



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

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

TRABAJO DE GRADUACIÓN

TÍTULO DEL PROYECTO:

“ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE HORMIGÓN ARMADO, ACERO Y MIXTO (HORMIGÓN ARMADO Y ACERO) PARA EDIFICACIONES DE 3 Y 5 PISOS CON LUCES DE 4 Y 6 METROS”

AUTOR: BOLÍVAR TELMO ANILEMA CEPEDA

DIRECTOR: Ing. ALEXIS MARTINEZ

RIOBAMBA – ECUADOR

2017

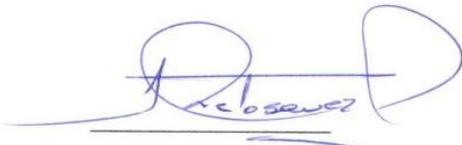
PÁGINA DE REVISIÓN FINAL

Los miembros del Tribunal de Graduación del proyecto de investigación de título: **“ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE HORMIGÓN ARMADO, ACERO Y MIXTO (HORMIGÓN ARMADO Y ACERO) PARA EDIFICACIONES DE 3 Y 5 PISOS CON LUCES DE 4 Y 6 METROS”**, presentado por: Bolívar Telmo Anilema Cepeda y dirigido por: Ing. Alexis Martínez.

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

Para constancia de lo expuesto firman:

Ing. Víctor Velásquez
Presidente del Tribunal



Firma

Ing. Alexis Martínez
Director del Proyecto



Firma

Oscar Cevallos; PhD.
Miembro del Tribunal



Firma

AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN

“La responsabilidad del contenido de este Proyecto de Graduación, corresponde única y exclusivamente a: Bolívar Telmo Anilema Cepeda e Ing. Alexis Martínez Director del Proyecto; y los derechos intelectuales de la misma a la Universidad Nacional de Chimborazo.”



Bolívar Anilema
C.I. 060420551-8

AGRADECIMIENTO

A Dios por haberme dado la fortaleza y convicción necesaria para terminar este objetivo, quien ha puesto personas maravillosas en el transcurso de mi vida como estudiante.

A mi familia, quienes oportunamente con sus consejos me motivaban para seguir adelante.

A mis hermanas, que son mi apoyo e inspiración para seguir adelante y cumplir con los objetivos planteados.

Al Ing. Alexis Martínez, quien como director del proyecto y docente me ha brindado su apoyo en el desarrollo de este proyecto.

Y a todas aquellas personas que contribuyeron en el proceso de formación y culminación de mis estudios.

Bolívar Anilema

DEDICATORIA

A mis padres, por hacer que mi formación profesional sea su principal prioridad, por ser un ejemplo de superación y dedicación para conseguir este objetivo, que gracias a su sacrificio y esfuerzo han hecho posible culminar mi carrera.

Bolívar Anilema

INDICE GENERAL

PÁGINA DE REVISIÓN FINAL	ii
AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN	iii
AGRADECIMIENTO.....	iv
INDICE GENERAL.....	vi
ÍNDICE DE TABLAS	xii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xvi
RESUMEN.....	xix
ABSTRACT.....	xx
INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO I.....	2
1. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA	2
1.1. GENERALIDADES	2
1.1.1. La construcción con Hormigón Armado en el Ecuador.	2
1.1.2. Importancia de la construcción sismo resistente	2
1.1.3. Comparación del hormigón armado con el acero estructural para edificios.	3
1.1.4. Compatibilidad del concreto y el acero.....	3
1.2. FUNDAMENTOS DE DISEÑO	4
1.3. CÓDIGOS DE DISEÑO.....	4
1.4. CLASIFICACIÓN DE LAS CARGAS	5
1.4.1. CARGAS PERMANENTES	5
1.4.1.1. Materiales (estructurales y no estructurales).....	5
1.4.1.2. Instalaciones	6
1.4.2. CARGAS VARIABLES	6
1.4.2.1. Carga Viva (Sobrecargas de uso)	6
1.4.3. CARGAS ACCIDENTALES	7
1.4.3.1. Cargas Sísmicas	7
1.4.3.1.1. Zonificación sísmica y factor de zona (Z)	7
1.5. GEOLOGÍA LOCAL	9
1.5.1. Perfiles de suelos para el diseño sísmico	9
1.6. COMBINACIONES DE CARGA.....	10
1.6.1. Combinaciones de carga para el diseño por última resistencia.	10
1.7. DISEÑO SISMORESISTENTE	11
1.7.1.1. Factor de reducción de resistencia sísmica R y Ductilidad.....	11
1.7.1.2. Límites permisibles de las derivas de piso.....	12

1.7.1.3.	Cortante basal de diseño V.	13
1.8.	ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO	16
1.8.1.	Metodos de Diseño para estructuras de Hormigón Armado	16
1.8.1.1.	Diseño por ultima resistencia.....	16
1.8.2.	SISTEMAS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO	17
1.8.3.	PROPIEDADES DEL HORMIGÓN ARMADO	18
1.8.3.1.	Densidad	18
1.8.3.2.	Resistencia a la compresión.....	18
1.8.3.3.	Resistencia a la tracción	18
1.8.3.4.	Módulo de elasticidad.....	18
1.8.3.4.1.	Cálculo del módulo de elasticidad del hormigón (E_c).....	19
1.8.4.	Factores de reducción de resistencia	19
1.8.4.1.	Factores de reducción de resistencia en flexo compresión	19
1.8.5.	Inercias de las secciones agrietadas	19
1.8.6.	Acero y Armaduras de refuerzo	20
1.9.	ESTRUCTURAS METALICAS O DE ACERO.....	20
1.9.1.	Definición de Acero Estructural.....	20
1.9.2.	Propiedades Mecánicas del Acero	20
1.9.3.	DISEÑO CON FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD o DFCD) Y DISEÑO POR ESFUERZO O RESISTENCIA ADMISIBLE (ASD o DSA).	21
1.9.3.1.	Resistencia Nominal	21
1.9.3.2.	Calculo de las cargas para los métodos LRFD y ASD.	21
1.9.3.3.	Combinaciones de carga para el método LRFD.	22
1.9.3.4.	Combinaciones de carga para el método ASD.	22
1.9.4.	DISEÑO SISMO RESISTENTE DE EDIFICACIONES DE ACERO	22
1.9.5.	PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS	23
1.9.5.1.	Pórticos no arriostrados especiales a momento	24
1.9.6.	PERFILES DE ACERO.....	24
1.9.7.	CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES SEGÚN EL PANDEO LOCAL.	25
1.9.7.1.	Control del Pandeo Local en vigas y columnas	25
1.9.7.2.	Control del Pandeo Lateral Torsional en vigas (LTB).....	26
1.9.8.	Relación de momento columna - viga.....	27
1.10.	ESTRUCTURAS MIXTAS	27
1.10.1.	Características de las secciones Compuestas	28
1.10.2.	Trabajo monolítico Concreto - Acero	28
1.10.3.	Tipos de Conexiones.....	29
1.10.4.	Conexión Viga - Columna	30

CAPITULO II	31
2. METODOLOGÍA	31
2.1. TIPO DE ESTUDIO	31
2.2. POBLACIÓN Y MUESTRA.....	31
2.2.1. Población	31
2.2.2. Muestra	31
2.3. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES	32
2.3.1. VARIABLE INDEPENDIENTE.....	32
2.3.2. VARIABLE DEPENDIENTE	32
2.4. PROCEDIMIENTOS	33
2.5. PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS	33
2.5.1. FUERZAS DE DISEÑO.....	33
2.5.2. CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO PARA 3 Y 5 PISOS CON LUCES DE 4 Y 6 METROS.	34
2.5.2.1. DETERMINACIÓN DE CARGAS VERTICALES	34
2.5.2.1.1. Carga Muerta	34
2.5.2.1.2. Carga Viva.....	35
2.5.2.2. ALTERNATIVA DE 3 Y 5 PISOS CON LUCES DE 4 METROS.....	35
2.5.2.2.1. PRE DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	37
2.5.2.2.1.1. PRE DIMENSIONAMIENTO DE LOSA	37
2.5.2.2.1.2. PRE DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS	39
2.5.2.2.1.3. PRE DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS	43
2.5.2.3. ALTERNATIVA DE 3 Y 5 PISOS CON LUCES DE 6 METROS.....	46
2.5.2.3.1. PRE DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	47
2.5.2.3.1.1. PRE DIMENSIONAMIENTO DE LOSA	47
2.5.2.3.1.2. PRE DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS	48
2.5.2.3.1.3. PRE DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS	48
2.5.2.3.2. ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES UTILIZANDO EL PROGRAMA ETABS.....	50
2.5.2.3.3. PROCESO SISTEMÁTICO PARA EL ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO EN EL PROGRAMA ETABS	51
2.5.2.3.3.1. DEFINICIÓN DE LOS ESTADOS DE CARGA	56
2.5.2.3.3.2. CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL	57
2.5.2.3.3.3. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL	61
2.5.2.3.3.4. COMBINACIONES DE CARGA.....	62
2.5.2.3.3.5. ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	63
2.5.2.3.3.5.1. CORRECCIÓN DEL CORTANTE BASAL ESTÁTICO Y DINÁMICO..	63
2.5.2.3.3.5.2. CONTROL DE DERIVAS DE PISO.....	67

2.5.2.3.7.3.	CONTROL DE MODOS DE VIBRACIÓN	69
2.5.3.	CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE ACERO PARA 3 Y 5 PISOS CON LUCES DE 4 Y 6 METROS.....	70
2.5.3.1.	DETERMINACIÓN DE CARGAS VERTICALES	71
2.5.3.2.	ALTERNATIVA DE 3 Y 5 PISOS CON LUCES DE 4 METROS.....	71
2.5.3.2.1.	PRE DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	71
2.5.3.2.1.1.	PRE DIMENSIONAMIENTO DE LOSA	71
2.5.3.2.1.2.	PRE DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS SECUNDARIAS.....	73
2.5.3.2.1.3.	PRE DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PRINCIPALES	77
2.5.3.2.1.4.	PRE DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS	81
2.5.3.3.	ALTERNATIVA DE 3 Y 5 PISOS CON LUCES DE 6 METROS.....	86
2.5.3.3.1.	PRE DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	86
2.5.3.3.1.1.	PRE DIMENSIONAMIENTO DE LOSA	86
2.5.3.3.1.2.	PRE DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS SECUNDARIAS.....	87
2.5.3.3.1.3.	PRE DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PRINCIPALES	89
2.5.3.3.1.4.	PRE DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS	92
2.5.3.4.	ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES UTILIZANDO EL PROGRAMA ETABS.....	95
2.5.3.4.1.	PROCESO SISTEMÁTICO PARA EL ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA DE ACERO EN EL PROGRAMA ETABS	96
2.5.3.4.1.1.	DEFINICIÓN DE LOS ESTADOS DE CARGA	100
2.5.3.4.2.	CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL	100
2.5.3.4.3.	ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL	102
2.5.3.4.4.	COMBINACIONES DE CARGA.....	102
2.5.3.4.5.	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	103
2.5.4.	CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA MIXTA (HORMIGÓN ARMADO Y ACERO) PARA 3 Y 5 PISOS CON LUCES DE 4 Y 6 METROS.	103
2.5.4.1.	DETERMINACIÓN DE CARGAS VERTICALES	103
2.5.4.2.	ALTERNATIVA DE 3 Y 5 PISOS CON LUCES DE 4 METROS.....	104
2.5.4.2.1.	PRE DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	104
2.5.4.2.1.1.	PRE DIMENSIONAMIENTO DE LOSA	104
2.5.4.2.1.2.	PRE DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS SECUNDARIAS.....	105
2.5.4.2.1.3.	PRE DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PRINCIPALES	107
2.5.4.2.1.4.	PRE DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS	109
2.5.4.3.	ALTERNATIVA DE 3 Y 5 PISOS CON LUCES DE 6 METROS.....	111
2.5.4.3.1.	PRE DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	111
2.5.4.3.1.1.	PRE DIMENSIONAMIENTO DE LOSA	111
2.5.4.3.1.2.	PRE DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS SECUNDARIAS.....	111

2.5.4.3.1.3.	PRE DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PRINCIPALES	114
2.5.4.3.1.4.	PRE DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS	116
2.5.4.4.	ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES UTILIZANDO EL PROGRAMA ETABS.....	118
2.5.4.4.1.	PROCESO SISTEMÁTICO PARA EL ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA MIXTA (HORMIGÓN ARMADO – ACERO) EN EL PROGRAMA ETABS	118
2.5.4.4.1.1.	DEFINICIÓN DE LOS ESTADOS DE CARGA	119
2.5.4.4.2.	CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL	119
2.5.4.4.3.	ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL	121
CAPITULO III.....		122
3.	RESULTADOS	122
3.1.	DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO	122
3.1.1.	DISEÑO DE VIGAS	122
3.1.1.1.	DISEÑO A FLEXIÓN.....	122
3.1.1.2.	DISEÑO A CORTE.....	128
3.1.1.2.1.	Ubicación de estribos para confinamiento.....	130
3.1.2.	DISEÑO DE COLUMNAS	138
3.1.3.	DISEÑO DE LOSA	151
3.2.	DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE ACERO	156
3.2.1.	COMPROBACIÓN DE VIGAS	156
3.2.1.1.	ARRIOSTRIAMIENTO LATERAL.....	157
3.2.1.2.	PANDEO LOCAL EN VIGAS	159
3.2.1.3.	DISEÑO DE MIEMBROS EN CORTE.....	162
3.2.2.	COMPROBACIÓN DE COLUMNAS	163
3.3.	DISEÑO DE LA ESTRUCTURA MIXTA (HORMIGÓN ARMADO Y ACERO)...	180
3.3.1.	COMPROBACIÓN DE VIGAS DE ACERO	180
3.3.2.	COMPROBACIÓN DE COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO	181
3.4.	ANÁLISIS SÍSMICO	198
3.4.1.	ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO..	198
3.4.1.1.	CORTANTE BASAL Y DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS	198
3.4.1.2.	DERIVAS DE PISO.....	200
3.4.1.3.	MODOS DE VIBRACIÓN	202
3.4.2.	ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA DE ACERO	203
3.4.2.1.	CORTANTE BASAL Y DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS	203
3.4.2.2.	DERIVAS DE PISO.....	205
3.4.2.3.	MODOS DE VIBRACIÓN	207
3.4.3.	ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA MIXTA.....	208

3.4.3.1.	CORTANTE BASAL Y DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS	208
3.4.3.2.	DERIVAS DE PISO	210
3.4.3.3.	MODOS DE VIBRACIÓN	211
3.5.	ANÁLISIS ECONÓMICO	213
CAPITULO IV		216
4.	DISCUSIÓN	216
CAPITULO V		221
5.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	221
5.1.	CONCLUSIONES	221
5.2.	RECOMENDACIONES	224
CAPITULO VI		225
6.	PROPUESTA	225
6.1.	TÍTULO DE LA PROPUESTA	225
6.2.	INTRODUCCIÓN	225
6.3.	OBJETIVOS	226
6.3.1.	GENERAL	226
6.3.2.	ESPECÍFICOS	226
6.4.	FUNDAMENTACIÓN CIENTÍFICA TÉCNICA	226
6.4.1.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	226
6.4.2.	MÉTODO POR ÚLTIMA RESISTENCIA	226
6.4.3.	FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA	227
6.5.	DESCRIPCIÓN DE LA PROPUESTA	227
6.5.1.	CARGAS EN LA ESTRUCTURA	227
6.5.2.	CARGA SÍSMICA	228
6.5.3.	FACTOR DE REDUCCIÓN R	229
6.5.4.	CORTANTE BASAL	230
6.5.5.	CONTROL DE DERIVA DE PISO	230
6.5.6.	PRE DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUTURALES	231
6.5.7.	DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUTURALES	232
6.6.	DISEÑO ORGANIZACIONAL	234
6.7.	MONITOREO Y EVALUACIÓN DE LA PROPUESTA	234
CAPITULO VII		235
7.	BIBLIOGRAFÍA	235
8.	APÉNDICES O ANEXOS	237
8.1.	PRESUPUESTO DE OBRA – HORMIGÓN ARMADO	238
8.2.	PRESUPUESTO DE OBRA – ACERO	242
8.3.	PRESUPUESTO DE OBRA – MIXTOS (HORMIGÓN ARMADO – ACERO)	246

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Pesos unitarios de materiales de construcción.....	6
Tabla 2. Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas, lo, y concentradas po.	7
Tabla 3. Valores del factor Z en función de la zona sísmica.	8
Tabla 4. Poblaciones ecuatorianas y valor del factor z	9
Tabla 5. Clasificación de los perfiles de suelo.	9
Tabla 6. Combinaciones de carga.	11
Tabla 7. Coeficiente r para sistemas estructurales dúctiles.	12
Tabla 8. Valores ΔM máximos, expresados como fracción de altura de piso.	13
Tabla 9. Valores de c_t y α según el tipo de edificio.....	15
Tabla 10. Clasificación de edificios de hormigón armado.	17
Tabla 11. Factores de reducción de resistencia.	19
Tabla 12. Momentos de inercia para estructuras de hormigón armado.	20
Tabla 13. Propiedades del acero estructural.	20
Tabla 14. Clasificación de las secciones de acero.	25
Tabla 15. Relación ancho – espesor en vigas.	25
Tabla 16. Relación ancho – espesor en columnas.	26
Tabla 17. Operacionalización de la variable independiente.	32
Tabla 18. Operacionalización de la variable dependiente.	32
Tabla 19. Actividades y procedimientos realizados en la investigación.	33
Tabla 20. Propiedades del hormigón.	34
Tabla 21. Análisis de cargas para el pre diseño.....	39
Tabla 22. Análisis de cargas para el pre diseño.....	41
Tabla 23. Valores de coeficiente β_1	42
Tabla 24. Secciones de columnas HA3p-4m.....	44
Tabla 25. Secciones de columnas HA5p-4m.....	45
Tabla 26. Dimensiones de los elementos estructurales HA3p-5p-4m.	45
Tabla 27. Análisis de carga viva y muerta HA-6m.	47
Tabla 28. Secciones de columnas HA3p6m.	49
Tabla 29. Secciones de columnas HA5p6m.	49
Tabla 30. Dimensiones de los elementos estructurales HA3p-5p- 6m.	49
Tabla 31. Unidades usadas en la modelación.	50
Tabla 32. Propiedades del hormigón.	50
Tabla 33. Carga permanente y viva.	56
Tabla 34. Valores considerados para el cortante basal.	58
Tabla 35. Valores del coeficiente k en función de t	60
Tabla 36. Valores considerados para el espectro elástico.....	61
Tabla 37. Valores del espectro de diseño inelástico.	61
Tabla 38. Combinaciones de carga.....	63
Tabla 39. Modos de vibración HA-3p.....	70
Tabla 40. Propiedades del acero y hormigón.	70
Tabla 41. Especificaciones técnicas de la placa colaborante.....	72
Tabla 42. Propiedades de la placa colaborante.....	72
Tabla 43. Análisis de cargas para el pre diseño AC.	73
Tabla 44. Vigüeta tipo i dimensiones y propiedades AC-4m.....	76
Tabla 45. Tabla de dimensiones y propiedades.....	80
Tabla 46. Viga tipo i dimensiones y propiedades AC-4m.....	81
Tabla 47. Resumen de cargas AC3p-5p-4m.....	82

Tabla 48. Carga axial soportada por cada columna AC3p-4m.	83
Tabla 49. Carga axial soportada por cada columna.	84
Tabla 50. Carga axial soportada por cada columna AC5p-4m.	85
Tabla 51. Dimensiones de los elementos estructurales AC3p-5p-4m.	86
Tabla 52. Parámetros para pre dimensionamiento de la viga secundaria AC-6m.	87
Tabla 53. Dimensiones y propiedades de la viga secundaria AC-6m.	88
Tabla 54. Parámetros para pre diseño de la viga principal AC-6m.	90
Tabla 55. Dimensiones y propiedades de la viga principal AC-6m.	91
Tabla 56. Parámetros para pre diseño de columnas AC5p-6m.	92
Tabla 57. Dimensiones y propiedades de la columna AC3p-6m.	92
Tabla 58. Parámetros para pre dimensionamiento de columnas AC5p-6m.	93
Tabla 59. Dimensiones y propiedades de la columna AC5p-6m.	93
Tabla 60. Dimensiones de los elementos estructurales AC3p-5p-6m.	94
Tabla 61. Unidades usadas en la modelación.	95
Tabla 62. Propiedades de materiales.	95
Tabla 63. Carga permanente y viva AC.	100
Tabla 64. Valores considerados para el cortante basal AC.	100
Tabla 65. Combinaciones de carga.	102
Tabla 66. Propiedades del acero y hormigón.	103
Tabla 67. Análisis de cargas para el pre diseño MX.	104
Tabla 68. Parámetros para pre dimensionamiento de la viga secundaria MX-4m.	105
Tabla 69. Dimensiones y propiedades de la viga secundaria MX-4m.	106
Tabla 70. Parámetros para pre diseño de la viga principal MX-4m.	107
Tabla 71. Dimensiones y propiedades de la viga principal MX-4m.	108
Tabla 72. Parámetros para pre diseño de columnas MX3p-4m.	109
Tabla 73. Dimensiones de columnas MX3p-4m.	110
Tabla 74. Secciones de columnas MX5p-4m.	110
Tabla 75. Dimensiones de los elementos estructurales MX3p-5p-4m.	111
Tabla 76. Parámetros para pre diseño de la viga secundaria MX-6m.	112
Tabla 77. Dimensiones y propiedades de la viga secundaria MX-6m.	113
Tabla 78. Parámetros para pre diseño de la viga principal MX-6m.	115
Tabla 79. Dimensiones y propiedades de la viga principal MX-6m.	115
Tabla 80. Secciones de columnas MX3p-6m.	117
Tabla 81. Secciones de columnas MX5p-6m.	117
Tabla 82. Dimensiones de los elementos estructurales MX3p-5p-4m.	117
Tabla 83. Unidades usadas en la modelación.	118
Tabla 84. Carga permanente y viva.	119
Tabla 85. Valores considerados para el cortante basal.	120
Tabla 86. Valores considerados para el espectro elástico.	121
Tabla 87. Diseño a flexión – viga 25x35 HA4m.	123
Tabla 88. Diseño a flexión – viga 35x40 HA5p.	124
Tabla 89. Diseño a flexión – viga 35x50 HA3p.	126
Tabla 90. Diseño a flexión – viga 40x50 HA5p.	127
Tabla 91. Expresiones para determinar la resistencia al cortante.	129
Tabla 92. Diseño a corte - viga 25x35 HA3p.	130
Tabla 93. Diseño a corte - viga 35x40 HA5p.	132
Tabla 94. Diseño a corte - viga 35x50 HA3p.	134
Tabla 95. Diseño a corte - viga 40x50 HA3p.	136
Tabla 96. Condiciones para considerar efectos de esbeltez en columnas.	139
Tabla 97. Capacidad resistente a corte del concreto.	140

Tabla 98. Cortante por capacidad.....	140
Tabla 99. Diseño de columna – C40x40 HA3p.....	142
Tabla 100. Diseño de columna – C60x60 HA5p.....	145
Tabla 101. Diseño de columna – C90x90 HA5p.....	148
Tabla 102. Área de acero mínima superior (puentes).....	151
Tabla 103. Área de acero mínima inferior (nervios).....	152
Tabla 104. Diseño de losa $e=20$ cm.....	154
Tabla 105. Propiedades de vigas principales y secundarias definitivas ac4m.....	157
Tabla 106. Verificación de arriostamiento lateral.....	159
Tabla 107. Verificación de alas compactas en vigas.....	159
Tabla 108. Verificación de almas compactas en vigas.....	160
Tabla 109. Verificación de resistencia de vigas.....	161
Tabla 110. Diseño a corte de vigas.....	162
Tabla 111. Propiedades de columnas AC3p4m.....	163
Tabla 112. Verificación de alas compactas en columnas AC3p4m.....	164
Tabla 113. Verificación de almas compactas en columnas AC3p4m.....	165
Tabla 114. Momento nominal en el sentido x e y de columnas AC3p4m.....	165
Tabla 115. Cálculo del valor del coeficiente k AC3p4m.....	166
Tabla 116. Cálculo de la relación de esbeltez kl/r AC3p4m.....	166
Tabla 117. Propiedades de columnas AC5p4m.....	169
Tabla 118. Verificación de alas compactas en columnas AC5p4m.....	170
Tabla 119. Comprobación de columnas AC5p4m.....	170
Tabla 120. Propiedades de vigas principales y secundarias definitivas AC3p6m.....	172
Tabla 121. Comprobación de vigas principales y secundarias AC3p6m.....	173
Tabla 122. Propiedades de columnas AC3p6m.....	174
Tabla 123. Verificación de alas compactas en columnas AC3p6m.....	174
Tabla 124. Comprobación de columnas AC3p6m.....	175
Tabla 125. Propiedades de columnas AC5p6m.....	177
Tabla 126. Verificación de alas compactas en columnas AC5p6m.....	178
Tabla 127. Comprobación de columnas AC5p6m.....	178
Tabla 128. Diseño de columna C35x35 MX3p4m.....	181
Tabla 129. Diseño de columna C45x45 MX5p4m.....	185
Tabla 130. Diseño de columna C50x50 MX3p6m.....	190
Tabla 131. Diseño de columna C60x60 MX5p6m.....	194
Tabla 132. Cortante basal y distribución de fuerzas sísmicas HA3p.....	198
Tabla 133. Cortante basal y distribución de fuerzas sísmicas HA5p.....	199
Tabla 134. Derivas de piso HA3p.....	200
Tabla 135. Derivas de piso HA5p.....	201
Tabla 136. Modos de vibración HA4m.....	202
Tabla 137. Modos de vibración HA6m.....	202
Tabla 138. Cortante basal y distribución de fuerzas sísmicas AC3p.....	203
Tabla 139. Cortante basal y distribución de fuerzas sísmicas AC5p.....	204
Tabla 140. Derivas de piso AC3p.....	205
Tabla 141. Derivas de piso AC5p.....	206
Tabla 142. Modos de vibración AC4m.....	207
Tabla 143. Modos de vibración AC6m.....	207
Tabla 144. Cortante basal y distribución de fuerzas sísmicas MX3p.....	208
Tabla 145. Cortante basal y distribución de fuerzas sísmicas MX5p.....	209
Tabla 146. Derivas de piso MX3p.....	210
Tabla 147. Derivas de piso MX5p.....	211

