77	20.25

Tabla 33.*Distribución de cargas en el sentido Y*

		Eje A	Eje B	Eje C	Eje E	Eje G	Eje H	Eje I
P (T)	Eje 1	9.07	19.16	19.37	18.57	19.37	19.16	9.07
P (T)	Eje 2	12.03	25.42	23.61	20.45	23.61	25.42	12.03
P (T)	Eje 3	12.96	27.37	25.43	22.03	25.43	27.37	12.96

Se multiplican los factores por las cargas P para hacer la distribución

5.4.2. Pre dimensionamiento viga de cimentación Eje A e I

$$\Sigma Fy = 34.06 T$$

$$R = 34.06 T$$

$$\Sigma M = 121.53 T - m$$

$$x = \frac{\Sigma M}{R} = \frac{121.53}{34.06} = 3.57 m$$

$$AF = \frac{P + \%P}{\sigma s} = \frac{34.06 * 1.10}{10} = 3.746 m^2$$

$$qs = \frac{\Sigma P}{AF_{diseño}} = \frac{34.06}{1.10 * 7.837} = 3.95 \frac{T}{m^2}$$

$$qs < \sigma s$$

Cumple.

Carga por metro lineal:

$$W = \frac{3.95T}{m^2} * 1.10m = 4.35 \frac{T}{m}$$

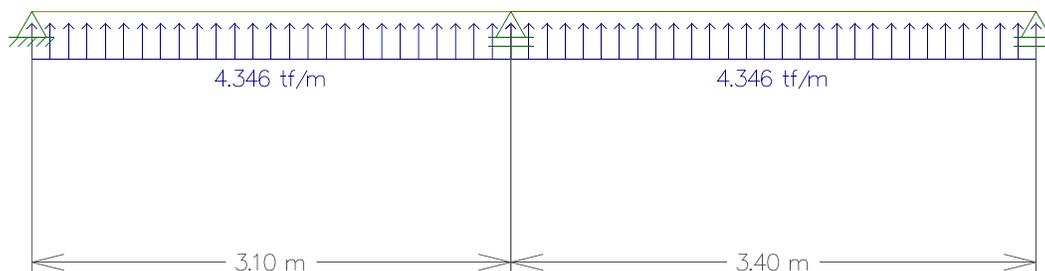


Figura 77. Análisis de la viga de cimentación Eje A e I

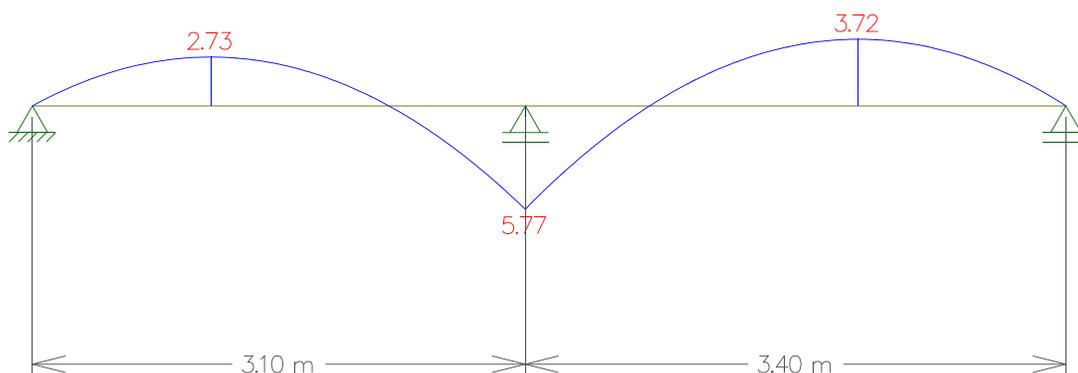


Figura 78. Diagrama de momentos viga Eje A e I

Tabla 34.

Pre dimensionamiento viga de cimentación Eje A e I

	Altura del alma	
W	4.346	T/m
M ext	5.770	T-m
Ru	39.700	Adimensional
MR	6.411	T-m
d	0.121	M
h asumido	0.35	M

Tabla 35.

Resumen Pre dimensionamiento vigas de cimentación

Ubicación		b (m)	h (m)	L (m)
Bloque 1	Eje 1	1.50	0.3	24.40
	Eje 2	1.50	0.3	24.40
	Eje 3	1.50	0.3	24.40
Bloque gradas	Eje 4	1.45	0.3	5.80

	Eje 5	1.45	0.3	5.80
Bloque 2	Eje 6	1.50	0.3	23.70
	Eje 7	1.50	0.3	23.70
	Eje 8	1.50	0.3	23.70
	Eje A	1.10	0.3	7.84
Bloque 1	Eje B	1.10	0.3	7.84
	Eje C	1.10	0.3	7.67
	Eje E	1.10	0.3	7.47
	CONTINÚA →			
	Eje G	1.10	0.3	7.67
	Eje H	1.10	0.3	7.84
	Eje I	1.10	0.3	7.84
Bloque gradas	Eje D	2.40	0.3	3.60
	Eje F	2.40	0.3	3.60
	Eje A	1.10	0.3	7.84
Bloque 2	Eje B	1.10	0.3	7.84
	Eje C	1.10	0.3	7.67
	Eje E	1.10	0.3	7.47
	Eje G	1.10	0.3	7.67
	Eje H	1.10	0.3	7.84
	Eje I	1.10	0.3	7.84

Nota: El proceso de cálculo del pre dimensionamiento de las vigas se detalla en el **ANEXO 05**.

5.5. Ingreso de secciones para el reforzamiento

Una vez pre dimensionado todos los elementos, se crean las nuevas secciones con las mismas características de los materiales, pero con geometrías diferentes.

5.5.1. Columna

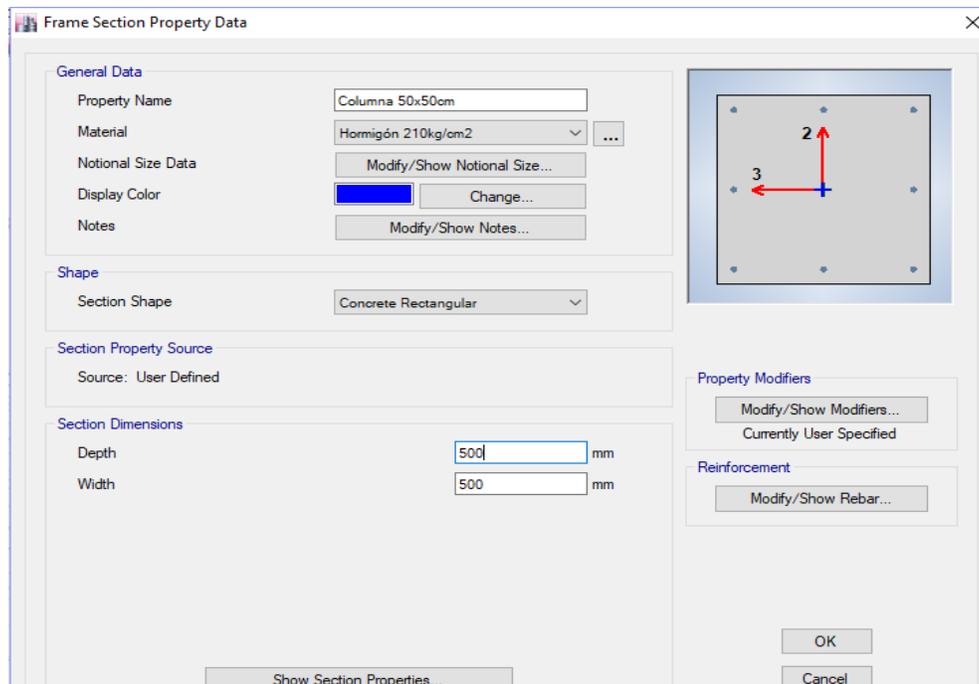


Figura 79. Ingreso de la sección de columna reforzada de 50cmx50cm

5.5.2. Viga gradas

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box. The 'General Data' section includes:

- Property Name: Viga 30x40cm gradas
- Material: Hormigón 210kg/cm2
- Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...
- Display Color: Green (Change...)
- Notes: Modify/Show Notes...

 The 'Shape' section shows 'Concrete Rectangular'. The 'Section Property Source' is 'User Defined'. The 'Section Dimensions' section has:

- Depth: 400 mm
- Width: 300 mm

 On the right, there is a diagram of a rectangular section with a coordinate system: a vertical red arrow labeled '2' pointing up and a horizontal red arrow labeled '3' pointing left. Below the diagram are buttons for 'Property Modifiers' (Modify/Show Modifiers... Currently User Specified) and 'Reinforcement' (Modify/Show Rebar...). At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons, and a 'Show Section Properties...' button at the bottom left.

Figura 80. Ingreso de la sección de viga de gradas reforzada de 30cmx40cm

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box for a different beam. The 'General Data' section includes:

- Property Name: Viga 25x35cm
- Material: Hormigón 210kg/cm2
- Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...
- Display Color: Cyan (Change...)
- Notes: Modify/Show Notes...

 The 'Shape' section shows 'Concrete Rectangular'. The 'Section Property Source' is 'User Defined'. The 'Section Dimensions' section has:

- Depth: 350 mm
- Width: 250 mm

 On the right, there is a diagram of a rectangular section with a coordinate system: a vertical red arrow labeled '2' pointing up and a horizontal red arrow labeled '3' pointing left. Below the diagram are buttons for 'Property Modifiers' (Modify/Show Modifiers... Currently User Specified) and 'Reinforcement' (Modify/Show Rebar...). At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons, and a 'Show Section Properties...' button at the bottom left.

Figura 81. Ingreso de la sección de viga reforzada de 25cmx35cm

5.6. Modelo matemático con secciones reforzadas

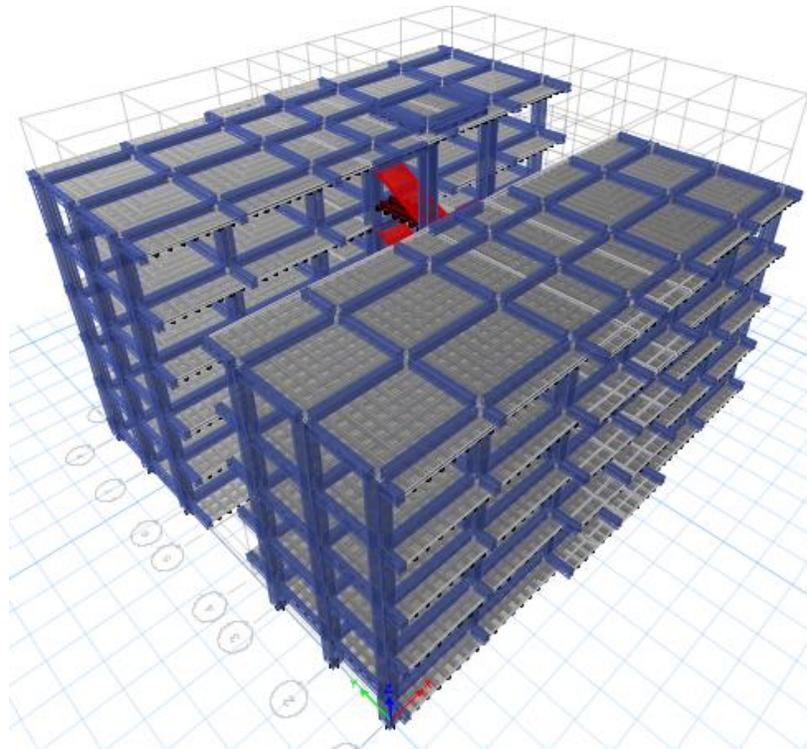


Figura 82. Reforzamiento de columnas y vigas

5.7. Espectro de diseño

Tabla 36.
Factores para el cálculo del espectro

DATOS	
Zona Sísmica	5.00
Valor del factor Z	0.40
Característica de la amenaza sísmica	Alta
Tipo de perfil del suelo	E
Factor de sitio F_a	1.00
Factor del comportamiento F_s	1.90

Factor de sitio F_d	1.60
Región	Costa
η	1.80
Coefficiente C_t	0.055
Coefficiente α	0.900
Altura máxima del edificio h (m)	17.92
Periodo de Vibración T (seg)	0.74
Factor de Importancia I	1.00
Factor r	1.50
Periodo límite de vibración T_0	0.30
Periodo límite de vibración T_c	1.67
$S_a(T_0)$	0.40
Irregularidades en Planta ϕ_P	0.90
Irregularidades en Elevación ϕ_E	0.90
Coefficiente de Reducción Sísmica R	8.00

Tabla 37.
Puntos para graficar el espectro

Periodo (T)	Sa Elástico	Coefficiente basal %
0.74	0.720	0.11111
0.74	K	1.12

Tabla 38.
Puntos para graficar el espectro

Periodo de Vibración (T)	Sa Elástico	Sa Inelástico
0.00	0.40	0.062
0.30	0.72	0.111
0.40	0.72	0.111
0.50	0.72	0.111
0.60	0.72	0.111
0.70	0.72	0.111
0.80	0.72	0.111
0.90	0.72	0.111
1.00	0.72	0.111
1.10	0.72	0.111
1.20	0.72	0.111
1.30	0.72	0.111
1.40	0.72	0.111
1.50	0.72	0.111
1.60	0.72	0.111
1.70	0.70	0.108
CONTINÚA →		
1.80	0.64	0.099
1.90	0.59	0.091
2.00	0.55	0.085
2.10	0.51	0.079
2.20	0.48	0.073
2.30	0.45	0.069

2.40	0.42	0.064
2.50	0.39	0.061
2.60	0.37	0.057
2.70	0.35	0.054
2.80	0.33	0.051
2.90	0.31	0.049
3.00	0.30	0.046
3.10	0.28	0.044
3.20	0.27	0.042
3.30	0.26	0.040
3.40	0.25	0.038
3.50	0.24	0.037
3.60	0.23	0.035
3.70	0.22	0.034
3.80	0.21	0.032
3.90	0.20	0.031
4.00	0.19	0.030

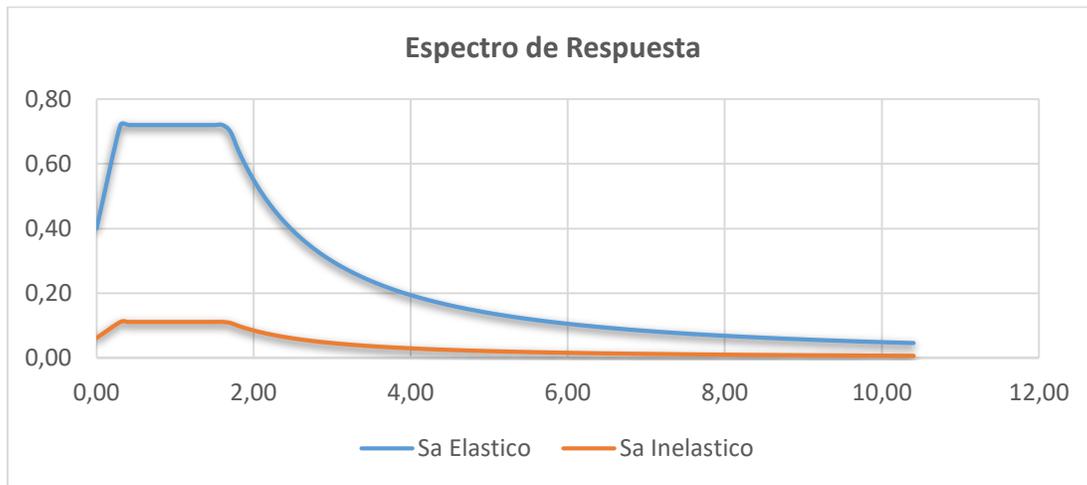


Figura 83. Espectro de respuesta

5.8. Coeficiente basal

Se ingresa el nuevo valor del coeficiente basal, calculado nuevamente para pórticos con vigas descolgadas.

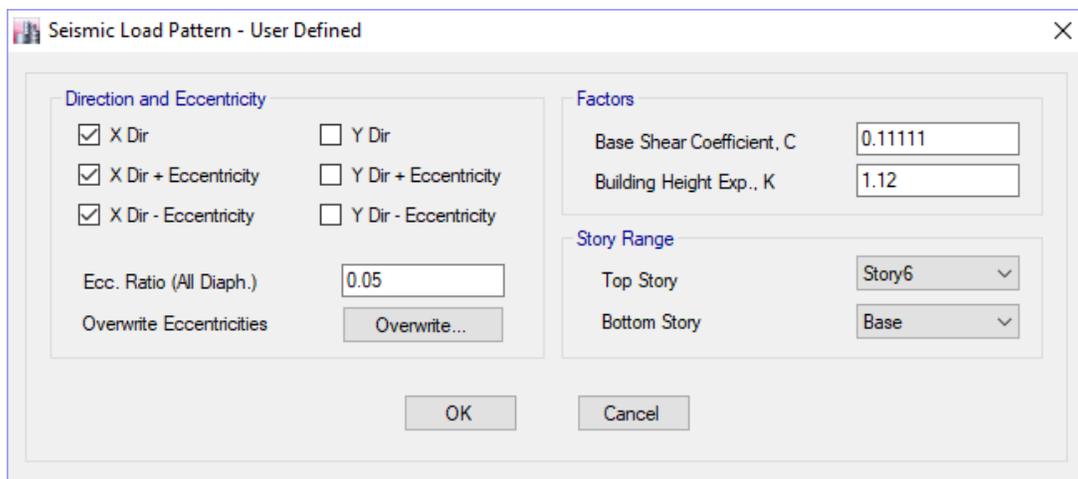


Figura 84. Ingreso del coeficiente basal en sentido X

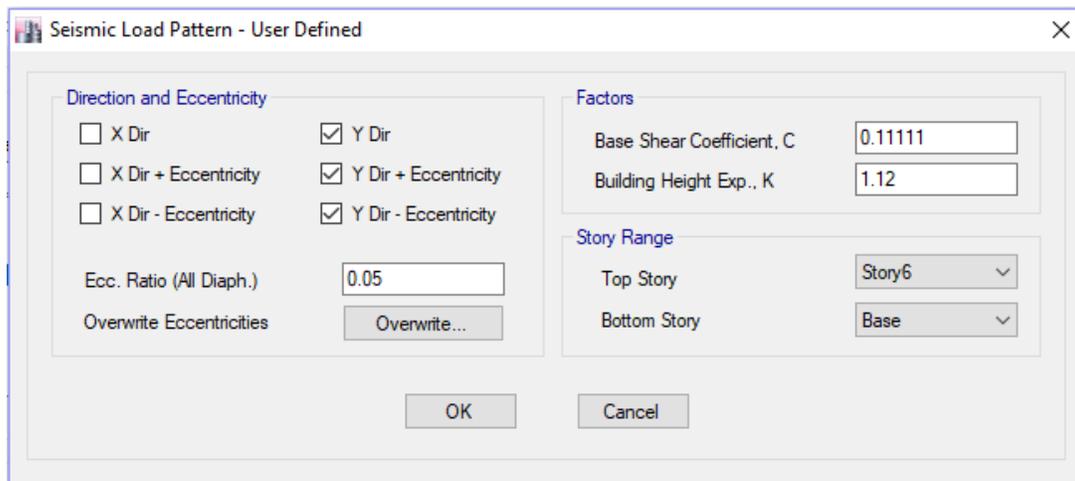


Figura 85. Ingreso del coeficiente basal en sentido Y

Después de realizar todos los cambios antes mencionados, se ejecuta el modelo, observando que las cuantías están dentro de los límites permisibles teniendo como conclusión que las secciones colocadas para el reforzamiento son suficientes.