Tabla 148. Modos de vibración MX4m.	211
Tabla 149. Modos de vibración MX6m.	212
Tabla 150. Factores de reducción de resistencia.	227
Tabla 151. Valores del factor Z en función de la zona sísmica.	228
Tabla 152. Tipos de perfiles de suelo.	228
Tabla 153. Coeficiente r para sistemas estructurales dúctiles.	229
Tabla 154. Valores ΔM máximos.	230
Tabla 155. Pre dimensionamiento de elementos estructurales.	231
Tabla 156. Diseño de elementos estructurales.	232
Tabla 157. Presupuesto de obra – HA3p-4m.	238
Tabla 158. Presupuesto de obra – HA3p-6m.	239
Tabla 159. Presupuesto de obra – HA5p-4m.	240
Tabla 160. Presupuesto de obra – HA5p-6m.	241
Tabla 161. Presupuesto de obra – AC3p-4m.	242
Tabla 162. Presupuesto de obra – AC3p-6m.	243
Tabla 163. Presupuesto de obra – AC5p-4m.	244
Tabla 164. Presupuesto de obra – AC5p-6m.	245
Tabla 165. Presupuesto de obra – MX3p-4m.	246
Tabla 166. Presupuesto de obra – MX3p-6m.	247
Tabla 167. Presupuesto de obra – MX5p-4m.	248
Tabla 168. Presupuesto de obra – MX5p-6m.	249

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Zonas sísmicas en Ecuador para propósitos de diseño y valor del factor de zona z.	8
Figura 2. Espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a	14
Figura 3. Pórtico no arriostrado.....	23
Figura 4. Perfiles laminados de acero.	24
Figura 5. Momento columna - viga.	27
Figura 6. Detalle de conexión columna cajón – viga tipo I.....	29
Figura 7. Detalle de conexión viga de acero – columna de hormigón armado.....	30
Figura 8. Distribución en planta de la estructura HA4m.....	36
Figura 9. Distribución en elevación de la estructura HA4m.	36
Figura 10. Sección “t” de losa alivianada $h=20$ cm.	37
Figura 11. Sección “t” de losa alivianada.....	38
Figura 12. Mosaico de cargas en la losa.....	40
Figura 13. Coeficientes para cálculo de momentos según el código aci.	41
Figura 14. Área cooperante que soporta el elemento a dimensionar.	44
Figura 15. Distribución en planta de la estructura HA-6m.....	46
Figura 16. Distribución en elevación de la estructura HA-6m.	46
Figura 17. Sección “t” de losa alivianada $h=25$ cm.	47
Figura 18. Coeficientes para cálculo de momentos según el código aci.	48
Figura 19. Ventana para creación de grilla en etabs.....	51
Figura 20. Ventana para creación de materiales en etabs.....	52
Figura 21. Ventana para creación de secciones en etabs.....	52
Figura 22. Ventana para creación de columnas.....	53
Figura 23. Ventana para ingreso de la inercia agrietada de columnas.....	53
Figura 24. Ventana para creación de vigas.....	54
Figura 25. Ventana para creación de losa.....	54
Figura 26. Vista de vigas, columnas y losa en planta HA3p.....	55
Figura 27. Vista en 3d de la estructura HA3p.	55
Figura 28. Ventana para definir los estados de carga.....	57
Figura 29. Espectro elástico de diseño HA3p.	59
Figura 30. Distribución de cargas laterales y cortante de pisos.....	60
Figura 31. Espectro de respuesta de aceleraciones s_a	62
Figura 32. Secuencia para mostrar el peso y cortante basal de la estructura.	64
Figura 33. Valores de peso y cortante basal de la estructura.....	64
Figura 34. Valores del cortante basal estático.	65
Figura 35. Corrección del cortante basal estático.....	66
Figura 36. Cortante basal dinámico en la dirección x e y.	66
Figura 37. Corrección del cortante basal dinámico.	67
Figura 38. Máxima deriva en x HA-3p.	68
Figura 39. Máxima deriva en y HA-3p.	69
Figura 40. Componentes de losa con placa colaborante.....	71
Figura 41. Corte típico de placa colaborante.....	72
Figura 42. Disposición de vigas secundarias en planta AC-4m.	74
Figura 43. Esquema de viga secundaria simplemente apoyada AC-4m.....	75
Figura 44. Sección de viga tipo i armada vista en corte.	76
Figura 45. Esquema de viga principal y vigas secundarias.	77
Figura 46. Cargas en viga principal empotrada y diagrama de momentos AC-4m.....	78
Figura 47. Cargas en viga principal simplemente apoyada y diagrama de momentos AC-4m.	79
Figura 48. Viga tipo i armada vista en corte.	80

Figura 49. Esquema de áreas cooperantes para columnas.....	82
Figura 50. Sección de columna propuesta AC3p-4m.....	85
Figura 51. Sección de columna propuesta AC5p-4m.....	86
Figura 52. Esquema de vigas secundarias en planta AC-6m.....	87
Figura 53. Cargas que actúan en la viga secundaria AC-6m.....	88
Figura 54. Esquema de viga principal en planta AC-6m.....	90
Figura 55. Cargas que actúan en la viga principal AC-6m.....	90
Figura 56. Ventana para creación de materiales en etabs.....	96
Figura 57. Ventana para creación de secciones en etabs.....	97
Figura 58. Ventana para creación de columnas en etabs.....	97
Figura 59. Ventana para creación de vigas en etabs.....	98
Figura 60. Ventana para creación de losa deck en etabs.	98
Figura 61. Asignación de columnas, vigas principales y secundarias en planta AC.....	99
Figura 62. Vista en 3d de la estructura AC.....	99
Figura 63. Espectro elástico de diseño AC3p.....	101
Figura 64. Espectro de respuesta de aceleraciones sa.....	102
Figura 65. Disposición de vigas secundarias en planta MX-4m.....	105
Figura 66. Esquema de viga principal en planta MX-4m.....	107
Figura 67. Disposición de vigas secundarias en planta MX-6m.....	112
Figura 68. Esquema de viga principal en planta MX-6m.....	114
Figura 69. Vista en 3d de la estructura MX3p-4m.....	119
Figura 70. Distribución de acero de refuerzo viga 25x35 HA3p.....	124
Figura 71. Distribución de acero de refuerzo viga 35x40 HA5p.....	125
Figura 72. Distribución de acero de refuerzo viga 35x50 HA3p.....	127
Figura 73. Distribución de acero de refuerzo viga 40x50 HA5p.....	128
Figura 74. Armadura transversal que cose a las fisuras de cortante.....	128
Figura 75. Ubicación de estribos para confinamiento.....	130
Figura 76. Diagrama de interacción de columna.....	138
Figura 77. Separación de estribos.....	141
Figura 78. Sección tipo de losa alivianada e=20 cm.....	152
Figura 79. Planta tipo para diseño de losas.....	153
Figura 80. Planta tipo para diseño de losas.....	153
Figura 81. Distribución de acero en cada nervio.....	155
Figura 82. Vista en elevación del pórtico b.....	156
Figura 83. Secciones que requieren arriostamiento lateral.....	158
Figura 84. Columna crítica.....	163
Figura 85. Vista en 3d de las secciones de vigas y columnas AC3p4m.....	168
Figura 86. Vista en 3d de vigas y columnas AC3p4m.....	169
Figura 87. Vista en 3d de las secciones de vigas y columnas AC5p4m.....	171
Figura 88. Vista en 3d de vigas y columnas AC5p4m.....	172
Figura 89. Vista en 3d de las secciones de vigas y columnas AC3p6m.....	176
Figura 90. Vista en 3d de vigas y columnas AC3p6m.....	176
Figura 91. Vista en 3d de las secciones de vigas y columnas AC5p6m.....	179
Figura 92. Vista en 3d de vigas y columnas AC5p6m.....	180
Figura 93. Vista en 3d de secciones de vigas y columnas MX3p4m.....	184
Figura 94. Vista en 3d de vigas y columnas MX3p4m.....	185
Figura 95. Vista en 3d de secciones de vigas y columnas MX5p4m.....	189
Figura 96. Vista en 3d de vigas y columnas MX5p4m.....	189
Figura 97. Vista en 3d de secciones de vigas y columnas MX3p6m.....	193
Figura 98. Vista en 3d de vigas y columnas MX3p6m.....	193

Figura 99. Vista en 3d de secciones de vigas y columnas MX5p6m.	197
Figura 100. Vista en 3d de vigas y columnas MX5p6m.	197
Figura 101. Comparación económica SC3p-4m.	213
Figura 102. Comparación económica SC5p-4m.	213
Figura 103. Comparación económica SC3p-6m.	214
Figura 104. Comparación económica SC5p-6m.	214
Figura 105. Deriva de piso en sentido x-y SC3p4m.....	218
Figura 106. Deriva de piso en sentido x-y SC3p6m.....	218
Figura 107. Deriva de piso en sentido x-y SC5p4m.....	219
Figura 108. Deriva de piso en sentido x-y SC5p6m.....	219
Figura 109. Peso de la estructura SC3p.....	220
Figura 110. Peso de la estructura SC5p.....	220
Figura 111. Zonas sísmicas en ecuador y valor del factor de zona z.....	228
Figura 112. Diseño organizacional.....	234

RESUMEN

En el cantón Riobamba, se ha utilizado ampliamente el hormigón armado para la construcción de edificaciones con diferentes fines, sin embargo, los asentamientos humanos y la densificación de la ciudad demanda nuevos sistemas constructivos acordes a las normativas técnicas vigentes en nuestro país, la presente investigación se centra en la comparación estructural y económica de tres sistemas constructivos: Hormigón Armado, Acero y Mixto (Hormigón Armado y Acero) para edificaciones de 3 y 5 pisos con luces de 4 y 6 metros, con el objetivo de brindar alternativas económicas y un mayor criterio para definir el sistema constructivo a usar en un determinado proyecto.

Los sistemas constructivos propuestos están conformados por pórticos resistentes a momentos, en el caso del sistema mixto se utilizan columnas de hormigón armado, vigas armadas de acero tipo I y losa con placa colaborante Deck. Se realiza un pre diseño de los elementos estructurales de cada alternativa cumpliendo los requisitos de resistencia y serviciabilidad, a continuación, mediante el uso del programa ETABS 2016 versión no comercial, la aplicación de especificaciones y requerimientos que presenta la norma de diseño NEC 2015, se logra la modelación y posterior diseño de cada alternativa planteada, verificando entre otros parámetros, los modos de vibración, derivas máximas de piso, deflexiones, esfuerzos, etc. Se realiza una comprobación manual de los resultados presentados por el software ETABS, verificando que cada elemento estructural cumpla las solicitaciones de carga. La presente investigación se basa en métodos documentales, comparativos, descriptivos y científicos.

Finalmente, con las secciones óptimas para cada sistema constructivo se realiza la comparación de resultados y posteriormente se obtiene un análisis de precios unitarios de los rubros referentes a obra muerta, lo cual permitirá obtener un presupuesto referencial para cada alternativa, el mismo que servirá de parámetro fundamental para la comparación económica de los sistemas.

Abstract

In Riobamba City, reinforced concrete has been widely used for the construction of buildings with different purposes, however, human settlements and densification of the city demands new construction systems in accordance with the technical regulations in force in our country. The present investigation focuses on the structural and economic comparison of three construction systems: Reinforced Concrete, Steel and Mixed (Reinforced Concrete and Steel) for buildings of 3 and 5 floors with 4 and 6 meter lights, with the aim of providing economic alternatives and greater Criterion to define the construction system to be used in a given project. The proposed construction systems are made up of moment-resistant porticos, in the case of the mixed system, reinforced concrete columns, type I steel reinforced beams and slab with cooperating Deck plate are used. A pre-design of the structural elements of each alternative meeting the requirements of resistance and serviceability, then, using the ETABS 2016 non-commercial version, the application of specifications and requirements presented by the NEC 2015 design standard. It achieves the modeling and subsequent design of each proposed alternative, verifying, among other parameters, vibration modes, maximum floor drifts, deflections, stresses, etc. A manual verification of the results presented by the ETABS software is carried out, verifying that each structural element fulfills the load requests. This research is based on documentary, comparative, descriptive and scientific methods. Finally, with the optimum sections for each construction system, a comparison of results is carried out and later a unit price analysis of the items related to dead work is obtained, which will allow obtaining a reference budget for each alternative, which will serve as an important parameter for the economic comparison of systems.

Isabel Escudero

Reviewed by: Escudero, Isabel
LANGUAGE CENTER TEACHER



INTRODUCCIÓN

Las edificaciones erigidas en la ciudad de Riobamba están compuestas por elementos estructurales tales como: vigas, columnas y losas edificadas con el sistema estructural tradicional que es el hormigón armado, muchas de estas construcciones fueron realizadas con técnicas no fundamentadas y sin ningún tipo de código, esto se puede aducir a que no se exigía la participación de un profesional de la construcción en el diseño de las mismas. Debido al crecimiento poblacional y económico los espacios disponibles horizontalmente se han visto saturados, con construcciones en su mayoría de hasta 3 plantas, predominando el sistema tradicional de hormigón armado.

La presente investigación se centra en la comparación estructural y económica de tres sistemas estructurales: Hormigón Armado, Acero y Mixto (Hormigón Armado y Acero), aplicando la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 vigente en nuestro país, con el objetivo de actualizar los métodos de cálculo de los elementos estructurales y brindar alternativas específicas dando a conocer las ventajas y desventajas de construir con un sistema estructural diferente y de esta manera proporcionar un mayor criterio para tomar una decisión acertada respecto al sistema estructural a usarse. Para las alternativas de hormigón armado se utilizarán secciones rectangulares en vigas y cuadradas en columnas, y losas alivianadas con bloque. Para las alternativas de acero se utilizarán secciones tipo cajón para columnas, vigas y viguetas armadas tipo I, y losas con deck metálico, mientras que, para los sistemas mixtos se utilizarán columnas de hormigón armado, vigas y viguetas de acero armadas tipo I y losas con deck metálico.

Por lo tanto, el presente estudio pretende establecer el óptimo sistema constructivo entre hormigón armado, acero y mixto, mediante un análisis estructural y económico, de acuerdo a las luces y número de pisos propuestos, con lo cual se pretende dar una herramienta al momento de definir las limitaciones estructurales y económicas de cada sistema para el uso adecuado en la construcción.

CAPITULO I

1. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

1.1. GENERALIDADES

1.1.1. La construcción con Hormigón Armado en el Ecuador.

En el Ecuador, a lo largo de los últimos 60 años se ha utilizado ampliamente el hormigón armado para la construcción de diferentes edificaciones con diferentes fines, al ser un material estructural en el que se integran las propiedades del hormigón simple y del acero de refuerzo, hacen que una estructura o edificación construida con este material sea duradera y habitable, satisfaciendo las demandas del sector de la construcción y de la población en general, de esta manera probablemente en estos últimos años el hormigón armado se ha convertido en el material disponible más importante para la construcción en nuestro país, debido a la disponibilidad del material se han construido edificaciones importantes, cumpliendo con las normativas de diseño y construcción establecidas en el código, sin embargo, las viviendas unifamiliares de las clases medias y bajas no cumplen las condiciones de resistencia necesarias y lo que presentan es una simple apariencia de hormigón armado, debido a que las construcciones se realiza en base a conocimientos empíricos y no fundamentados, en casos extremos se escatima en el costo y calidad de la estructura, afectando de esta manera a la seguridad del usuario ante eventos naturales o excesos de carga. En la actualidad prevalece la influencia tecnológica norteamericana, de tal forma que nuestro actual código de construcciones está basado y es una traducción del norteamericano. (Placencia, 1999).

1.1.2. Importancia de la construcción sismo resistente

Ecuador se encuentra en una zona de actividad sísmica alta, es por ello que establecer requisitos mínimos para el análisis, diseño y construcción de viviendas

sismo-resistente, permitirá que las edificaciones tengan un comportamiento adecuado para resistir la acción de fuerzas causadas por sismos, protegiendo la vida de las personas que las ocupan. (NEC_SE_VIVIENDA, 2015).

Para que una estructura cumpla sus propósitos debe ser segura contra el colapso y funcional en condiciones de servicio. La seguridad requiere que la resistencia de la estructura sea la adecuada para todas las cargas que puedan llegar a actuar sobre ella. (Nilson, 1999).

1.1.3. Comparación del hormigón armado con el acero estructural para edificios.

La selección del material estructural que se ha de usar en un edificio determinado depende de varios factores: de la altura y claro de la estructura, el mercado de materiales, de las condiciones de la cimentación, de los códigos locales de construcción y de consideraciones arquitectónicas. Para edificios de menos de 4 niveles, el concreto reforzado, el acero estructural y la construcción con muros de carga pueden competir entre sí, en edificios de 4 a 20 niveles, el concreto reforzado y el acero estructural son icónicamente competitivos, pero para edificios de más de 20 niveles se prefiere el acero estructural. (McCormac & Brown, 2011).

1.1.4. Compatibilidad del concreto y el acero.

El concreto y el acero de refuerzo funcionan en conjunto en forma excelente en las estructuras de concreto reforzado o también llamadas hormigón armado. Las ventajas de cada material compensan las desventajas del otro. Por ejemplo, la gran desventaja del concreto es su falta de resistencia a la tensión, pero la resistencia a la tensión es una de las grandes ventajas del acero. Las varillas de refuerzo tienen una resistencia a la tensión aproximadamente 100 veces mayor a la de concreto.

Los dos materiales se adhieren muy bien entre sí de modo que no hay deslizamiento entre los dos y por lo tanto funcionan conjuntamente como una unidad para resistir las fuerzas. (McCormac & Brown, 2011).

1.2. FUNDAMENTOS DE DISEÑO

La característica particular más importante de cualquier elemento estructural es su resistencia real, la cual debe ser lo suficientemente elevada para resistir, con algún margen de reserva, todas las cargas previsibles que puedan actuar durante la vida útil de la estructura, sin que se presente falla o cualquier otro inconveniente. Es lógico seleccionar las dimensiones del concreto y la cantidad de refuerzo, de manera que sus resistencias sean adecuadas para soportar las fuerzas resultantes de ciertos estados hipotéticos de sobrecarga. (Nilson, 1999).

1.3. CÓDIGOS DE DISEÑO

El diseño de estructuras de concreto se lleva a cabo generalmente dentro de un contexto de códigos que dan requisitos específicos para materiales, para el análisis estructural, para el dimensionamiento de elementos, etc. La responsabilidad de producir y mantener especificaciones de diseño descansa sobre varios grupos profesionales, asociaciones gremiales e institutos técnicos que han producido los documentos necesarios. (Nilson, 1999).

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción las normas vigentes para el diseño, consideraciones, requisitos, etc., utilizadas en el Ecuador son las siguientes:

- NEC_SE_CG: Cargas (no sísmicas).
- NEC_SE_DS: Cargas sísmicas y Diseño Sismo Resistente.
- NEC_SE_RE: Rehabilitación Sísmica de Estructuras.
- NEC_SE_GM: Geotecnia y Diseño de Cimentaciones.
- NEC_SE_HM: Estructura de Hormigón Armado
- NEC_SE_AC: Estructuras de Acero.
- NEC_SE_MP: Estructuras de Mampostería Estructural.
- NEC_SE_MD: Estructuras de Madera.

Las normas utilizadas en nuestro país están basadas en normas internacionales, tales como:

- ACI 318: Instituto Americano del Hormigón. Requisitos de Reglamento para concreto estructural y comentario.
- AISC 360-10: American Institute of Steel Construction.
- Norma NSR_10: Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente.

Ningún código o especificación de diseño puede utilizarse como sustituto de un criterio de ingeniería, el código sirve únicamente como una guía y el ingeniero debe confiar en un firme entendimiento de los principios básicos de la mecánica estructural y un conocimiento profundo de la naturaleza de los materiales. (Nilson, 1999).

1.4. CLASIFICACIÓN DE LAS CARGAS

Según la NEC_SE_CG 2015 de manera general se clasifican a las cargas como:

- Cargas Permanentes,
- Cargas Variables (cargas vivas, también llamadas sobrecargas de uso, cargas estáticas por viento y por granizo),
- Cargas accidentales (acciones sísmicas).

Las construcciones en general deberán diseñarse para resistir las combinaciones de las cargas mencionadas.

1.4.1. CARGAS PERMANENTES

Las cargas permanentes o muertas son cargas de magnitud constante que generalmente permanecerán en el mismo lugar, incluye el peso propio de la estructura en estudio, tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, etc. y los elementos que estén permanentemente unidos a ella. (McCormac & Brown, 2011).

1.4.1.1. Materiales (estructurales y no estructurales)

Las cargas permanentes serán tomadas en cuenta de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 1. Pesos Unitarios de Materiales de Construcción.

MATERIAL	PESO UNITARIO
	kN/m ³
A. MATERIALES	
Baldosa cerámica	18.00
Hormigón Simple	22.00
Hormigón Armado	24.00
Bloque hueco de hormigón	12.00
Bloque hueco de hormigón alivianado	8.50
Acero	78.50
ELEMENTOS SECUNDARIOS	
B. CONTRAPISOS Y RECUBRIMIENTOS	
Baldosa de cerámica, con mortero de cemento; por cada cm, de espesor	0.20
Contrapiso de hormigón ligero simple, por cada cm, de espesor	0.18
Contrapiso de hormigón simple, por cada cm, de espesor	0.22

FUENTE: NEC_SE_CG. 2015

1.4.1.2. Instalaciones

Para el presente estudio se estimará una carga de 0.10 kN/m² para considerar el peso de las instalaciones, sin embargo, para una estimación más precisa queda a disposición del calculista buscar información del productor o distribuidor del producto a considerar y justificará las cargas usadas en los cálculos.

1.4.2. CARGAS VARIABLES

1.4.2.1. Carga Viva (Sobrecargas de uso)

La carga viva o también llamada sobrecarga está representada por los pesos de las cargas móviles (pesos de personas, muebles, equipos, accesorios móviles o temporales, etc.) que actúen en la estructura durante su periodo de vida útil y dependerá directamente de la ocupación a la que esté destinada. (Cargas (No Sísmicas) NEC_SE_CG, 2015).

Las sobrecargas a considerar son indicadas en la siguiente tabla, se presentan valores de carga uniforme (kN/m²) y de carga concentrada (kN).

Tabla 2. Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas, Lo, y concentradas Po.

OCUPACION O USO	CARGA UNIFORME
	(kN/m ²)
ÁREAS DE REUNIÓN Y TEATROS	
Áreas de recepción	4.80
Plataformas de reunión	4.80
Áreas de almacenamiento sobre techos	1.00
Balcones	4.80
Gimnasios	4.80
RESIDENCIAS	
Viviendas (Unifamiliares y bifamiliares)	2.00
Hoteles y residencias multifamiliares	
Habitaciones	2.00
Salones de uso público y sus alrededores	4.80
Salas de baile	4.80

FUENTE: NEC_SE_CG. 2015

1.4.3. CARGAS ACCIDENTALES

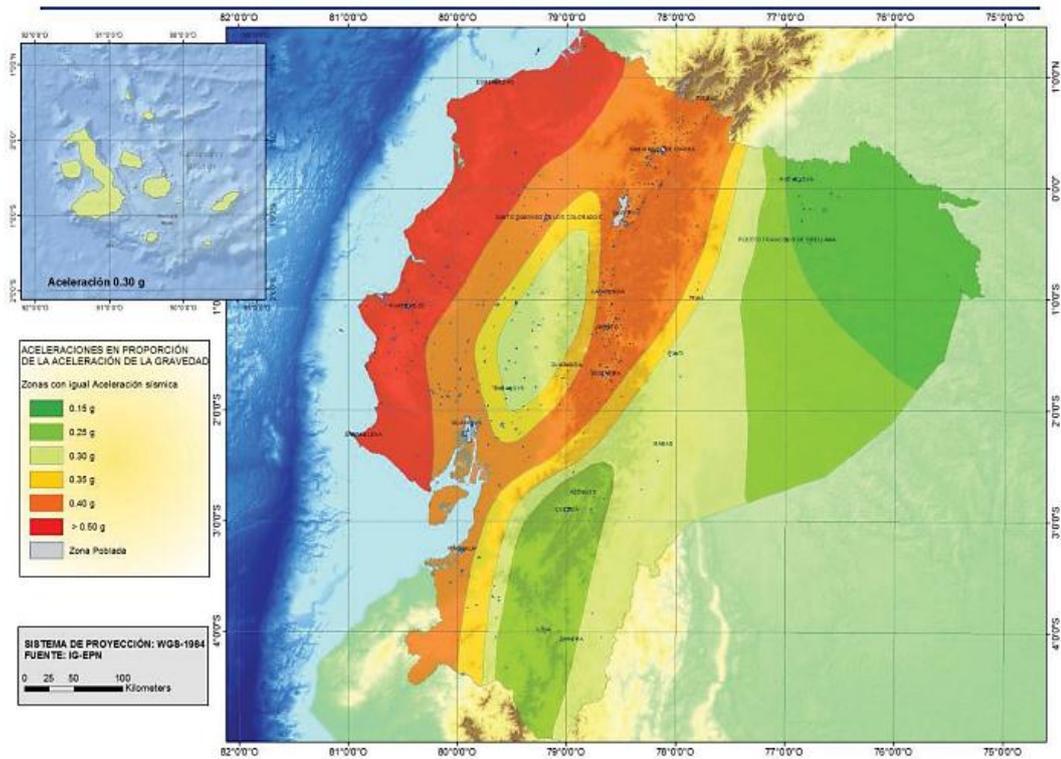
1.4.3.1. Cargas Sísmicas

Según la NEC_SE_DS 2015, la respuesta de una edificación a solicitaciones sísmicas del suelo se caracteriza por aceleraciones, velocidades y desplazamientos de sus elementos. Los procedimientos y requisitos se basan en el comportamiento elástico lineal y no lineal de una estructura o edificación, los cuales se determinan considerando los siguientes parámetros:

1.4.3.1.1. Zonificación sísmica y factor de zona (Z)

La NEC establece que, para edificios de uso normal se usa el valor de **Z**, que indica la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño. En la Figura 1 se indican 6 zonas sísmicas, el presente estudio se lo realiza en la región Sierra, por lo tanto, la zona sísmica corresponde a la V, donde Z es igual a 0.4 con una caracterización de peligro sísmico alto, como se puede observar más adelante en la tabla 3.

Figura 1. Zonas Sísmicas en Ecuador para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.



FUENTE: NEC_SE_DS. 2015

El mapa de zonificación sísmica es resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años, además muestra que todo el país ha sido clasificado como de amenaza sísmica alta, a excepción del nororiente donde la amenaza sísmica es intermedia y el litoral donde la amenaza sísmica es muy alta. (Peligro Sísmico NEC_SE_DS, 2015).

Para una fácil identificación de los valores para cada zona sísmica la NEC proporciona la siguiente tabla:

Tabla 3. Valores del factor Z en función de la zona Sísmica.

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥0.5
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

FUENTE: NEC_SE_DS. 2015

Para la determinación del valor de Z en la tabla 4 se incluye un listado de la población en estudio con su valor correspondiente:

Tabla 4. Poblaciones Ecuatorianas y valor del factor Z.

CANTON	PROVINCIA	PARROQUIA	Z
Riobamba	Chimborazo	Calpi	0.4
		Licán	
		Licto	
		Pungalá	
		Punin	
		Quimiag	
		San Juan	
		San Luis	
		San Vicente	
		Yaruquies	

FUENTE: NEC_SE_DS. 2015

Para la población o zona que no conste en el listado la Norma Ecuatoriana de la Construcción recomienda utilizar el mapa de la Figura 1 y se escogerá el valor de la población más cercana, sin embargo, se recomienda realizar un estudio de suelos mediante el SPT para una información real de los estratos en donde se vaya a edificar la estructura.

1.5. GEOLOGÍA LOCAL

1.5.1. Perfiles de suelos para el diseño sísmico

Se definen seis tipos de suelos: A, B, C, D, E y F, los cuales se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 5. Clasificación de los perfiles de suelo.

TIPO DE PERFIL	DESCRIPCION	DEFINICION
A	Perfil de roca competente.	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media.	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumpla con la velocidad de onda de cortante.	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda.	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ kPa}$

D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de onda de cortante.	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos que cumplan cualquiera de las dos condiciones.	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda cortante.	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	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	Los perfiles de tipo F requieren una evaluación realizada por un ingeniero geotecnista.	

FUENTE: NEC_SE_DS. 2015

Donde:

V_s= Velocidad de la onda cortante promedio del suelo que sobre yace al semi espacio.

N= Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo.

S_u= Resistencia al corte no drenado.

1.6. COMBINACIONES DE CARGA

Se utilizarán los siguientes símbolos en las expresiones de las combinaciones de carga, cualquiera que sea la estructura considerada. (Cargas (No Sísmicas) NEC_SE_CG, 2015).

D= Carga Permanente o muerta.

L_r= Sobrecarga de cubierta.

E= Carga de sismo.

S= Carga de granizo.

L= Sobrecarga o carga viva.

W= Carga de Viento.

1.6.1. Combinaciones de carga para el diseño por última resistencia.

Las estructuras deberán ser diseñadas de tal manera que la resistencia de diseño iguale o exceda los efectos de las cargas incrementadas, los efectos tanto de viento como de sismo no necesitan ser considerados simultáneamente, en consecuencia, se presentan las siguientes combinaciones:

Tabla 6. Combinaciones de carga.

COMBINACIONES DE CARGA	
1	1.4 D
2	1.2 D + 1.6 L + 0.5 max (Lr, S, R)
3	1.2 D + 1.6 max(Lr, S, R) + max(L, 0.5W)
4	1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max(Lr, S, R)
5	1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S
6	0.9 D + 1.0 W
7	0.9 D + 1.0 E

FUENTE: NEC_SE_CG, 2015

1.7. DISEÑO SISMORESISTENTE

El diseño estructural se determina para el sismo de diseño, evento sísmico que tiene probabilidad de exceder un 10% en 50 años. El sismo de diseño se determina a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura, para lo cual se utilizará el mapa de zonificación sísmica. (Peligro Sísmico NEC_SE_DS, 2015).

Las estructuras de ocupación normal deben ser diseñadas para cumplir los siguientes requisitos mínimos de diseño:

- Prevenir daños en elementos estructurales y no estructurales, ante eventos sísmicos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante el periodo de vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso de la estructura frente a eventos sísmicos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.
- Resistir las fuerzas especificadas y presentar las derivas de piso inferiores a las admisibles.
- Disipar energía de deformación inelástica mediante técnicas de diseño por capacidad o dispositivos de control sísmico.

1.7.1.1. Factor de reducción de resistencia sísmica R y Ductilidad.

El factor R permite realizar una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño específicamente el valor de la ordenada elástica espectral, siempre y cuando las

estructuras y sus conexiones se diseñen de tal manera que se desarrolle una falla previsible en la cual el daño se concentre en secciones cuya función sea la de rótulas plásticas, este factor dependerá de variables como: período de vibración, tipo de estructura, tipo de suelo, entre otros. (Peligro Sísmico NEC_SE_DS, 2015).

Tabla 7. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.

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

FUENTE: NEC_SE_DS. 2015

1.7.1.2. Límites permisibles de las derivas de piso.

La deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso que para cualquier piso no exceda los límites de deriva inelástica indicados en la tabla 8. (Peligro Sísmico NEC_SE_DS, 2015).

Tabla 8. Valores Δ_M máximos, expresados como fracción de altura de piso.

ESTRUCTURAS	Δ_M MAXIMA
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

FUENTE: NEC_SE_CG. 2015

- **Control de Deriva de Piso**

Se verificará que la estructura no presente deformaciones que puedan ocasionar pérdidas por daños a elementos estructurales y no estructurales, por medio de la siguiente expresión:

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$$

Dónde:

Δ_M : Deriva máxima inelástica.

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

R: Factor de reducción de resistencia.

1.7.1.3. Cortante basal de diseño **V**.

La NEC_SE_DS 2015 define al cortante basal de diseño como la fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción, la cual se aplica a una estructura en una dirección especificada.

$$V = \frac{I Sa (Ta)}{R \phi_P \phi_E} * W$$

Dónde:

I = Coeficiente de importancia.

Sa = Espectro de diseño en aceleración.

R = Factor de reducción de resistencia sísmica.

$\phi_P \phi_E$ = Coeficientes de configuración en planta y elevación.

V = Cortante basal de diseño.

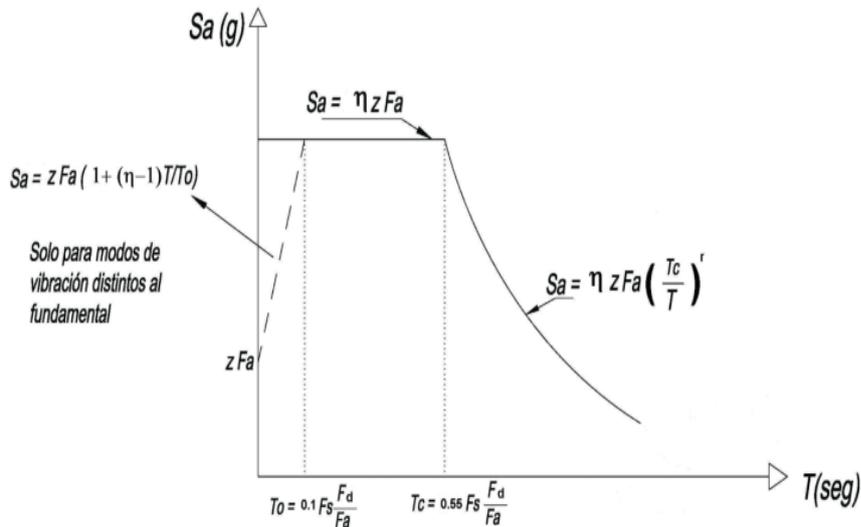
Ta = Período de vibración.

W = Carga Sísmica reactiva.

La fórmula empleada para determinar **S_a** que es la aceleración espectral corresponde al espectro de respuesta elástico para el diseño.

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 muestra en la siguiente figura:

Figura 2. Espectro de respuesta elástico de aceleraciones **S_a**.



FUENTE: NEC_SE_DS. 2015

La gráfica relaciona el factor de zona sísmica **Z** de acuerdo al tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura, considerando los valores de los coeficientes de amplificación de suelo **F_a**, **F_d**, **F_s**, para un periodo de límite de vibración **T** en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Dicho espectro se obtiene mediante las siguientes ecuaciones:

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

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

Dónde:

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

r = 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 tipo E.

$r=1.5$; para tipo de suelo E.

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

T = Período fundamental de vibración de la estructura.

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 .

Se determina el periodo fundamental de la estructura que depende del tipo de material, geometría y altura de edificación.

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Dónde:

C_t = coeficiente que depende del tipo de edificio.

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

T = Período de vibración.

Tabla 9. Valores de C_t y α según el tipo de edificio.

Tipo de Estructura	C_t	α
ESTRUCTURAS DE ACERO		
Sin arriostramientos	0.072	0.80
Con arriostramientos	0.073	0.75
PÓRTICOS ESPECIALES DE HORMIGÓN ARMADO		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.90
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

FUENTE: NEC_SE_DS. 2015

Los límites que establece la NEC_SE_DS 2015 para restringir las aceleraciones espectrales para los períodos de vibración se muestran a continuación:

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

$$T_o = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Los factores F_a , F_d , F_s , para el tipo de suelo D y zona sísmica V son los siguientes:

$$F_a = 1.20$$

$$F_d = 1.19$$

$$F_s = 1.28$$

De donde:

$$T_c = 0.55 * 1.28 * \frac{1.19}{1.20} = 0.698 \text{ seg}$$

$$T_o = 0.10 * 1.28 * \frac{1.19}{1.20} = 0.127 \text{ seg}$$

El cálculo de la aceleración espectral se lo realiza tomando en cuenta que la edificación está ubicada en el cantón Riobamba y el sistema constructivo en estudio, como se muestra en capítulos posteriores.

1.8. ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

El hormigón armado es un material en el que se combinan propiedades del hormigón simple y el acero de refuerzo, con el objeto de favorecer la adherencia, la superficie del acero de refuerzo debe ser rugosa y el hormigón debe ser vibrado luego de ser colocado en los moldes. El acero representa un porcentaje del volumen del hormigón armado de la estructura, que generalmente es del 2% y en casos especiales puede superar el 5%. (Romo, 2008).

1.8.1. Métodos de Diseño para estructuras de Hormigón Armado

En hormigón estructural los elementos de pórticos o estructuras continuas deben diseñarse para que tengan una resistencia adecuada, utilizando los factores de carga y los factores de reducción de resistencia ϕ adecuados, para resistir los efectos máximos producidos por las cargas mayoradas. (Estructuras de Hormigón Armado NEC_SE_HM, 2015).

1.8.1.1. Diseño por última resistencia.

La resistencia requerida o última U debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas en las combinaciones de carga, la resistencia de diseño

proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos, sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada, multiplicada por los factores ϕ de reducción. (Estructuras de Hormigón Armado NEC_SE_HM, 2015).

Las condiciones a considerar para el diseño por resistencia son las siguientes:

Resistencia de diseño \geq Resistencia Requerida

$$\begin{aligned}\phi \cdot P_n &\geq P_u \\ \phi \cdot M_n &\geq M_u \\ \phi \cdot V_n &\geq V_u\end{aligned}$$

Donde:

P_u = Resistencia a carga axial requerida.

M_u = Resistencia a momento requerida.

V_u = Resistencia a cortante requerida.

El subíndice **u** se usa para denotar las resistencias requeridas o ultimas, que son calculadas a partir de las cargas y fuerzas mayoradas aplicadas.

1.8.2. SISTEMAS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO

En la siguiente tabla se presenta una clasificación estructuras de hormigón armado en función del mecanismo dúctil esperado.

Tabla 10. Clasificación de edificios de hormigón armado.

Sistema Estructural	Elementos que resisten sismo	Ubicación de rotulas plásticas	Objetivo del detallamiento
Pórtico especial	Columnas y vigas descolgadas	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte pero débil en flexión
Pórticos con vigas banda	Columnas y vigas banda	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte y punzonamiento pero débil en flexión
Muros Estructurales	Columnas y muros estructurales	En la base de los muros y columnas de 1er piso (a nivel de la calle)	Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte.
Muros Estructurales acoplados	Columnas, muros estructurales y vigas de acople	En la base de los muros y columnas de 1er piso (a nivel de la	Muro fuerte en corte, débil en flexión.

		calles). Extremo vigas de acople.	Columna no falla por corte. Viga de acople fuerte en corte , débil en flexión.
--	--	-----------------------------------	---

FUENTE: NEC_SE_HM. 2015

1.8.3. PROPIEDADES DEL HORMIGÓN ARMADO

1.8.3.1. Densidad

El peso unitario (densidad) del hormigón, es la relación de su peso respecto al volumen absoluto, es utilizado en el diseño de estructuras de hormigón reforzado, así como para el proporcionamiento de mezclas.

La densidad del hormigón simple endurecido se ubica entre los 2.2 T/m³ y 2.4 T/m³, en casos especiales pueden requerirse hormigones de mayor densidad que pueden llegar a 2.8 T/m³. (Romo, 2008).

1.8.3.2. Resistencia a la compresión

La resistencia del hormigón a la compresión es la máxima resistencia medida de un espécimen de hormigón o mortero a carga axial, es una propiedad fundamental y generalmente se la emplea en los cálculos para diseño de puentes, edificios y otras estructuras, puede ser expresada en MPa y también en kilogramos por centímetro cuadrado (kg/cm²). El hormigón de uso general, tiene una resistencia a la compresión entre 210 y 350 kg/cm². (Romo, 2008).

1.8.3.3. Resistencia a la tracción

El valor de la resistencia a la tracción del hormigón, es aproximadamente de 8% al 12% de su resistencia a la compresión y a menudo se estima como 1.33 a 1.99 veces la raíz cuadrada de la resistencia a la compresión. (Romo, 2008).

1.8.3.4. Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad está definido por la pendiente de la curva en el rango de comportamiento elástico y es una medida de la rigidez del material, es decir la resistencia del hormigón a la deformación. El módulo de elasticidad está definido por la ecuación $E_c = \text{esfuerzo} / \text{deformación}$. (Romo, 2008).

1.8.3.4.1. Cálculo del módulo de elasticidad del hormigón (E_c).

Según la NEC_SE_HM, el módulo de elasticidad para el hormigón E_c (GPa), en los modelos elásticos de estructuras que son diseñadas para resistir las acciones sísmicas será calculado para hormigones de densidad normal acorde a la siguiente fórmula:

$$E_c = 4.7 * \sqrt{f'_c}$$

Donde:

E_c = Módulo de elasticidad para el hormigón (GPa).

f'_c = Resistencia a la compresión del hormigón (MPa).

1.8.4. Factores de reducción de resistencia

Los factores de reducción de resistencia son definidos en la siguiente tabla:

Tabla 11. Factores de reducción de resistencia.

SOLICITACIONES	ϕ
Secciones controladas por tracción	0.90
Tracción axial	0.90
Secciones controladas por compresión	
Elementos con refuerzo transversal espiral	0.75
Otros elementos reforzados	0.65
Cortante y torsión	0.75
Aplastamiento	0.65

FUENTE: NEC_SE_HM. 2015

1.8.4.1. Factores de reducción de resistencia en flexo compresión

El factor de reducción de resistencia al corte es 0.60, para aquellos elementos en los cuales se permita diseñar para una capacidad en cortante menor al máximo correspondiente a la capacidad en flexión. (Estructuras de Hormigón Armado NEC_SE_HM, 2015).

1.8.5. Inercias de las secciones agrietadas

La NEC 15 indican valores de inercias agrietadas según el tipo de elemento estructural.

Tabla 12. Momentos de Inercia para estructuras de Hormigón Armado.

Miembro	Momento de Inercia
Vigas	0.50 I_g
Columnas	0.80 I_g
Muros Estructurales	0.60 I_g

FUENTE: NEC_SE_DS. 2015

1.8.6. Acero y Armaduras de refuerzo

El acero de refuerzo para elementos estructurales de hormigón armado debe ser corrugado para aumentar la adherencia entre el concreto y acero, a excepción de espirales o acero pretensado, en los cuales se usará el acero liso, generalmente en nuestro medio el acero de refuerzo se lo adquiere en forma de varillas cuya longitud es de 12 metros y el diámetro puede variar dependiendo del requerimiento del refuerzo en el diseño. (Estructuras de Hormigón Armado NEC_SE_HM, 2015).

1.9. ESTRUCTURAS METALICAS O DE ACERO

1.9.1. Definición de Acero Estructural

El acero se define como una combinación de hierro y pequeñas cantidades de carbono, es un material que se caracteriza por su alta resistencia, rigidez y ductilidad, por lo cual su uso es recomendable para construcciones sismo resistentes. Si bien las ventajas del acero como material estructural son significativas cabe mencionar que puede ser susceptible a efectos de anisotropía en términos de resistencia y ductilidad, debido a la presencia de elementos no metálicos durante los procesos de laminación, además puede presentarse fallos debido a la fatiga, corrosión y pandeo. (Crisafulli, 2014)

1.9.2. Propiedades Mecánicas del Acero

Tabla 13. Propiedades del Acero Estructural.

Peso Específico	7850 kg/m ³
Módulo de Elasticidad longitudinal o (Young)	$E_s=2.1 \times 10^6$ kg/cm ²
Módulo de Elasticidad Transversal o (módulo de corte)	$G=E/2(1+\nu)$
Coefficiente de Poisson	$\nu=0.3$ (en rango elástico) $\nu=0.5$ (en rango inelástico)
Coefficiente de dilatación térmica	$A=11.7 \times 10^{-6}/^\circ C$

FUENTE: Fratelli. 2003

1.9.3. DISEÑO CON FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD o DFCR) Y DISEÑO POR ESFUERZO O RESISTENCIA ADMISIBLE (ASD o DSA).

La AISC proporciona dos métodos aceptables para el diseño de miembros de acero estructural y sus conectores. Tanto el método de **Diseño con factores de carga y resistencia** (LRFD: Load and Resistance Factor Design) y el método de **Diseño por esfuerzos permisibles** (ASD: Allowable Strength Design), se basan en los principios del diseño de estados límite, el cual se usa para describir una condición en la que una estructura o parte de ella deja de cumplir su función prescrita. Existen dos tipos de estado límite: los de resistencia y los de servicio.

Los estados Límite de resistencia definen la capacidad de resistir una carga, incluyendo los factores de fluencia excesiva, fractura, pandeo, fatiga y el movimiento bruto del cuerpo rígido, mientras que, los estados límite de servicio definen el comportamiento de la estructura, incluyendo la deflexión, agrietamiento, deslizamientos, vibración y el deterioro. Todos los estados límites mencionados deben evitarse en una estructura. (McCormac & Csernak, 2012).

1.9.3.1. Resistencia Nominal

La resistencia nominal de un miembro es su resistencia teórica calculada, sin la aplicación de factores de seguridad (Ω) o de resistencia (ϕ), se usa constantemente tanto en el método ASD Y LRFD. En el método LRFD, se multiplica un factor de resistencia, generalmente menor que 1.0, por la resistencia nominal del miembro, o en el método ASD, la resistencia nominal se divide entre un factor de seguridad, generalmente mayor que 1.0, para considerar las variaciones de la resistencia del material, dimensiones del miembro, mano de obra y las consecuencias de las fallas. (McCormac & Csernak, 2012).

1.9.3.2. Cálculo de las cargas para los métodos LRFD y ASD.

Con ambos procedimientos, LRFD Y ASD, los valores esperados de las cargas individuales (muerta, viva y ambiental) se estiman exactamente de la misma manera. Las diversas combinaciones de estas cargas, que posiblemente ocurran al mismo tiempo, se agrupan. Una vez estimadas las cargas individuales, el siguiente

problema es seleccionar la combinación más desfavorable que pudiera ocurrir y que deberá usarse para el análisis y diseño. (McCormac & Csernak, 2012).

1.9.3.3. Combinaciones de carga para el método LRFD.

Para el método LRFD, se forman grupos posibles de cargas de servicio, que se multiplican por un factor de carga, normalmente 1.0, cada una de las cargas multiplicadas por su respectivo factor de carga, se llama carga factorizada. Los mayores valores determinados de esta manera se usan para calcular los momentos, cortantes y otras fuerzas que intervengan en la estructura. Los valores de control calculados no deben ser mayores que las resistencias nominales de los miembros multiplicadas por sus factores ϕ o de reducción. (McCormac & Csernak, 2012).

En forma de ecuación la expresión puede escribirse como:

(Factor de reducción ϕ)(Resistencia nominal de un miembro) \geq Fuerza factorizada calculada en el miembro

$$\phi * R_n \geq R_U$$

1.9.3.4. Combinaciones de carga para el método ASD.

En el método ASD, las cargas de servicio generalmente no se multiplican por factores de cargas o de seguridad. Más bien, los valores obtenidos se acumulan para diversas combinaciones y para el cálculo de las fuerzas en los miembros. Estas fuerzas no deben ser mayores que las resistencias nominales de los miembros, divididas por factores de seguridad apropiados. (McCormac & Csernak, 2012).

En forma de ecuación la expresión puede escribirse como:

$$\frac{\text{Resistencia nominal del miembro}}{\text{Factor de Seguridad}} \geq \text{mayor fuerza calculada en el miembro}$$
$$\frac{R_n}{\Omega} \geq R_a$$

1.9.4. DISEÑO SISMO RESISTENTE DE EDIFICACIONES DE ACERO

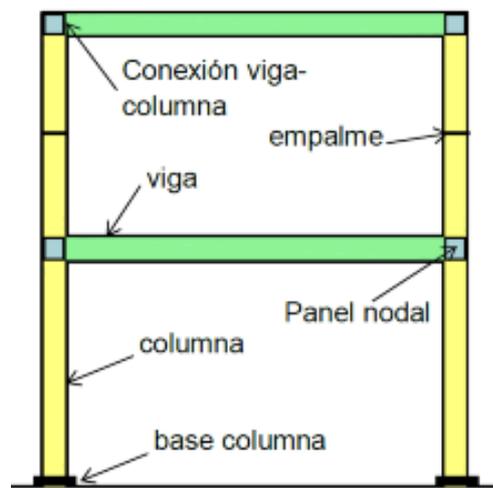
Para el diseño de secciones de acero estructural se consideran parámetros dispuestos por el código AISC 360-10, el cual indica que los elementos que formen un sistema

estructural sean sísmicamente compactos. Un diseño sismo resistente garantiza la preservación de vidas humanas, por lo tanto, se busca que la estructura incurra en el rango elástico de forma estable y disipe la energía, llegamos a este objetivo induciendo, mediante un diseño adecuado, la formación de columna fuerte – viga débil, con lo cual ante un evento sísmico se logra que las vigas incurran en el rango inelástico antes que las columnas que estructuralmente son mucho más importantes se mantengan trabajando en el rango elástico y se evita el colapso de piso. De esta manera se logra tener un sistema dúctil, capaz de experimentar deformaciones sustanciales bajo carga constante, sin sufrir daños o pérdida de resistencia bajo ciclos repetidos de carga y descarga que se presenten durante el periodo de vida útil de la estructura. (AISC 360, 2010)

1.9.5. PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS

Los pórticos no arriostrados o pórticos resistentes a momento, son ensamblables rectilíneos de vigas (horizontal) y columnas (vertical) conectadas entre sí mediante soldadura, pernos o el uso de ambos, que son sometidos principalmente a momentos flectores y esfuerzos de corte, que controlan su diseño. (Crisafulli, 2014)

Figura 3. Pórtico no Arriostrado.



FUENTE: Crisafulli. 2014

Según la AISC 341-10 se tienen 3 niveles de desempeño, como son: Pórticos especiales a momento, intermedios u ordinarios, debido a que la ciudad de Riobamba es considerada como zona de alto riesgo sísmico se opta por los

lineamientos de pórticos no arriostrados especiales, para todas las alternativas propuestas.