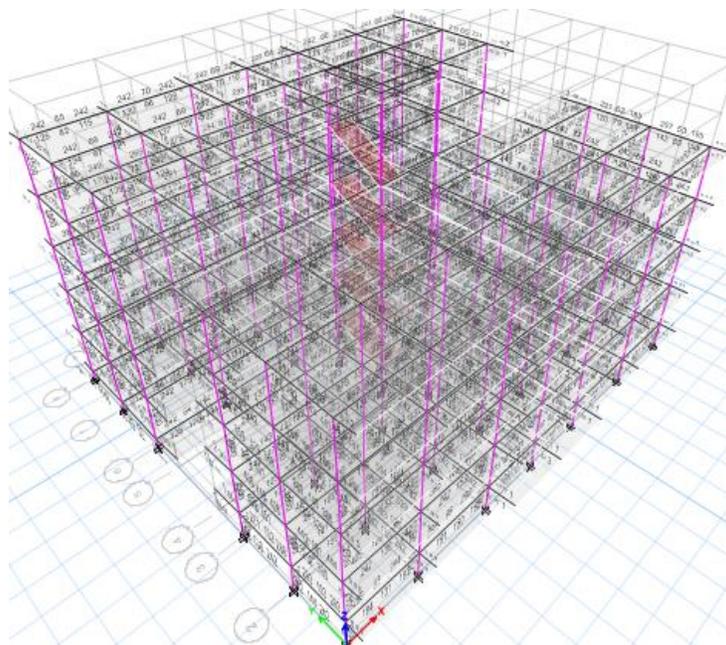


Figura 86. Ejecución del modelo matemático reforzado

5.9. Diagrama de Momentos

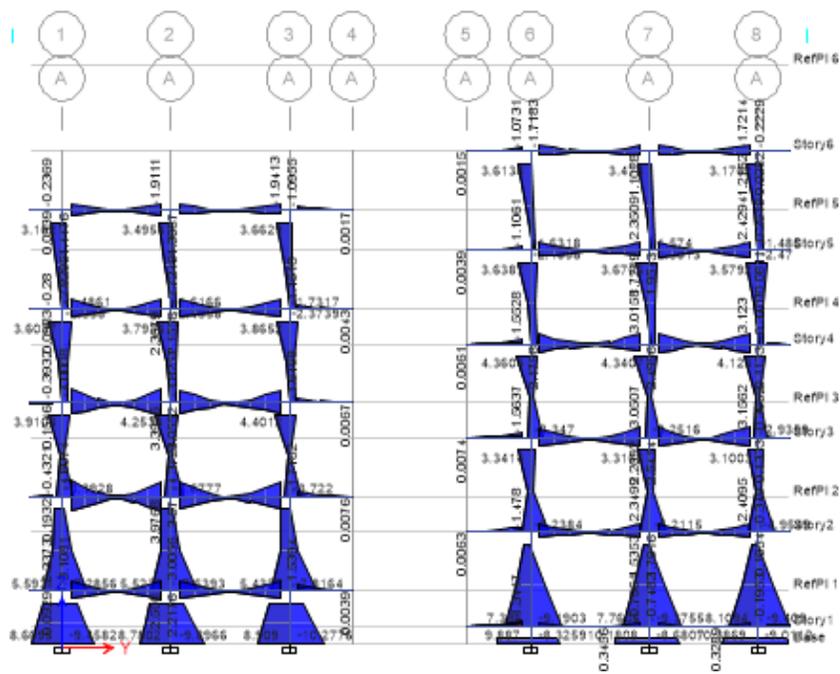


Figura 87. Diagrama de momentos Eje A

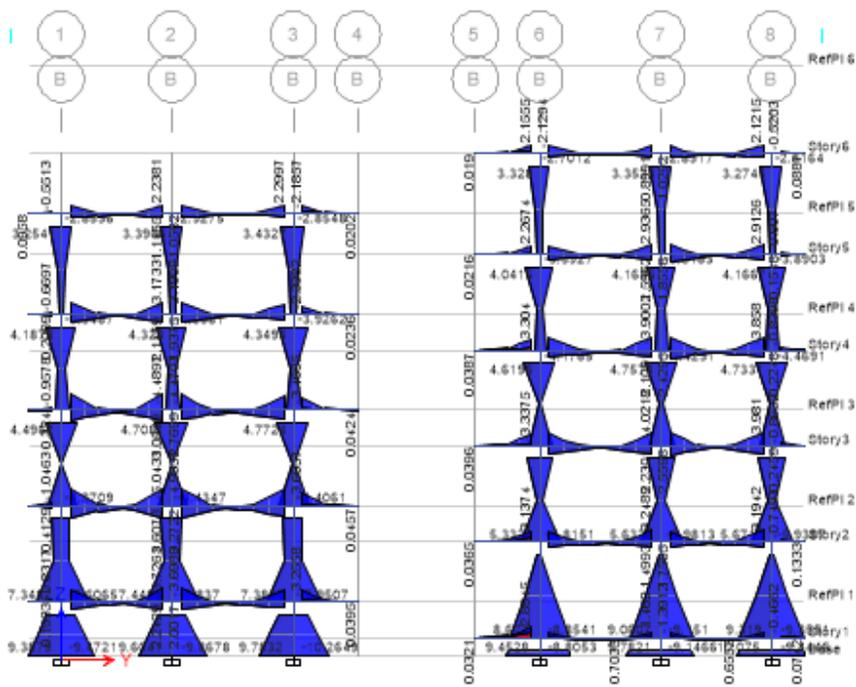


Figura 88. Diagrama de momentos Eje B

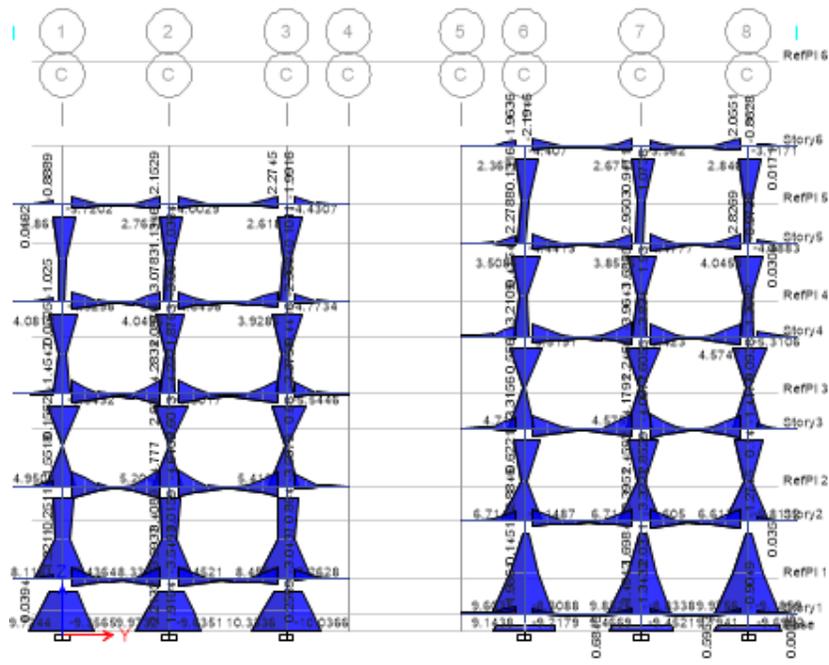


Figura 89. Diagrama de momentos Eje C

5.10. Diagrama de Fuerzas Cortantes

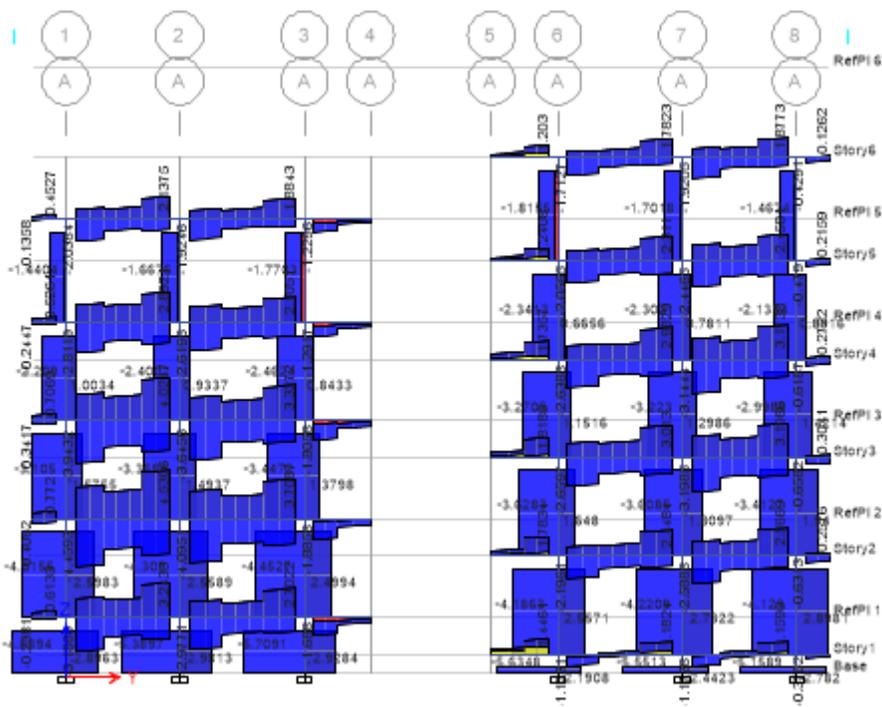


Figura 90. Diagrama de Fuerzas Cortantes Eje A

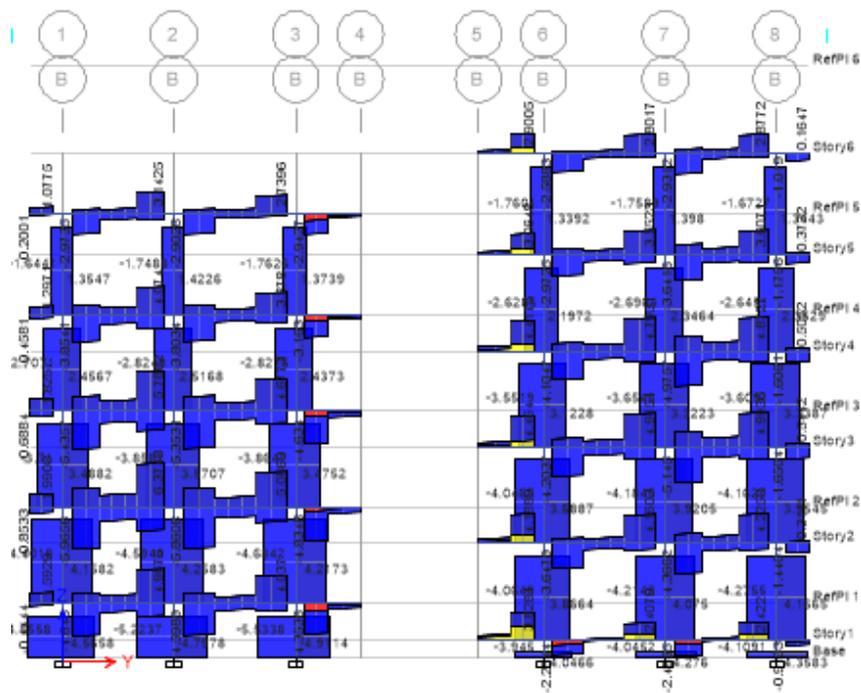


Figura 91. Diagrama de Fuerzas Cortantes Eje A

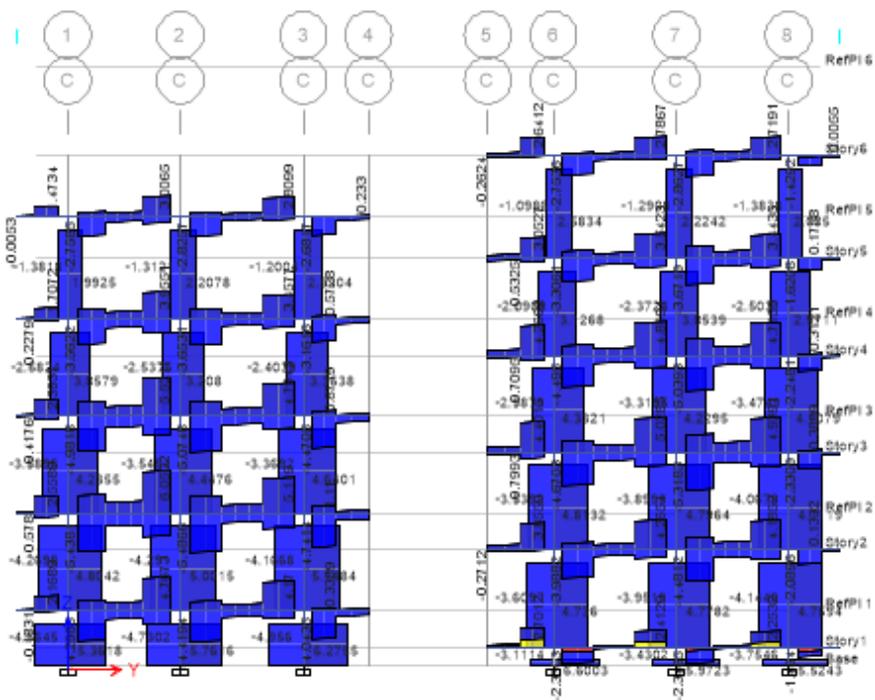


Figura 92. Diagrama de Fuerzas Cortantes Eje C

5.11. Cuantías

El diseño de las secciones transversales sometidas a cargas de flexión, ó cargas axiales, o a la combinación de ambas (flexo-compresión) debe basarse en el equilibrio y la compatibilidad de deformaciones, utilizando las hipótesis siguientes:

- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el hormigón deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro, excepto que, para las vigas de gran altura, que necesitan emplearse un análisis que considere una distribución no lineal de las deformaciones unitarias
- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del hormigón se supone igual a 0.003.
- La resistencia a la tracción del hormigón no debe considerarse en los cálculos de elementos de Hormigón reforzado sometidos a flexión y a carga axial
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el hormigón y la deformación unitaria en el hormigón se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que de origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos. Estos requisitos se satisfacen con una distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el hormigón, definida como sigue: o Un esfuerzo en el hormigón de $0.85f_c$ uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia $a = \beta_1 \cdot c$ de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión.

- La distancia desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro, c , se debe medir en dirección perpendicular al eje neutro.
- Para $f'c$ entre 17 y 28 MPa, el factor β_1 se debe tomar como 0.85. Para $f'c$ superior a 28 MPa, β_1 se debe disminuir en forma lineal a razón de 0.05 por cada 7 MPa de aumento sobre 28 MPa, sin embargo, β_1 no debe ser menor de 0.65. (NEC-SE-HM, 2015)

β_1 Factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro,

a Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos (mm)

c Distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro (mm)

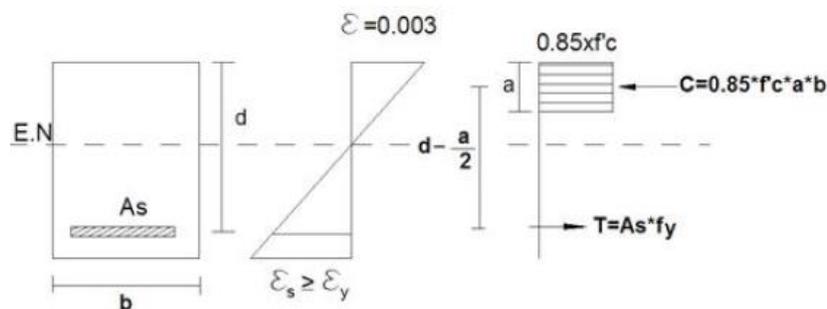


Figura 93. Esfuerzos y deformaciones en viga

5.11.1. Vigas

5.11.1.1. Cuantía mínima

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y}$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{4200 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\rho_{min} = 0.0033333$$

(NEC-SE-HM, 2015)

5.11.1.2. Cuantía máxima

$$\rho_{calculado} = 0.5 * \rho_b$$

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{0.003}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003}$$

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{210}{4200} * \frac{6000}{\frac{4200}{218819.7889} + 6000}$$

$$\rho_b = 0.036124$$

$$\rho_{calculado} = 0.5 * 0.036124$$

$$\rho_{calculado} = 0.01806$$

$$\rho_{max} = 0.025$$

(NEC-SE-HM, 2015)

5.11.2. Columna

5.11.2.1. Cuantía mínima

$$\rho_{min} = 1\% = 0.01$$

(NEC-SE-HM, 2015)

5.11.2.2. Cuantía máxima

$$\rho_{max} = 3\% = 0.03$$

(NEC-SE-HM, 2015)

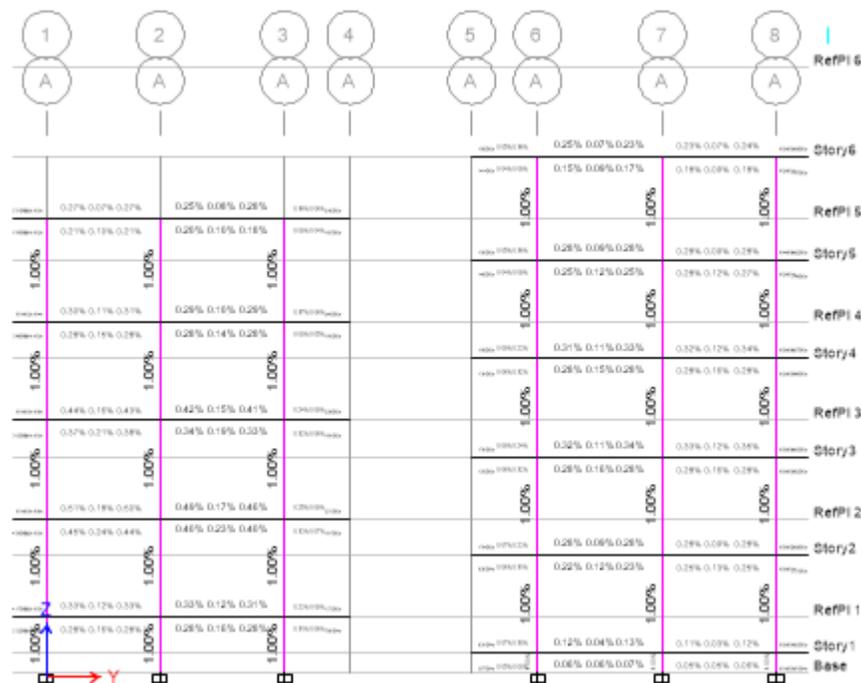


Figura 94. Chequeo de cuantías Eje A

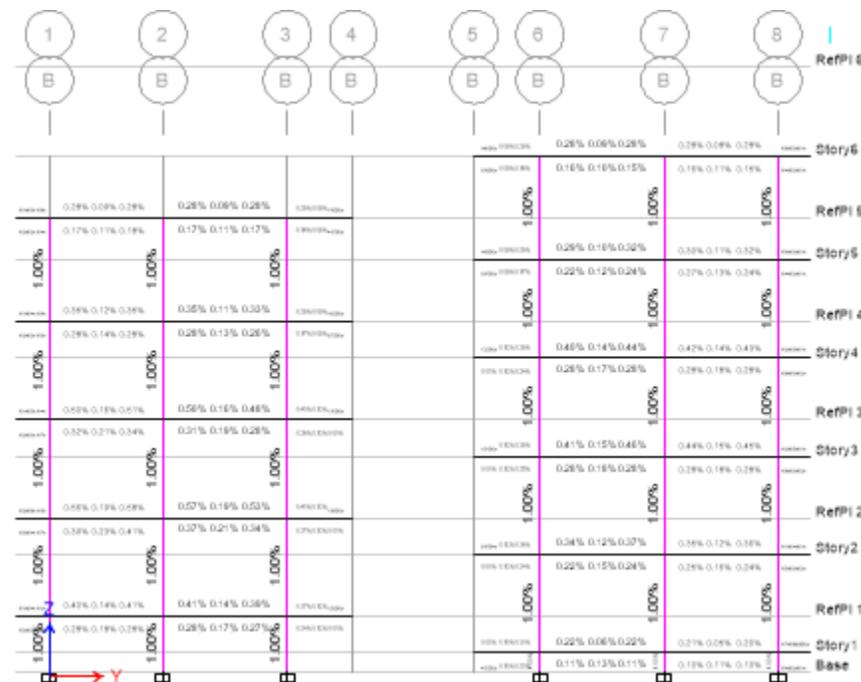


Figura 95. Chequeo de cuantías Eje B

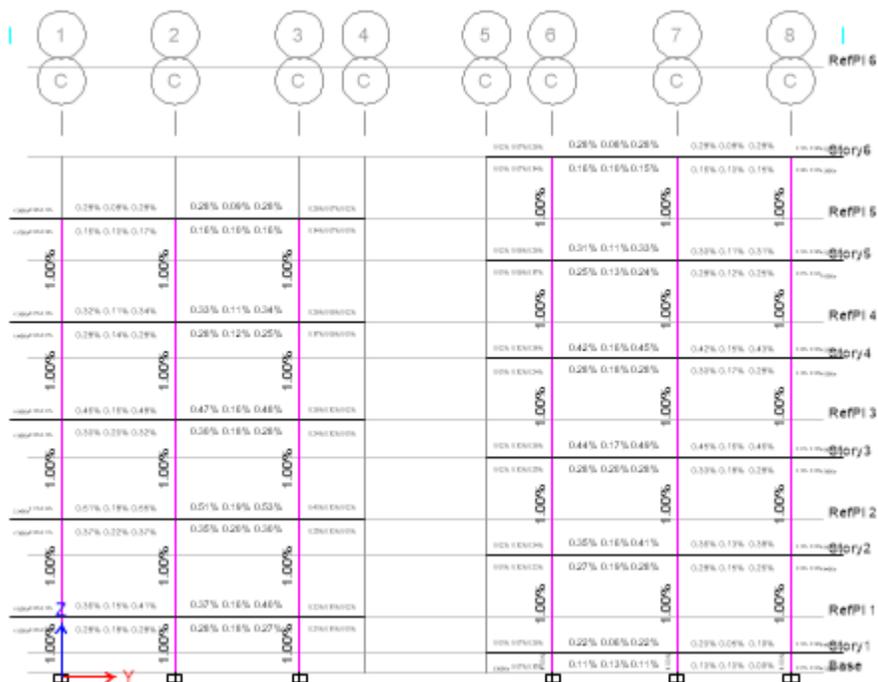


Figura 96. Chequeo de cuantías Eje C

5.12. Chequeo Columna Fuerte – Viga Débil

Se revisa que la capacidad de las columnas que llegan al nudo, sean mayor que 1.20 veces la capacidad de la viga.

En la figura se presenta dos valores por columna, que representan la relación: (Capacidad de Columna/Capacidad de Viga), en cada dirección principal de análisis, “X” y “Y”

Para que se cumpla esta revisión, todos los valores deberían ser mayores que 1.20. Sin embargo, si las columnas muestran un mensaje N/C. Esto indica que la relación entre: la sumatoria de la capacidad de la columna y la capacidad de las vigas es menor que 1.20 y no cumple este requerimiento.

Se puede esperar que las columnas del último piso tengan N/C, ya que las columnas del último piso normalmente son las últimas que fluyen. Razón por la cual se acepta la revisión de columna fuerte – viga débil para este pórtilo.

Otra salida de resultados del análisis estructural que se podría mostrar es O/S. En este caso el valor es aceptado cuando es menor a 1.00. Nuevamente aparece un mensaje O/S en dos columnas de cubierta. Esto indica que la relación entre: 1.2 de la sumatoria de la capacidad de la viga y la capacidad de la columna es mayor a 1.00.

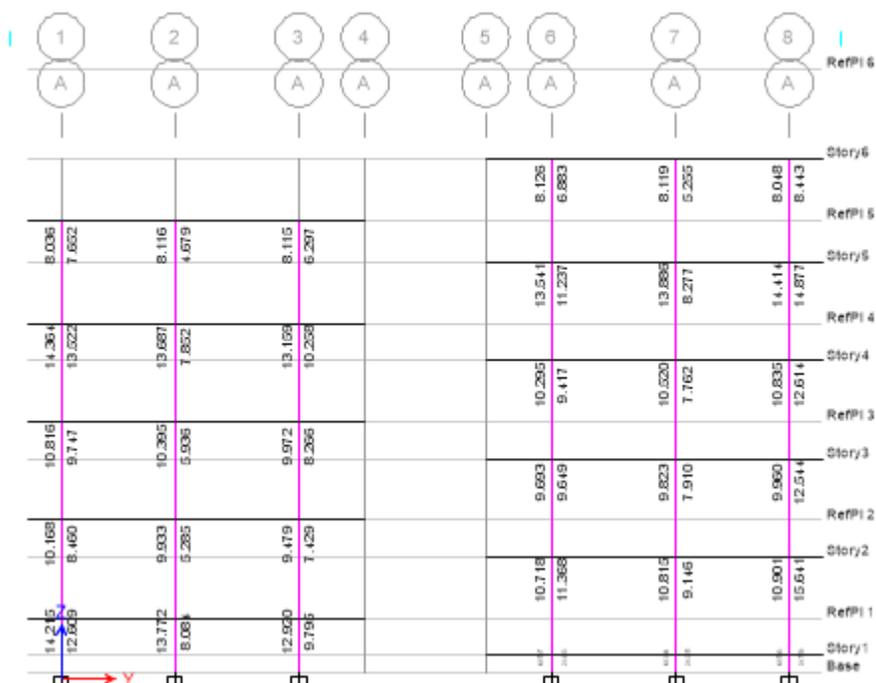


Figura 97. Chequeo Columna Fuerte/Viga Débil Eje A

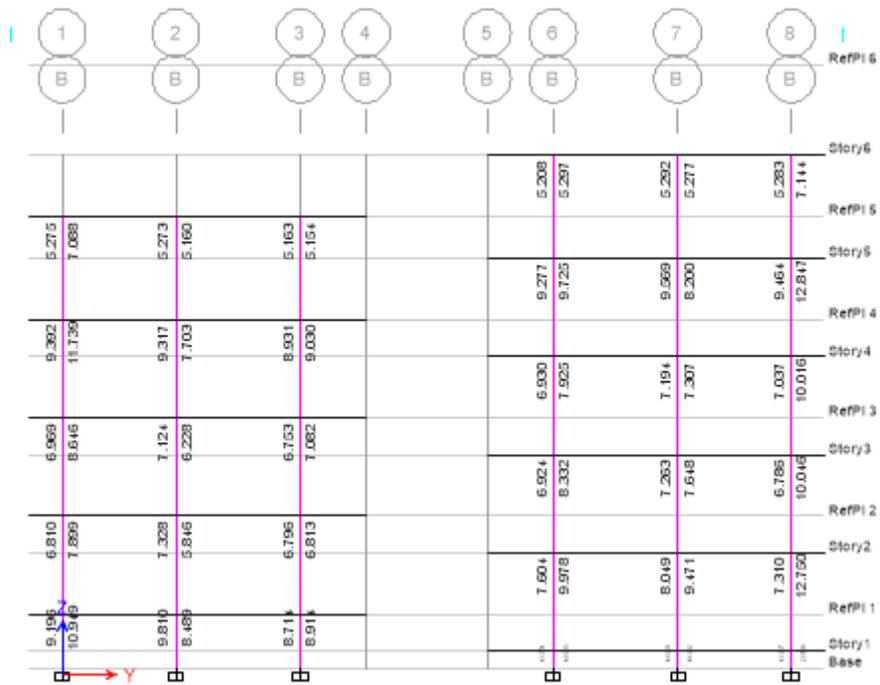


Figura 98. Chequeo Columna Fuerte/Viga Débil Eje A

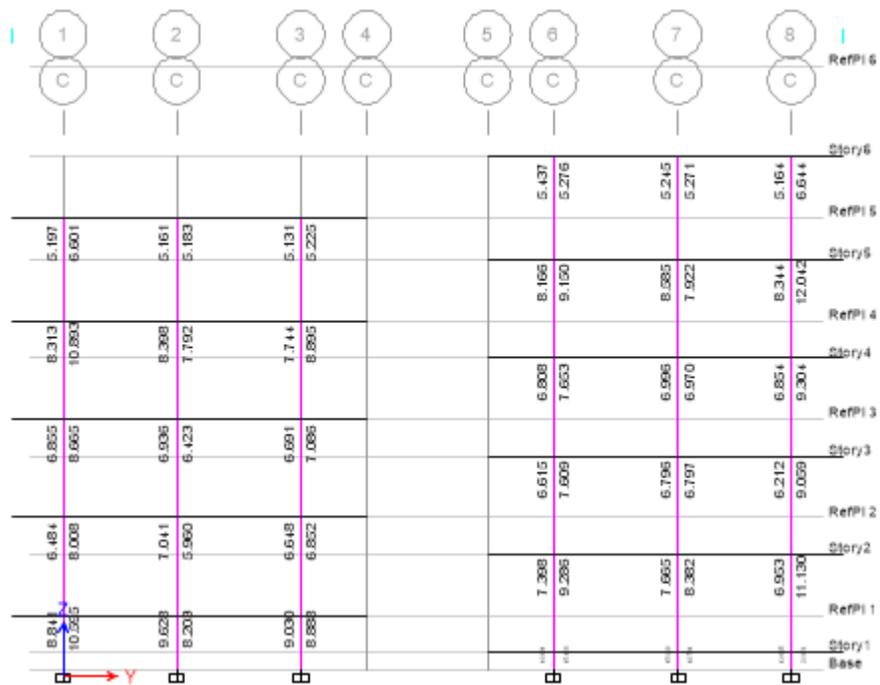
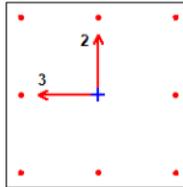


Figura 99. Chequeo Columna Fuerte/Viga Débil Eje A

5.13. Diseño de la columna C6

ACI 318-14 Column Section Design



Column Element Details (Summary)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (mm)	LLRF	Type
Story1	C7	42	Columna 50x50cm	Envolvente	150	500	0.511	Sway Special

Section Properties

b (mm)	h (mm)	dc (mm)	Cover (Torsion) (mm)
500	500	40	12.3

Material Properties

E_c (kgf/mm ²)	f'_c (kgf/mm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (kgf/mm ²)	f_{ys} (kgf/mm ²)
2188.2	2.1	1	42.18	42.18

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_{CTied}	$\Phi_{CSpiral}$	Φ_{Vns}	Φ_{Vs}	Φ_{Vjoint}	Ω_0
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85	2

Axial Force and Biaxial Moment Design For P_u , M_{u2} , M_{u3}

Design P_u tonf	Design M_{u2} tonf-m	Design M_{u3} tonf-m	Minimum M2 tonf-m	Minimum M3 tonf-m	Rebar Area mm ²	Rebar % %
43.1047	-6.3052	-8.8854	1.3035	1.3035	2500	1

Axial Force and Biaxial Moment Factors

	C_m Factor Unitless	δ_{ns} Factor Unitless	δ_s Factor Unitless	K Factor Unitless	Effective Length mm
Major Bend(M3)	1	1.000057	1	1	150
Minor Bend(M2)	1	1.000057	1	1	150

Shear Design for V_{u2} , V_{u3}

	Shear V_u tonf	Shear ΦV_c tonf	Shear ΦV_s tonf	Shear ΦV_p tonf	Rebar A_v/s mm ² /m
Major, V_{u2}	6.6003	13.1943	4.8512	3.1345	416.67
Minor, V_{u3}	3.1226	13.1943	0	3.1046	0

Joint Shear Check/Design

	Joint Shear Force tonf	Shear $V_{u,Top}$ tonf	Shear $V_{u,Tot}$ tonf	Shear ΦV_c tonf	Joint Area mm²	Shear Ratio Unitless
Major Shear, V_{u2}	0	3.1345	14.7822	97.9826	250000	0.151
Minor Shear, V_{u3}	0	3.1046	14.6411	97.9826	250000	0.149

(6/5) Beam/Column Capacity Ratio

Major Ratio	Minor Ratio
0.08	0.079

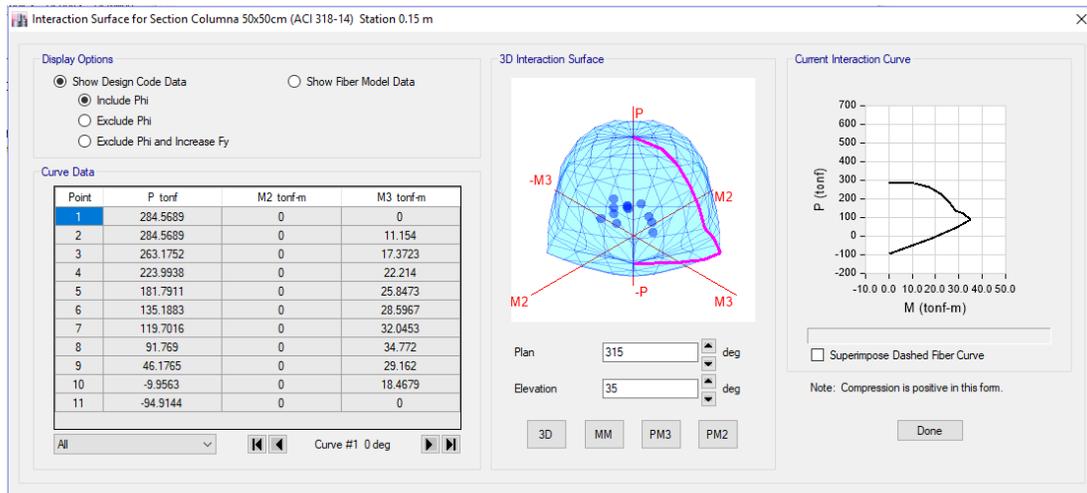
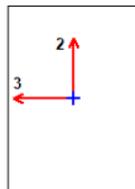


Figura 100. Diagrama Momento - Curvatura

5.14. Diseño de la Viga (Piso 1 Ejes C6 a C7)

ACI 318-14 Beam Section Design



Beam Element Details (Summary)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (mm)	LLRF	Type
Story1	B6	307	Viga 25x35cm	Envolvente	3150	3400	1	Sway Special

Section Properties

b (mm)	h (mm)	b _f (mm)	d _s (mm)	d _{st} (mm)	d _{cb} (mm)
250	350	250	0	60	60

Material Properties

E _c (kgf/mm ²)	f' _c (kgf/mm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (kgf/mm ²)	f _{ys} (kgf/mm ²)
2188.2	2.1	1	42.18	42.18

Design Code Parameters

Φ _T	Φ _{CTied}	Φ _{CSpiral}	Φ _{Vns}	Φ _{Vs}	Φ _{Vjoint}
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}

	Design -Moment tonf-m	Design +Moment tonf-m	-Moment Rebar mm ²	+Moment Rebar mm ²	Minimum Rebar mm ²	Required Rebar mm ²
Top (+2 Axis)	-1.4912		141	0	189	189
Bottom (-2 Axis)		0.7456	0	71	95	95

Shear Force and Reinforcement for Shear, V_{u2}

Shear V _{u2} tonf	Shear ΦV _c tonf	Shear ΦV _s tonf	Shear V _p tonf	Rebar A _v /S mm ² /m
0.7536	0	0.7536	1.4468	102.67

Torsion Force and Torsion Reinforcement for Torsion, T_u

Φ* T _u tonf-m	T _{th} tonf-m	T _{cr} tonf-m	Area A _o mm ²	Perimeter, p _h mm	Rebar A _t /s mm ² /m	Rebar A _t mm ²
0.0147	0.1842	0.7367	35753.7	844.4	0	0

5.15. Control de derivas

La deriva máxima inelástica ΔM de cada piso debe calcularse mediante:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Δ_M Deriva máxima inelástica

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

R Factor de reducción de resistencia

Regla: Δ_M no puede superar los valores establecidos en la **Tabla 7**, los cuales deben satisfacerse en todas las columnas del edificio.

$$\Delta_M < \Delta_M \text{ máxima}$$

Δ_M Máxima se determina conforme a la sección 4.2.2

Tabla 39.
Control de derivas

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z		Control
					m	m	m		
Story6	Sismo X 1	X	0.00091	107	0	20.8	14.2	0.55%	Pasa
Story6	Sismo X 2	X	0.00091	107	0	20.8	14.2	0.55%	Pasa
Story6	Sismo X 3	X	0.00091	107	0	20.8	14.2	0.55%	Pasa
Story6	Sismo Y 1	Y	0.001039	21	23.7	19.9	14.2	0.62%	Pasa
Story6	Sismo Y 2	Y	0.001039	21	23.7	19.9	14.2	0.62%	Pasa
Story6	Sismo Y 3	Y	0.001039	21	23.7	19.9	14.2	0.62%	Pasa
Story5	Sismo X 1	X	0.00133	117	23.7	20.8	11.37	0.80%	Pasa
Story5	Sismo X 2	X	0.00133	117	23.7	20.8	11.37	0.80%	Pasa
Story5	Sismo X 3	X	0.00133	117	23.7	20.8	11.37	0.80%	Pasa
Story5	Sismo Y 1	Y	0.001526	20	23.7	16.8	11.37	0.92%	Pasa
Story5	Sismo Y 2	Y	0.001526	20	23.7	16.8	11.37	0.92%	Pasa
Story5	Sismo Y 3	Y	0.001526	20	23.7	16.8	11.37	0.92%	Pasa
Story4	Sismo X 1	X	0.00169	117	23.7	20.8	8.69	1.01%	Pasa
Story4	Sismo X 2	X	0.00169	117	23.7	20.8	8.69	1.01%	Pasa
Story4	Sismo X 3	X	0.00169	117	23.7	20.8	8.69	1.01%	Pasa
Story4	Sismo Y 1	Y	0.001929	59	23.7	11.6	8.69	1.16%	Pasa
Story4	Sismo Y 2	Y	0.001929	59	23.7	11.6	8.69	1.16%	Pasa

Story4	Sismo Y 3	Y	0.001929	59	23.7	11.6	8.69	1.16%	Pasa
Story3	Sismo X 1	X	0.001765	107	0	20.8	6.01	1.06%	Pasa
CONTINÚA →									
Story3	Sismo X 2	X	0.001765	107	0	20.8	6.01	1.06%	Pasa
Story3	Sismo X 3	X	0.001765	107	0	20.8	6.01	1.06%	Pasa
Story3	Sismo Y 1	Y	0.001953	59	23.7	11.6	6.01	1.17%	Pasa
Story3	Sismo Y 2	Y	0.001953	59	23.7	11.6	6.01	1.17%	Pasa
Story3	Sismo Y 3	Y	0.001953	59	23.7	11.6	6.01	1.17%	Pasa
Story2	Sismo X 1	X	0.001165	107	0	20.8	3.33	0.70%	Pasa
Story2	Sismo X 2	X	0.001165	107	0	20.8	3.33	0.70%	Pasa
Story2	Sismo X 3	X	0.001165	107	0	20.8	3.33	0.70%	Pasa
Story2	Sismo Y 1	Y	0.001221	20	23.7	16.8	3.33	0.73%	Pasa
Story2	Sismo Y 2	Y	0.001221	20	23.7	16.8	3.33	0.73%	Pasa
Story2	Sismo Y 3	Y	0.001221	20	23.7	16.8	3.33	0.73%	Pasa
Story1	Sismo X 1	X	0.000249	25	13.55	11.6	0.65	0.15%	Pasa
Story1	Sismo X 2	X	0.000249	25	13.55	11.6	0.65	0.15%	Pasa
Story1	Sismo X 3	X	0.000249	25	13.55	11.6	0.65	0.15%	Pasa
Story1	Sismo Y 1	Y	0.000239	20	23.7	16.8	0.65	0.14%	Pasa
Story1	Sismo Y 2	Y	0.000239	20	23.7	16.8	0.65	0.14%	Pasa
Story1	Sismo Y 3	Y	0.000239	20	23.7	16.8	0.65	0.14%	Pasa

5.16. Modos de vibración

Se chequea los tres primeros modos de vibración, Modo 1 (Desplazamiento en X), Modo 2 (Desplazamiento en Y), Modo 3 (Rotación).

Modal Participating Mass Ratios												
1 de 12 Reload Apply												
	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ
▶	Modal	1	0,651	0	0,6951	0	0	0,6951	0	0,3076	0	0
	Modal	2	0,638	0,6748	0	0	0,6748	0,6951	0	0	0,2937	0,0235
	Modal	3	0,576	0,0235	0	0	0,6983	0,6951	0	0	0,0102	0,6761
	Modal	4	0,191	0	0,1025	0	0,6983	0,7976	0	0,2898	0	0

Figura 101. Modos de vibración

5.17. Ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico

El valor del cortante dinámico total en la base obtenida por cualquier método de análisis dinámico no debe ser:

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

5.17.1. Cortante basal (Método Estático)

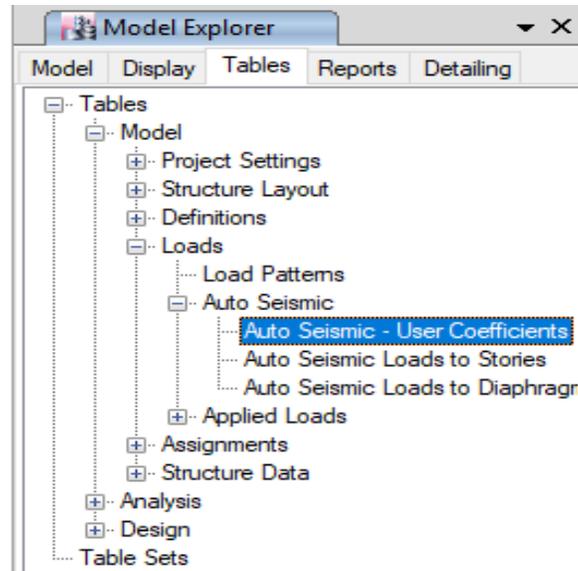


Figura 102. Ubicación de resultados del cortante basal (Método Estático)

The screenshot shows the 'Auto Seismic - User Coefficients' table with the following data:

	Load Pattern	Type	Direction	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
▶	Sismo x	Seismic	X	Story6	Base	0.1	1.12	1057.9937	105.7994
	Sismo y	Seismic	Y	Story6	Base	0.1	1.12	1057.9937	105.7994

Figura 103. Cortante basal (Método Estático)

5.17.2. Cortante basal (Método Dinámico)

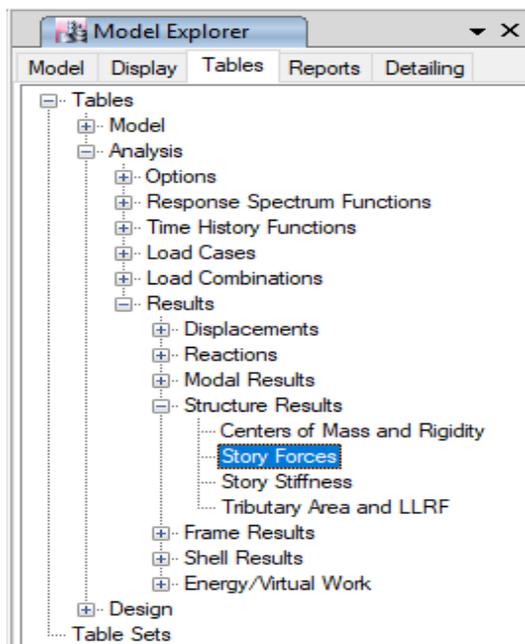


Figura 104. Ubicación de resultados del cortante basal (Método Dinámico)

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Story1	Spectrum Max	Top	0	109.3871	110.7573	1393.9818	1001.1531	986.1663
Story1	Spectrum Max	Bottom	0	109.3871	110.7573	1393.9818	1078.0616	1062.1453

Figura 105. Cortante basal (Método Dinámico)

Tabla 40.
Resumen Cortantes Basales

Método Estático	Sismo X (T)	105.7994
	Sismo Y (T)	105.7994
Método Dinámico	Espectro X (T)	109.3871
	Espectro Y (T)	110.7573

Cortante Basal Dinámico > 0.85 * Cortante Basal Estático

$$109.3871 > 0.85 * 105.7994$$

$$109.3871 > 89.9295$$

Cumple

5.18. Lineamientos para constituir los armados longitudinales y transversales de las secciones

5.18.1. Vigas

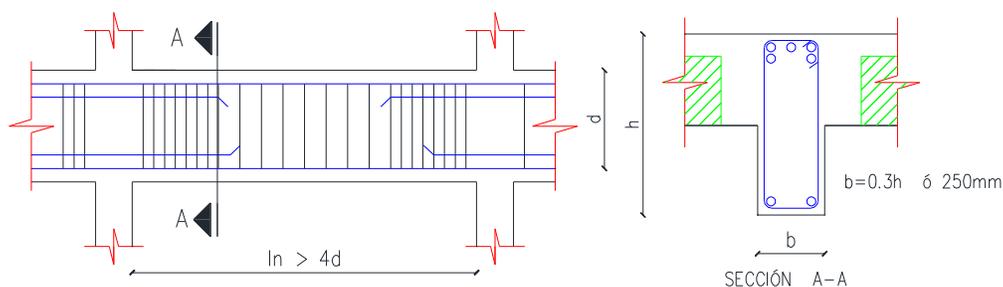


Figura 106. Características de los elementos a flexión
Fuente: (NEC-2015, Capítulo “Hormigón Armado” pág. 44, Figura 2)

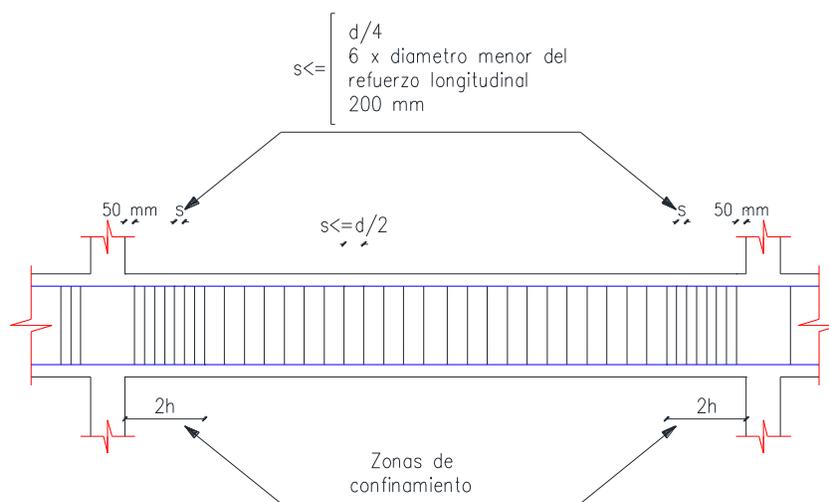


Figura 107. Separación de estribos
Fuente: (NEC-2015, Capítulo “Hormigón Armado” pág. 49, Figura 6)

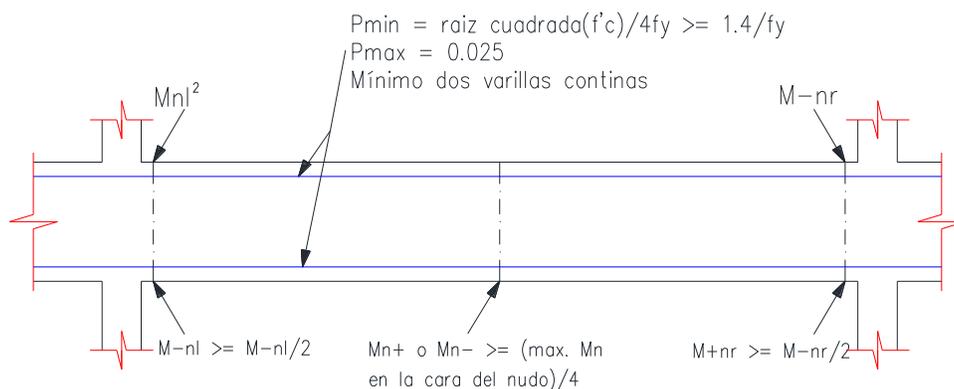


Figura 108. Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexión
 Fuente: (NEC-2015, Capítulo “Hormigón Armado” pág. 46, Figura 3)

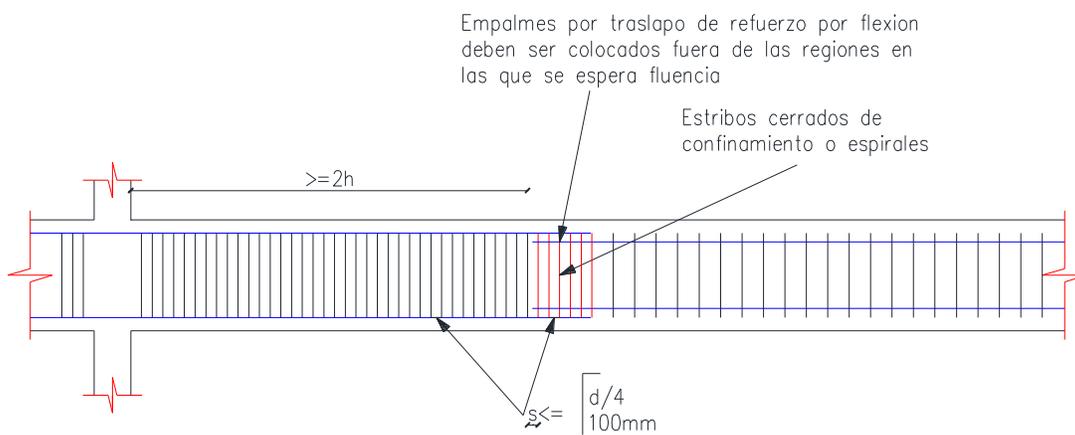


Figura 109. Confinamiento en traslape de varillas de refuerzo longitudinal
 Fuente: (NEC-2015, Capítulo “Hormigón Armado” pág. 48, Figura 5)

Tabla 41.