1.9.5.1. Pórticos no arriostrados especiales a momento

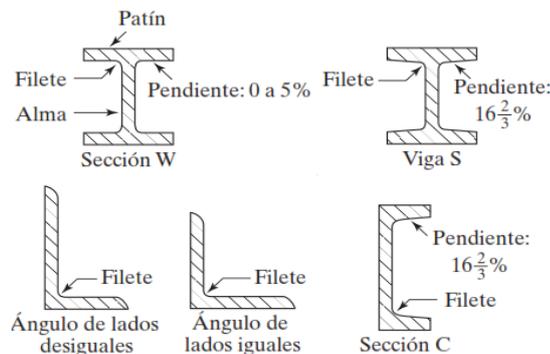
Los pórticos no arriostrados especiales a momento (SMF), presentan una elevada ductilidad y capacidad de disipación de energía, por ello se diseñan con un factor de respuesta sísmica elevada. Se espera que las deformaciones inelásticas se desarrollen principalmente en las vigas, mientras que las columnas permanezcan resistentes en el rango elástico, de esta manera poder evitar el colapso parcial o total de la estructura. (McCormac & Csernak, 2012)

Las estructuras conformadas por pórticos SMF deben ser calculadas y diseñadas de tal manera que se pueda evitar: la cedencia por corte en el nudo, la cedencia por flexión y fuerza axial en columnas y controlar los efectos de pandeo local y lateral torsional.

1.9.6. PERFILES DE ACERO

El acero estructural se puede laminar en una gran variedad de formas y tamaños sin cambios apreciables en sus propiedades físicas. Generalmente los miembros estructurales más convenientes son aquellos con grandes momentos de inercia en relación con sus áreas, por lo general los perfiles de acero se designan por la forma de sus secciones transversales, sin embargo, es necesario hacer una distinción entre las vigas estándar americanas (vigas S) y las vigas de patín ancho (vigas W), ya que ambas tienen la forma de I. (McCormac & Csernak, 2012).

Figura 4. Perfiles Laminados de Acero.



FUENTE: McCormac – Csernak. 2013

1.9.7. CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES SEGÚN EL PANDEO LOCAL.

El pandeo local es un fenómeno complejo, propio de las secciones de acero (perfiles laminados y secciones armadas). Para compresión, las secciones se clasifican como no esbeltas o esbeltas, mientras que, para flexión las secciones se clasifican como compactas, no compactas y esbeltas. (AISC 360, 2010).

Para la evaluación y control del pandeo local se realiza la clasificación de las secciones de acero en tres grupos a partir de la relación ancho-espesor, $\lambda = \frac{b}{t}$ o $\lambda = \frac{b}{t_w}$, de los elementos componentes de la sección. (Crisafulli, 2014).

Las condiciones para clasificar las secciones son las siguientes:

Tabla 14. Clasificación de las secciones de acero.

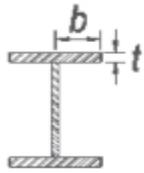
Secciones Compactas	Secciones No Compactas	Secciones Esbeltez
Se debe cumplir en todos sus elementos: $\lambda \leq \lambda_p$	Aquellos elementos que cumplan que: $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$	Aquellos elementos que cumplan que: $\lambda > \lambda_p$
Dónde: λ_p y λ_r = esbelteces límites que dependen del tipo de elemento (rigidizado o no rigidizado), del estado de sollicitación.		

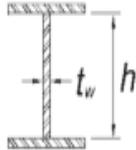
ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

1.9.7.1. Control del Pandeo Local en vigas y columnas

El AISC 360 – 10 indica en la sección D1.1 la relación ancho – espesor que deben cumplir las vigas y columnas para ser considerados como miembros de alta ductilidad o sísmicamente compactos, esta relación garantiza que el pandeo local no incida en la ductilidad del sistema y así logre incursionar en el rango inelástico, para lo cual se debe cumplir con las siguientes relaciones:

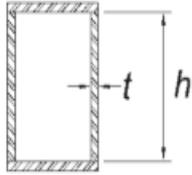
Tabla 15. Relación ancho – espesor en vigas.

VIGAS	
ALA	
$\frac{bf}{2tf} \leq 0.30 \sqrt{\frac{Es}{Fy}}$	

ALMA	
$\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	

FUENTE: AISC 360. 2010

Tabla 16. Relación ancho – espesor en columnas.

COLUMNAS	
ALA	
$\frac{b_f}{t_f} \leq 0.60 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	
ALMA	
$\frac{P_u}{\phi P_y} \leq 0.125$ $\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \left[1 - 0.93 \frac{P_u}{\phi P_y} \right]$ $\frac{P_u}{\phi P_y} > 0.125$ $\frac{h}{t_w} \leq 0.77 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \left[2.23 - \frac{P_u}{\phi P_y} \right] \geq 1.49 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	

FUENTE: AISC 360. 2010

1.9.7.2. Control del Pandeo Lateral Torsional en vigas (LTB)

Las vigas deben cumplir con el requerimiento indicado en el AISC 341-10, para miembros sísmicamente compactos o altamente dúctiles la máxima longitud permitida para controlar el efecto de LTB entre soportes laterales debe cumplir la siguiente expresión:

$$L_b \leq 0.086 * r_y * \frac{E_s}{F_y}$$

Dónde:

L_b: Distancia entre arriostramientos laterales.

E_s: Módulo de elasticidad del acero estructural.

F_y: Esfuerzo de fluencia del acero.

r_y: Radio de giro menor del perfil de acero.

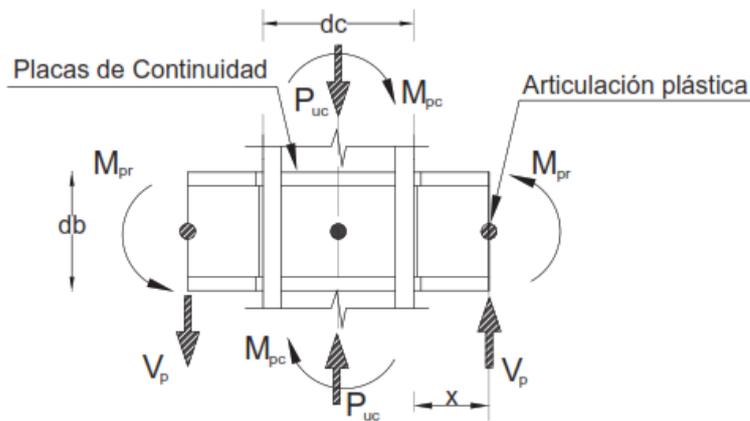
1.9.8. Relación de momento columna - viga

El criterio columna fuerte – viga débil para el sistema especial sismo resistente a momento, garantiza que las vigas incurrieren en el rango inelástico en donde se deberían formar las rótulas plásticas, mientras que, las columnas tengan una buena resistencia en el rango elástico, al no producirse con la condición se podría presentar un colapso parcial o total de la estructura.

La NEC 15 proporciona una relación de momento que garantiza el criterio columna fuerte – viga débil, cuando en cada nudo se cumple con la siguiente relación:

$$\frac{\sum M * pc}{\sum M * pb} > 1.00$$

Figura 5. Momento Columna - Viga.



FUENTE: NEC. 2015

Dónde:

$\sum M * pc$: Sumatoria de los momentos plásticos nominales de las columnas que llegan a la junta.

$\sum M * pb$: Sumatoria de los momentos plásticos nominales de las vigas que llegan a la junta.

1.10. ESTRUCTURAS MIXTAS

Las estructuras mixtas son aquellas en las que se utiliza miembros de construcción de acero y hormigón, las ventajas de usar este sistema constructivo pueden ser de variada índole, desde estructurales, de resistencia al fuego o incluso constructivas.

La idea principal está en la interconexión entre materiales, que ya ha sido posible en otros tipos de sistema constructivo como es el hormigón armado, donde un material está totalmente embebido dentro del otro. (Alacero, 2013).

La principal ventaja de la construcción compuesta radica en la adecuada combinación del acero estructural y el hormigón armado, de modo de compensar la baja resistencia a tracción del hormigón. El trabajo en conjunto de ambos materiales permite aumentar la resistencia y rigidez de la estructura, dependiendo de la disposición y función de los mismos. (Crisafulli, 2014)

Puesto que la información es limitada en cuanto a estructuras mixtas en donde se combinen miembros de hormigón armado y vigas de acero estructural como es nuestro caso, se darán parámetros generales a considerar para su diseño.

1.10.1. Características de las secciones Compuestas

Las propiedades físicas y mecánicas de los materiales que conforman el sistema compuesto, influyen directamente en el comportamiento de los elementos de la estructura mixta. Los materiales al presentar diferente rigidez hacen que las solicitaciones de la estructura se distribuyan de forma diferente. (Coronel. 2017)

1.10.2. Trabajo monolítico Concreto - Acero

Este comportamiento unificado entre dos materiales que forma la sección compuesta trabajando en flexión, debido al esfuerzo cortante que se produce en el elemento y a la acción de cargas también se produce un cortante paralelo a esta zona, esta tratará de deslizar los materiales uno con respecto a otro. Un trabajo compuesto es posible solo si el deslizamiento horizontal entre las dos componentes (acero-concreto) es impedido. Se puede lograr si la fuerza cortante es resistida por dispositivos de conexión. Para que haya un trabajo monolítico debe existir una conexión entre el hormigón y el acero estructural. (Coronel. 2017)

Se puede decir que la sección está trabajando en conjunto, cuando exista un medio de transferencia de esfuerzos entre el acero y el hormigón armado y viceversa. Por lo tanto, se tiene que considerar lo siguiente:

- **Adherencia:** el vínculo por fricción entre la superficie de acero y una de concreto.
- **Unión mecánica:** se logra a través de pernos conectores, embebidos al concreto y soldados a la viga de acero.

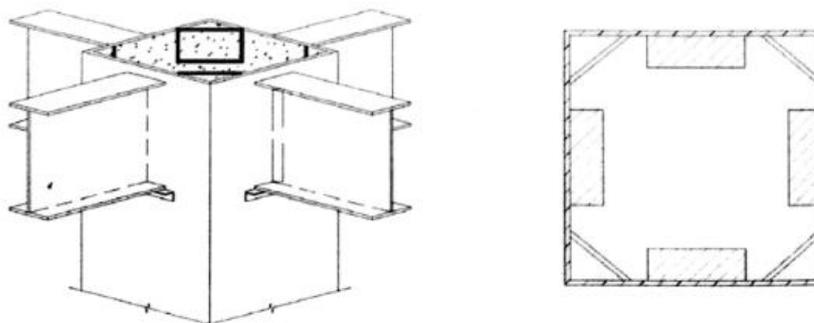
1.10.3. Tipos de Conexiones

(Guerra, 2013) indica que las conexiones pueden clasificarse como: Simples, Semirrígidas y Rígidas, que para las conexiones las especificaciones de acero permiten cuatro tipos de sujetadores, como son: La soldadura, los tornillos sin toronar, los tornillos de alta resistencia y los remaches. Para la selección del tipo de sujetador puede ser tomada de acuerdo a lo siguiente:

- Las conexiones soldadas y las conexiones con tornillos de alta resistencia completamente tensados, ofrecen un comportamiento bastante aceptable ante cargas de fatiga.
- Las conexiones soldadas ahorran un porcentaje importante de acero, a diferencia de las conexiones apernadas, que además de los tornillos se necesitan placas de sujeción.
- En elementos de espesor considerable se recomiendan las conexiones apernadas.

A continuación, se presenta una conexión típica de una columna cajón y vigas tipo I.

Figura 6. Detalle de conexión columna cajón – viga tipo I.



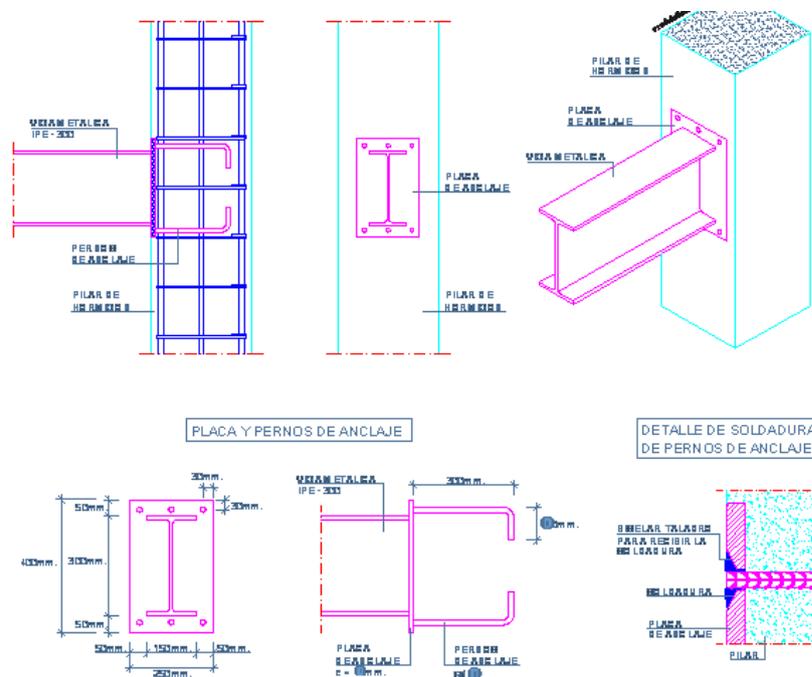
FUENTE: Guerra. 2015

Para nuestro proyecto de investigación no se hará un análisis detenido de las conexiones, se recomienda ampliar este tema con fundamentos en textos especializados.

1.10.4. Conexión Viga - Columna

Para la conexión viga – columna se presentan varias alternativas, para nuestra investigación se utiliza la conexión placa de anclaje y pernos de anclaje conectados a la columna de hormigón armado, como se muestran a continuación:

Figura 7. Detalle de conexión viga de Acero – columna de Hormigón Armado.



FUENTE: Detalles Constructivos.

CAPITULO II

2. METODOLOGÍA

2.1. TIPO DE ESTUDIO

La presente investigación tiene el propósito de determinar el mejor sistema estructural que puede ser empleado en el sector de la construcción, para ello se fundamentará con investigaciones que proporcionen datos y contribuyan con información acerca del diseño de estructuras con hormigón armado, acero y mixtas (Acero – Hormigón Armado). Por lo tanto, esta investigación se desarrollará usando medios documentales. Además, será una investigación descriptiva ya que se aplicarán los conocimientos adquiridos a lo largo de la carrera estudiantil en asignaturas relacionadas con el tema propuesto.

2.2. POBLACIÓN Y MUESTRA

2.2.1. Población

La población considerada para esta investigación son los sistemas constructivos usados en edificaciones de la ciudad de Riobamba.

2.2.2. Muestra

Como muestra se tomarán las construcciones existentes de hormigón armado, acero y mixtas de hasta 5 pisos y con luces no mayores a 6 metros, en cuanto al tipo de suelo, de acuerdo a los estudios de vulnerabilidad sísmica realizados por estudiantes de la Universidad Nacional de Chimborazo, se ha definido mediante ensayos de perforación SPT que el suelo característico existente en la ciudad de Riobamba corresponde al perfil de suelo tipo D, por lo tanto, para los 3 sistemas propuestos se contemplarán las condiciones del perfil mencionado.

2.3. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

2.3.1. VARIABLE INDEPENDIENTE

Tipos de Sistemas Constructivos.

Tabla 17. Operacionalización de la variable Independiente.

CONCEPTUALIZACIÓN	INDICADORES	ITEMS	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS
Los sistemas constructivos de hormigón armado, acero y mixto, tienen un amplio campo de aplicación, por lo tal razón para su comparación dependerá del análisis estructural para cada sistema, combinaciones de carga y disposición de elementos estructurales.	Métodos de análisis estructural y modelación en el programa ETABS.	¿Cómo seleccionar el método para el análisis estructural?	Técnicas: Investigación Bibliográfica Normas NEC, AISC, ACI Métodos de cálculos. Instrumentos: Programas de modelación para estructuras en hormigón armado y acero.
	Cuál es el sistema constructivo que brinda mejores resultados.	Cuál es el sistema constructivo más óptimo entre el hormigón armado, acero y mixto?	

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

2.3.2. VARIABLE DEPENDIENTE

Comportamiento de los elementos de la estructura.

Costo del Sistema Constructivo.

Tabla 18. Operacionalización de la variable Dependiente.

CONCEPTUALIZACIÓN	INDICADORES	ITEMS	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS
El comportamiento de los elementos de una estructura dependerán de las condiciones de carga presentes, eventos naturales, calidad de materiales, entre otros factores previstos durante el período de vida útil de la estructura.	Propiedades de los materiales. Factores Sísmicos. Combinaciones de cargas,	¿Cuáles son las características, ventajas y desventajas de los materiales?	Técnicas: Combinaciones usadas para el diseño de estructuras en acero y mixtas. Instrumentos: Programas de modelación. Programas de análisis de precios unitarios.
	Costo de la Estructura. Resultados de la Modelación.	Cuál es el mejor método de estimación de cargas?	

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

2.4. PROCEDIMIENTOS

Tabla 19. Actividades y procedimientos realizados en la investigación.

ACTIVIDADES	PROCEDIMIENTO
Estudio de Suelos (SPT)	De acuerdo a los estudios de vulnerabilidad sísmica realizados por estudiantes de la Universidad Nacional de Chimborazo, se ha definido mediante ensayos de perforación SPT que el suelo característico existente en la ciudad de Riobamba corresponde al perfil de suelo tipo D
Configuración Arquitectónica de la edificación	Se define la geometría de la edificación, al igual que los ambientes y áreas del mismo.
Pre dimensionamiento de los Elementos Estructurales	Se consideran las cargas gravitacionales y laterales, para poder llevar a cabo el pre dimensionamiento de cada elemento estructural, los mismos que servirán como punto de partida para la modelación en el software ETABS 16.
Simulación de la Estructura en el software ETABS 16, aplicando la normativa vigente NEC 15, ACI 318-14 Y AISC 360-10	Una vez obtenidas las secciones iniciales, se ingresan al software ETABS la configuración de la edificación para de esta manera realizar el análisis estructural y posterior verificación de las secciones resultantes, para posteriormente proceder con el diseño sismo resistente.
Tabulación de datos recolectados	Se recopilará los diferentes datos obtenidos de la simulación, verificando que se cumplan las derivas de piso, modos de vibración y las limitaciones de estabilidad adecuada.
Análisis y Comprobación de resultados obtenidos en cada momento de análisis	Se realiza la comparación estructural y económica de los sistemas constructivos propuestos.

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

2.5. PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS

2.5.1. FUERZAS DE DISEÑO

El cálculo de las fuerzas de diseño sísmico que afectará a la estructura, se realiza en base a las especificaciones del capítulo de Peligro Sísmico de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC_SE_DS 2015), el mismo que establece los requisitos mínimos a tomarse en cuenta para el cálculo y diseño de una estructura.

2.5.2. CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO PARA 3 Y 5 PISOS CON LUCES DE 4 Y 6 METROS.

• Características Arquitectónicas y Estructurales

La edificación de hormigón armado está distribuida en la planta baja para uso comercial con una altura de entrepiso de 3.00 m y las plantas altas destinadas para departamentos con una altura de entrepiso de 2.80 m, el bloque de escaleras es independiente y no se considera para el análisis y diseño, la planta tipo tiene forma regular como se muestra en la figura 8.

La estructura está formada por pórticos, unión de vigas y columnas de hormigón armado, las cuales serán dimensionadas de acuerdo a los requerimientos de la NEC15 y considerando las propiedades mostradas en la siguiente tabla:

Tabla 20. Propiedades del Hormigón.

HORMIGÓN		
$f'c=$	21000.00	kN/m ²
$Fy=$	420000.00	kN/m ²
$\delta=$	24.00	kN/m ³
$E=$	21538105.77	kN/m ²

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

2.5.2.1. DETERMINACIÓN DE CARGAS VERTICALES

Para la determinación de las cargas verticales actuantes en el edificio, se toman en consideración las cargas y combinaciones de cargas del capítulo de Cargas no Sísmicas de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC_SE_CG 2015), se realiza un análisis del peso de los materiales (estructurales y no estructurales), instalaciones y cargas vivas o variables, que se detallan a continuación:

2.5.2.1.1. Carga Muerta

Mampostería

Se asume un peso de **2.00 kN/m²** para las paredes de la estructura, para un valor más exacto se debe cuantificar la cantidad de mampostería mediante los planos arquitectónicos del proyecto.

Instalaciones (Eléctricas y Sanitarias)

Se asume un peso de **0.10 kN/m²**, ya que dependerá de las necesidades del usuario el tipo de luminaria e instalaciones a usar, en tal caso el proveedor o distribuidor facilitarán la información del material a usarse.

Enlucido y Masillado

El espesor de enlucido y masillado será de 2 cm, por lo tanto:

$$1 \text{ m} * 1 \text{ m} * 0.02 \text{ m} * 22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = \mathbf{0.44 \text{ kN/m}^2}$$

Dónde: 22 kN/m² es el peso del material, en este caso es Hormigón Simple.

Recubrimiento de Piso

Se considera que el recubrimiento será un contrapiso de hormigón simple, para un espesor de 2 cm:

$$1 \text{ m} * 1 \text{ m} * 0.02 \text{ m} * 22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = \mathbf{0.44 \text{ kN/m}^2}$$

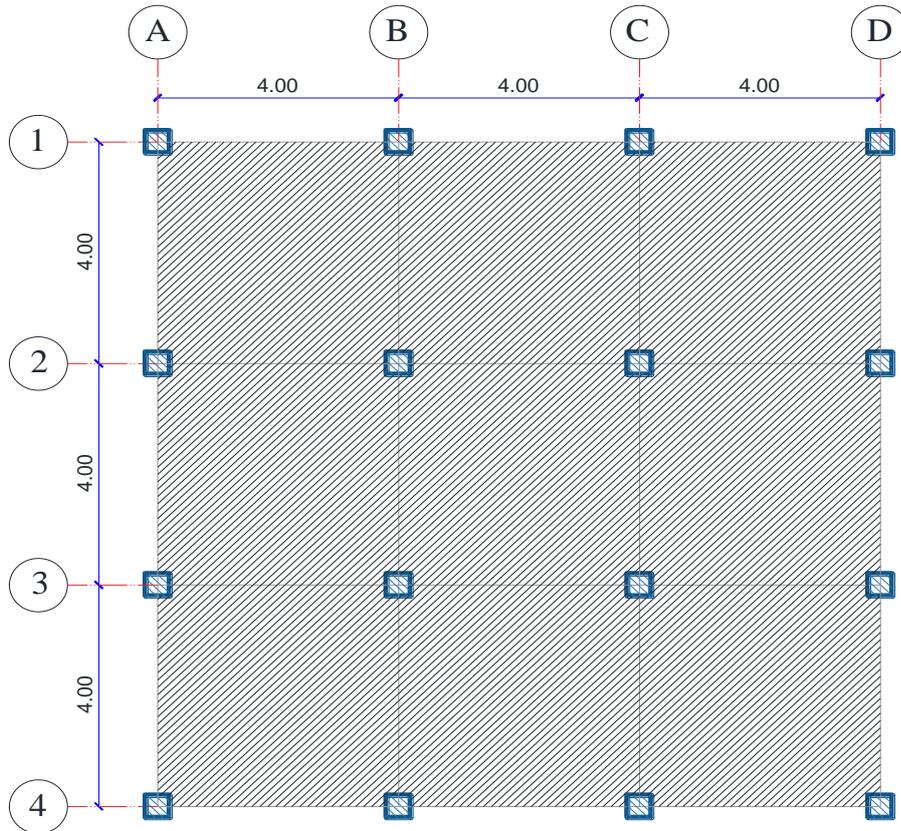
2.5.2.1.2. Carga Viva

Para estimar la carga viva, se consideró el uso de cada piso y se adoptaron los valores de la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC 2015); en la cual se especifica que para residencias el valor de carga viva o variable será de 2.00 kN/m². Para un mayor entendimiento se detallan las cargas totales en la tabla 15.

2.5.2.2. ALTERNATIVA DE 3 Y 5 PISOS CON LUCES DE 4 METROS

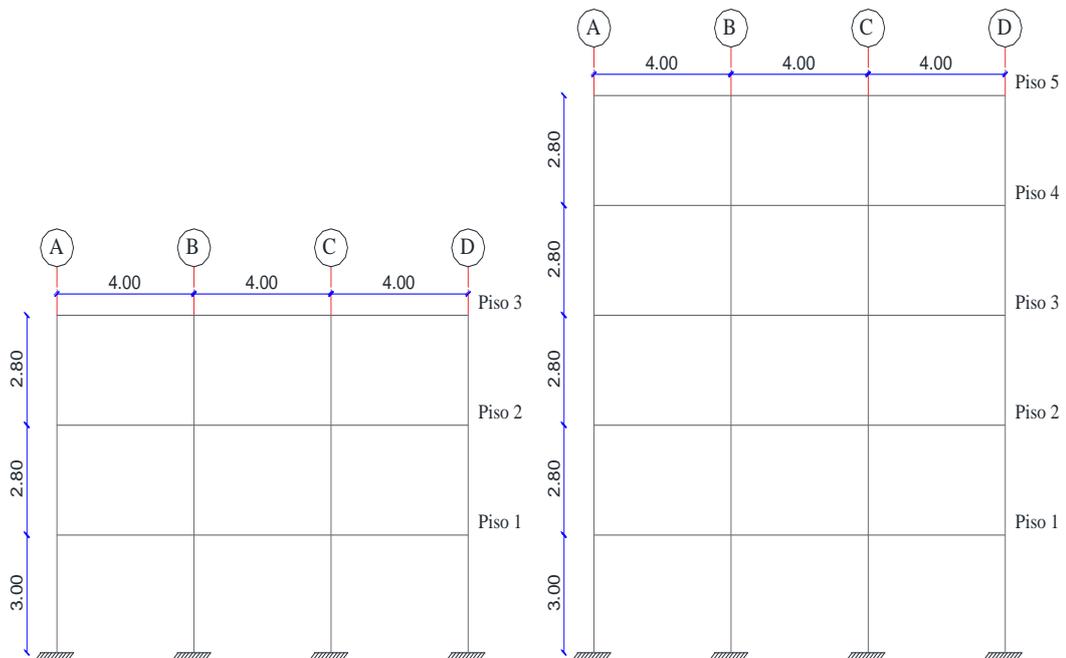
La estructura a pre dimensionar consta de 3 vanos en sentido X y 3 vanos en sentido Y, el esquema se muestra en la siguiente figura:

Figura 8. Distribución en planta de la estructura HA4M.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Figura 9. Distribución en elevación de la estructura HA4M.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

2.5.2.2.1. PRE DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

2.5.2.2.1.1. PRE DIMENSIONAMIENTO DE LOSA

De acuerdo a la geometría y la separación máxima de vanos entre vigas, tomando en cuenta la expresión del ACI, tenemos:

$$h_{\min} = \frac{\ln \left(0.8 + \frac{F_y}{14000} \right)}{36} \quad (\text{ACI. 9 - 12})$$

Dónde:

h_{\min} = espesor de losa (maciza)

l_n = Claro libre en cm; medida a partir de la cara de las columnas (mayor).

f_y = límite de fluencia del acero, en kg/cm².