Recubrimiento especificado para elementos de concreto contruidos en sitio no pre esforzados

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento especificado, mm
Construido contra el suelo y permanentemente en contacto con el	Todos	Todos	75
		Barras No. 19 a No. 57	50
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Todos	Barra No. 16, alambre MW200 o MD200 y menores	40
		Barras No. 43 y No. 57	40
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	Barra No. 36 y menores	20
	Vigas, columnas pedestales y amarres a tracción	Armadura principal estribos, espirales y estribos cerrados para confinamiento	40

5.19. Proceso constructivo del reforzamiento de vigas

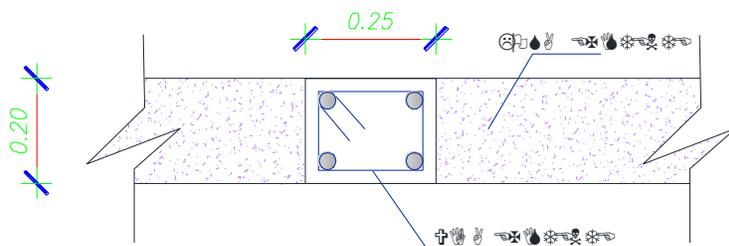


Figura 110. Corte Losa viga existente

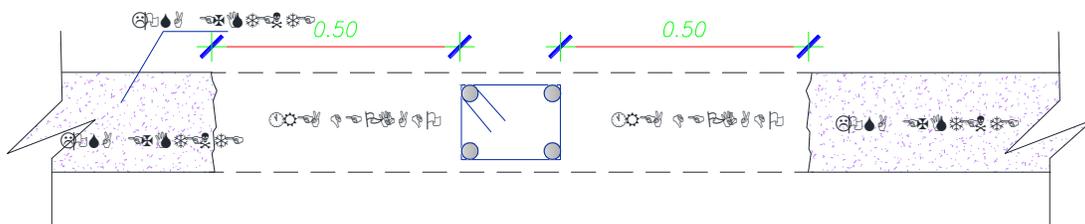


Figura 111. Picado viga existente

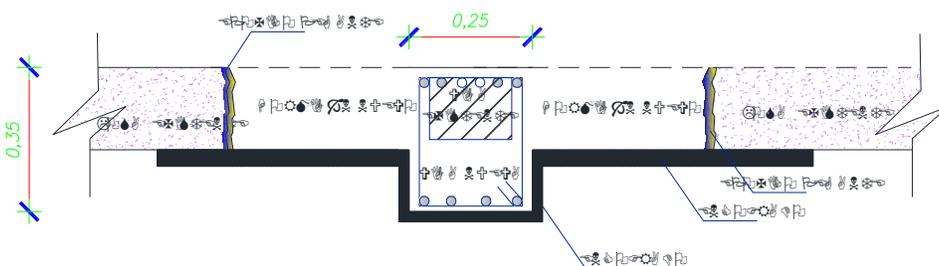


Figura 112. Armado viga existente

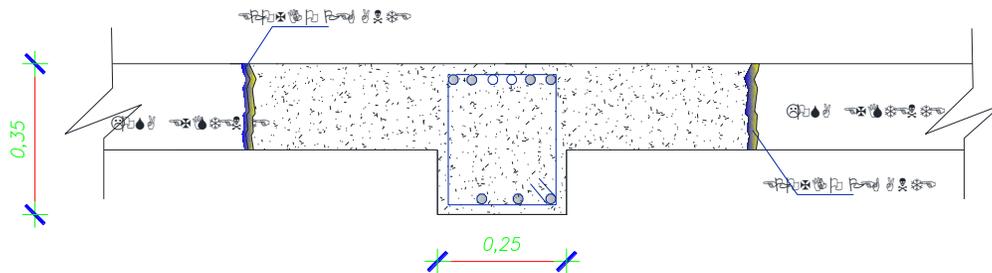


Figura 113. Acabado final viga nueva

Tabla 42.
Resumen vigas

BLOQUE	EJE	TIPO
	A	IV
	B	IV
	C	VI
	E	VI
B	G	VI
	H	IV
	I	IV
	6	II
	7	II
	8	II
	A	III
	B	III
	C	V
	E	V
A	G	V
	H	III
	I	III
	1	I
	2	I
	3	I
	D	VII
GRADAS	F	VII
	4	VII

Tabla 43.
Vigas Tipo

TIPO	DIM	As	Av
I	25 x 35	8 ϕ 18 mm Mc 200, 201 2 ϕ 18 mm Mc 202, 203, 204, 205	1 EST. ϕ 10 mm Mc 210 @5, 10, 15
II	25 x 35	4 ϕ 18 mm Mc 200, 201 1 ϕ 18 mm Mc 202, 203, 204, 205	1 EST. ϕ 10 mm Mc 210 @5, 10, 15
III	25 x 35	8 ϕ 18 mm Mc 206 2 ϕ 18 mm Mc 207, 208	1 EST. ϕ 10 mm Mc 210 @5, 10, 15
IV	25 x 35	4 ϕ 18 mm Mc 206 1 ϕ 18 mm Mc 207, 208	1 EST. ϕ 10 mm Mc 210 @5, 10, 15
V	25 x 35	8 ϕ 18 mm Mc 209 2 ϕ 18 mm Mc 207, 208	1 EST. ϕ 10 mm Mc 210 @5, 10, 15
VI	25 x 35	4 ϕ 18 mm Mc 209 1 ϕ 18 mm Mc 207, 208	1 EST. ϕ 10 mm Mc 210 @5, 10, 15
VII	30 X 50	6 ϕ 18 mm Mc 3	1 EST. ϕ 10 mm Mc 411 @10 cm

5.19.1. Columnas

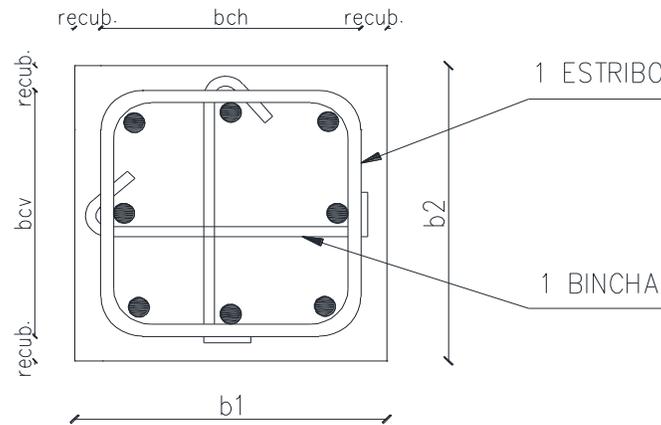


Figura 114. Sección tipo de columna 50x50 cm

5.19.1.1. Refuerzo Transversal

En los elementos en flexo-compresión se debe proporcionar un confinamiento especial según lo expuesto en el presente párrafo en una longitud L_0 medida a partir de la cara de cada nudo. La longitud L_0 no puede ser menor que:

- Una sexta parte de la luz libre del elemento.

$$L_0 = \frac{(2680 - 500) \text{ mm}}{6} = 363.33 \text{ mm}$$

- La máxima dimensión de su sección transversal.

$$L_0 = 500 \text{ mm}$$

- 450 mm.

Asumimos una zona de confinamiento $L_0 = 500 \text{ mm}$

5.19.1.2. Separación

La separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal del elemento no debe exceder la

menor de:

- La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento.

$$s_0 = \frac{500 \text{ mm}}{4} = 125 \text{ mm}$$

- Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor.

$$s_0 = 6 * 20 \text{ mm} = 120 \text{ mm}$$

- S_0 , definido por:

$$S_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) [\text{mm}]$$

$$S_0 = 100 + \left(\frac{350 - 210}{3} \right) = 146.67 \text{ mm}$$

S_0 = Espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal dentro de una longitud L_0 (mm); S_0 no debe ser mayor a 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.

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

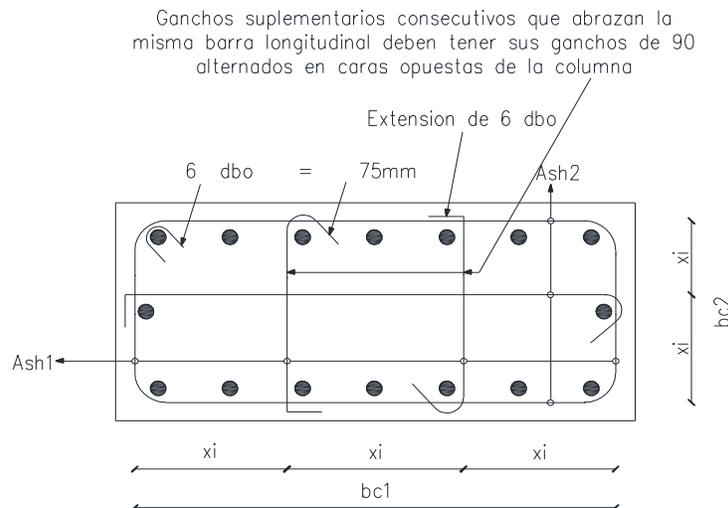


Figura 115. Refuerzo transversal en columnas
Fuente: (NEC-2015, Capítulo "Hormigón Armado" pág. 57, Figura 10)

5.19.1.3. Separación entre estribos

- La separación, s máxima del refuerzo en espiral o entre estribos, no debe exceder de seis veces el diámetro menor del refuerzo longitudinal, ni tampoco 100mm en L_0 .
- En las regiones fuera de L_0 , la separación s máxima del refuerzo en espiral o entre estribos, no debe exceder de seis veces el diámetro menor del refuerzo longitudinal, o tampoco 150 mm.
- Cuando una dimensión del elemento sea 500 mm o superior se debe colocar varillas longitudinales con amarres suplementarios separados no más $dex_i = 350\text{mm}$ en la dirección perpendicular al eje longitudinal del elemento. (NEC-SE-HM, 2015)

La siguiente figura indica requisitos que se deben cumplir para el amarre y confinamiento del refuerzo principal longitudinal. Adicionalmente se representa la dimensión x_i ; esta dimensión es igual tanto para dex_i y h_x . Hay que tomar en cuenta que estas dimensiones van de centro a centro.

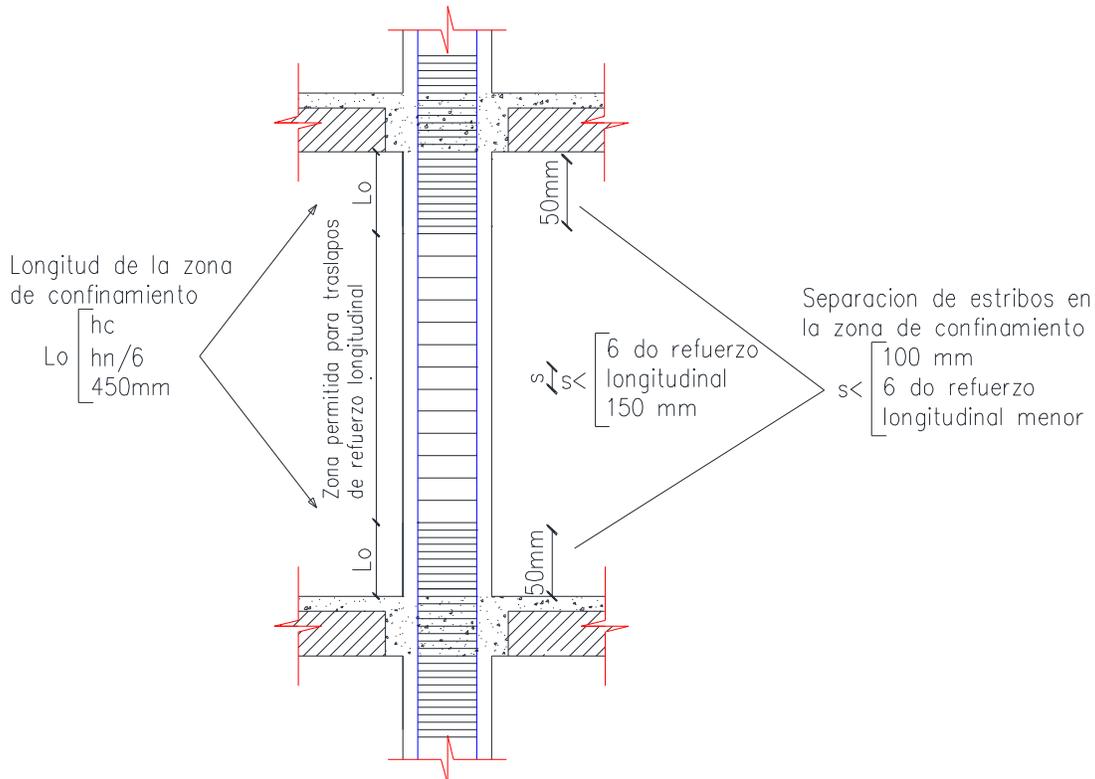


Figura 116. Separación de estribos

Fuente: (NEC-2015, Capítulo "Hormigón Armado" pág. 55, Figura 9)

5.19.1.4. Columnas cortas

Cuando existan muros o paredes integrados a las columnas, que producen "columnas cortas" que sean parte del sistema estructural sismo resistente, se considera como altura libre de la "columna corta" el claro producido por las paredes interrumpidas. (NEC-SE-HM, 2015)

Son casos no deseables. En caso de que sean inevitables, los requisitos de diseño son los siguientes:

- Se disminuirá el espaciamiento máximo entre los estribos a 4 veces el diámetro de la varilla longitudinal ($S \leq 4db$) sin exceder de 100 mm, en toda la altura de la "columna corta".

- Se realizará un diseño por capacidad de estos elementos. Además de verificar la estabilidad y la capacidad de distorsión global del edificio sean similares a los de un edificio regular, de lo contrario no se emplearán estos elementos,
- Se deberá aplicar confinamiento especial, en toda la altura libre de la columna. Si esta fuera menor que cuatro veces la distancia transversal en la dirección de las fuerzas sísmicas, el valor ρ_s no puede ser menor que 0.01 y ninguna combinación de cargas puede producir fuerzas axiales mayores que $0.20 f'_c * A_g$. (NEC-SE-HM, 2015)

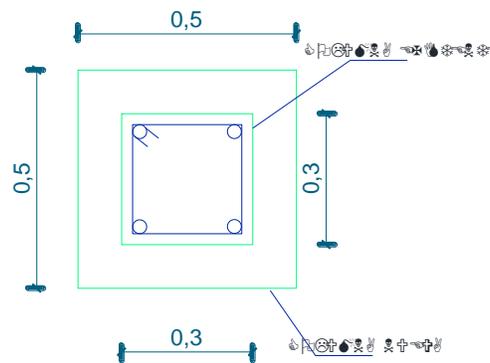


Figura 117. Vista en elevación de columna diseñada

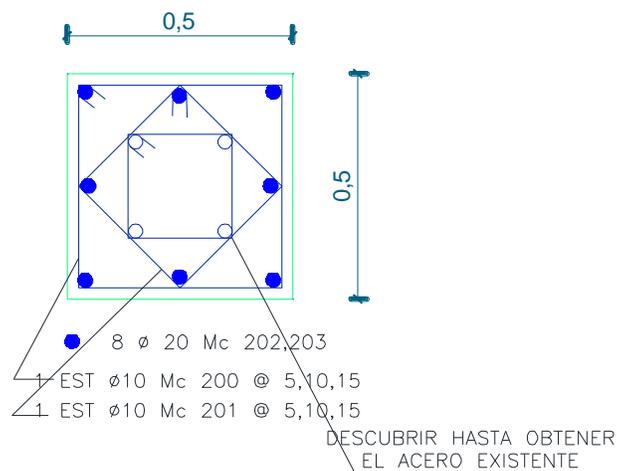


Figura 118. Vista en elevación de columna diseñada

Tabla 44.
Resumen de columnas

BLOQUE	UBICACION	TIPO
A	A1, A2, A3, B1, B2, B3, C1, C2, C3, E1, E2, E3, G1, G2, G3, H1, H2, H3, I1, I2, I3	I
B	A6, A7, A8, B6, B7, B8, C6, C7, C8, E6, E7, E8, G6, G7, G8, H6, H7, H8, I6, I7, I8	II
GRADA	D4, D5, F4, F5	III

Tabla 45.
Tipos de columnas

TIPO	Dim (cm)	As	Av
I	50 x 50	8 ϕ 20 mm Mc 202, 203	1 EST. ϕ 10 mm Mc 200 @5, 10, 15
			1 EST. ϕ 10 mm Mc 201 @5, 10, 15
II	50 x 50	8 ϕ 20 mm Mc 205	1 EST. ϕ 10 mm Mc 200 @5, 10, 15
			1 EST. ϕ 10 mm Mc 201 @5, 10, 15
III	50 x 50	8 ϕ 20 mm Mc 400,401,402,403	1 EST. ϕ 10 mm Mc 404 @5, 10, 15
			1 EST. ϕ 10 mm Mc 405 @5, 10, 15

TIPO	ANCHO (m)	Av	Torsion
I	1.50	2 ramales ϕ 10 mm @12 cm	2 ϕ 10 mm
II	1.60	2 ramales ϕ 10 mm @12 cm	2 ϕ 10 mm
III	2.00	2 ramales ϕ 10 mm @12 cm	2 ϕ 10 mm
IV	1.10	2 ramales ϕ 10 mm @12 cm	2 ϕ 10 mm

5.20. Diseño de las vigas de cimentación

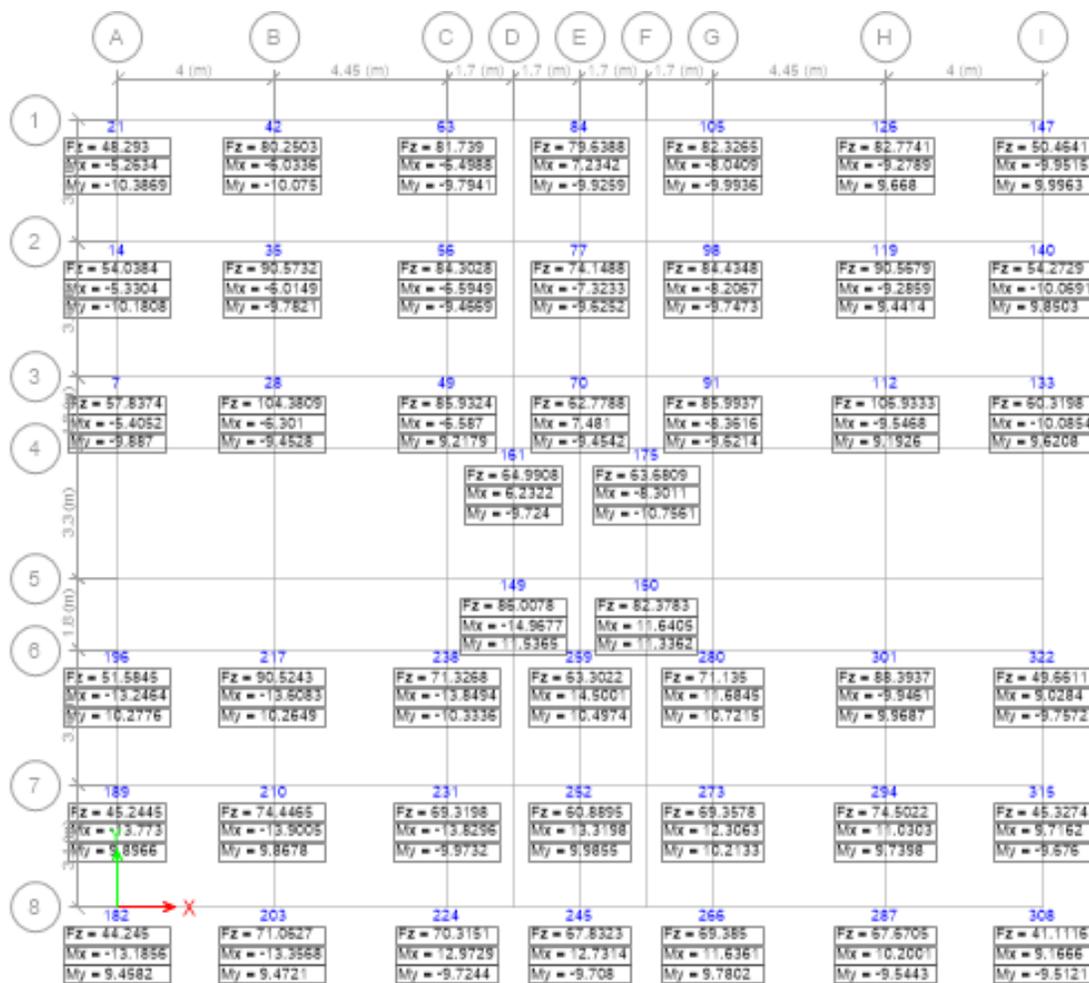


Figura 119. Cargas y momentos que llegan a la cimentación

Tabla 46.
Cargas y momentos que llegan a la cimentación

	Eje A	Eje B	Eje C	Eje E	Eje G	Eje H	Eje I	
P (T)	-48.29	-80.25	-81.74	-79.64	-82.33	-82.77	-50.46	
My (T-m)	Eje 1	-10.39	-10.08	-9.79	-9.93	-9.99	9.67	10.00
Mx (T-m)		-5.26	-6.03	-6.50	7.23	-8.04	-9.28	-9.95
P (T)	Eje 2	-54.04	-90.57	-84.30	-74.15	-84.43	-90.57	-54.27

CONTINUÍA →

My (T-m)		-10.18	-9.78	-9.47	-9.63	-9.75	9.44	9.85
Mx (T-m)		-5.33	-6.01	-6.59	-7.32	-8.21	-9.29	-10.07
P (T)	Eje 3	-57.84	-104.38	-85.93	-62.78	-85.99	-106.93	-60.32
My (T-m)		-9.89	-9.45	9.22	-9.45	-9.62	9.19	9.62
Mx (T-m)		-5.41	-6.30	-6.59	7.48	-8.36	-9.55	-10.09

$$\Sigma Lx = 3.00 * (4.00 + 4.45 + 3.40 + 3.40 + 4.45 + 4.00)$$

$$\Sigma Lx = 71.10m$$

$$\Sigma Ly = 7.00 * (3.10 + 3.40)$$

$$\Sigma Ly = 45.50m$$

$$fdx = \frac{\Sigma Lx}{\Sigma Lx + \Sigma Ly}$$

$$fdx = \frac{71.10}{71.10 + 45.50} = 0,61$$

$$fdy = \frac{\Sigma yx}{\Sigma Lx + \Sigma Ly}$$

$$fdy = \frac{45.50}{71.10 + 45.50} = 0,39$$

Se multiplican los factores por las cargas P para hacer la distribución

5.20.1. Distribución de cargas en el sentido x

Tabla 47.

Distribución de cargas en el sentido X

		Eje A	Eje B	Eje C	Eje D	Eje E	Eje F	Eje G
P (T)	Eje 1	-29.45	-48.93	-49.84	-48.56	-50.20	-50.47	-30.77
My (T-m)		-10.39	-10.08	-9.79	-9.93	-9.99	9.67	10.00
P (T)	Eje 2	-32.95	-55.23	-51.41	-45.21	-51.49	-55.23	-33.09

CONTINÚA →

My (T-m)		-10.18	-9.78	-9.47	-9.63	-9.75	9.44	9.85
P (T)	Eje 3	-35.27	-63.65	-52.40	-38.28	-52.44	-65.21	-36.78
My (T-m)		-9.89	-9.45	9.22	-9.45	-9.62	9.19	9.62

5.20.2. Distribución de cargas en el sentido Y

Tabla 48.

Distribución de cargas en el sentido Y

		Eje A	Eje B	Eje C	Eje D	Eje E	Eje F	Eje G
P (T)	Eje 1	-18.85	-31.32	-31.90	-31.08	-32.13	-32.30	-19.69
Mx (T-m)		-5.26	-6.03	-6.50	7.23	-8.04	-9.28	-9.95
P (T)	Eje 2	-21.09	-35.34	-32.90	-28.93	-32.95	-35.34	-21.18
Mx (T-m)		-5.33	-6.01	-6.59	-7.32	-8.21	-9.29	-10.07
P (T)	Eje 3	-22.57	-40.73	-33.53	-24.50	-33.56	-41.73	-23.54
Mx (T-m)		-5.41	-6.30	-6.59	7.48	-8.36	-9.55	-10.09

$$f'c = 210.00 \frac{kg}{cm^2}$$

$$fy = 4200.00 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_s = 10.00 \frac{T}{m^2}$$

5.20.3. Pre dimensionamiento viga de cimentación Eje A

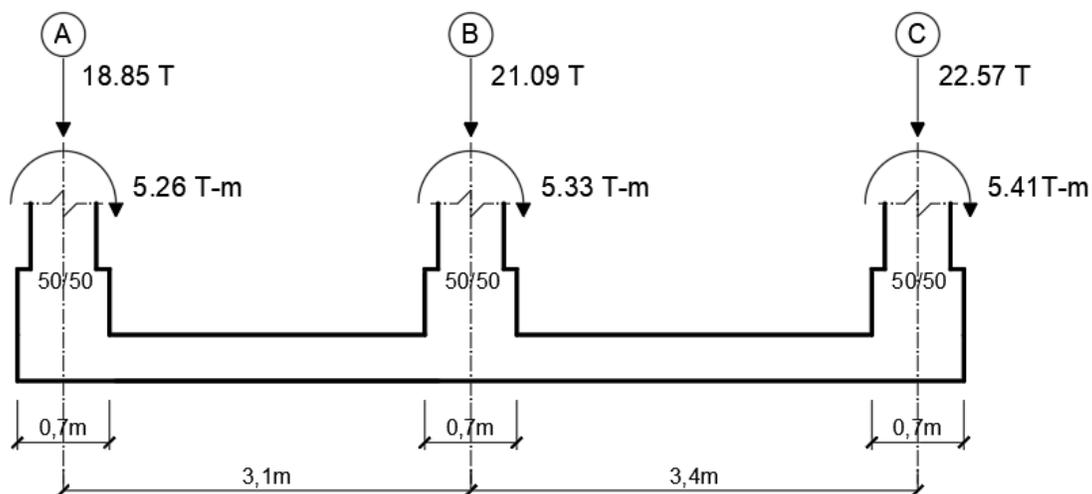


Figura 120. Cargas y momentos en viga de cimentación Eje A

5.20.4. Determinamos la posición de la resultante

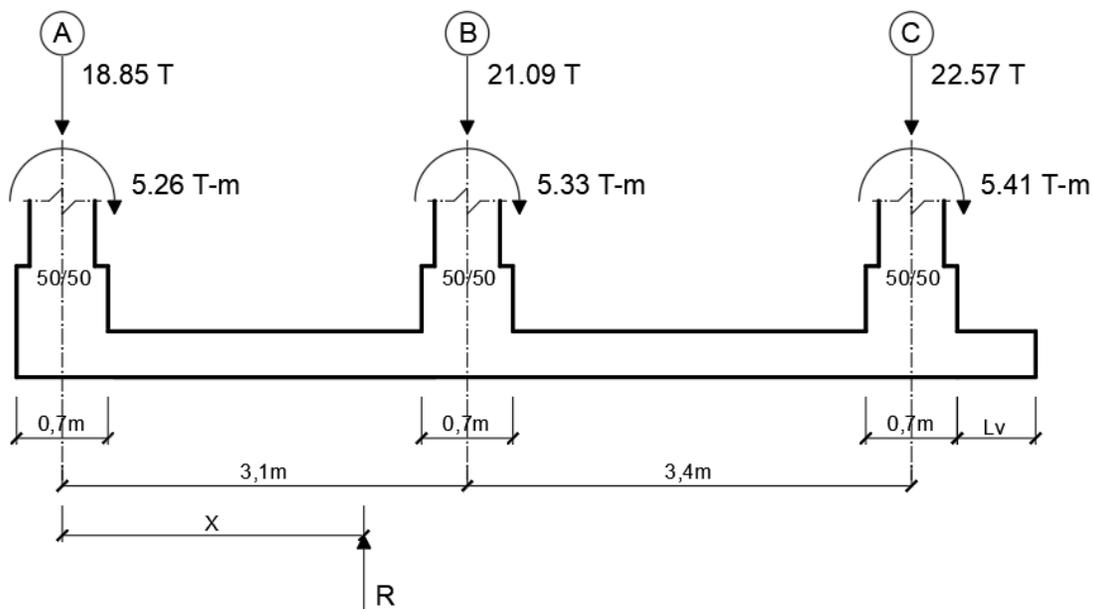


Figura 121. Ubicación de la resultante

$$\sum F_y = 0$$

$$-18.85 - 21.09 - 22.57 + R = 0$$

5.20.5. Área de fundación

En este caso como estamos trabajando con las cargas últimas debemos ocupar la siguiente formula:

$$P_u = R$$

$$P_u = 62.51 \text{ T}$$

$$A_f = \frac{P_u}{1.3 * \sigma_s}$$

Nota: No se divide para 1.30 ya que las cargas fueron tomadas de la envolvente del programa

$$A_f = \frac{62.51 \text{ T}}{10 \text{ T/m}^2}$$

$$A_f = 6.25 \text{ m}^2$$

$$L_{REAL} = L + \frac{\text{ancho col eje A}}{2} + 0.10 \text{ m} + \frac{\text{ancho col eje C}}{2} + 0.10 \text{ m} + Lv$$

$$L_{REAL} = 6.5 \text{ m} + \frac{0.50 \text{ m}}{2} + 0.10 \text{ m} + \frac{0.50 \text{ m}}{2} + 0.10 + 0.798 \text{ m}$$

$$L_{REAL} = 7.998 \text{ m}$$

5.20.6. Área de fundación adoptada

$$A_f = B \cdot L_{REAL}$$

$$4.81 \text{ m}^2 = B * 7.998 \text{ m}$$

$$B = 0,781 \text{ m}$$

Debido a que en las vigas de cimentación conviene que la viga le contenga a la columna vamos a asumir:

$$\text{Asumimos } B = 1,10 \text{ m}$$

$$A_{f\text{adoptada}} = 7.998 \times 1,10 \text{ m}^2$$

5.20.7. Factor de Mayoración

No tenemos factor de mayoración debido a q las cargas y momentos sacamos de la envolvente en el programa por lo tanto ya están mayoradas.

5.20.8. Presión neta del suelo

$$q_s = \frac{P_u}{B \cdot L_{REAL}} \mp \frac{6M}{B \cdot L_{REAL}^2}$$

$$M = M_1 + M_2 + M_3$$

$$M = -5.26 - 5.33 - 5.41$$

$$M = -16.00 \text{ T} - \text{m}$$

$$q_s = \frac{62.51 \text{ T}}{1,10 \times 7.998 \text{ m}^2} \mp \frac{6 * (-16)}{1,10 \times 7.998^2}$$

$$q_{s1} = 8.47 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} < \sigma_s \text{ OK}$$

$$q_{s2} = 5.74 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} < \sigma_s \text{ OK}$$

5.20.9. Tipo de viga utilizados en el reforzamiento

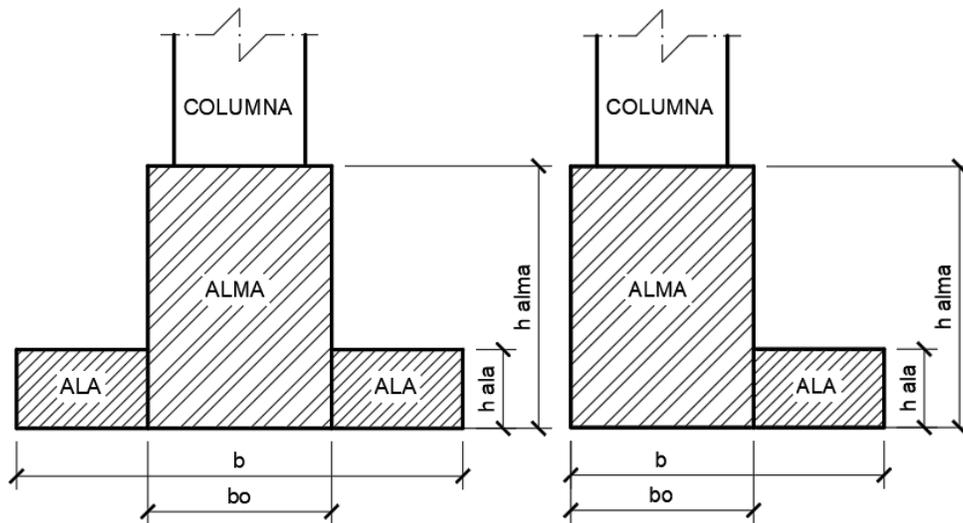


Figura 123. Viga Interior y viga de borde

5.20.10. Corte unidireccional

Es recomendable colocar 10.00 cm a cada lado de la columna, por lo tanto, el ancho del alma está limitada a tener un ancho mínimo de 70.00 cm

$$h \text{ ala} \leq 4b_o$$

$$h \text{ ala} \geq 30 \text{ cm}$$

$$h \text{ ala} \geq \frac{b_o}{2}$$

$$b_o > \text{Ancho de la Columna}$$

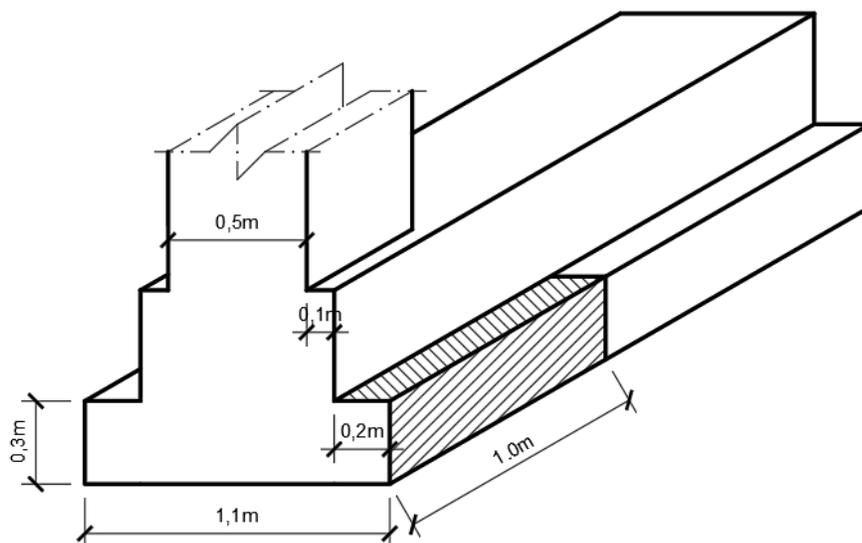


Figura 124. Corte unidireccional

$$v_p = 0.53\sqrt{fc}$$

$$v_p = 0.53\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} = 7.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$V = (Lv * 1.00)q_{smax}$$

$$V = (0.20 * 1.00)m^2 * 8.47 \text{ T/m}^2 = 1.694 \text{ T}$$

$$V_u = 1.3 * V$$

$$V_u = 1.3 * 1.694 \text{ T} = 2.20 \text{ T}$$

$$v_c = \frac{V_u}{\phi \cdot b \cdot d}$$

$$v_c = \frac{2.20 * 10^3 \text{ kg}}{(0.85 * 100 * d)cm^2}$$

Condición:

$$v_c \leq v_p$$

$$\text{Si: } v_c = v_p$$

$$7.68 \text{ kg/cm}^2 = \frac{2.20 * 10^3 \text{ kg}}{(0.85 * 100 * d) \text{ cm}^2}$$

$$d = 3.37 \text{ cm}$$

Debido a la condición $h \text{ ala} \geq 30 \text{ cm}$ asumo una altura $h \text{ ala} = 30 \text{ cm}$

$$d = 23.00 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento} = 7.00 \text{ cm}$$

$$h = 30.00 \text{ cm}$$

5.20.11. Verificación a una distancia d desde la cara del alma

Debido a que la longitud del volado es más pequeña que la altura efectiva d , no se realiza este chequeo, pero en las demás vigas de cimentación por sus debidos volados si es chequeada esta verificación.

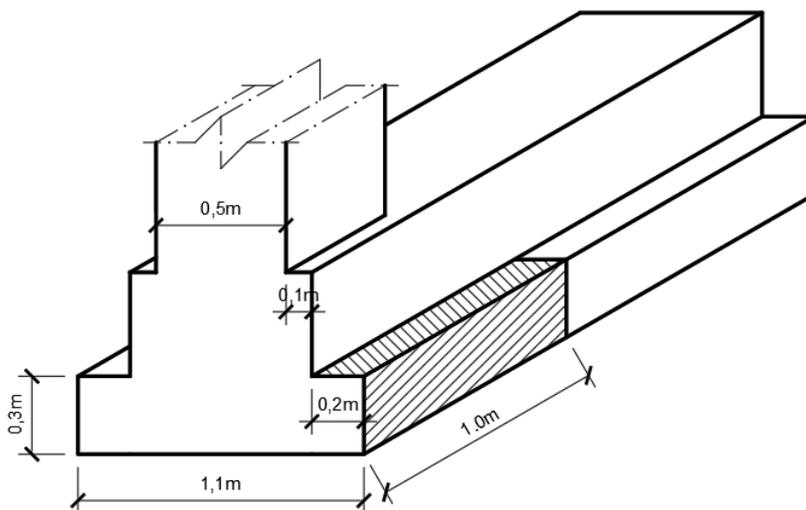


Figura 125. Corte unidireccional

$$d \text{ (altura efectiva)} = 0.23 \text{ m}$$

Nota: Como la altura efectiva es mayor a la longitud del volado no se puede hacer esta verificación.

$$v_p = 0.53\sqrt{f_c}$$

$$v_p = 0.53\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} = 7.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$V = ((Lv - d) * 1.00)q_{smax}$$

$$V_u = 1.3 * V$$

$$v_c = \frac{V_u}{\phi \cdot b \cdot d}$$

$$v_c < v_p \text{ OK}$$

5.20.12. Diseño a flexión

5.20.12.1. Armado Transversal de las alas

$$q_{smax} = q_{s1} = 8.47 \frac{T}{m^2}$$

$$M = q_{smax} \times \frac{L_v^2}{2} \times 1.00$$

$$M = 8.47 \times \frac{0.20^2}{2} \times 1.00 = 0.169 T - m$$

$$M_u = 1.3 * M$$

$$M_u = 1.3 * 0.169 T - m = 0.22 T - m$$

$$b \text{ longitudinal} = 100.00 \text{ cm}$$

$$h \text{ ala} = 30.00 \text{ cm}$$

$$d \text{ ala} = 23.00 \text{ cm}$$

$$\rho = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$\rho = 0,85 \frac{210 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.22 T - m}{0,85 * 0,9 * 2100 \frac{T}{m^2} * 1.00 \text{ m} * (0,23 \text{ m})^2}} \right)$$

$$\rho_{min} = 0.0033$$

$$\rho = 0,000110253 < \rho_{min}$$

$$A_s = \rho_{min} * b * d$$

$$A_s = 0,0033 * 100 \text{ cm} * 23 \text{ cm}$$

$$A_s = 7.6667 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espaciamiento} = 15.00 \text{ cm}$$

$$\text{número de varillas} = \frac{L}{\text{espaciamiento}} + 1$$

$$\text{número de varillas} = \frac{1.00}{0,15 \text{ m}} + 1$$

$$\text{número de varillas} = 7.6667 \approx 8$$

$$8\phi 12\text{mm}(1\phi @ 15.00\text{cm}) \approx 9.05 \text{ cm}^2$$

5.20.12.2. Armado Longitudinal de las alas

$$\rho_{min} = 0.0018$$

$$A_s = \rho_{min} * L_v * h_{ala}$$

$$A_s = 0.0018 * 20.00 \text{ cm} * 30.00 \text{ cm}$$

$$A_s = 1.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espaciamiento} = 20.00 \text{ cm}$$

$$\text{número de varillas} = \frac{L_v}{\text{espaciamiento}} + 1$$

$$\text{número de varillas} = \frac{0.20}{0,20 \text{ m}} + 1$$

$$\text{número de varillas} = 2$$

$$2\phi 12\text{mm}(1\phi @ 20.00\text{cm}) \approx 2.26 \text{ cm}^2$$

5.20.13. Diseño de alma

$$W = q_{smax} * b$$

$$W = 8.47 \frac{T}{m^2} * 1.10\text{m}$$

$$W = 9.315 \frac{T}{m}$$

$$M_{ext} = \frac{W * L^2}{10}$$

$$L = \text{Luz mas grande}$$

$$L = 3,4\text{m}$$

$$M_{ext} = \frac{9.315 * 3,4^2}{10}$$

$$M_{ext} = 10.77 \text{ T - m}$$

$$Ru = 39,7$$

$$MR = \frac{M_{ext}}{\phi}$$

$$MR = Ru * b * d^2$$

$$d = \sqrt{\frac{M_{ext}}{\phi * Ru * b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{10.768 * 10^5}{0,9 * 39,7 * 70}}$$

$$d = 20.75 \text{ cm}$$

Asumimos $h = 70 \text{ cm}$

$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

Tabla 49.
Cálculo de la Inercia de la Viga T

<i>Fig</i>	<i>b</i> (cm)	<i>h</i> (cm)	<i>Ai</i> (cm ²)	<i>yi</i> (cm)	<i>xi</i> (cm)	<i>Ai * yi</i> (cm ²)	<i>Ai * xi</i> (cm ²)	<i>I i</i> (cm ⁴)	$(\Delta y)^2 * Ai$ (cm ⁴)
1	70	40	2800	50	55	140000	154000	373333.33	1003834.99
2	110	30	3300	15	55	49500	181500	247500.00	851738.78
		70	6100			189500	335500		

Tabla 50.
Inercia y centro de gravedad de la Viga T

<i>Xcg</i> (cm)	55.00
<i>Ycg</i> (cm)	31.07
<i>Ixcg</i> (cm ⁴)	2476407.104

5.20.13.1. Codificación para el programa

$$Balasto = 120 * \sigma_s$$

$$Balasto = 120 * 10$$

$$Balasto = 1200$$

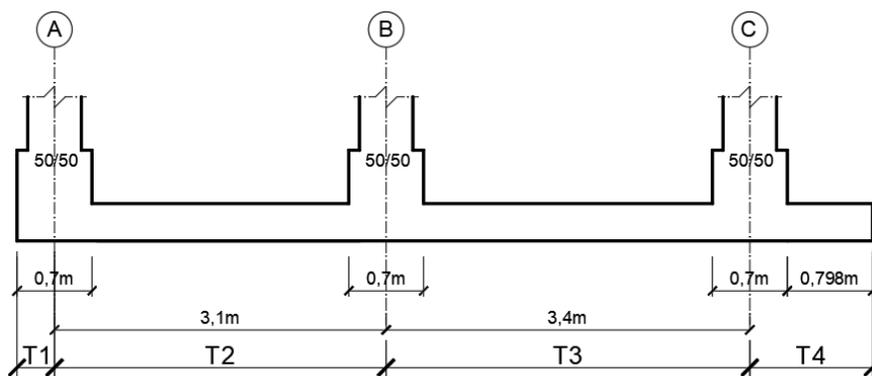


Figura 126. Separación de tramos para codificación

Tabla 51.

Datos para codificación del programa

Codificación para el programa		
NT	4	unidades
Ec	2150000	T/m ²
Balasto	1200	T/m ³

Tabla 52.

Características geométricas de los tramos

Para el número de tramos				
	I (m⁴)	B (m)	L (m)	Balasto (T/m³)
1	0.0248	1.100	0.350	1200
2	0.0248	1.100	3.100	1200
3	0.0248	1.100	3.400	1200
4	0.0248	1.100	1.148	1200

Tabla 53.
Cargas y momentos de los tramos

Para el número de tramos +1		
	M	P
1	0	0
2	5.263	-18.845
3	5.330	-21.087
4	5.405	-22.569
5	0	0

Nota: Para encontrar los momentos y cortantes máximos utilizamos el programa vigcim versión 22072014, autor Ing.: Jorge Zúñiga Gallegos

PROYECTO :	MULTIFAMILIARES QUITO BLOQUE B EJE A			
NT :	4	E :	2150000,0000 (T/m ²)	
	INERCIA (m)	BA (m)	LU (m)	KS (T/m ³)
1	0,02480	1,1000	0,3500	1200,0000
2	0,02480	1,1000	3,1000	1200,0000
3	0,02480	1,1000	3,4000	1200,0000
4	0,02480	1,1000	1,1480	1200,0000

Figura 127. Ingreso de propiedades geométricas

	MO (T-m)	P (T)
1	0,0000	0,0000
2	5,2630	18,8450
3	5,3300	21,0870
4	5,4050	22,5690
5	0,0000	0,0000

Figura 128. Ingreso de cargas

RESULTADOS EN TRAMO 1

LUZ DEL TRAMO: 0,35

	SECCION (m)	ESFUERZO (T/m ²)	DEFLEXION (m)	GIRO (RAD)	MOMENTO (T-m)	CORTE (Ton)
1	0,0000	7,8988	0,0066	-0,0004	0,0000	0,0000
2	0,0875	7,8578	0,0065	-0,0004	0,0332	0,7583
3	0,1750	7,8169	0,0065	-0,0004	0,1326	1,5126
4	0,2625	7,7759	0,0065	-0,0004	0,2978	2,2630
5	0,3500	7,7349	0,0064	-0,0004	0,5285	3,0095

Figura 129. Resultados en tramo 1**RESULTADOS EN TRAMO 2**

LUZ DEL TRAMO: 3,1

	SECCION (m)	ESFUERZO (T/m ²)	DEFLEXION (m)	GIRO (RAD)	MOMENTO (T-m)	CORTE (Ton)
1	0,0000	7,7349	0,0064	-0,0004	5,7915	-15,8355
2	0,7750	7,3567	0,0061	-0,0004	-3,9672	-9,4023
3	1,5500	7,0268	0,0059	-0,0003	-8,8626	-3,2780
4	2,3250	6,8114	0,0057	-0,0002	-9,1090	2,6115
5	3,1000	6,7140	0,0056	-0,0001	-4,8485	8,3696

Figura 130. Resultados en tramo 2**RESULTADOS EN TRAMO 3**

LUZ DEL TRAMO: 3,4

	SECCION (m)	ESFUERZO (T/m ²)	DEFLEXION (m)	GIRO (RAD)	MOMENTO (T-m)	CORTE (Ton)
1	0,0000	6,7140	0,0056	-0,0001	0,4815	-12,7174
2	0,8500	6,6783	0,0056	0,0000	-7,6672	-6,4618
3	1,7000	6,7600	0,0056	0,0002	-10,5002	-0,1916
4	2,5500	7,0051	0,0058	0,0003	-7,9497	6,2312
5	3,4000	7,3720	0,0061	0,0004	0,1766	12,9469

Figura 131. Resultados en tramo 3**RESULTADOS EN TRAMO 4**

LUZ DEL TRAMO: 1,148

	SECCION (m)	ESFUERZO (T/m ²)	DEFLEXION (m)	GIRO (RAD)	MOMENTO (T-m)	CORTE (Ton)
1	0,0000	7,3720	0,0061	0,0004	5,5816	-9,6221
2	0,2870	7,4998	0,0062	0,0004	3,1560	-7,2744
3	0,5740	7,6216	0,0064	0,0003	1,4098	-4,8874
4	0,8610	7,7407	0,0065	0,0003	0,3542	-2,4624
5	1,1480	7,8590	0,0065	0,0003	0,0000	0,0000

Figura 132. Resultados en tramo 4

Obteniendo los siguientes cortantes y momentos máximos en valor absoluto.