Asumimos columnas de 40x40, por lo tanto:

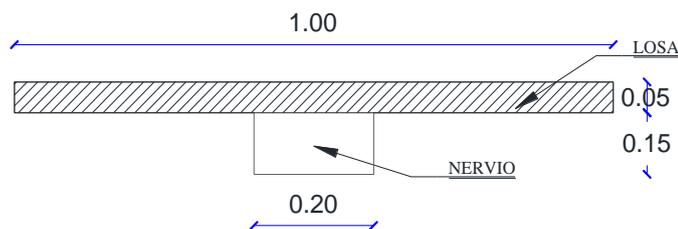
$$l_n = 4.00 - 0.40 = 3.60 \text{ m}$$

$$h_{\min} = \frac{360 \left(0.8 + \frac{4200}{14000} \right)}{36}$$

$$h_{\min} = 11.00 \text{ cm} = 0.11 \text{ m}$$

Se asume una losa alivianada de 20 centímetros de espesor, para facilidad se analiza como una sección "T" de un metro de ancho, como se muestra a continuación:

Figura 10. Sección "T" de Losa alivianada $h=20$ cm.



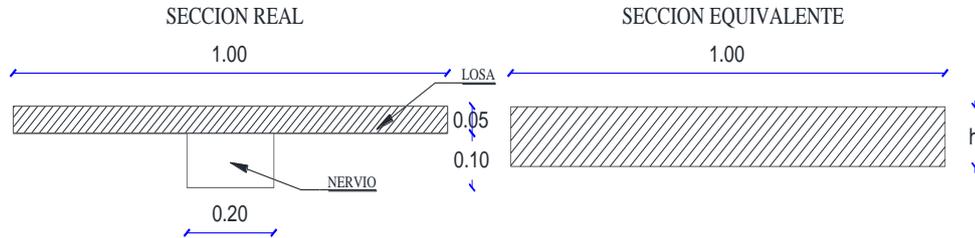
ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Inercia de Losa Alivianada

$$\bar{Y}_{CG} = \frac{\sum \text{Áreas} * \text{Brazo de Palanca}}{\text{Área Total}}$$
$$\bar{Y}_{CG} = \frac{(0.20 * 0.15) * (0.075) + (1 * 0.05) * (0.175)}{(0.20 * 0.15) + (1 * 0.05)}$$
$$\bar{Y}_{CG} = 0.138 \text{ m}$$

Relacionamos las inercias de la sección real con la sección equivalente, utilizando el teorema de los ejes paralelos.

Figura 11. Sección "T" de Losa alivianada.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

$$I_{CT} = \sum (I_c + A * d^2)$$

$$I_{CT} = \left[\left(\frac{b * h^3}{12} + (b * h) * (\bar{Y}_{CG} - \bar{Y})^2 \right) \right]$$

$$I_{CT} = \left[\left(\frac{0.20 * 0.15^3}{12} + (0.20 * 0.15) * (0.138 - 0.075)^2 \right) \right. \\ \left. + \left(\frac{1 * 0.05^3}{12} + (1 * 0.05) * (0.175 - 0.138)^2 \right) \right]$$

$$I_{CT} = 25416.67 \text{ cm}^4$$

Con la inercia calculada, se determina una altura equivalente para compararla con la altura mínima, el valor obtenido deberá cumplir la siguiente condición: $h_{cal} > h_{min}$.

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

$$h = \sqrt[3]{\frac{12 * I}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 * 25416.67}{100}}$$

$$h_{cal} = 14.50 \text{ cm} = 0.145 \text{ m}$$

$$h_{cal} > h_{min}$$

$$0.145 \text{ m} > 0.110 \text{ m}$$

Para una losa alivianada de 20 cm, se tendrá una losa maciza de 14.50 cm, este valor se considerará para elementos área tipo membrana del programa ETABS.

- **Calculo de Carga Muerta y Viva**

Para la asignación de cargas se detalla en la siguiente tabla:

Tabla 21. Análisis de cargas para el pre diseño.

ANÁLISIS DE CARGA VIVA Y MUERTA			
Nervios=	$(3.6m * 0.10m * 0.15m) * 24 \text{ kN/m}^3 =$	1.30	kN/m ²
Peso de Loseta=	$(1.00m * 1.00m * 0.05m) * 24 \text{ kN/m}^3 =$	1.20	kN/m ²
Peso de alivianamiento=	$8 * (0.20m * 0.15m * 0.40m) * 10 \text{ kN/m}^3 =$	0.96	kN/m ²

Peso Mampostería=	2.00	kN/m ²
Peso Instalaciones=	0.10	kN/m ²
Peso Enlucido y Macillado=	0.44	kN/m ²
Peso Recubrimiento de Piso=	0.44	kN/m ²

Sumatoria Parcial (S.P) =	6.44	kN/m ²
---------------------------	------	-------------------

Vigas y Columnas (30% S.P) =	1.93	kN/m ²
------------------------------	------	-------------------

Carga Muerta (CM)=	S.P + 30%*S.P=	8.37	kN/m ²
---------------------------	-----------------------	------	-------------------

Carga Viva (CV)=	2.00	kN/m ²
-------------------------	------	-------------------

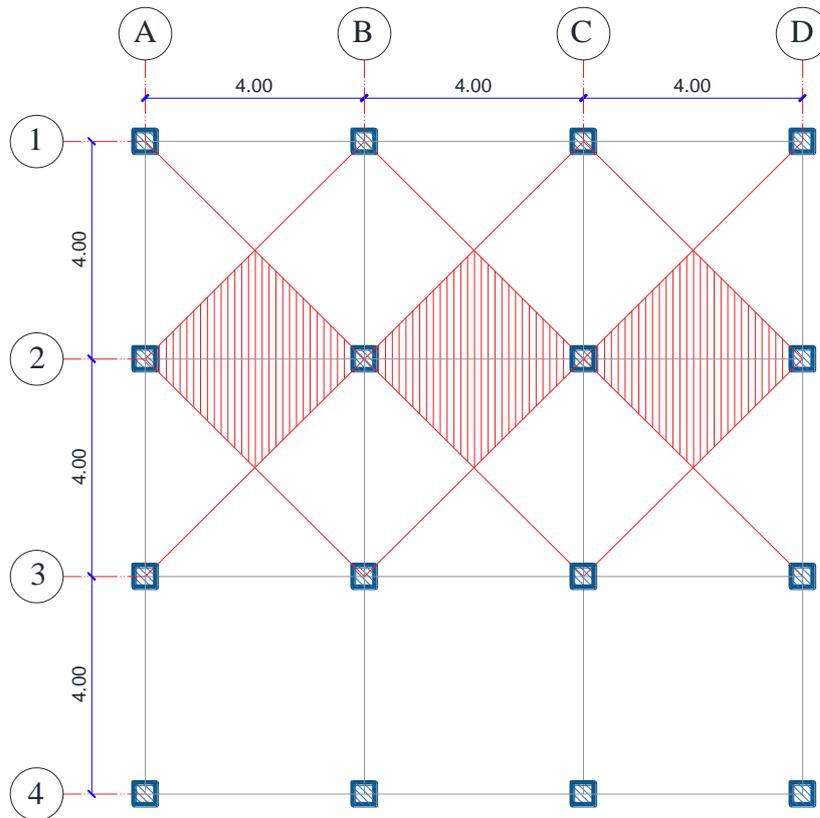
ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

El programa ETABS calcula el peso propio de los elementos de la estructura, razón por la cual se deberá ingresar al programa solamente el valor que refiere a paredes, instalaciones, enlucidos y acabados.

2.5.2.2.1.2. PRE DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Por tratarse de una estructura geoméricamente regular se tendrá una distribución triangular de carga para cualquier vano de la estructura, para realizar el pre diseño se calcularán los momentos máximos mediante el uso de coeficientes según el Código ACI.

Figura 12. Mosaico de Cargas en la Losa.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Para poder utilizar los coeficientes del ACI se debe transformar el valor de la carga triangular a una carga rectangular uniformemente distribuida, para lo cual se utiliza la siguiente expresión:

$$w = \frac{q * s}{3}$$

Dónde:

w= Carga rectangular equivalente.

q= Carga por metro cuadrado (m²).

s= Lado menor.

El valor de **q** se determinará con la combinación de carga que se muestra a continuación, se multiplica por 1.3 para considerar el efecto del sismo:

$$\mathbf{q = 1.3 * (1.2 CM + 1.6 CL)}$$

$$q = 1.3 * (1.2 * 8.37 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1.6 * 2.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2})$$

$$q = 17.21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Entonces;

$$W = \frac{17.21 \text{ kN/m}^2 * 4 \text{ m}}{3}$$

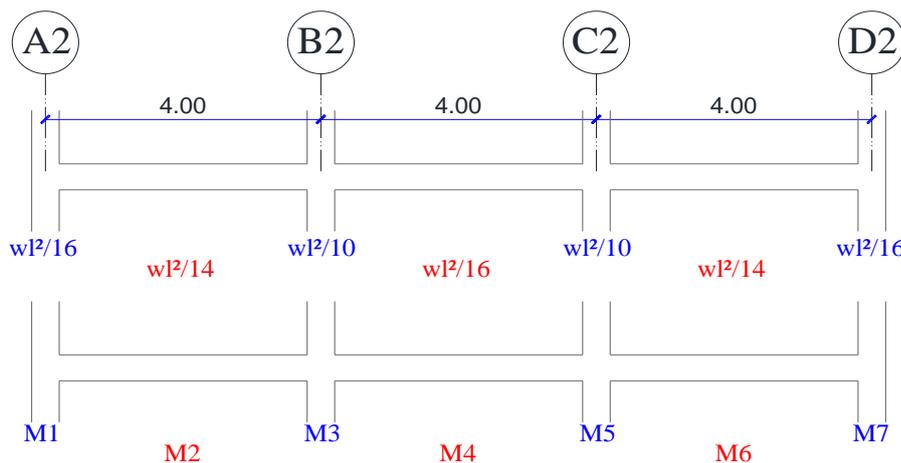
$$W = 22.95 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Como se observa en el mosaico de cargas la viga recibe dos cargas triangulares, por lo tanto:

$$W_t = 2 * 22.95 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 45.90 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

A continuación, se realiza el cálculo de momentos propuesto por el ACI.

Figura 13. Coeficientes para cálculo de momentos según el código ACI.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Los resultados obtenidos de los momentos según el código ACI se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 22. Análisis de cargas para el pre diseño.

MOMENTOS (Ton -m)						
M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7
4.59	5.25	7.34	4.59	7.34	5.25	4.59

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Para el pre dimensionamiento seleccionamos el momento más crítico siendo de 7.34 Ton-m y chequeamos si cumplen los requerimientos de flexión especificados por el

ACI, se trabaja en kg/cm² debido a que las expresiones a utilizar están en función de esas unidades.

$$\rho_b = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{6300}{f_y + 6300}$$

Se considera para el caso sísmico lo siguiente:

$$\rho = 0.5 * \rho_b$$

El valor de β_1 se estima de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 23. Valores de Coeficiente β_1 .

Coeficiente β_1	
f'c (kg/cm ²)	β_1
210	0.85
280	0.85
350	0.80
420	0.75
490	0.70
≥560	0.65

FUENTE: ACI-318. 2008

Para el cálculo de la altura efectiva de la viga se aplican las siguientes expresiones:

$$R_u = \rho * f_y (1 - 0.59 \cdot \frac{f_y}{f'_c} * \rho)$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}; \quad \phi = 0.9$$

$$d = \sqrt{\frac{M_n}{R_u \cdot b}}$$

Dónde:

R_u = Factor de resistencia a la flexión (39.70 kg/cm² para $f'_c=210$ kg/cm²)

M_n = Momento nominal o de diseño.

M_u = Momento último o calculado.

b = base de la viga.

d = altura efectiva o peralte de la viga.

Entonces:

$$\rho_b = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{6300}{f_y + 6300}$$

$$\rho_b = 0.85 \cdot 0.85 \cdot \frac{210 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} \cdot \frac{6300}{4200 \text{ kg/cm}^2 + 6300}$$

$$\rho_b = 0.022$$

Para el caso sísmico se tiene que:

$$\rho = 0.5 * \rho_b$$

$$\rho = 0.5 * 0.022$$

$$\rho = 0.011$$

$$R_u = \rho * f_y \left(1 - 0.59 \cdot \frac{f_y}{f'_c} * \rho\right)$$

$$R_u = 0.011 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \left(1 - 0.59 \cdot \frac{4200 \text{ kg/cm}^2}{210 \text{ kg/cm}^2} * 0.011\right)$$

$$R_u = 39.70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}; \quad \phi = 0.9$$

$$M_n = \frac{734387.54 \text{ kg} - \text{cm}}{0.90}$$

$$M_n = 815986.16 \text{ kg} - \text{cm}$$

Se asume una base de $b=30$ cm, donde:

$$d = \sqrt{\frac{M_n}{R_u \cdot b}} = \sqrt{\frac{815986.16 \text{ kg} - \text{cm}}{39.70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 30 \text{ cm}}}$$

$$d = 26.18 \text{ cm}$$

$$d = 30 \text{ cm} + 3 \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

$$d = 35 \text{ cm}$$

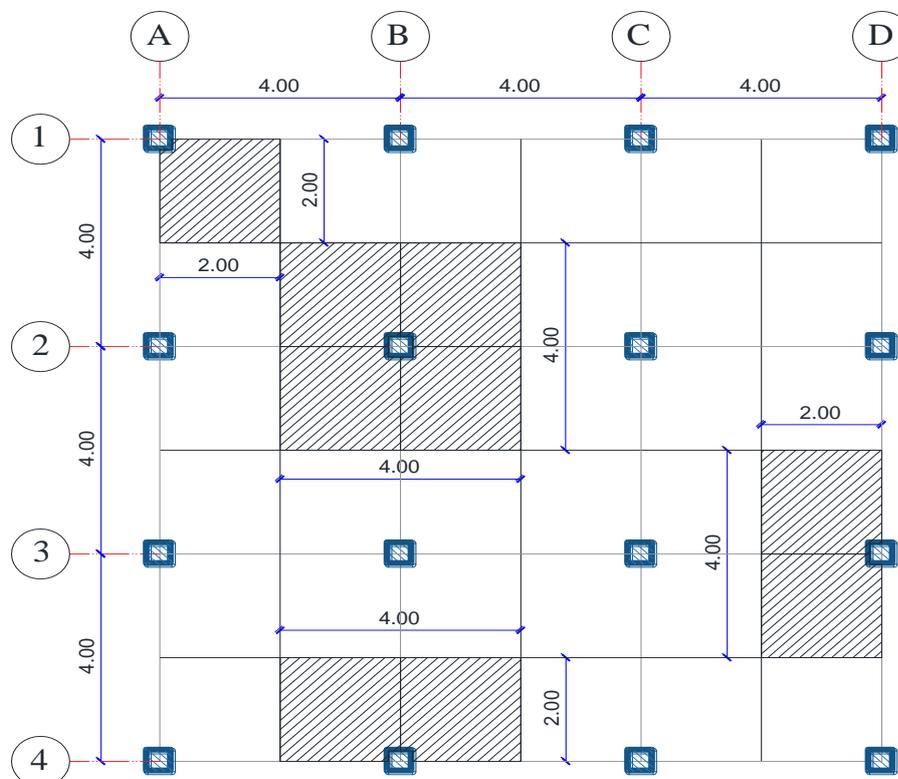
La sección de la viga a emplearse es de 30x35 cm.

2.5.2.2.1.3. PRE DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Para el pre dimensionamiento se tomarán en cuenta todas las cargas verticales detalladas en la tabla 21 que son transmitidas a la columna, esta carga será igual al producto de una carga mayorada, multiplicada por el área cooperante y el número de pisos.

El área cooperante será calculada como se muestra a continuación:

Figura 14. Área Cooperante que soporta el elemento a dimensionar.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Tabla 24. Secciones de Columnas HA3P-4M.

EJES	L1 (m)	L2 (m)	A. Coop. (m ²)	#Piso	CM (T/m ²)	CV (T/m ²)	P (T)	Ag (cm ²)	b (cm)	h (cm)	b*h (cm)
1A-4A-1D-4D	2.00	2.00	4.00	3.00	0.84	0.20	12.44	248.80	15.77	15.77	30X30
2A-3A-2D-3D-1B-1C-4B-4C	2.00	4.00	8.00	3.00	0.84	0.20	24.88	497.61	22.31	22.31	30X30
2B-2C-3B-3C	4.00	4.00	16.00	3.00	0.84	0.20	49.76	995.21	31.55	31.55	35X35

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Dónde:

A. Coop. = Área cooperante que soporta el elemento a dimensionar.

Peso = P = A. Coop.* (#Piso * (CM + CV))

Ag = Área de Compresión = 20 * P

b y h = para una columna cuadrada, es igual a \sqrt{Ag}

b*h = sección adoptada en base a las mínimas recomendadas.

Para la estructura de 5 pisos las secciones de las columnas se indican en la siguiente tabla:

Tabla 25. Secciones de Columnas HA5P-4M.

EJES	L1 (m)	L2 (m)	A. Coop. (m ²)	#Piso	CM (T/m ²)	CV (T/m ²)	P (T)	Ag (cm ²)	b (cm)	h (cm)	b*h (cm)
1A-4A-1D-4D	2.00	2.00	4.00	5.00	0.84	0.20	20.73	414.67	20.36	20.36	30X30
2A-3A-2D-3D-1B-1C-4B-4C	2.00	4.00	8.00	5.00	0.84	0.20	41.47	829.34	28.80	28.80	30X30
2B-2C-3B-3C	4.00	4.00	16.00	5.00	0.84	0.20	82.93	1658.69	40.73	40.73	45X45

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

A continuación, se presenta una tabla con las secciones de los elementos estructurales pre dimensionados.

Tabla 26. Dimensiones de los elementos estructurales HA3P-5P-4M.

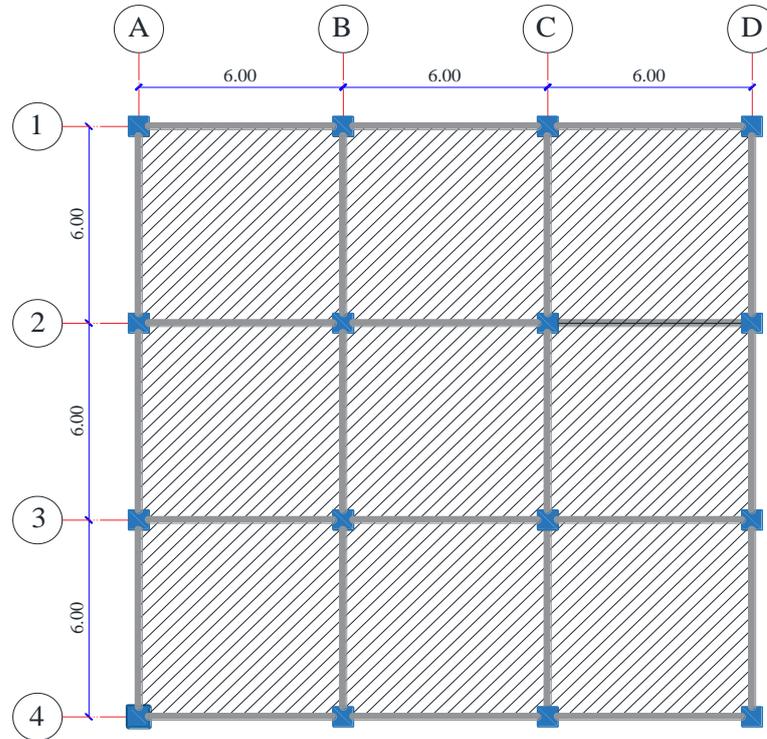
NIVEL	ELEMENTO	CARACTERÍSTICAS	
		Base (cm)	Altura (cm)
Todos los niveles	Viga Central	30	35
	Viga Perimetral	30	20
Columnas Estructura 3 Pisos			
P1-N+3.00 P2 N+5.80 P3 N+8.60	Central	35	35
	Perimetral	30	30
Columnas Estructura 5 Pisos			
P4 N+11.40 P5 N+14.20	Central	45	45
	Perimetral	30	30
Todos los niveles	Losa	Alivianada, e=0.20 m Equivalente a losa maciza e=0.145 m	

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

2.5.2.3. ALTERNATIVA DE 3 Y 5 PISOS CON LUCES DE 6 METROS

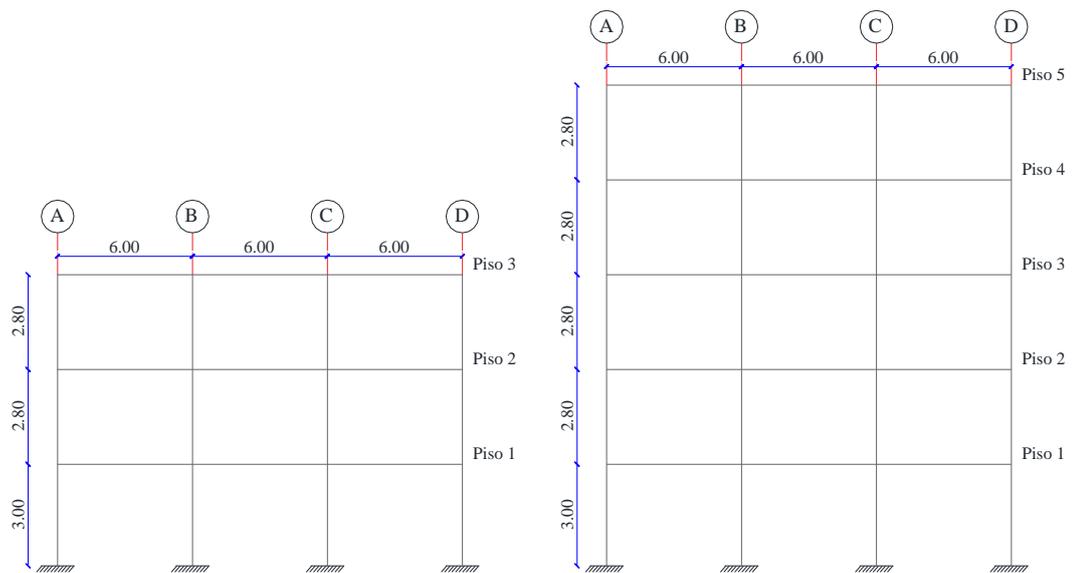
La estructura está formada por pórticos de hormigón armado, consta de 3 vanos en dirección X e Y, se presenta el esquema en las siguientes figuras:

Figura 15. Distribución en planta de la estructura HA-6M.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Figura 16. Distribución en elevación de la estructura HA-6M.



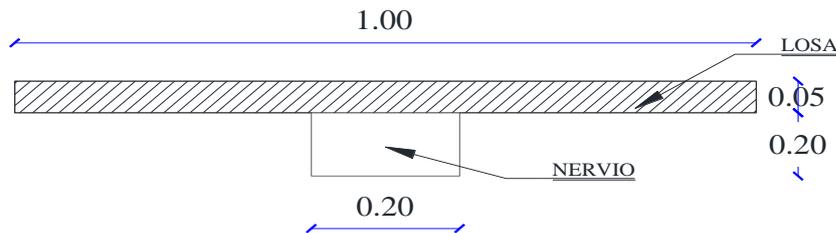
ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

2.5.2.3.1. PRE DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

2.5.2.3.1.1. PRE DIMENSIONAMIENTO DE LOSA

La losa alivianada y equivalente serán dimensionadas de acuerdo a lo indicado en la sección 2.5.2.2.1.1, para una luz de 6 metros se tiene una losa alivianada de 25 cm, equivalente a una losa maciza de 18.06 cm.

Figura 17. Sección "T" de Losa alivianada h=25 cm.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

- **Calculo de Carga Muerta y Viva**

Las cargas verticales se determinan de manera similar a lo expuesto en la sección 2.5.2.1., en la siguiente tabla se detallan las cargas consideradas:

Tabla 27. Análisis de carga viva y muerta HA-6M.