$$M_{max} = 10.5002 T - m$$

$$V_{max} = 15.8355 T$$

5.20.14. Diseño del alma

5.20.14.1. Diseño a flexión

$$M = 10.5002 T - m$$

$$M_u = 1.3 * M_{max}$$

$$M_u = 1.3 * 10.5002 T - m = 13.65 T - m$$

$$b = 0.70 m$$

$$h = 0.70 m$$

$$d = 0.63 m$$

$$\rho = 0,85 \frac{f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$\rho = 0.85 \frac{210 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 13.65 T - m}{0.85 * 0.9 * 2100 \frac{T}{m^2} * 0.70 m * (0.63 m)^2}} \right)$$

$$\rho = 0.0013203$$

$$\rho_{min} = 0.0033$$

$$\rho = 0.0013203 < \rho_{min}$$

$$A_s = \rho_{min} * b * d$$

$$A_s = 0.0033 * 70.00 \text{ cm} * 63.00 \text{ cm}$$

$$A_s = 14.70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espaciamiento} = 15.00 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento} = 7,5 \text{ cm}$$

$$\text{número de varillas} = \frac{(L - 2 \cdot \text{rec})}{\text{espaciamiento}} + 1$$

$$\text{número de varillas} = \frac{(0.70 - 2 * 0,075 \text{ m})}{0,15 \text{ m}} + 1$$

$$\text{número de varillas} = 4.667 \approx 5$$

$$5\phi 20\text{mm}(1\phi @ 15.00\text{cm}) \approx 15.71 \text{ cm}^2$$

5.20.14.2. Armadura de torsión

Nota: Tenemos armadura de torsión ya que la viga que estamos diseñando supera los 60.00 cm en altura.

$$A_{s \text{ Torsión}} = 0.1 * A_s$$

$$A_{s \text{ Torsión}} = 0.1 * 14.70 \text{ cm}^2 = 1.47 \text{ cm}^2$$

$$1\phi 10\text{mm}(1\phi @ \text{cara}) \approx 1.57 \text{ cm}^2$$

5.20.14.3. Diseño a corte de los estribos

$$V_{max} = 15.8355 T$$

$$V_u = 1.3 * V_{max}$$

$$V_u = 1.3 * 15.8355 T = 20.59 T$$

$$b = 0.70 \text{ m}$$

$$h = 0.70 \text{ m}$$

$$d = 0.63 \text{ m}$$

$$vc = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

$$v_c = \frac{20.599 * 1000 \text{ kg}}{0.85 * 70 * 63}$$

$$v_c = 5.49 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$v_p = 0,53 * \sqrt{f'c}$$

$$v_p = 0,53 * \sqrt{210}$$

$$v_p = 7,68 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$v_p > v_c$$

Necesita estribos mínimos

$$v_s = v_c - v_p$$

$$A_v = \frac{v_s * b * s}{f_y}$$

$$A_v \text{ min} = \frac{3,5 * b * s}{f_y}$$

$s = \text{menor valor de } \left(\frac{d}{4}, 6\phi b, 200 \text{ mm}\right) \text{ y que no sea menor que } 100 \text{ mm}$

$$\frac{d}{4} = \frac{63.00 \text{ cm}}{4} = 15.75 \text{ cm}$$

$$6\phi b = 6.00 * 2.00 \text{ cm} = 12.00 \text{ cm}$$

200 mm

Asumimos un $s = 12.00 \text{ cm}$

$$A_v \text{ min} = \frac{3,5 * 70.00 \text{ cm} * 12.00 \text{ cm}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_v \text{ min} = 0,70 \text{ cm}^2$$

Cada estribo tiene dos ramales, por lo tanto

$$A_v \text{ min} = A + B$$

$$A_v \text{ min para cada ramal} = 0,35$$

El diámetro mínimo de estribos es de 10 mm por lo que se asume

$$1E\emptyset 10\text{mm}(1E@12\text{cm}) \approx 0,7854 \text{ cm}^2$$

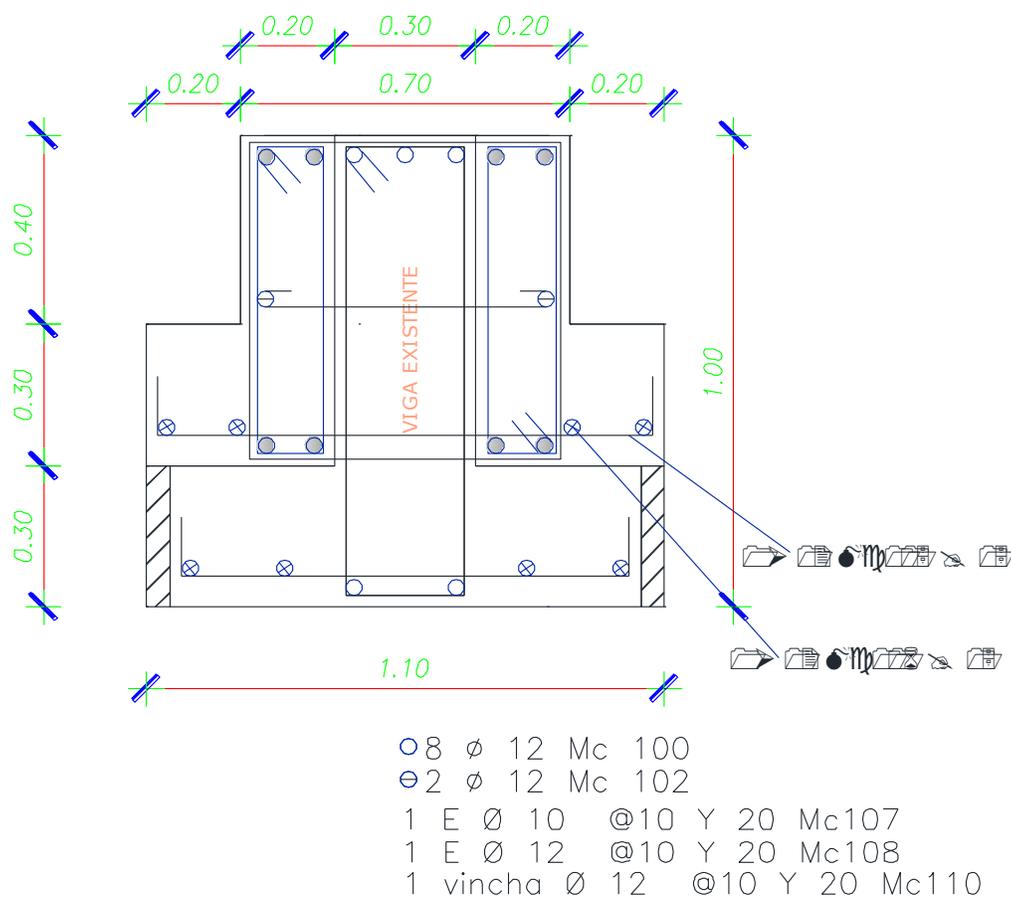


Figura 133. Armado viga Eje A

Tabla 54.
Resumen vigas de cimentación

BLOQUE	EJE	TIPO
A	A	IV
	B	II
	C	II
	E	III
	G	II
	H	II
	I	IV
	1	I
		CONTINÚA →
B	2	I
	3	I
	A	IV
	B	II
	C	II
	E	III
	G	II
	H	II
	I	IV
	6	I
	7	I
8	I	
GRADA	D4, D5, F4, F5	I

Tabla 55.
Tipos de vigas de cimentación

TIPO	ANCHO (m)	As (armado por ala)	As (alma)
I	1.50	8 ϕ 12 mm @15 cm (trans) 2 ϕ 12 mm @ 20 cm (long)	5 ϕ 20 mm @ 15 cm
II	1.60	8 ϕ 12 mm @15 cm (trans) 2 ϕ 12 mm @ 20 cm (long)	5 ϕ 20 mm @ 15 cm
III	2.00	8 ϕ 12 mm @15 cm (trans) 2 ϕ 12 mm @ 20 cm (long)	5 ϕ 20 mm @ 15 cm
IV	1.10	8 ϕ 12 mm @15 cm (trans) 2 ϕ 12 mm @ 20 cm (long)	5 ϕ 20 mm @ 15 cm

Tabla 56.
Presupuesto del reforzamiento N°1

TABLA DE DESCRIPCIÓN DE RUBROS, UNIDADES, CANTIDADES Y PRECIOS					
Número	Rubro / Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Global
1	Excavación a mano sin clasificar (Incluye desalojo)	m ³	38.51	\$ 14.29	\$ 550.34363
2	Relleno compactado con material clasificado	m ³	28.88	\$ 3.86	\$ 111.49369
3	Picado de hormigón en acera (incluye desalojo)	m ²	110.10	\$ 6.02	\$ 662.80200

4	Malla electrosoldada 6mmx15cmx15cm	m ²	110.10	\$ 26.35	\$ 2,901.13500
5	Reposición de hormigón simple en acera f'c=180kg/cm ²	m ²	110.10	\$ 23.03	\$ 2,535.60300
6	Derrocamiento de mampostería de bloque (Incluye desalojo)	m ²	40.00	\$ 40.83	\$ 1,633.20000
7	Mamposteria de bloque e=20 cm	m ²	40.00	\$ 13.29	\$ 531.60000
8	Picado de hormigón en elementos estructurales con herramienta menor (incluye desalojo)	m ³	18.84	\$8.62	\$ 162.42925
9	Perforación en hormigón para colocación de vinchas (No incluye vinchas)	u	4278.00	\$ 4.88	\$ 20,876.6400
10	Replanteo f'c=140kg/cm ²	m ³	15.47	\$ 87.90	\$ 1,359.81300
11	Encofrado y desencofrado con tableros metálicos	m ²	397.18	\$ 6.65	\$ 2,641.24700
12	Epóxido pegante hormigón viejo/hormigón nuevo	m ²	123.01	\$ 0.46	\$ 56.58345
13	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm ² (SUMINISTRO, CORTE Y COLOCADO)	kg	27133.68	\$ 2.02	\$ 54,810.03764
14	Hormigón simple en elementos estructurales f'c=210kg/cm ²	m ³	345.65	\$ 147.52	\$ 50,990.58304
15	Enlucido horizontal y vertical	m ²	40.00	\$ 9.92	\$ 396.80000
16	Pintura esmalte en Interiores	m ²	120.00	\$ 10.43	\$ 1,251.60000
17	Pintura esmalte en exteriores	m ²	785.40	\$ 14.49	\$ 11,380.44600

GRAN TOTAL**\$139,823.51070**

(Nota: Estos precios no incluyen IVA)

PRECIO TOTAL DE LA OFERTA: CIENTO TREINTA Y NUEVE MIL OCHOCIENTOS VEINTE Y TRES**dólares con 51070/10000 (\$139,823.51070 USD), más IVA**

Quito, 19 de Febrero de 2018

ALEXIS OCAÑA

PROYECTISTA

CAPÍTULO 6. RESTAURACIÓN Y REFUERZO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES CON MUROS DE CORTE

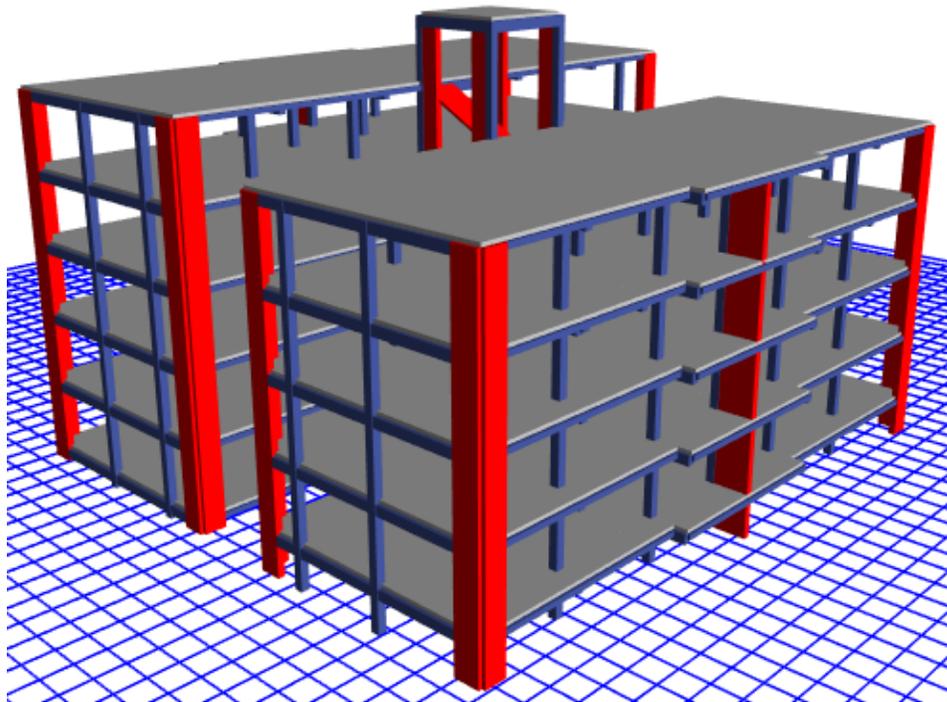


Figura 134. Modelo matemático, reforzamiento con muros de corte

A screenshot of a software dialog box titled "Wall Property Data". The dialog box is divided into two main sections: "General Data" and "Property Data".
In the "General Data" section, the following fields are visible:

- Property Name: "Muro de corte" (highlighted in blue)
- Property Type: "Specified" (dropdown menu)
- Wall Material: "Hormigón 210kg/cm2" (dropdown menu with a "..." button)
- Notional Size Data: "Modify/Show Notional Size..." (button)
- Modeling Type: "Shell-Thin" (dropdown menu)
- Modifiers (Currently User Specified): "Modify/Show..." (button)
- Display Color: A red color swatch with a "Change..." button
- Property Notes: "Modify/Show..." (button)

In the "Property Data" section, the following field is visible:

- Thickness: "250" (text input) followed by "mm" (unit label)

At the bottom of the dialog box, there are "OK" and "Cancel" buttons.

Figura 135. Ingreso muro de corte

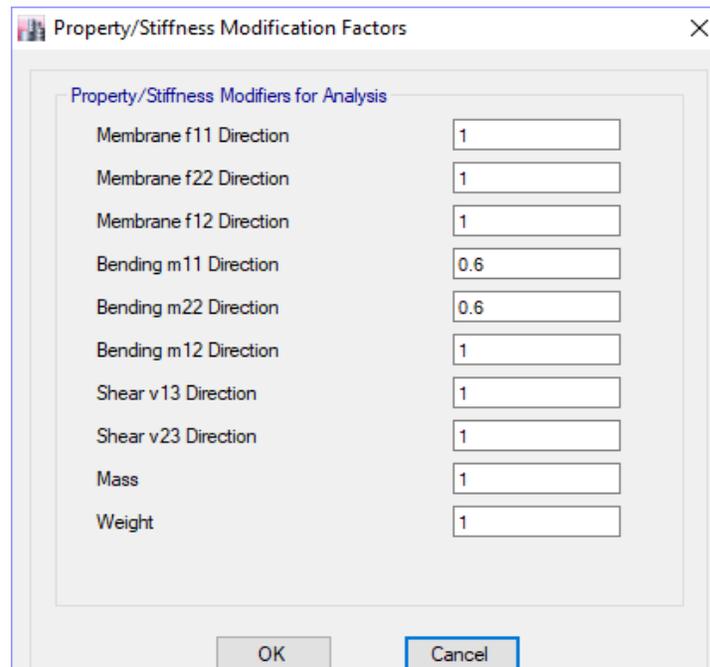


Figura 136. Ingreso inercias agrietadas en muros

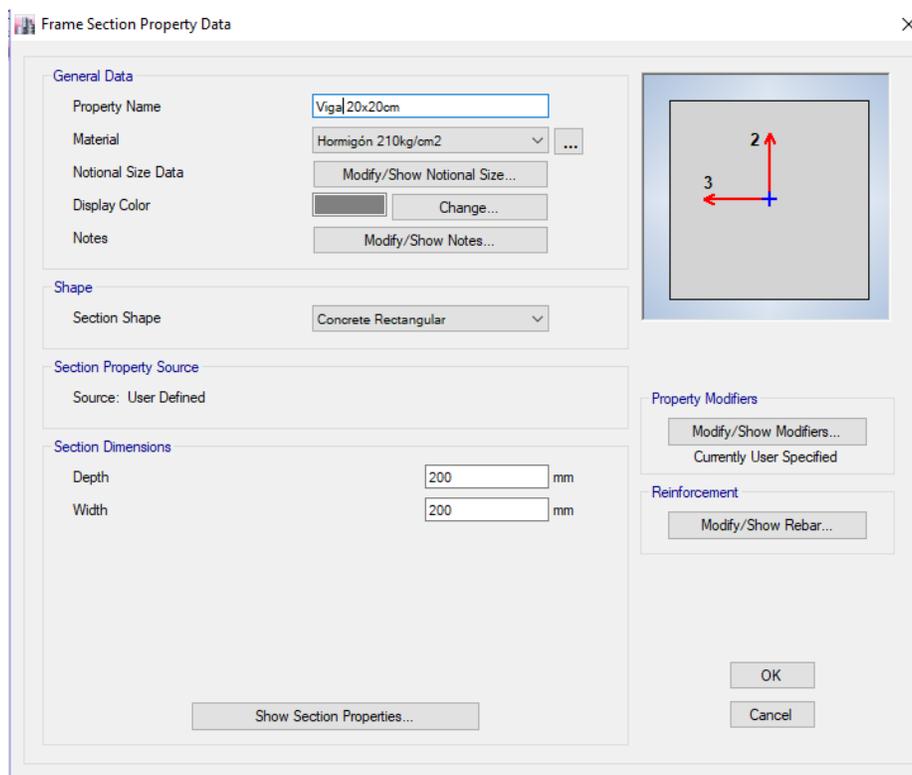


Figura 137. Ingreso de la viga de borde

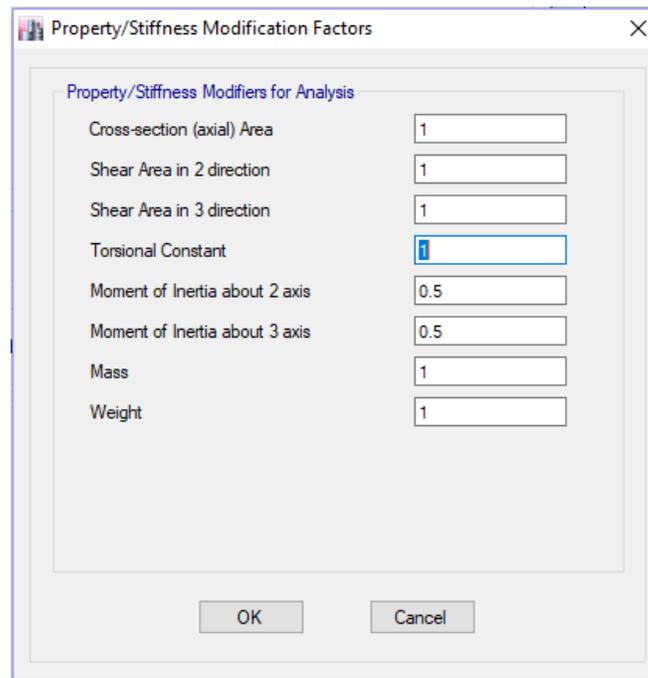


Figura 138. Ingreso de inercias agrietadas

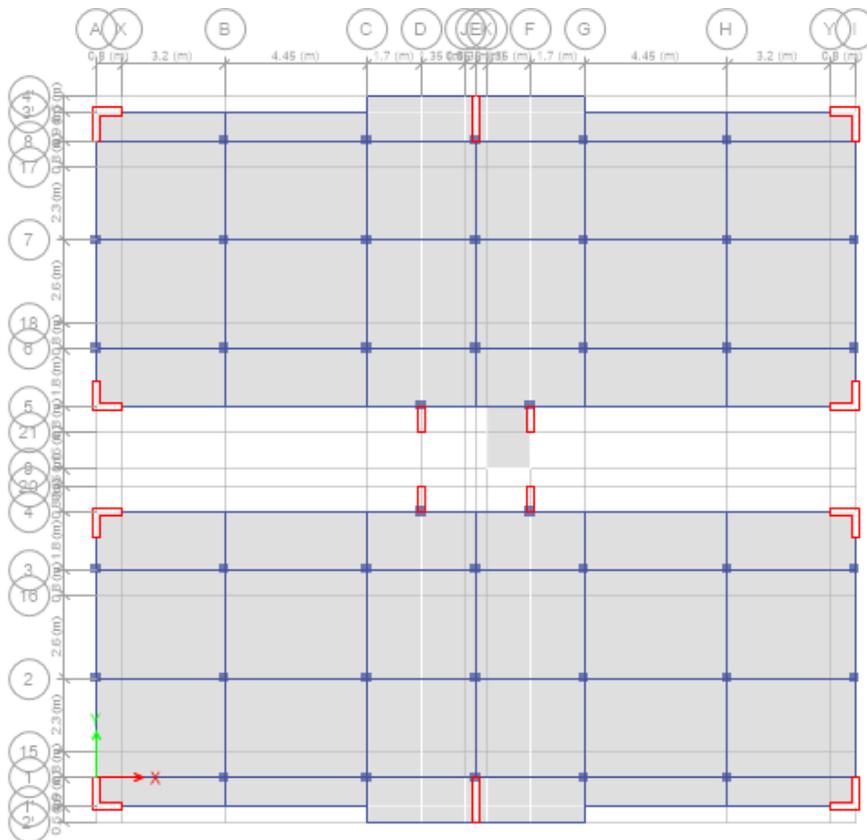


Figura 139. Ubicación de los muros de corte

Se asigna la característica pier para cada muro, que permite sacar cuantías particulares por cada uno.

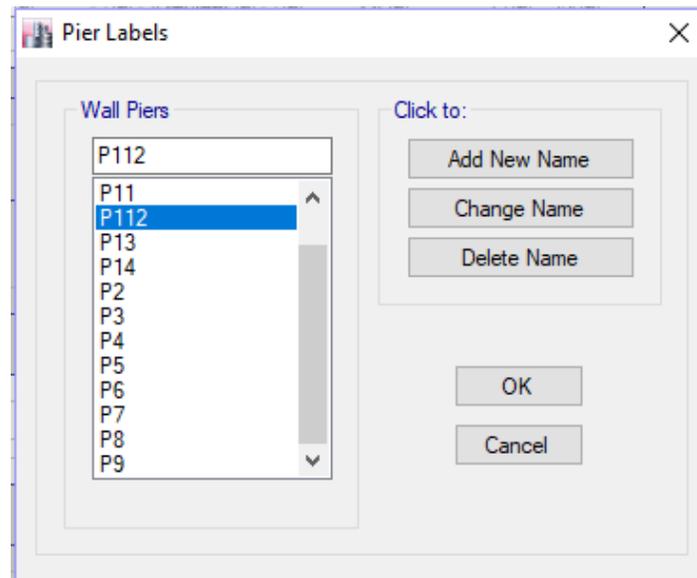


Figura 140. Características Pier

Frame Section Property Data

General Data

Property Name:

Material: ...