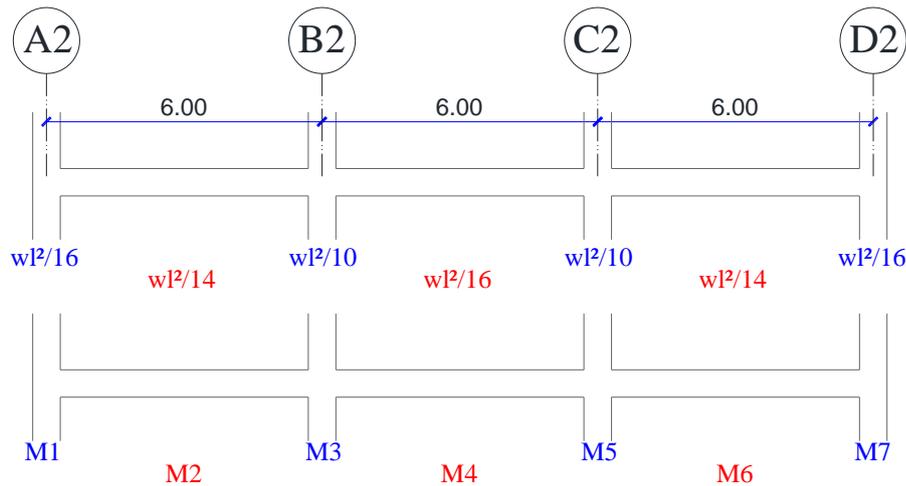
ANÁLISIS DE CARGA VIVA Y MUERTA			
Peso de Nervios=	$(3.6m * 0.10m * 0.20m) * 2.4 T/m^3 =$	1.73	kN/m ²
Peso de Loseta=	$(1.00m * 1.00m * 0.05m) * 2.4 T/m^3 =$	1.20	kN/m ²
Peso de alivianamiento=	$8 * (0.20m * 0.15m * 0.40m) * 1 T/m^3 =$	1.28	kN/m ²
Peso Mampostería=		2.00	kN/m ²
Peso Instalaciones=		0.10	kN/m ²
Peso Enlucido y Macillado=		0.44	kN/m ²
Peso Recubrimiento de Piso=		0.44	kN/m ²
Sumatoria Parcial (S.P)=		7.19	kN/m ²
Vigas y Columnas (30% * S.P)=		2.16	kN/m ²
Carga Muerta (CM)=	S.P + 30%*S.P=	9.34	kN/m²
Carga Viva (CV)=		2.00	kN/m²

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

2.5.2.3.1.2. PRE DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Las vigas son pre dimensionadas en función de los momentos máximos calculados mediante el uso de coeficientes dispuestos por el ACI, el proceso se describe en detalle en la sección 2.5.2.2.1.2.

Figura 18. Coeficientes para cálculo de momentos según el código ACI.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

El momento máximo obtenido según el código ACI es de 26.98 Ton-m, por lo tanto, asumiendo una base de $b=40$ cm se obtiene la siguiente sección:

$$d = \sqrt{\frac{M_n}{R_u \cdot b}} = \sqrt{\frac{2997962.24 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{39.70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 40 \text{ cm}}} = 43.45 \text{ cm}$$

$$d = 45 \text{ cm} + 3 \text{ cm} = 48 \text{ cm}$$

$$\mathbf{d = 50 \text{ cm}}$$

La sección de la viga a emplearse es de 40x50 cm.

2.5.2.3.1.3. PRE DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

El proceso y consideraciones para el pre dimensionamiento de columnas se describe en la sección 2.5.2.1.3. Para una edificación de 5 pisos y luces de 4 metros se obtienen las siguientes dimensiones:

Tabla 28. Secciones de Columnas HA3P6M.

EJES	L1 (m)	L2 (m)	A. Coop. (m ²)	#Piso	CM (T/m ²)	CV (T/m ²)	P (T)	Ag (cm ²)	b (cm)	h (cm)	b*h (cm)
1A-4A-1D-4D	3.00	3.00	9.00	3	0.93	0.20	30.63	612.60	24.75	24.75	30X30
2A-3A-2D-3D-1B-1C-4B-4C	3.00	6.00	18.00	3	0.93	0.20	61.26	1225.20	35.00	35.00	35X35
2B-2C-3B-3C	6.00	6.00	36.00	3	0.93	0.20	122.52	2450.39	49.50	49.50	50X50

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Para la estructura de 5 pisos las secciones de las columnas se indican en la siguiente tabla:

Tabla 29. Secciones de Columnas HA5P6M.

EJES	L1 (m)	L2 (m)	A. Coop. (m ²)	#Piso	CM (T/m ²)	CV (T/m ²)	P (T)	Ag (cm ²)	b (cm)	h (cm)	b*h (cm)
1A-4A-1D-4D	3.00	3.00	9.00	5	0.93	0.20	51.05	1021.00	31.95	31.95	35X35
2A-3A-2D-3D-1B-1C-4B-4C	3.00	6.00	18.00	5	0.93	0.20	102.10	2041.99	45.19	45.19	50X50
2B-2C-3B-3C	6.00	6.00	36.00	5	0.93	0.20	204.20	4083.98	63.91	63.91	65X65

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

A continuación, se presenta una tabla con las secciones de los elementos estructurales pre dimensionados.

Tabla 30. Dimensiones de los elementos estructurales HA3P-5P- 6M.

NIVEL	ELEMENTO	CARACTERÍSTICAS	
		Base (cm)	Altura (cm)
Todos los niveles	Viga Central	40	50
	Viga Perimetral	30	35
Columnas Estructura 3 Pisos			
P1-N+3.00 P3 N+8.60	Central	50	50
	Perimetral	35	35
Columnas Estructura 5 Pisos			
P1 N+3.00 P5 N+14.20	Central	65	65
	Perimetral	50	50
Todos los niveles	Losa	Alivianada, e=0.20 m Equivalente a losa maciza e=0.145 m	

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

2.5.2.3.2. ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES UTILIZANDO EL PROGRAMA ETABS

Una vez que se han determinado las secciones de vigas, columnas y losa, resultantes del pre dimensionamiento realizado, procedemos a ingresar estas secciones al programa ETABS, para lo cual inicialmente se definirán los siguientes parámetros:

- **Unidades**

En vista de que la NEC 2015 está basada en normas internacionales, para el ingreso de datos al programa se ha definido el uso de unidades del sistema internacional (S.I.), por lo tanto, se utilizaran las siguientes unidades:

Tabla 31. Unidades usadas en la modelación.

DESCRIPCIÓN	UNIDAD
Fuerza	kN
Carga	kN/m ²
Alturas	m
Áreas	m ²
Peso específico	kN/m ³

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

- **Propiedades de los materiales**

En vista de que el material predominante en este sistema estructural es el hormigón, sus propiedades se detallan en la siguiente tabla:

Tabla 32. Propiedades del Hormigón.

HORMIGÓN		
f _c =	21000.00	kN/m ²
F _y =	420000.00	kN/m ²
δ=	24.00	kN/m ³
E=	21538105.77	kN/m ²

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

2.5.2.3.3. PROCESO SISTEMÁTICO PARA EL ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO EN EL PROGRAMA ETABS

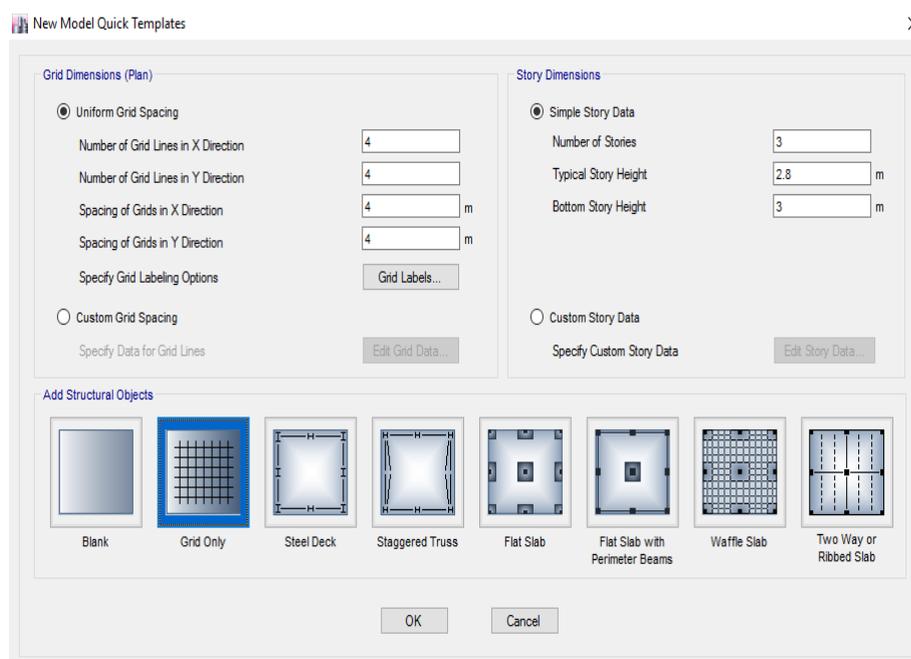
A modo demostrativo se analiza la estructura de hormigón armado de 3 pisos con luces de 4 metros, para las demás alternativas en estudio los procesos que se describen a continuación son similares.

Paso 1: Creación de grilla.

La edificación a modelar es una estructura regular tanto en planta como en elevación, por lo tanto, la grilla se crea como se muestra en la siguiente figura:

File/ New Model

Figura 19. Ventana para creación de grilla en ETABS.

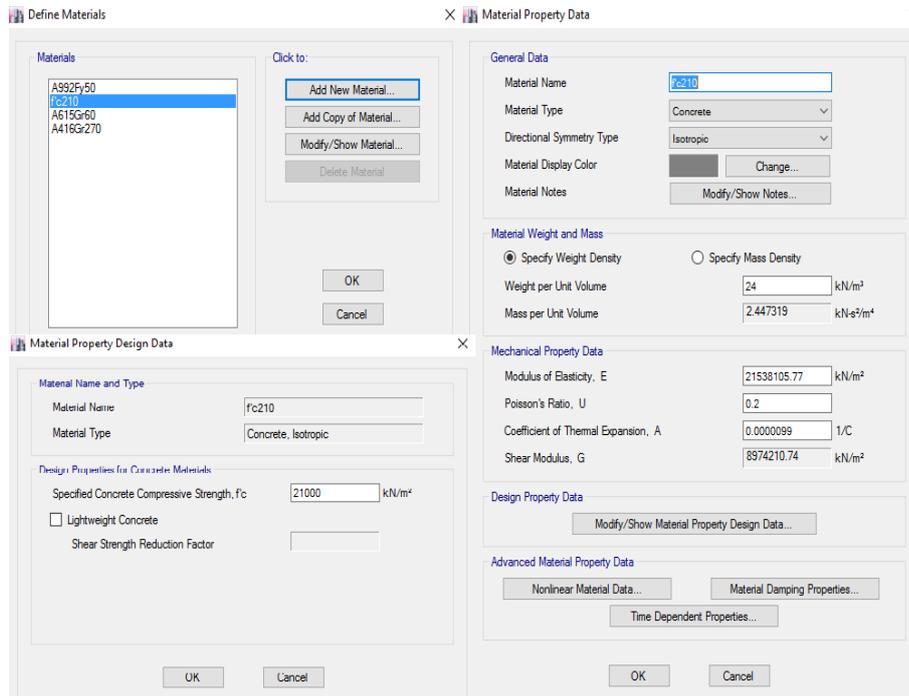


ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Paso 2: Definición de materiales a usar.

Define/Material Properties/Add New Material.

Figura 20. Ventana para creación de materiales en ETABS.

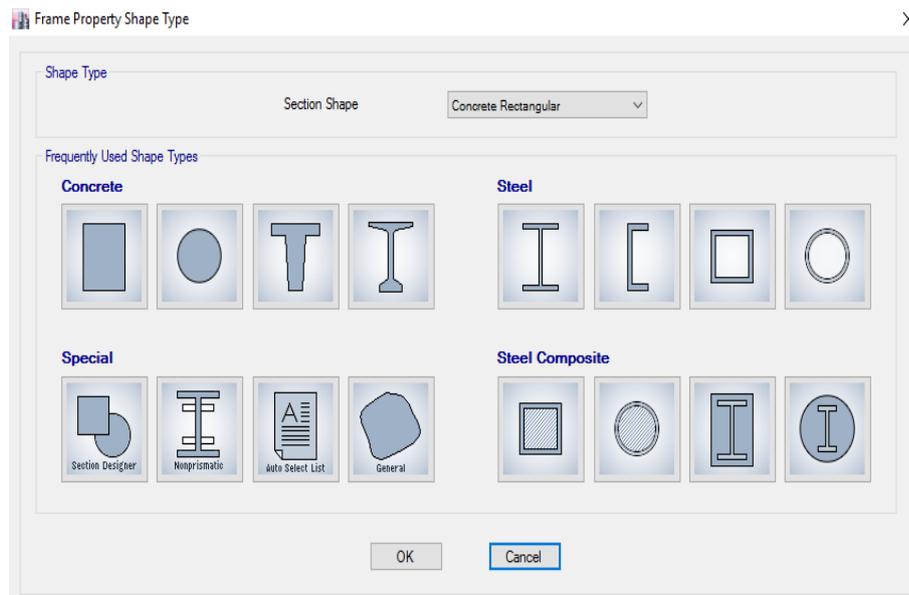


ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Paso 3: Creación de secciones tipo frame.

Define/ Section Properties/ Frame Sections/ Add New Property/ Concrete/ Rectangular Section

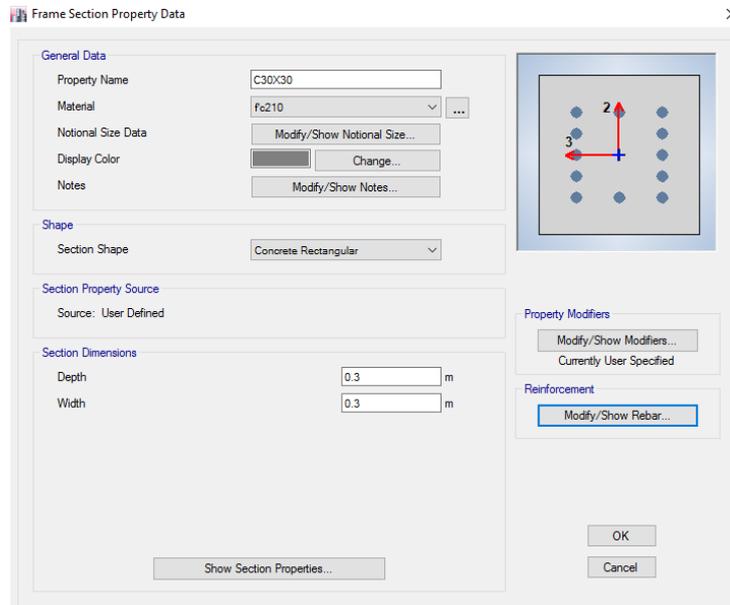
Figura 21. Ventana para creación de secciones en ETABS.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Con el proceso descrito se procede a ingresar las secciones de columnas y vigas resultantes del pre dimensionamiento realizado.

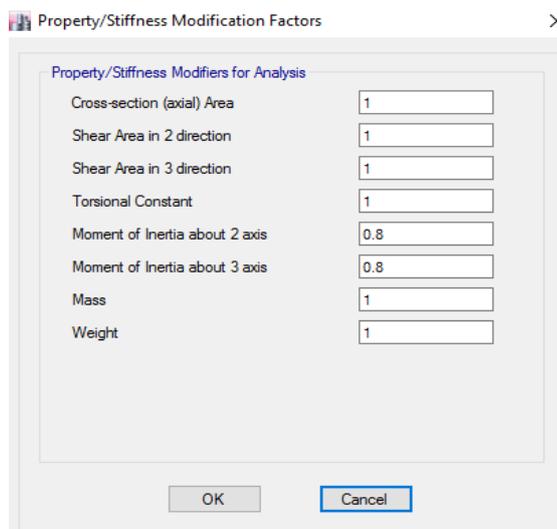
Figura 22. Ventana para creación de columnas.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Para estructuras de hormigón armado la NEC impone el uso de inercias agrietadas de los elementos estructurales, para columnas el valor asignado es de $0.8 I_g$, para el ingreso al ETABS seleccionamos la opción **Modify/Show Modifiers** y modificamos el momento de inercia en el eje 2 y 3 como se muestra a continuación:

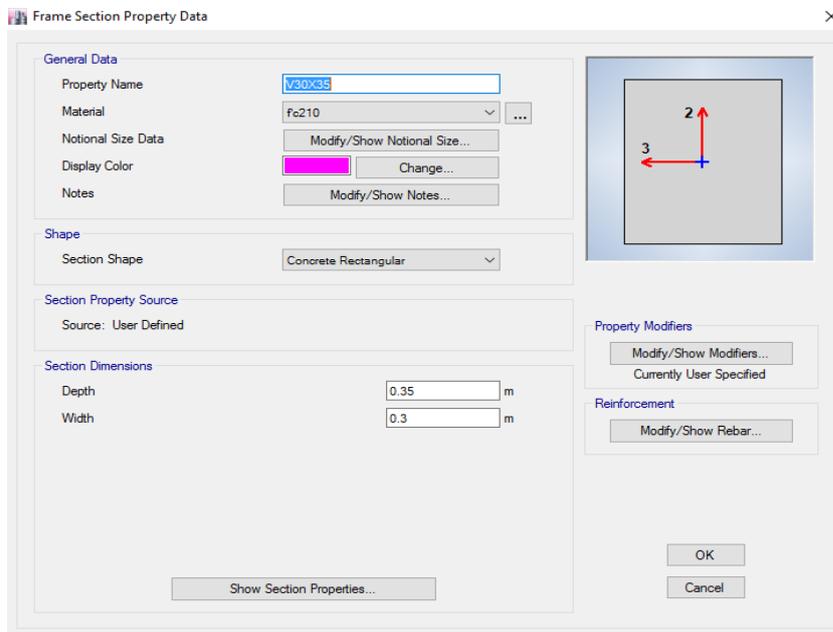
Figura 23. Ventana para ingreso de la inercia agrietada de columnas.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Las vigas serán ingresadas de igual manera que las columnas, tomando en cuenta que el valor de la inercia agrietada es de $0.5 I_g$.

Figura 24. Ventana para creación de vigas.

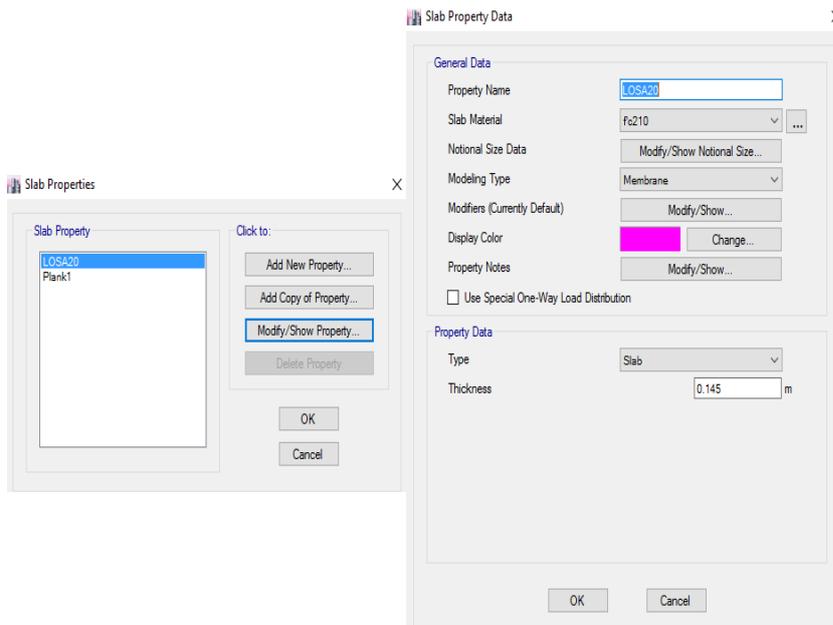


ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Paso 3: Creación de la losa.

Define/Section Properties/Slab Sections/Add New Property

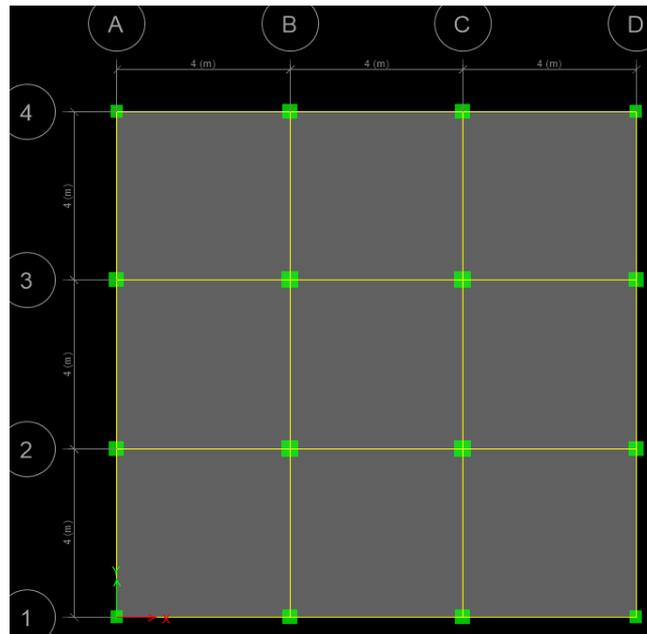
Figura 25. Ventana para creación de losa.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

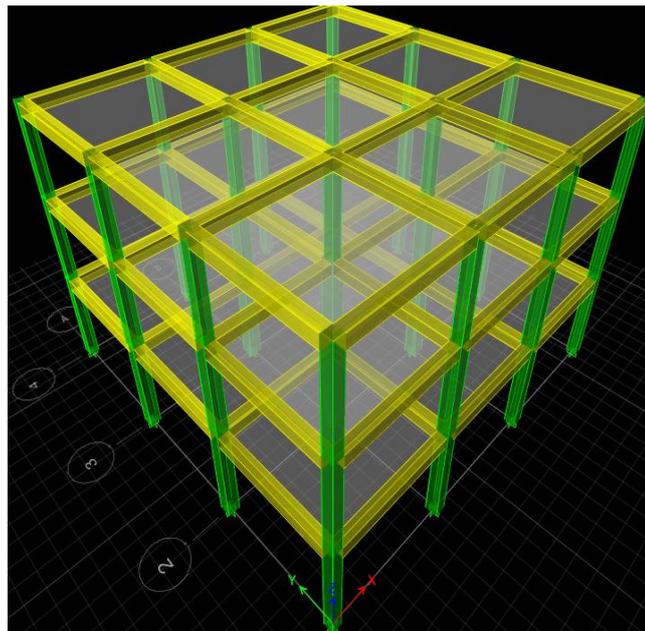
Una vez asignadas las propiedades de los materiales, secciones de losa, columnas y vigas, procedemos a dibujar la estructura en el programa, en las siguientes figuras se pueden observar los elementos asignados en vistas de: planta, elevación y 3 dimensiones.

Figura 26. Vista de vigas, columnas y losa en planta HA3P.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Figura 27. Vista en 3D de la estructura HA3P.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

2.5.2.3.3.1. DEFINICIÓN DE LOS ESTADOS DE CARGA

Los estados de cargas a considerar para el análisis en el programa ETABS se muestran a continuación:

- **Peso Propio:** Para este estado de carga el programa se encarga automáticamente de calcular el peso propio de los elementos estructurales, sin embargo, se debe tomar en cuenta que se está trabajando con una losa maciza equivalente cuyo peso es diferente al de una losa alivianada que en realidad estará presente en la estructura construida, por lo tanto, la diferencia de peso entre las losas mencionadas deberá ser considerada una vez aplicada las cargas. Se asume la simbología **PP** para su representación en el programa.
- **Carga Permanente:** Este estado corresponde a la carga muerta considerada para el análisis de la estructura e incluirá los siguientes componentes:
Peso de mamposterías y peso de enlucidos, macillados, instalaciones y recubrimientos. En el programa se la representará como **CM**.

Las cargas a considerar son de tipo permanente y viva, en el caso de la carga permanente no se considera el peso de la losa para el entrepiso y el de mampostería para la cubierta, por lo tanto, los valores a considerar para todas las alternativas en estudio serán las cargas que se indican en la siguiente tabla:

Tabla 33. Carga Permanente y Viva.

CARGA	NIVEL	VALOR	UNIDAD
PERMANENTE	Nv+3.00 - 5.80	2.98	kN/m ²
	Nv+8.60	0.98	kN/m ²
VIVA	Nv+3.00 - 8.60	2.00	kN/m ²

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

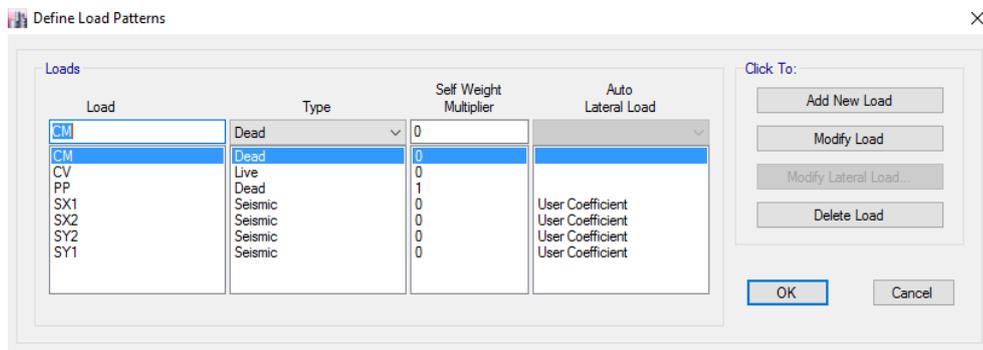
- **Carga Viva:** La carga viva estará definida por tres estados de carga, Viva 1, Viva 2 y Viva 3, respectivamente para cada nivel. Esta será representada por **CV**.

- **SX1:** Fuerzas laterales estáticas equivalentes en sentido “X”, considerando excentricidad positiva.
- **SX2:** Fuerzas laterales estáticas equivalentes en sentido “X”, considerando excentricidad negativa.
- **SY1:** Fuerzas laterales estáticas equivalentes en sentido “Y”, considerando excentricidad positiva.
- **SY2:** Fuerzas laterales estáticas equivalentes en sentido “Y”, considerando excentricidad negativa.

En la siguiente figura se presenta el ingreso de los estados de cargas establecidas para este modelo en el programa ETABS 2016, la secuencia para la asignación de los estados de carga se muestra a continuación:

Define/Load Patterns

Figura 28. Ventana para definir los estados de carga.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

El peso propio de vigas, columnas y losa, será calculado automáticamente por el programa con las dimensiones y propiedades de los materiales que conforman la estructura.

2.5.2.3.4. CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL

El cortante basal de diseño V , se determina mediante las siguientes expresiones:

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

Se trabaja con un suelo tipo DV y los factores considerados son los siguientes:

Tabla 34. Valores considerados para el cortante basal.

Elemento	Factor	Valor
Coefficiente de Importancia	I	1
Factor de reducción de resistencia Sísmica	R	8
Coefficiente de configuración en planta	ϕ_P	1
Coefficiente de configuración en elevación	ϕ_E	1

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

A continuación, calculamos el espectro de diseño en aceleración **S_a**, en función de las siguientes condiciones:

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

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

Para la comparación se determina el período fundamental de la estructura **T**, mediante la siguiente expresión:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Dónde:

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

$$h_n = 3.00 + 2.80 * 2 = \mathbf{8.60 \text{ m}}$$

Para pórticos especiales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras se tiene que: $C_t = 0.055$ y $\alpha = 0.90$.

$$T = 0.055 * 8.60^{0.90}$$

$$\mathbf{T = 0.381 \text{ seg}}$$

Se determinan los límites establecidos de la aceleración espectral para los periodos que se muestran a continuación:

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad T_o = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad T_L = 2.4 F_d$$

Dónde:

Los factores F_a , F_d , F_s , para el tipo de suelo D y zona sísmica V son los siguientes:

$$F_a = 1.20 \quad F_d = 1.19 \quad F_s = 1.28$$

Entonces:

$$T_c = 0.55 * 1.28 * \frac{1.19}{1.20} = \mathbf{0.70 \text{ seg}}$$

$$T_o = 0.10 * 1.28 * \frac{1.19}{1.20} = \mathbf{0.13 \text{ seg}}$$

$$T_L = 2.4 * 1.19 = \mathbf{2.86 \text{ seg}}$$

El cálculo de la aceleración espectral se lo realiza tomando en cuenta que la edificación está ubicada en el cantón Riobamba y las condiciones de las ecuaciones, por lo que:

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

$\eta = 2.48$ (Para provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos).

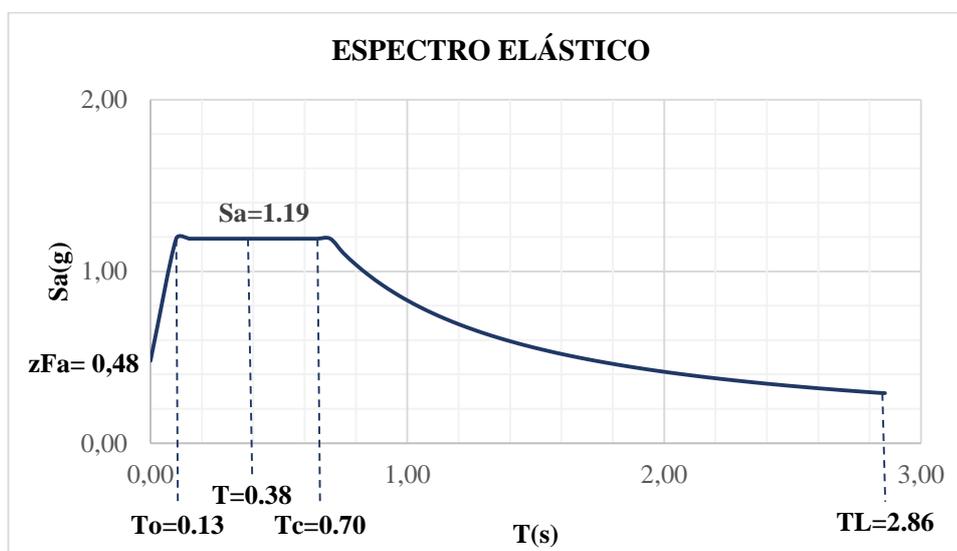
$Z = 0.4$ (Característica de amenaza sísmica alta).

$r = 1$; para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E.

$$S_a = 2.48 * 0.4 * 1.20$$

$$\mathbf{S_a = 1.19}$$

Figura 29. Espectro Elástico de diseño HA3P.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Se obtiene el cortante basal igual a:

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

$$V = \frac{1 * 1.19}{8 * 1 * 1} * W = \mathbf{0.149 * W}$$

Las fuerzas laterales de la estructura deben aplicarse en cada nivel, utilizando la siguiente expresión:

$$F_x = \frac{W_x * h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i * h_i^k} * V$$

Dónde:

F_x = Fuerza lateral en el nivel i.

h_x, h_i = Altura hasta los niveles x e i.

W_x, W_i = Peso asignado a cada nivel de la estructura x e i.

V = Cortante Basal.

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

El valor del coeficiente k se determinará en función de la siguiente tabla:

Tabla 35. Valores del coeficiente k en función de T.

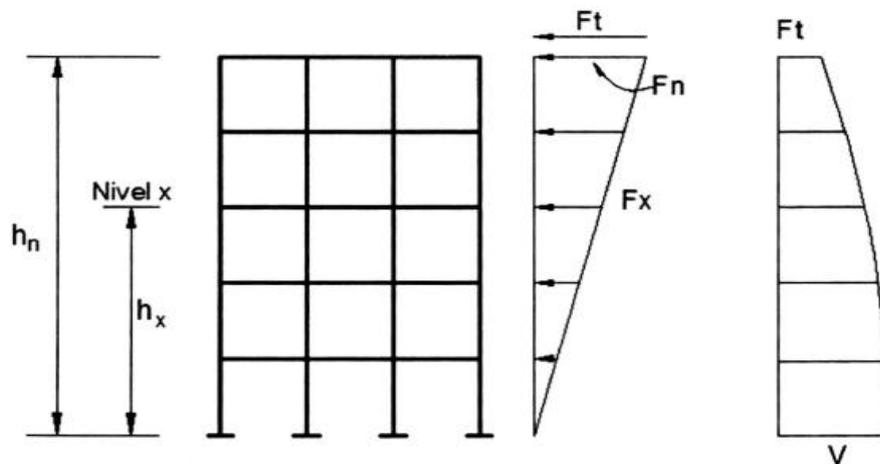
VALORES DE T(S)	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50T$
> 2.5	2

FUENTE: NEC_SE_DS. 2015

Para un valor de $T = 0.403 \text{ seg}$ el valor de k será igual a $k = 1$.

La distribución de fuerzas se basa en el procedimiento de carga estática equivalente, como se muestra en el siguiente esquema:

Figura 30. Distribución de cargas laterales y cortante de pisos.



FUENTE: Marcelo Guerra MSc. 2015

La distribución de cargas está en función del coeficiente k , para este edificio $k=1$, por lo tanto, la distribución de cargas es lineal.

2.5.2.3.5. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Para realizar el análisis modal espectral se consideran los siguientes parámetros: el factor de zona sísmica Z , el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura, la consideración de los valores de amplificación del suelo F_a , F_d y F_s , el espectro puede ser generado en Excel y posteriormente ser usado en el programa ETABS. Los valores considerados para el análisis modal espectral son los mostrados en la siguiente tabla:

Tabla 36. Valores considerados para el espectro elástico.

FACTOR	VALOR
I	1
R	8
ϕ_P	1
ϕ_E	1
n	2.48
Z	0.4
r	1
F_a	1.2
F_d	1.19
F_s	1.28
Tipo de Suelo	D

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

En la tabla 37 se muestran los valores de período y la correspondiente aceleración espectral (S_a) para períodos (T) iguales a 5 segundos. Cabe mencionar que los valores determinados corresponden al espectro de diseño inelástico y para un factor de reducción $R=8$.

Tabla 37. Valores del espectro de diseño inelástico.

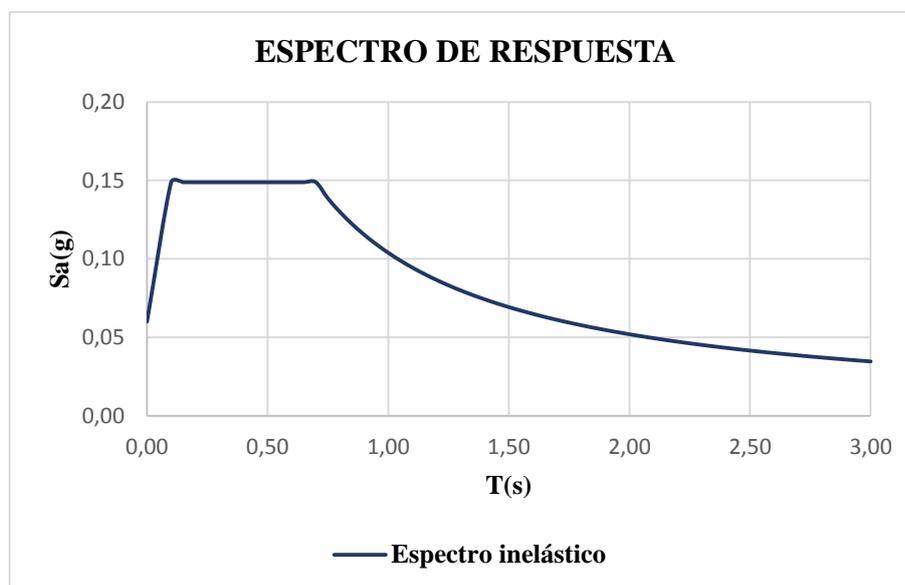
T(s)	Sa(g)	T(s)	Sa(g)	T(s)	Sa(g)
0.00	0.0600	1.05	0.0989	2.05	0.0507
0.10	0.1488	1.10	0.0944	2.10	0.0495
0.15	0.1488	1.15	0.0903	2.15	0.0483
0.20	0.1488	1.20	0.0866	2.20	0.0472
0.25	0.1488	1.25	0.0831	2.25	0.0462

0.30	0.1488	1.30	0.0799	2.30	0.0452
0.35	0.1488	1.35	0.0769	2.35	0.0442
0.40	0.1488	1.40	0.0742	2.40	0.0433
0.45	0.1488	1.45	0.0716	2.45	0.0424
0.50	0.1488	1.50	0.0693	2.50	0.0416
0.55	0.1488	1.55	0.0670	2.55	0.0407
0.60	0.1488	1.60	0.0649	2.60	0.0400
0.65	0.1488	1.65	0.0630	2.65	0.0392
0.70	0.1488	1.70	0.0611	2.70	0.0385
0.75	0.1385	1.75	0.0594	2.75	0.0378
0.80	0.1299	1.80	0.0577	2.80	0.0371
0.85	0.1222	1.85	0.0562	2.85	0.0364
0.90	0.1154	1.90	0.0547	2.90	0.0358
0.95	0.1093	1.95	0.0533	2.95	0.0352
1.00	0.1039	2.00	0.0519	3.00	0.0346

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

El espectro inelástico de aceleraciones será ingresado al programa ETABS, a continuación, se muestra la curva correspondiente a los valores mostrados en la tabla 32.

Figura 31. Espectro de respuesta de aceleraciones S_a .



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

2.5.2.3.6. COMBINACIONES DE CARGA

En el capítulo correspondiente a Cargas (No Sísmicas) de la norma NEC 2015, se presentan las combinaciones de carga para el diseño por última resistencia, se recuerda que la carga muerta es representada por la letra D, la carga viva por la letra

L, sismo en la dirección X (SX) y sismo en la dirección Y (SY), estas combinaciones se presentan a continuación:

Tabla 38. Combinaciones de carga.

COMBINACIONES DE CARGA	
C1	1.4 D
C2	1.2 D + 1.6 L
C3	1.2 D + 1.0 L ± 1.0 SX
C4	1.2 D + 1.0 L ± 1.0 SY
C5	0.9 D ± 1.0 SX
C6	0.9 D ± 1.0 SY
C7	Maxim XX C1, C2, C3, C4, C7, C8 (Enve)
C8	Maxim YY C1, C2, C5, C6, C9, C10 (Enve)

FUENTE: NEC_SE_CG. 2015

2.5.2.3.7. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Una vez asignadas todas las características y propiedades de la estructura, tales como: materiales, secciones, geometría, estados de carga y combinaciones correspondientes, el modelo estructural está listo para ser analizado, para lo cual seguimos la siguiente secuencia: **Analyze/Run Analysis.**

Las secciones resultantes del pre dimensionamiento en la mayoría de casos no son satisfactorias en su totalidad ya que solo son consideradas como un punto de arranque para conocer las secciones finales, por lo tanto, el calculista deberá buscar las secciones que soporten las solicitaciones de carga de la estructura y que cumpla con los requerimientos dispuestos en la NEC15. Una vez que el programa ETABS haya finalizado la modelación, realizamos los siguientes controles:

2.5.2.3.7.1. CORRECCIÓN DEL CORTANTE BASAL ESTÁTICO Y DINÁMICO

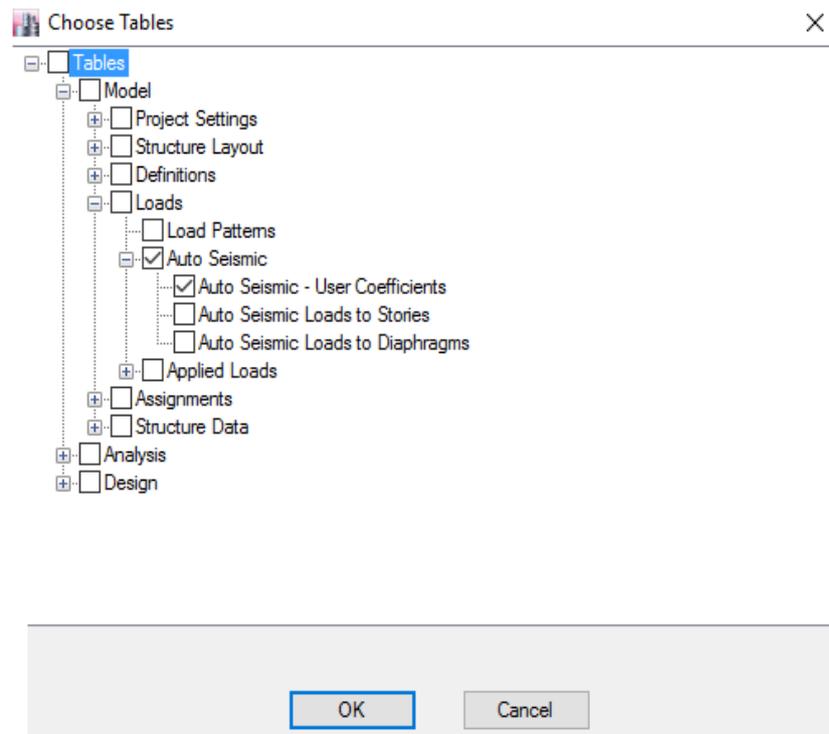
El Diseño Basado por Fuerzas (DBF) especificado en la NEC 2015, requiere de un ajuste del cortante basal dinámico, el cual no deberá ser:

- ✓ < 80% del cortante basal V obtenido por el método estático para estructuras regulares y < 85% para estructuras irregulares.

A continuación, se presenta la corrección del cortante basal estático y dinámico de la estructura en estudio, para lo cual de tablas del ETABS determinamos el peso de la estructura, se recuerda que se asignó para la modelación la carga de peso propio PP y la carga permanente o muerta CM, por lo tanto, el peso total de la estructura será igual a la sumatoria de la carga vertical PP y CM en el piso 1.

Para que el programa calcule el peso de la estructura y el cortante basal, seguimos la siguiente secuencia: **Display/ Show Tables/ Model/ Loads/ Auto Seismic/ Auto Seismic - User Coefficients**

Figura 32. Secuencia para mostrar el peso y cortante basal de la estructura.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Una vez seguida la secuencia, se desplegará la siguiente tabla:

Figura 33. Valores de peso y cortante basal de la estructura.

Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity %	Ecc. Overriden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used kN	Base Shear kN
SX1	Seismic	X + Ecc. Y	5	<input type="checkbox"/>	Story3	Base	0.149	1	3473.28	517.5187
SY1	Seismic	Y + Ecc. X	5	<input type="checkbox"/>	Story3	Base	0.149	1	3473.28	517.5187
SX2	Seismic	X - Ecc. Y	5	<input type="checkbox"/>	Story3	Base	0.149	1	3473.28	517.5187
SY2	Seismic	Y - Ecc. X	5	<input type="checkbox"/>	Story3	Base	0.149	1	3473.28	517.5187

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Por lo tanto, el peso total de la estructura es:

$$WT = 3473.28 \text{ kN}$$

El cortante basal tanto para la dirección X e Y será:

$$V = 0.149 * W$$

$$V = 0.149 * 3473.28 \text{ kN}$$

$$V = 517.52 \text{ kN}$$

✓ **Corrección del cortante basal estático**

El valor del calculado lo comparamos con el V_x y V_y estático, para mostrar estos valores se sigue la siguiente secuencia: **Display/ Show Tables/ Analysis/ Results/ Structure Results/ Story Forces**, que muestra los siguientes valores:

Figura 34. Valores del cortante basal estático.

Story	Load Case/Combo	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m	MY kN-m
Story1	SX1	Top	0	-517.5187	0	3415.6236	0	-1751.9944
Story1	SX1	Bottom	0	-517.5187	0	3415.6236	0	-3304.5506
Story1	SY1	Top	0	0	-517.5187	-3415.6236	1751.9944	0
Story1	SY1	Bottom	0	0	-517.5187	-3415.6236	3304.5506	0

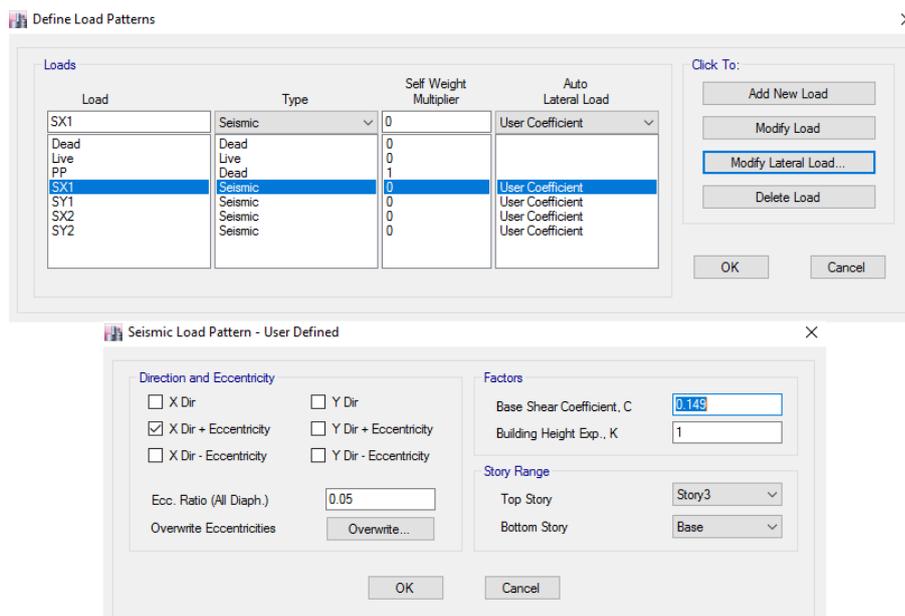
ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Para realizar la corrección del cortante basal estático dividimos el valor del cortante basal V para el valor que nos indica el programa.

$$\frac{V}{SX1} = \frac{517.52}{517.5187} = 1$$

El factor calculado es igual a 1, por lo tanto, no es necesario realizar la corrección, sin embargo, se muestra en la figura 35 el proceso de corrección en caso de que el factor sea mayor a 1, se multiplicará el factor calculado por el coeficiente de cortante basal, el mismo procedimiento se lo hará para el sentido Y.

Figura 35. Corrección del cortante basal estático.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

✓ **Corrección del cortante basal dinámico**

Los valores del cortante basal dinámico en X e Y se muestran en la siguiente figura:

Figura 36. Cortante Basal Dinámico en la dirección X e Y.

Story	Load Case/Combo	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m	MY kN-m
Story3	DINAMICOX Max	Top	0	188.3734	0	1130.2403	0	0
Story3	DINAMICOX Max	Bottom	0	188.3734	0	1130.2403	0	527.4455
Story3	DINAMICOY Max	Top	0	0	188.309	1129.8537	0	0
Story3	DINAMICOY Max	Bottom	0	0	188.309	1129.8537	527.2651	0

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Como se mencionó anteriormente la NEC indica que el cortante basal dinámico debe corregirse en un 80% para el caso de una estructura regular, por lo tanto:

$$V_c = 0.149 * 3473.28 \text{ kN} * 0.80 = \mathbf{414.01 \text{ kN}}$$

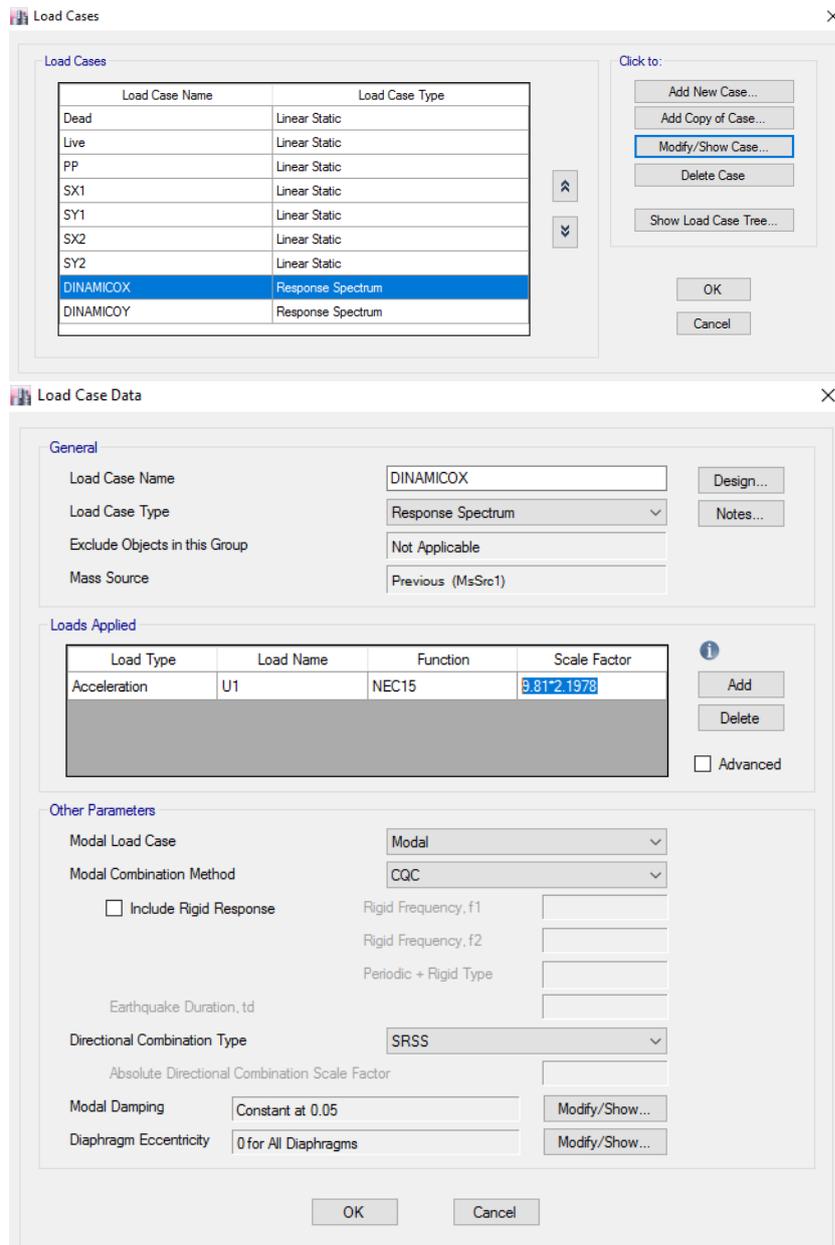
El factor de corrección para la dirección X es:

$$f_{c1} = \frac{V_c}{DINAMICOX} = \frac{414.01 \text{ kN}}{188.3734 \text{ kN}} = 2.1978$$

El factor de corrección para la dirección Y es:

$$f_{c2} = \frac{V_c}{DINAMICOY} = \frac{414.01 \text{ kN}}{188.309 \text{ kN}} = 2.1986$$

Figura 37. Corrección del cortante basal dinámico.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Realizamos el procedimiento similar para el caso DINAMICOY.