Notional Size Data:

Display Color:

Notes:

Shape

Section Shape:

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: mm

Width: mm

Property Modifiers

Currently User Specified

Reinforcement

Figura 141. Ingreso de la viga interna

Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area:

Shear Area in 2 direction:

Shear Area in 3 direction:

Torsional Constant:

Moment of Inertia about 2 axis:

Moment of Inertia about 3 axis:

Mass:

Weight:

Figura 142. Ingreso de inercias agrietadas

Response Spectrum Function - Ecuador Norma NEC-SE-DS 2015

Function Name: Function Damping Ratio:

Parameters

Zone Coefficient, Z:
 η Coefficient:
 Site Factor, Fa:
 Site Factor, Fd:
 Soil Type:
 Inelastic Behavior Fctor of Subsurface, Fs:
 Importance Factor, I:
 Response Modification Factor, R:

Define Function

Period	Acceleration
0	0.1286
0.1	0.1286
0.2	0.1286
0.3	0.1286
0.4	0.1286
0.5	0.1286

Plot Options

Linear X - Linear Y
 Linear X - Log Y
 Log X - Linear Y
 Log X - Log Y

Function Graph

Figura 143. Ingreso espectro

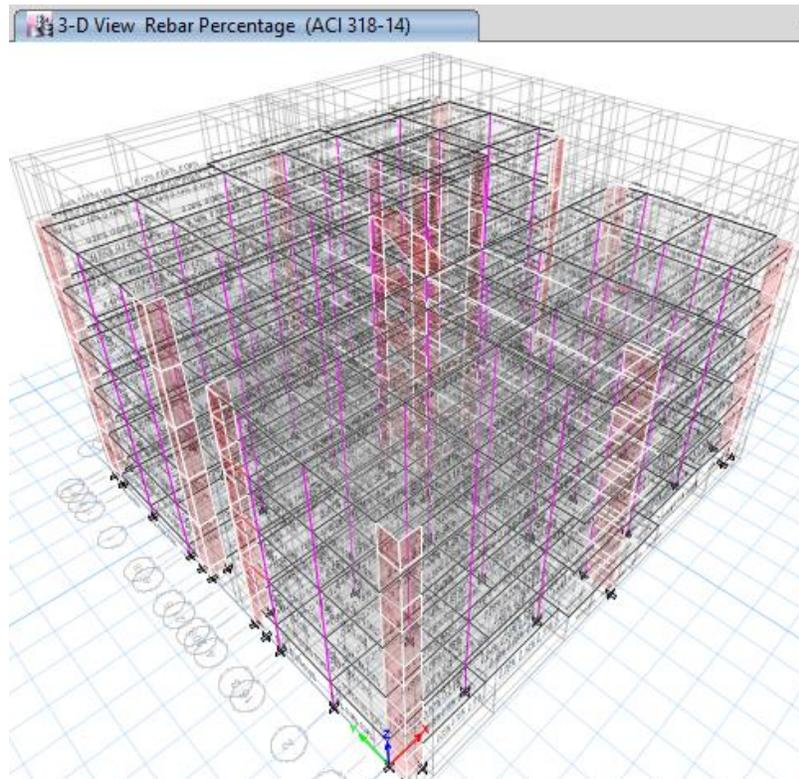


Figura 144. Cuantías en vigas y columnas

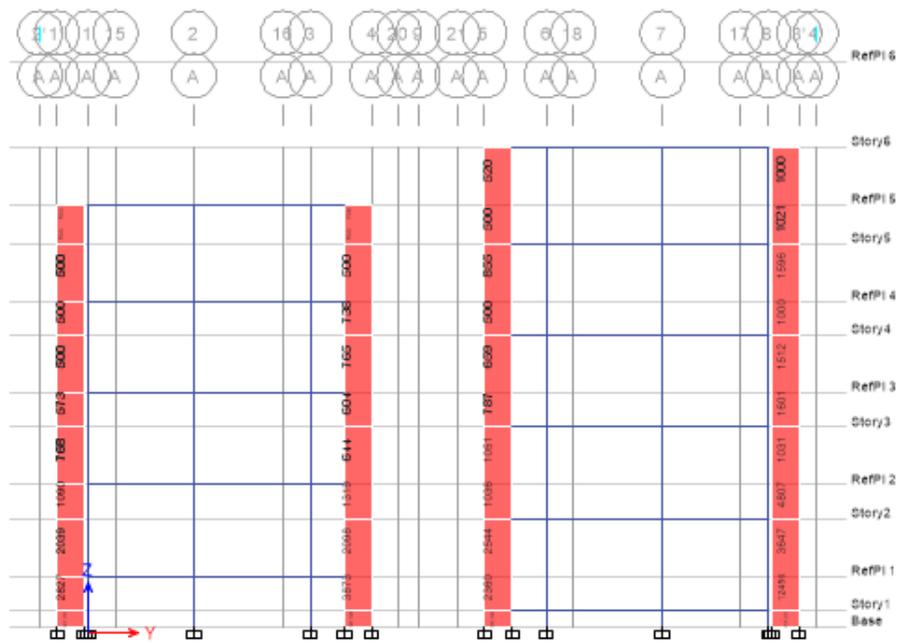


Figura 145. Área de acero en muros Eje A

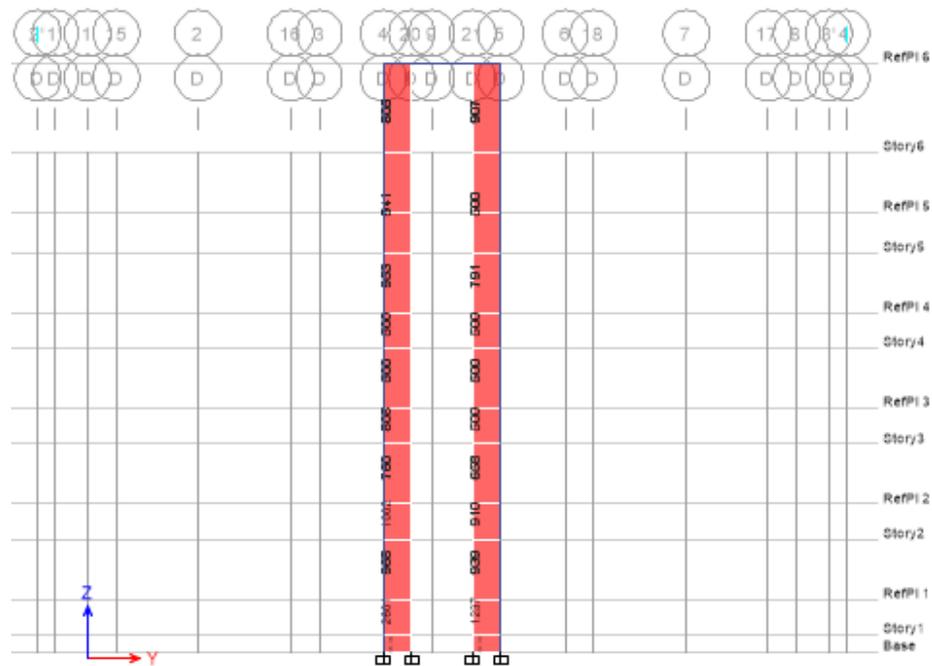


Figura 146. Área de acero en muros Eje D

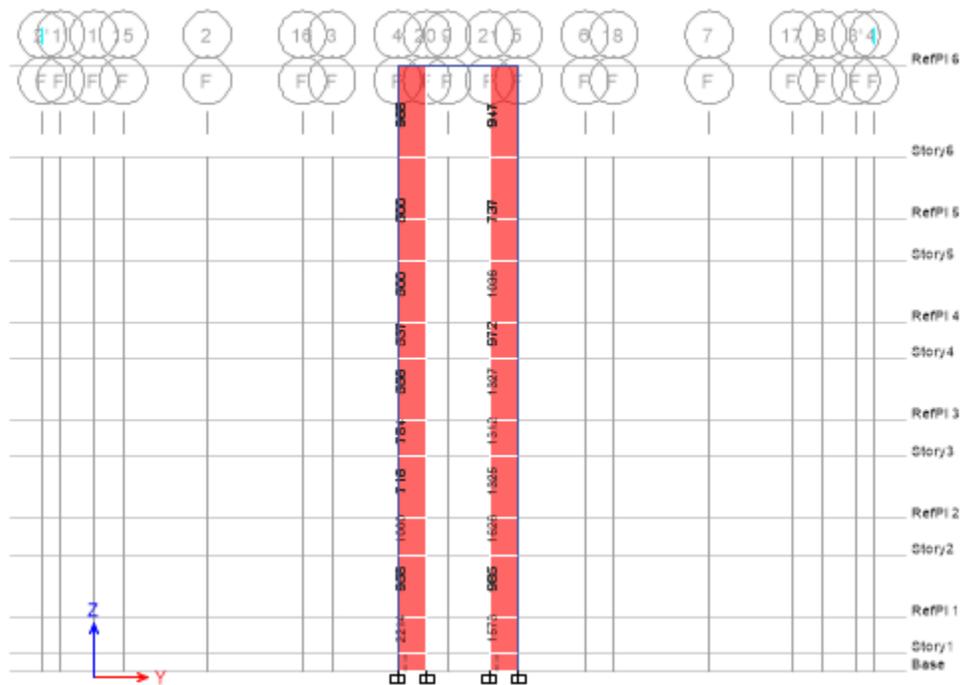


Figura 147. Área de acero en muros Eje F

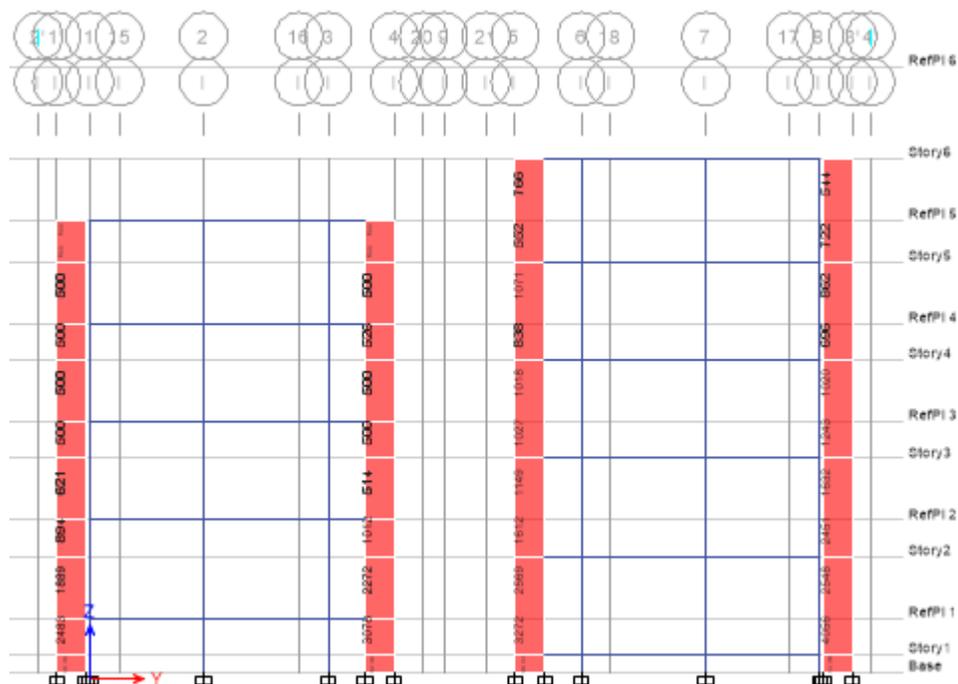


Figura 148. Área de acero en muros Eje I

6.1. Diseño del Muro de corte A5

ACI 318-14 Pier Design

Pier Details

Story ID	Pier ID	Centroid X (mm)	Centroid Y (mm)	Length (mm)	Thickness (mm)	LLRF
Story1	P2	0	12000	800	250	1

Material Properties

E_c (kgf/mm ²)	f'_c (kgf/mm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (kgf/mm ²)	f_{ys} (kgf/mm ²)
2188.2	2.1	1	42.18	42.18

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_C	Φ_V	Φ_V (Seismic)	IP_{MAX}	IP_{MIN}	P_{MAX}
----------	----------	----------	--------------------	------------	------------	-----------

Φ_T	Φ_C	Φ_V	Φ_V (Seismic)	IP_{MAX}	IP_{MIN}	P_{MAX}
0.9	0.65	0.75	0.6	0.04	0.0025	0.8

Pier Leg Location, Length and Thickness

Station	Left X ₁	Left Y ₁	Right X ₂	Right Y ₂	Length	Thickness
Location	ID	mm	mm	mm	mm	mm
Top	Leg 1	0	11600	0	12400	250
Bottom	Leg 1	0	11600	0	12400	250

Flexural Design for P_u , M_{u2} and M_{u3}

Station	Required Rebar Area (mm ²)	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	P_u tonf	M_{u2} tonf-m	M_{u3} tonf-m	Pier A_g mm ²
Location	n							
Top	3059	0.0153	0.0031	DWal9	-92.0633	-1.4489	5.3295	200000
Bottom	3322	0.0166	0.0031	DWal9	-91.8711	-2.4952	2.2032	200000

Shear Design

Station	Rebar ID	Rebar mm ² /m	Shear Combo	P_u tonf	M_u tonf-m	V_u tonf	ΦV_c tonf	ΦV_n tonf
Location	n	m						
Top	Leg 1	625	DWal6	120.0373	-5.5218	8.2495	13.8328	26.4881
Bottom	Leg 1	625	DWal6	120.3496	-1.3972	8.2495	13.8328	26.4881

Boundary Element Check (ACI 21.9.6.3, 21.9.6.4)

Station	Edge ID	Governin g Combo	P_u tonf	M_u tonf-m	Stress Comp kgf/mm ²	Stress Limit kgf/mm ²	C Depth mm	C Limit mm
Location	n	m						
Top-Left	Leg 1	399.9	DWal6	120.0373	-5.5218	0.81	0.42	479.9

Station Location	Edge ID	Governin g Length (mm)	Pu tonf	Mu tonf-m	Stress	Stress	C	C	
					Comp kgf/mm ²	Limit kgf/mm ²	Depth mm	Limit mm	
Top-Right	Leg 1	195.3	DWal6	88.1257	9.876	0.81	0.42	275.3	177.8
Bottom-Left	Leg 1	401	DWal6	120.3496	-1.3972	0.65	0.42	481	177.8
Bottom-Right	Leg 1	197.2	DWal6	88.438	11.2161	0.86	0.42	277.2	177.8

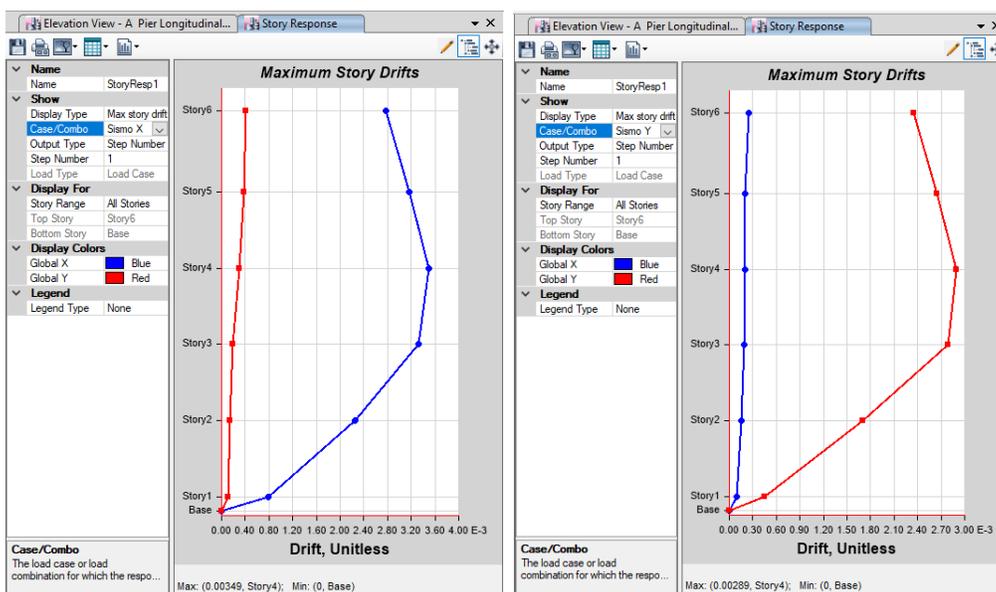


Figura 149. Derivas de piso

Tabla 57. Derivas de piso

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	Control	
					m	m	m		
Story6	Sismo X 1	X	0.002765	210	0.8	20.8	14.2	1.45%	Pasa
Story6	Sismo X 2	X	0.002765	210	0.8	20.8	14.2	1.45%	Pasa

Story6	Sismo X 3	X	0.002765	210	0.8	20.8	14.2	1.45%	Pasa
Story6	Sismo Y 1	Y	0.002345	117	23.7	20.8	14.2	1.23%	Pasa
Story6	Sismo Y 2	Y	0.002345	117	23.7	20.8	14.2	1.23%	Pasa
Story6	Sismo Y 3	Y	0.002345	117	23.7	20.8	14.2	1.23%	Pasa
Story5	Sismo X 1	X	0.003169	107	0	20.8	11.37	1.66%	Pasa
Story5	Sismo X 2	X	0.003169	107	0	20.8	11.37	1.66%	Pasa
Story5	Sismo X 3	X	0.003169	107	0	20.8	11.37	1.66%	Pasa
Story5	Sismo Y 1	Y	0.002645	20	23.7	16.8	11.37	1.39%	Pasa
Story5	Sismo Y 2	Y	0.002645	20	23.7	16.8	11.37	1.39%	Pasa
Story5	Sismo Y 3	Y	0.002645	20	23.7	16.8	11.37	1.39%	Pasa
Story4	Sismo X 1	X	0.00349	107	0	20.8	8.69	1.83%	Pasa
Story4	Sismo X 2	X	0.00349	107	0	20.8	8.69	1.83%	Pasa
Story4	Sismo X 3	X	0.00349	107	0	20.8	8.69	1.83%	Pasa
Story4	Sismo Y 1	Y	0.00289	214	0	-0.9	8.69	1.52%	Pasa
Story4	Sismo Y 2	Y	0.00289	214	0	-0.9	8.69	1.52%	Pasa
Story4	Sismo Y 3	Y	0.00289	214	0	-0.9	8.69	1.52%	Pasa
Story3	Sismo X 1	X	0.003331	201	0	8.3	6.01	1.75%	Pasa
Story3	Sismo X 2	X	0.003331	201	0	8.3	6.01	1.75%	Pasa
Story3	Sismo X 3	X	0.003331	201	0	8.3	6.01	1.75%	Pasa
Story3	Sismo Y 1	Y	0.002787	201	0	8.3	6.01	1.46%	Pasa
Story3	Sismo Y 2	Y	0.002787	201	0	8.3	6.01	1.46%	Pasa
Story3	Sismo Y 3	Y	0.002787	201	0	8.3	6.01	1.46%	Pasa
Story2	Sismo X 1	X	0.002255	22	10.15	8.3	3.33	1.18%	Pasa
Story2	Sismo X 2	X	0.002255	22	10.15	8.3	3.33	1.18%	Pasa
Story2	Sismo X 3	X	0.002255	22	10.15	8.3	3.33	1.18%	Pasa
Story2	Sismo Y 1	Y	0.001697	220	0.8	-0.9	3.33	0.89%	Pasa

Story2	Sismo Y 2	Y	0.001697	220	0.8	-0.9	3.33	0.89%	Pasa
Story2	Sismo Y 3	Y	0.001697	220	0.8	-0.9	3.33	0.89%	Pasa
Story1	Sismo X 1	X	0.000781	173	13.55	10.8	0.65	0.41%	Pasa
Story1	Sismo X 2	X	0.000781	173	13.55	10.8	0.65	0.41%	Pasa
Story1	Sismo X 3	X	0.000781	173	13.55	10.8	0.65	0.41%	Pasa
Story1	Sismo Y 1	Y	0.000451	162	10.15	9.1	0.65	0.24%	Pasa
Story1	Sismo Y 2	Y	0.000451	162	10.15	9.1	0.65	0.24%	Pasa
Story1	Sismo Y 3	Y	0.000451	162	10.15	9.1	0.65	0.24%	Pasa

Tabla 58.
Resumen de muros

BLOQUE	EJE	TIPO
A	A1	I
	I1	I
	A3	II
	I3	II
	E1	IV
B	A6	II
	I6	II
	A8	I
	I8	I
	E8	IV
GRADAS	D4	III
	D5	III
	F4	III
	F5	III

Tabla 59.
Tipos de muros

TIPO	DIM (m)	As	Av
I	0.80*0.90*0.25	12 ϕ 14mm (1 ϕ 14mm @25cm)	1Est ϕ 10mm @ 15 cm (2 ramales /sentido) 2V ϕ 10mm (1V@ 15 cm)
II	0.80*0.80*0.25	12 ϕ 14mm (1 ϕ 14mm @25cm)	1Est ϕ 10mm @ 15 cm (2 ramales /sentido) 2V ϕ 10mm (1V@ 15 cm)
III	0.80*0.25	8 ϕ 14mm (1 ϕ 14mm @25cm)	2 Est ϕ 10mm (1 Est ϕ 10mm @ 15 cm)
IV	1.40*0.25	14 ϕ 14mm (1 ϕ 14mm @25cm)	1 Est ϕ 10mm @ 15 cm 1 Est ϕ 10mm @ 15 cm

6.2. Diseño de la cimentación

6.2.1. Zaparas Aisladas sometidas a carga axial

6.2.1.1. Datos

$$P_u = 208.58 T$$

$$f'_c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$$

6.2.1.2. Muro

$$t_1 = 0.25 \text{ m}$$

$$t_2 = 0.25 \text{ m}$$

$$t_3 = 0.80 \text{ m}$$

$$t_4 = 0.90 \text{ m}$$

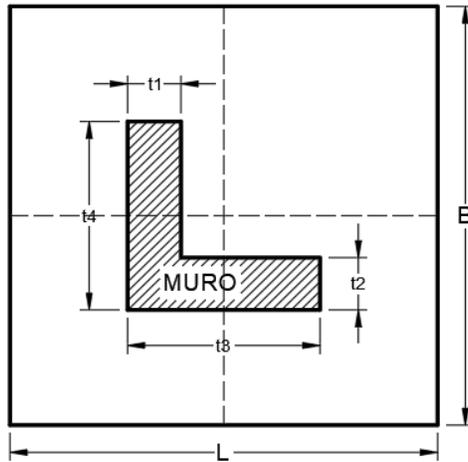


Figura 150. Nomenclatura de dimensiones del muro

6.2.2. Área de Fundación

En este caso como estamos trabajando con las cargas últimas debemos ocupar la siguiente formula:

$$A_f = \frac{P_u + \%P_u}{1,3\sigma_{us}}$$

$$\%P_u = 15\%P_u$$

$$A_f = \frac{208.58 T * 1.15}{1.3 * 10.00 T/m^2}$$

$$A_f = 18.45 m^2$$

$$A_f = 4.30 * 4.30 m^2$$

6.2.3. Área de fundación adoptada

$$A_{f \text{ adoptada}} = B * L$$

$$A_{f \text{ adoptada}} = 4.60 * 4.60 m^2$$

Nota: Se encuentra el centro de rigidez para hacer coincidir con el eje del plinto y no generar excentricidades, lo cual provoca diferentes distancias en los volados.

Tabla 60.
Cálculo de Inercia del muro

<i>Fig</i>	<i>b</i> (cm)	<i>h</i> (cm)	<i>Ai</i> (cm ²)	<i>yi</i> (cm)	<i>xi</i> (cm)	<i>Ai * yi</i> (cm ²)	<i>Ai * xi</i> (cm ²)	<i>Ii</i> (cm ⁴)	$(\Delta y)^2 * Ai$ (cm ⁴)
1	25	65	1625	57.5	12.5	93438	20312.50	572135.42	1001664.68
2	80	25	2000	12.5	40	25000	80000	104166.67	813852.56
		90	3625			118438	100313		

Tabla 61.
Centro de rigidez

<i>Xcg</i> (m)	0.28
<i>Ycg</i> (m)	0.33

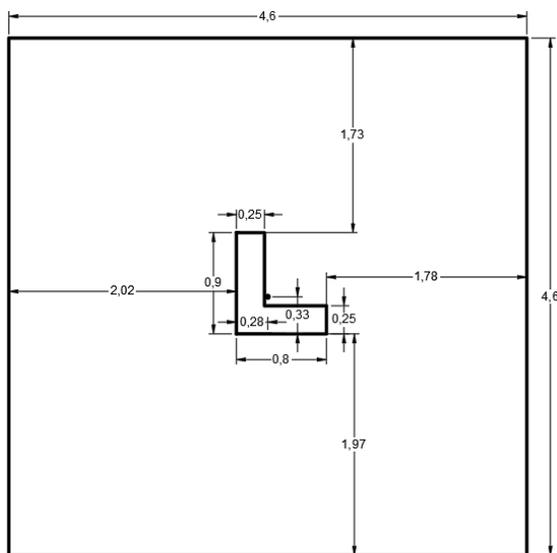


Figura 151. Longitudes de volados

6.2.4. Factor de mayoración

Como las cargas y momentos ya están mayoradas no tenemos factor de mayoración.

$$Lv1 = 1.78 \text{ m}$$

$$Lv2 = 1.97 \text{ m}$$

$$Lv3 = 2.02 \text{ m}$$

$$Lv4 = 1.73 \text{ m}$$

6.2.5. Presión neta del suelo

$$q_s = \frac{P_u}{A_f \text{ adoptada}}$$

$$q_s = \frac{208.58 \text{ T}}{4.6 * 4.6 \text{ m}^2}$$

$$q_s = 9.86 \text{ T/m}^2 < \sigma_{us} = 10.00 \text{ T/m}^2 \quad \text{OK}$$

6.2.6. Analisis en el sentido X

6.2.6.1. Corte Unidireccional

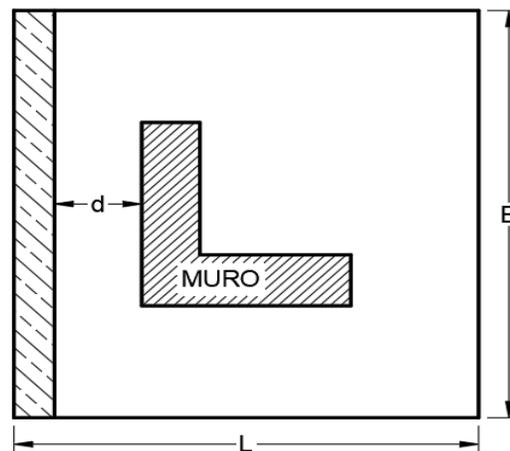


Figura 152. Corte unidireccional en el sentido X

6.2.6.2. Análisis Iterativo

Si $h = 0.40m$

$$V_u = q_s * (L_v - d) * B$$

$$V_u = 9.86 T/m^2 * (2.02 m - 0.33 m) * 4.6 m$$

$$V_u = 76.63 T$$

$$vu = \frac{V_u}{\phi * B * d}$$

$$vu = \frac{76.63 T}{0.85 * 4.6 m * 0.33 m}$$

$$vu = 59.39 T/m^2$$

$$vu = 5.40 kg/cm^2$$

$$vp = 0,53\sqrt{f'c}$$

$$vp = 0,53\sqrt{210}$$

$$vp = 7,68 kg/cm^2$$

$$vc < vp \quad \text{Ok}$$

6.2.6.3. Corte Bidireccional

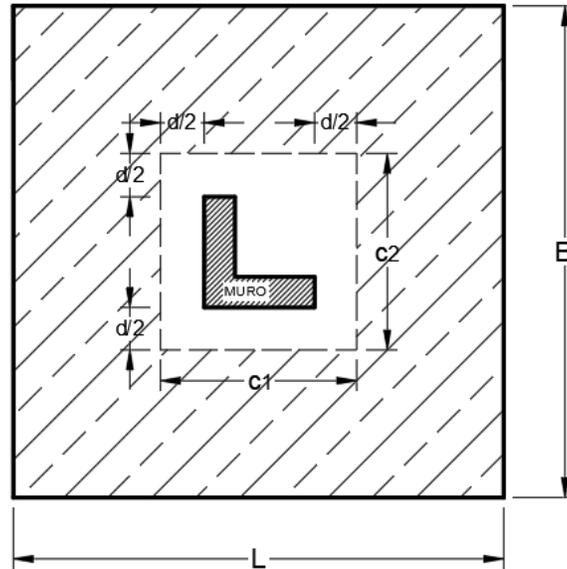


Figura 153. Corte bidireccional en el sentido X

$$c_1 = t_1 + d$$

$$c_1 = 0,80 \text{ m} + 0,33 \text{ m}$$

$$c_1 = 1.13 \text{ m}$$

$$c_2 = t_2 + d$$

$$c_2 = 0,9 \text{ m} + 0,33 \text{ m}$$

$$c_2 = 1.23 \text{ m}$$

$$b_o = 2 \cdot c_1 + 2 \cdot c_2$$

$$b_o = 2 * 1.13 \text{ m} + 2 * 1.23 \text{ m}$$

$$b_o = 4.72 \text{ m}$$

$$A_{\text{punzonamiento}} = c_1 \cdot c_2$$

$$A_{\text{punzonamiento}} = 1.13 * 1.23 \text{ m}$$

$$A_{punzonamiento} = 1.3899 \text{ m}^2$$

$$V_u = q_s * (A_f \text{ adoptada} - A_{punzonamiento})$$

$$V_u = 9.86 \text{ T/m}^2 * (4.6 * 4.6 \text{ m}^2 - 1.39 \text{ m}^2)$$

$$V_u = 194.88 \text{ T}$$

$$vu = \frac{V_u}{\phi * b_o * d}$$

$$vu = \frac{194.88 \text{ T}}{0.85 * 4.72 \text{ m} * 0.33 \text{ m}}$$

$$vu = 147.19 \text{ T/m}^2$$

$$vu = 14.72 \text{ kg/cm}^2$$

$$vc = 1.06 \sqrt{f'_c}$$

$$vc = 1.06 \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}$$

$$vc = 15.36 \text{ kg/cm}^2$$

$$vc < vp \quad \text{Ok}$$

6.2.6.4. Diseño A Flexión

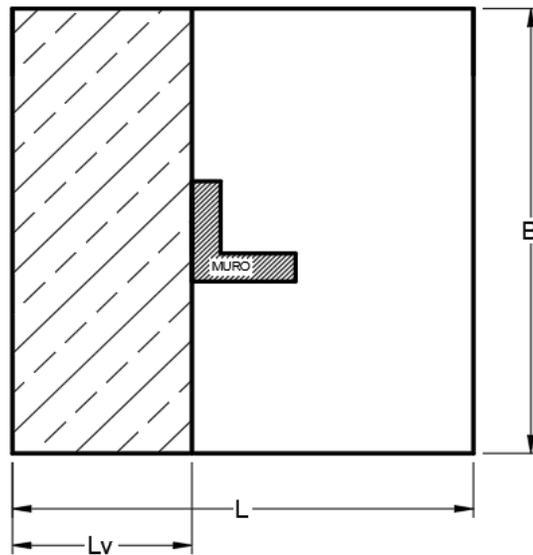


Figura 154. Corte en la cara del muro

$$M_u = q_s * \frac{L_v^2}{2} * B$$

$$M_u = 9.86 \frac{T}{m^2} * \frac{2.02^2 m^2}{2} * 4.6 m$$

$$M_u = 92.51 T - m$$

$$\rho = 0,85 \frac{f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$\rho = 0,85 \frac{210 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 92.51 T - m}{0,85 * 0,9 * 2100 \frac{T}{m^2} * 4.6 m \cdot (0.33 m)^2}} \right)$$

$$\rho = 0,0052$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0,0052 * 460 \text{ cm} * 33 \text{ cm}$$

$$A_s = 79.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espaciamiento} = 0.15 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 7 \text{ cm}$$

$$\text{número de varillas} = \frac{(L - 2 \cdot \text{rec})}{\text{espaciamiento}} + 1$$

$$\text{número de varillas} = \frac{(4.60 - 2 * 0,07 \text{ m})}{0.15 \text{ m}} + 1$$

$$\text{número de varillas} = 30.73 \approx 31$$

$$31\emptyset 18\text{mm}(1\emptyset @ 18\text{cm}) \approx 78.89 \text{ cm}^2$$

6.2.7. Analisis en el sentido X

6.2.7.1. Corte Unidireccional

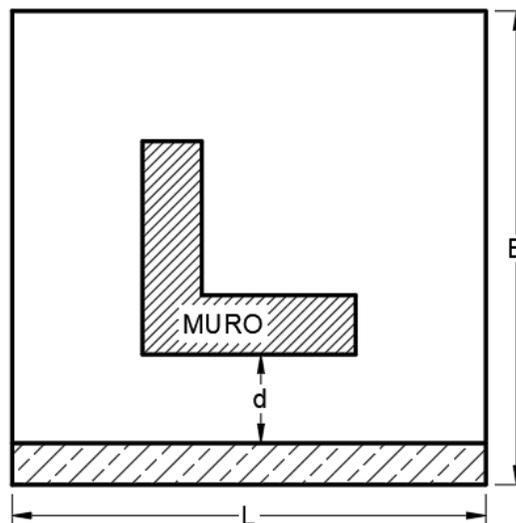


Figura 155. Corte unidireccional en el sentido Y

6.2.7.2. Análisis Iterativo

Si $h = 0.40\text{m}$

$$V_u = q_s * (L_v - d) \cdot B$$

$$V_u = 9.86 T/m^2 * (1,97 m - 0,33 m) \cdot 4.6 m$$

$$V_u = 65.75 T$$

$$vu = \frac{V_u}{\phi * B * d}$$

$$vu = \frac{65.75 T}{0,85 * 4.6 m * 0,33 m}$$

$$vu = 74.36 T/m^2$$

$$vu = 7.36 kg/cm^2$$

$$vp = 0,53\sqrt{f'c}$$

$$vp = 0,53\sqrt{210}$$

$$vp = 7,68 kg/cm^2$$

$$vc < vp \quad \text{Ok}$$

6.2.7.3. Corte Bidireccional

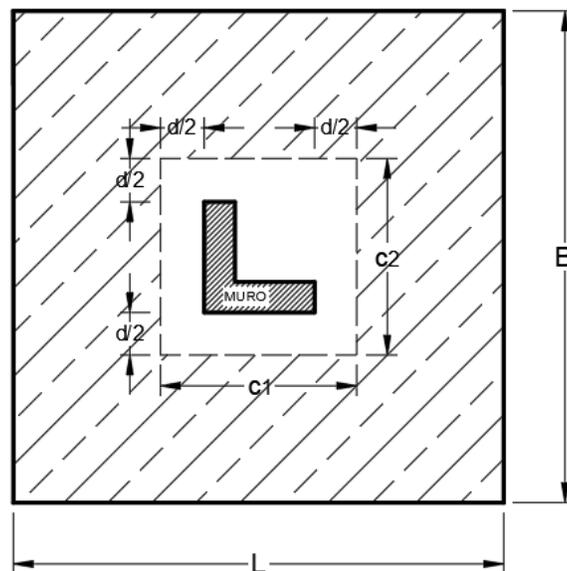


Figura 156. Corte bidireccional en el sentido Y

$$c_1 = t_1 + d$$

$$c_1 = 0,80 \text{ m} + 0,33 \text{ m}$$

$$c_1 = 1.13 \text{ m}$$

$$c_2 = t_2 + d$$

$$c_2 = 0,9 \text{ m} + 0,33 \text{ m}$$

$$c_2 = 1.23 \text{ m}$$

$$b_o = 2 \cdot c_1 + 2 \cdot c_2$$

$$b_o = 2 * 1.13 \text{ m} + 2 * 1.23 \text{ m}$$

$$b_o = 4.72 \text{ m}$$

$$A_{\text{punzonamiento}} = c_1 \cdot c_2$$

$$A_{\text{punzonamiento}} = 1.13 * 1.23 \text{ m}$$

$$A_{\text{punzonamiento}} = 1.3899 \text{ m}^2$$

$$V_u = q_s * (A_f \text{ adoptada} - A_{\text{punzonamiento}})$$

$$V_u = 9.86 \text{ T/m}^2 * (4.6 * 4.6 \text{ m}^2 - 1.39 \text{ m}^2)$$

$$V_u = 194.88 \text{ T}$$

$$vu = \frac{V_u}{\phi * b_o * d}$$

$$vu = \frac{194.88 \text{ T}}{0,85 * 4.72 \text{ m} * 0,33 \text{ m}}$$

$$vu = 147.19 \text{ T/m}^2$$

$$vu = 14.72 \text{ kg/cm}^2$$

$$vc = 1,06 \sqrt{f'_c}$$

$$v_c = 1,06\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}$$

$$v_c = 15,36 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_c < v_p \quad \text{Ok}$$

6.2.7.4. Diseño A Flexión

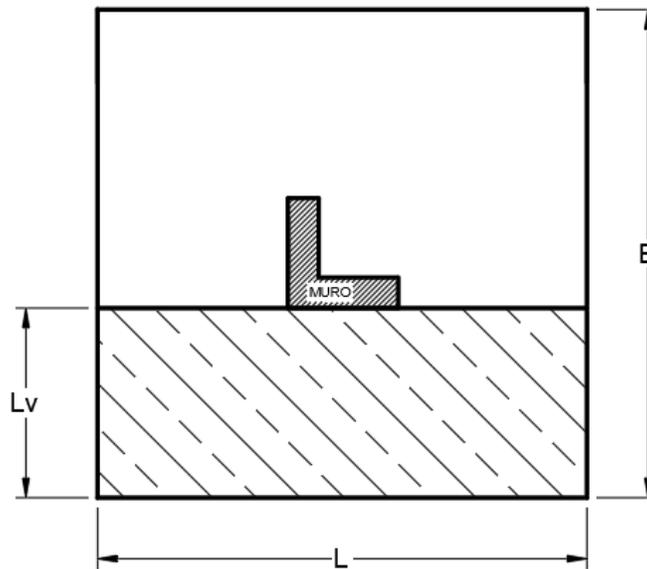


Figura 157. Corte en la cara del muro

$$M_u = q_s * \frac{L_v^2}{2} * B$$

$$M_u = 9,86 \frac{T}{m^2} * \frac{1,97^2 \text{ m}^2}{2} * 4,6 \text{ m}$$

$$M_u = 87,99 \text{ T - m}$$

$$\rho = 0,85 \frac{f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$\rho = 0,85 \frac{210 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 87.99 T - m}{0,85 * 0,9 * 2100 \frac{T}{m^2} * 4.6 \text{ m} \cdot (0.33 \text{ m})^2}} \right)$$

$$\rho = 0,00493$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0,00493 * 460 \text{ cm} * 33 \text{ cm}$$

$$A_s = 74.88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espaciamiento} = 0,15 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento} = 7 \text{ cm}$$

$$\text{número de varillas} = \frac{(L - 2 \cdot \text{rec})}{\text{espaciamiento}} + 1$$

$$\text{número de varillas} = \frac{(4.60 - 2 * 0,07 \text{ m})}{0.2 \text{ m}} + 1$$

$$\text{número de varillas} = 30.73 \approx 31$$

$$31\emptyset 18\text{mm}(1\emptyset @ 15\text{cm}) \approx 78.89 \text{ cm}^2$$

6.2.8. Armado del plinto

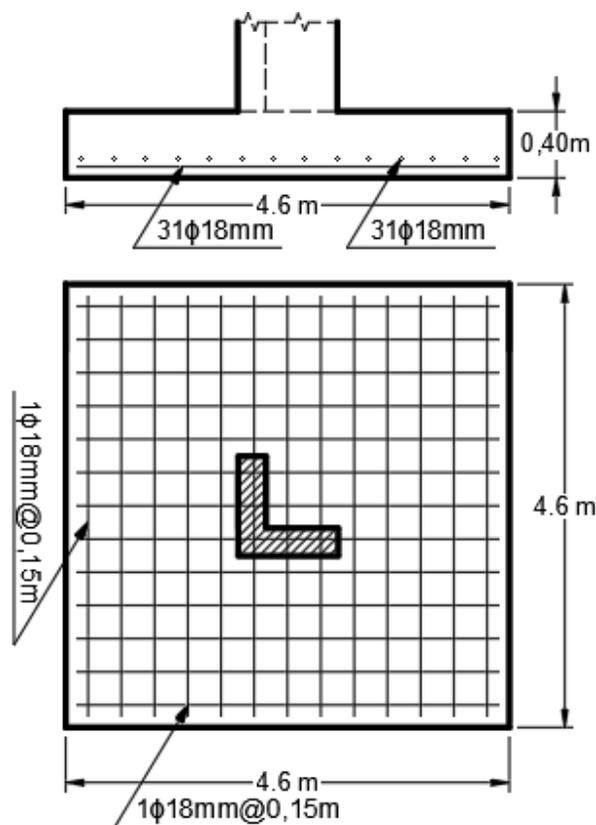


Figura 158. Armado del plinto Muro A3

Nota: el diseño del resto de plintos se encuentra en el Anexo 10

Tabla 62.
Presupuesto del reforzamiento N°2

TABLA DE DESCRIPCIÓN DE RUBROS, UNIDADES, CANTIDADES Y PRECIOS					
Número	Rubro / Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Global
1	Excavación a mano sin clasificar (Incluye desalojo)	m ³	23.11	\$ 14.29	\$ 330.20618
2	Relleno compactado con material	m ³	17.33	\$ 3.86	\$ 66.89621

	clasificado				
3	Picado de hormigón en acera (incluye desalojo)	m ²	110.10	\$ 6.02	\$ 662.80200
4	Malla electrosoldada 6mmx15cmx15cm	m ²	110.10	\$ 26.35	\$ 2,901.13500
5	Reposición de hormigón simple en acera f'c=180kg/cm ²	m ²	110.10	\$ 23.03	\$ 2,535.60300
6	Derrocamiento de mampostería de bloque (Incluye desalojo)	m ²	40.00	\$ 40.83	\$ 1,633.20000
7	Mampostería de bloque e=20 cm	m ²	40.00	\$ 13.29	\$ 531.60000
8	Picado de hormigón en elementos estructurales con herramienta menor (incluye desalojo)	m ³	1.68	\$ 8.62	\$ 14.48160
9	Replanteo f'c=140kg/cm ²	m ³	15.47	\$ 87.90	\$ 1,359.81300
10	Encofrado y desencofrado con tableros metálicos	m ²	525.02	\$ 6.65	\$ 3,491.38300
					CONTINÚA →
11	Epóxido pegante hormigón viejo/hormigón nuevo	m ²	123.01	\$ 0.46	\$ 56.58345
12	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm ² (SUMINISTRO, CORTE Y COLOCADO)	kg	21484.00	\$ 2.02	\$ 43,397.67546
13	Hormigón simple en elementos estructurales f'c=210kg/cm ²	m ³	273.68	\$ 147.52	\$ 40,373.49488
14	Enlucido horizontal y vertical	m ²	40.00	\$ 9.92	\$ 396.80000
15	Pintura esmalte en Interiores	m ²	120.00	\$ 10.43	\$ 1,251.60000

16	Pintura esmalte en exteriores	m ²	785.40	\$ 14.49	\$ 11,380.44600
----	-------------------------------	----------------	--------	----------	-----------------

GRAN TOTAL					\$ 97,354.87378
-------------------	--	--	--	--	------------------------

(Nota: Estos precios no incluyen IVA)

PRECIO TOTAL DE LA OFERTA: NOVENTA Y SIETE MIL TRESCIENTOS CINCUENTA Y CUATRO

dólares con 87387/10000 (\$97,354.87378USD), más IVA

Quito, 19 de Febrero de 2018

ALEXIS OCAÑA

PROYECTISTA

CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. Conclusiones

- El edificio Condominios Quito presenta una estructura sin riesgo de colapso inminente, sin embargo, los daños existentes en la mampostería y los esfuerzos ligeramente superiores a la resistencia de algunos elementos estructurales deben ser considerados como de necesaria intervención.
- Realizado el análisis de los elementos estructurales existentes, se concluyó que, por eficiencia estructural y económica, la propuesta de muros de corte es la más viable.
- Los cambios estructurales que considera las dos propuestas logran reducir los desplazamientos relativos de entrepiso a valores permitidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 15 (derivadas de piso menores al dos por ciento) y los elementos resisten satisfactoriamente los esfuerzos que el análisis estructural indica.
- Debe realizarse con un personal que haya trabajado en obras similares y que su número es mayor a la de una construcción normal.
- Solo la mitad de la losa existente es reutilizable, mientras que el resto debe ser retirada y vuelta a construir.
- Para la construcción de las columnas de 50*50 cm, se debe retirar primero los recubrimientos que representa aproximadamente un 25 % del volumen de hormigón total de columnas.

- Todos los acabados como piso, paredes, instalaciones eléctricas, instalaciones de agua potable, instalaciones de agua servidas, tumbados deberán ser restituidas.
- Los espacios arquitectónicos serán afectados por el engrosamiento de columnas y la presencia de vigas descolgadas.
- Se deberá aplicar el reforzamiento que propone el aumento de secciones ya que es más viable constructivamente y presenta menores dificultades a la hora de aplicar el reforzamiento.

7.2. Recomendaciones

- Se debe hacer un análisis de vulnerabilidad en estructuras que fueron diseñadas con normas que no aplican criterios sismoresistentes, para proponer reforzamientos que permitan que se comporten eficientemente ante la posibilidad de ocurrencia de un sismo.
- Se recomienda construir bloques de gradas independientes, uno por cada edificio y no situarlos entre dos, ya que al poseer diferente altura y tener losas a diferentes niveles, producen diferentes modos de vibrar que, al no sincronizarse durante un sismo, pueden provocar el choque entre sí, dando como resultado daños laterales críticos.
- Es necesario realizar una correcta distribución de muros de corte en planta, igualando rigideces tanto en el Sentido X como en el sentido Y, para evitar el efecto de torsión en planta sin salir de los límites de ductilidad que permita una adecuada disipación de energía sin llegar al colapso.

- Es importante realizar análisis estructural con programas que trabajen con elementos finitos ya que simulan un comportamiento aproximado a la realidad que nos da una mejor idea de cómo trabajara la estructura ante cargas sísmicas.
- Para un funcionamiento óptimo de la estructura, dependerá de la experiencia del constructor, el grado de control que realice el superintendente y/o residente de obra, ya que su efectividad dependerá en la colocación del epóxido pegante y del tiempo que se demore el personal en el colado del nuevo hormigón. Por cuanto si se coloca en forma insuficiente o si se excede el tiempo estipulado por el fabricante en la colocación del nuevo hormigón, este epóxido pegante se secaría y perdería totalmente su efectividad para unir monolíticamente el hormigón viejo con el hormigón nuevo, y solamente ante la presencia de otro sismo fuerte se podría detectar este error constructivo.
- Para un funcionamiento óptimo de la estructura de por lo menos 50 años, periodo en que se pueda repetir un sismo de iguales y mayores características, y como lo demostró el terremoto de Bahía de Caráquez, la normativa CEC 77 es insuficiente para estas eventualidades, por lo que el análisis estructural realizado recomienda el reforzamiento de la estructura ya que los daños que presenta actualmente no son graves y de esta forma se tomaría una acción preventiva ante futuros eventos sísmicos.

CAPÍTULO 8. BIBLIOGRAFÍA

Aguiar Falconí, R. (2014). Carga rectangular equivalente. En A. F. Roberto, *Análisis Matricial de Estructuras con CEINCI - LAB* (págs. 95-96). Quito-Ecuador: Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.

NEC-SE-DS. (2015). *Peligro sísmico, Diseño simo-resistente*. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.

NEC-SE-HM. (2015). *Estructuras de Hormigón Armado*. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.