2.5.2.3.7.2. CONTROL DE DERIVAS DE PISO

La NEC 2015 establece valores máximos de la deriva inelástica para cualquier piso, estos valores son expresados como fracción de altura de piso, para estructuras de Hormigón Armado, estructuras Metálicas y de madera no debe ser mayor a:

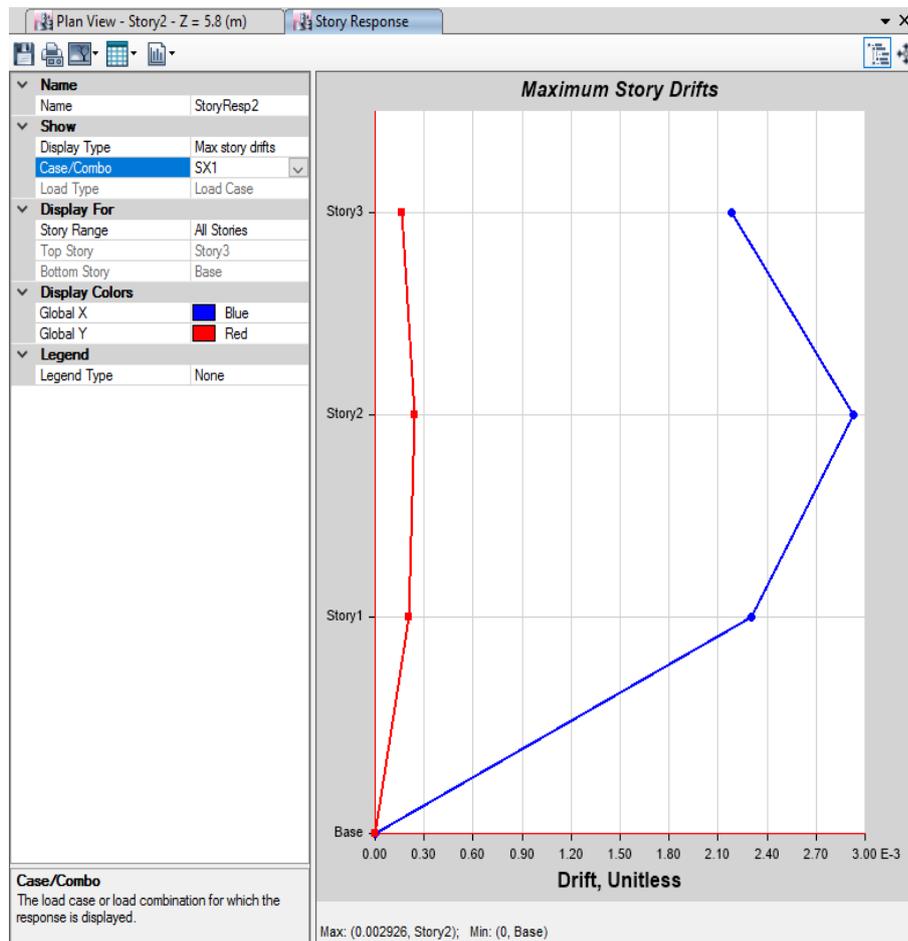
$$\Delta_{MAX} = 0.02$$

Las derivas máximas inelásticas obtenidas de la modelación deben ser controladas tanto en el sentido X como en el sentido Y, la Norma Ecuatoriana de la Construcción establece la siguiente expresión para el control de derivas:

$$\Delta_{MAX} = 0.75 R \Delta_E$$

Las derivas máximas de la edificación para el sentido X e Y se muestran a continuación:

Figura 38. Máxima Deriva en X HA-3P.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

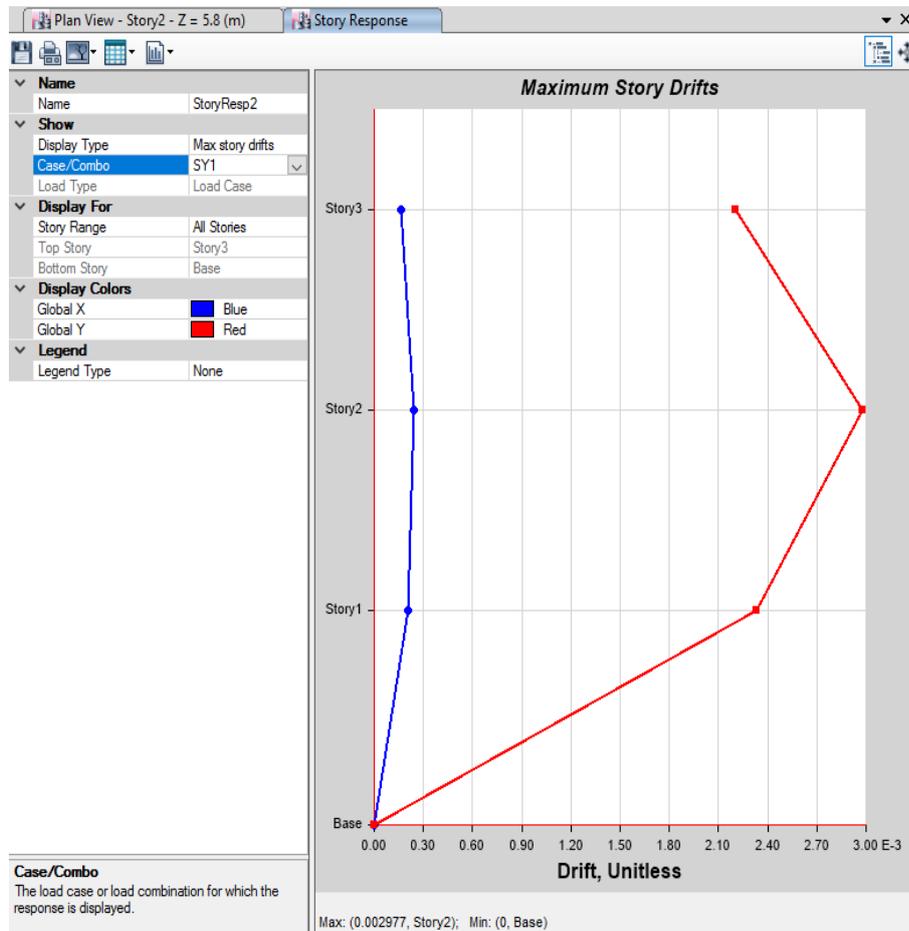
$$\Delta_{MAX} = 0.75 R \Delta_E$$

$$\Delta_{MAX} = 0.75 * 8 * 0.002926$$

$$\Delta_{MAX} = 0.01756$$

El valor calculado es menor a la deriva máxima permitida, por lo tanto, la deriva máxima en el sentido X cumple con los requerimientos de la NEC.

Figura 39. Máxima Deriva en Y HA-3P.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

$$\Delta_{MAX} = 0.75 R \Delta_E$$

$$\Delta_{MAX} = 0.75 * 8 * 0.002977$$

$$\Delta_{MAX} = 0.01786$$

El valor calculado es menor a la deriva máxima permitida, por lo tanto, la deriva máxima en el sentido Y cumple con los requerimientos de la NEC.

2.5.2.3.7.3. CONTROL DE MODOS DE VIBRACIÓN

Se analizan los 3 primeros modos de vibración, donde se verificará que en los dos primeros modos predomine un movimiento traslacional y por ningún motivo rotacional, mientras que, en el tercer modo de vibración el movimiento predominante será el de rotación.

Existen varias maneras de comprobar si los modos de vibración cumplen con lo expuesto, una de ellas es dividir la rotación con respecto al eje Z (RZ) para la suma de las rotaciones RX, RY, RZ, de esta manera se tiene que: para el primer modo de vibración la rotación con respecto a la traslación es de 0 % igual valor para el segundo modo de vibración, por lo tanto, el edificio cumple prácticamente en los dos modos de vibración presentando un movimiento netamente traslacional, mientras que para el tercer modo el movimiento rotatorio es el 100%, como se indica en la siguiente tabla:

Tabla 39. Modos de Vibración HA-3P.

Case	Mode	Period	RX	RY	RZ	RX+RY+RZ	RZ/(RX+RY+RZ)
		sec					
Modal	1	0.588	0.187	0.000	0.000	0.187	0.00%
Modal	2	0.584	0.000	0.187	0.000	0.187	0.00%
Modal	3	0.518	0.000	0.000	0.866	0.866	100.00%

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

2.5.3. CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE ACERO PARA 3 Y 5 PISOS CON LUCES DE 4 Y 6 METROS.

- **Características Arquitectónicas y Estructurales**

La estructura de acero está distribuida según lo indicado en la sección 2.5.2., está formada por pórticos, unión de vigas y columnas de acero, las cuales serán perfiles armados, dimensionadas de acuerdo a los requerimientos de la NEC15 y considerando las propiedades mostradas en la siguiente tabla:

Tabla 40. Propiedades del Acero y Hormigón.

ACERO A36		
Fy=	253000.00	kN/m ²
Pespec=	78.50	kN/m ³
E=	210000000.00	kN/m ²
HORMIGÓN		
f'c=	21000.00	kN/m ²
Fy=	420000.00	kN/m ²
Pespec=	24.00	kN/m ³
E=	21538105.77	kN/m ²

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

2.5.3.1. DETERMINACIÓN DE CARGAS VERTICALES

- **Carga Muerta y Carga Viva**

Se detallan las cargas muertas consideradas en la sección 2.5.2.1., el valor de carga viva o variable será de 2.00 kN/m². Para un mayor entendimiento se detallan las cargas totales en la tabla 40.

2.5.3.2. ALTERNATIVA DE 3 Y 5 PISOS CON LUCES DE 4 METROS

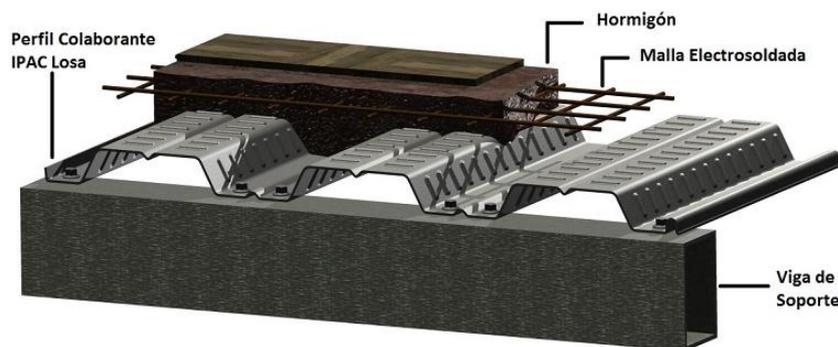
La estructura a pre dimensionar constará de 3 vanos en sentido X y 3 vanos en sentido Y, el módulo de escaleras es independiente del bloque y no se tomará en cuenta para el pre dimensionamiento y diseño de los elementos estructurales.

2.5.3.2.1. PRE DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

2.5.3.2.1.1. PRE DIMENSIONAMIENTO DE LOSA

Las losas de placa colaborante tienen la finalidad de distribuir las cargas hacia los elementos estructurales, en el caso de estructuras metálicas hacia las vigas secundarias, vigas primarias, columnas y cimentación. La losa con placa colaborante está conformada por los componentes mostrados en la siguiente Figura:

Figura 40. Componentes de Losa con Placa Colaborante.



FUENTE: IPAC. 2014

El pre dimensionamiento se realiza en función de la separación entre los elementos sobre los cuales se apoyará el panel, para lo cual se ha tomado una placa colaborante disponible en el mercado nacional, cuyas especificaciones técnicas se muestran a continuación:

Tabla 41. Especificaciones técnicas de la placa colaborante.

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN					
Espesor (mm)	Peso (kg/m ²)	I (+) (cm ⁴ /mm)	I (-) (cm ⁴ /mm)	S (+) (cm ⁴ /mm)	S (-) (cm ⁴ /mm)
0.76	7.81	39.37	12.43	13.29	9.03
1.00	10.17	55.99	18.43	19.34	12.04

FUENTE: NOVACERO. 2015

Las especificaciones técnicas detalladas son para una placa colaborante de una altura de 55 mm medida desde el fondo del valle de la plancha, la separación entre apoyos será de 1.60 m, en la tabla 42 se detallan los parámetros establecidos por el fabricante de la placa seleccionada.

Tabla 42. Propiedades de la placa colaborante.

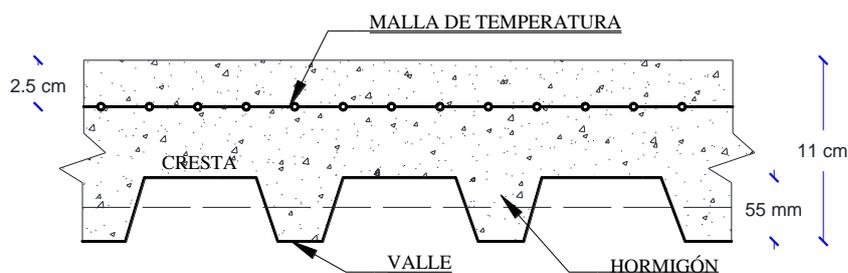
PROPIEDADES DE LA PLACA COLABORANTE											
Espesor de la losa (cm)	Volumen del hormigón (m ³ /m ²)	Espesor Placa (mm)	Máxima luz sin apuntalar			Carga viva sobre impuesta (kg/m ²)					
			Condición de apoyo			Separación entre apoyos (m)					
			1 Luz	2 Lucos	3 Lucos	1.60	1.80	2.00	2.20	2.40	2.60
5.00	0.075	0.76	2.01	2.35	2.38	1809	1400	1107	891	726	598
		1.00	2.59	2.89	3.03	1000	1849	1470	1190	978	812

FUENTE: NOVACERO. 2015

En cuanto al espesor de la losa, este no deberá ser menor a 9 cm y el recubrimiento mínimo de la malla de temperatura debe estar entre 2 y 2.5 cm, dependiendo de la magnitud de las cargas. (M. Guerra, 2015).

Por lo tanto, seleccionamos un espesor de losa de 11 cm, con un espesor de placa de 0.76 mm, para un mayor entendimiento se detalla las dimensiones de la losa en la siguiente figura:

Figura 41. Corte típico de Placa Colaborante.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Determinación de carga muerta de la losa

Con referencia en la figura 40, se procede a determinar la carga muerta de la losa, esta comprende el peso de la placa colaborante y el peso del hormigón que va sobre ella.

$$\text{Peso del hormigón} = 0.075 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} * 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 1.80 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Peso de la placa (e = 0.76mm)} = 0.0781 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

✓ Cálculo de Carga Muerta y Viva

A continuación, en la siguiente tabla se detalla el análisis de la carga viva y muerta.

Tabla 43. Análisis de cargas para el pre diseño AC.

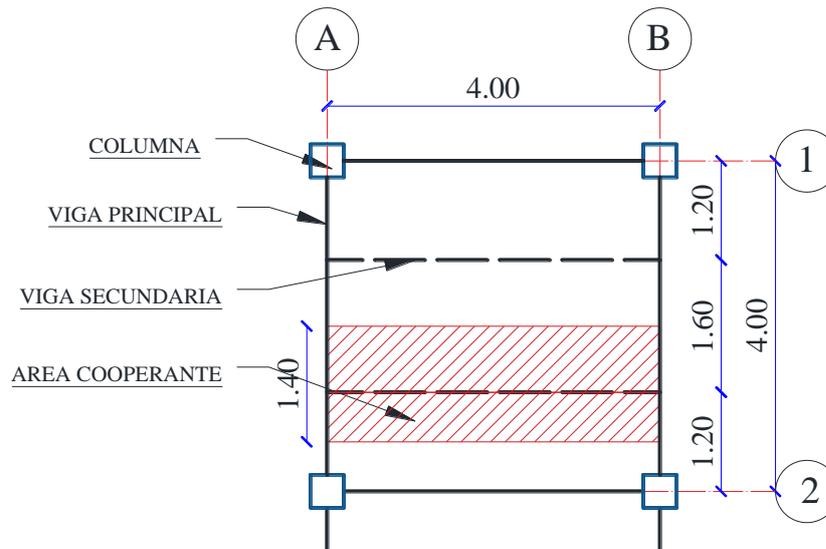
PESO NIVEL N+3.00 - N+8.60		
Peso de la placa (e=0.76mm)=	0.08	kN/m ²
Peso del hormigón=	1.80	kN/m ²
Peso Mampostería=	2.00	kN/m ²
Peso Instalaciones=	0.10	kN/m ²
Peso Enlucido y Macillado=	0.44	kN/m ²
Peso Recubrimiento de Piso=	0.44	kN/m ²
Sumatoria Parcial (S.P)=	4.86	kN/m ²
Carga Muerta (CM)=	4.86	kN/m ²
Carga Viva (CV)=	2.00	kN/m ²

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

2.5.3.2.1.2. PRE DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS SECUNDARIAS

Para el pre dimensionamiento de las vigas secundarias se tomará como referencia la viga secundaria que tiene 4 m de longitud y un ancho cooperante de 1.40 m, para un mayor entendimiento a continuación se muestra la disposición de las vigas secundarias en planta.

Figura 42. Disposición de vigas secundarias en planta AC-4M.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

$$q = 1.2 \text{ CM} + 1.6 \text{ CV}$$

$$q = 1.2 * 4.86 \frac{kN}{m^2} + 1.6 * 2.00 \frac{kN}{m^2}$$

$$q = 9.03 \frac{kN}{m^2}$$

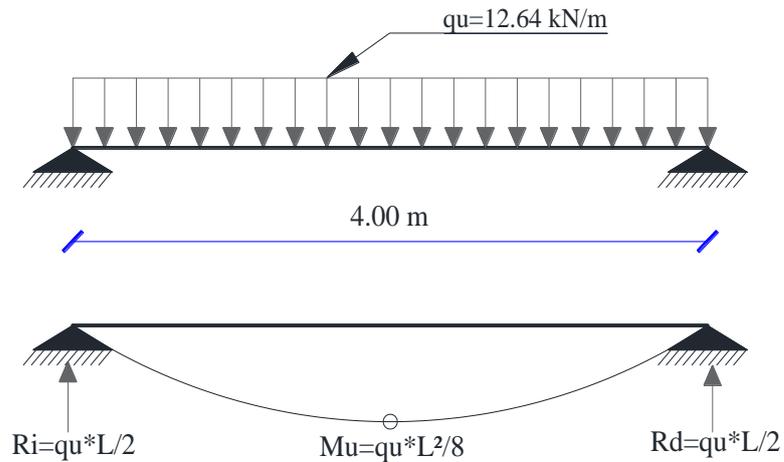
Para obtener la carga por longitud (carga uniforme distribuida), se multiplica el valor de **q** por el ancho cooperante que en este caso es 1.40 m, entonces se tiene que:

$$qu = 9.03 \frac{kN}{m^2} * 1.40 \text{ m}$$

$$qu = 12.64 \frac{kN}{m}$$

A continuación, con el valor de **qu** se determina el momento positivo y las reacciones en los apoyos, para lo cual se analizará a la viga secundaria como una viga simplemente apoyada:

Figura 43. Esquema de viga secundaria simplemente apoyada AC-4M.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Cálculo de Reacciones:

$$R_i = R_d = \frac{q_u * L}{2}$$

$$R_i = \frac{12.64 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 4.00 \text{ m}}{2}$$

$$\mathbf{R_i = 25.28 \text{ kN}}$$

Cálculo de Momento:

$$M_u = \frac{q_u * L^2}{8}$$

$$M_u = \frac{12.64 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * (4.00 \text{ m})^2}{8}$$

$$\mathbf{M_u = 25.28 \text{ kN m}}$$

Con el valor obtenido de M_u , se determina el módulo plástico utilizando la siguiente expresión:

$$Z_{Xreq} = \frac{M_u}{\phi * f_y}$$

Donde:

M_u = momento último.

ϕ = factor de resistencia (0.90 para el método LRFD).

f_y = esfuerzo de fluencia del acero ASTM A36 (2534 kg/cm²).

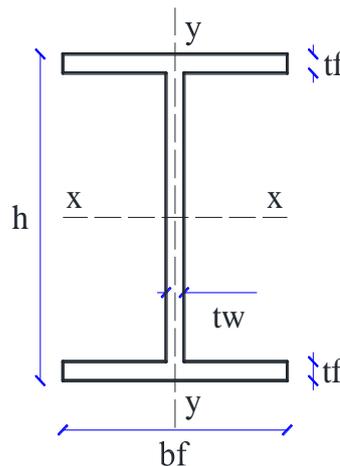
Z_{Xreq} = módulo plástico.

$$Z_{xreq} = \frac{25.28 \text{ kN m}}{0.90 * 253400 \text{ kN/m}^2}$$

$$Z_{xreq} = 110.86 \text{ cm}^3$$

Una vez obtenido el módulo plástico requerido Z_{xreq} , por medio de las tablas de propiedades de perfiles manejadas en nuestro medio o tablas publicadas por el AISC, seleccionamos un elemento que satisfaga el módulo plástico requerido, sin embargo, los perfiles disponibles en nuestro medio en su mayoría son productos laminados con secciones definidas por el fabricante, mientras que, los perfiles de tablas del AISC solo se pueden encontrar algunas de ellas, por lo que como alternativa se pueden utilizar secciones armadas, para este caso se utilizará una vigueta tipo I armada cuyas dimensiones y propiedades se muestran a continuación:

Figura 44. Sección de vigueta tipo I armada vista en corte.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Tabla 44. Vigueta tipo I Dimensiones y Propiedades AC-4M.

Designación	Peso P	Área A	Dimensiones				Módulo Plástico cm ³
			Alto h	Ancho bf	Espesor		
					Ala tf	Alma tw	
kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ³	
VIGUETA TIPO I	13.31	16.96	200.00	60.00	8.00	4.00	126.02

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Control de la deflexión máxima:

$$\Delta_{max} = \frac{L}{360}$$

$$\Delta_{\max} = \frac{400}{360} = 1.11 \text{ cm}$$

$$\Delta = \frac{5 * qL * L^4}{384 * E_s * I_x}$$

$$qL = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1.40 \text{ m} = 280 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\Delta = \frac{5 * \frac{280}{100} * 400^4}{384 * 2.1 \times 10^6 * 1092.90}$$

$$\Delta = 0.41 \text{ cm}$$

$$\Delta < \Delta_{\max}$$

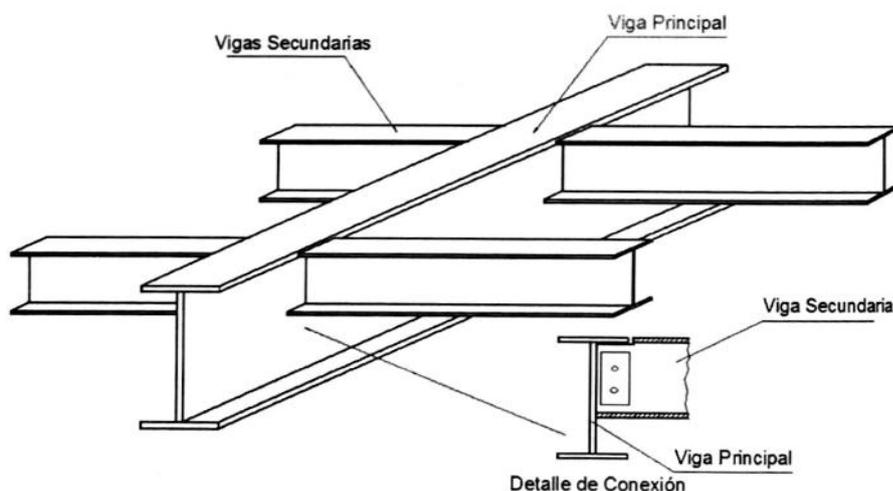
$$0.41 \text{ cm} < 1.11 \text{ cm} \rightarrow \text{Cumple}$$

2.5.3.2.1.3. PRE DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PRINCIPALES

Las vigas principales son las encargadas de resistir las cargas puntuales que se transmiten desde las vigas secundarias, el valor de la carga puntual transmitida es igual a la reacción $R = 25.28 \text{ kN}$ para una luz de 4 m y un ancho cooperante de 1.40 m. Para el pre dimensionamiento se suponen dos condiciones: viga simplemente apoyada (apoyo articulado) y viga empotrada (empotramiento perfecto), los valores reales usados para el cálculo serán los intermedios entre las dos condiciones.

Para un mayor entendimiento de la conexión entre los elementos a continuación, se presenta un esquema de la viga principal y las vigas secundarias.

Figura 45. Esquema de viga principal y vigas secundarias.



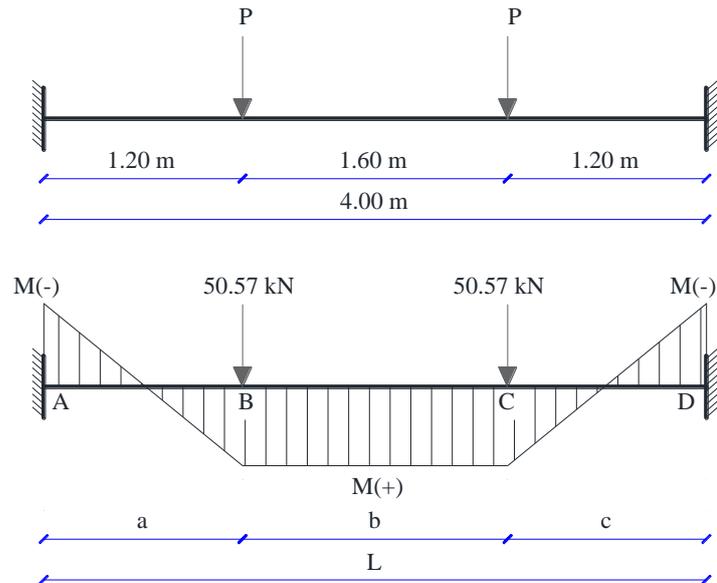
FUENTE: Marcelo Guerra MSc. 2015

Pre dimensionamos la viga del eje B, ubicada entre los ejes 2 y 3, la misma que tiene una longitud de 4 m, ver figura 45.

Para este caso en particular se tiene que:

$$P = 25.28\text{kN} * 2 = \mathbf{50.57 \text{ kN}}$$

Figura 46. Cargas en Viga Principal empotrada y diagrama de momentos AC-4M.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Calculamos el momento negativo en el punto A y el momento positivo en el tramo BC con las siguientes expresiones:

$$M_A = -\frac{P * a}{L} (L - a)$$

$$M_A = -\frac{50.57 \text{ kN} * 1.20 \text{ m}}{4 \text{ m}} (4 \text{ m} - 1.20 \text{ m})$$

$$M_A = - 42.48 \text{ kN m}$$

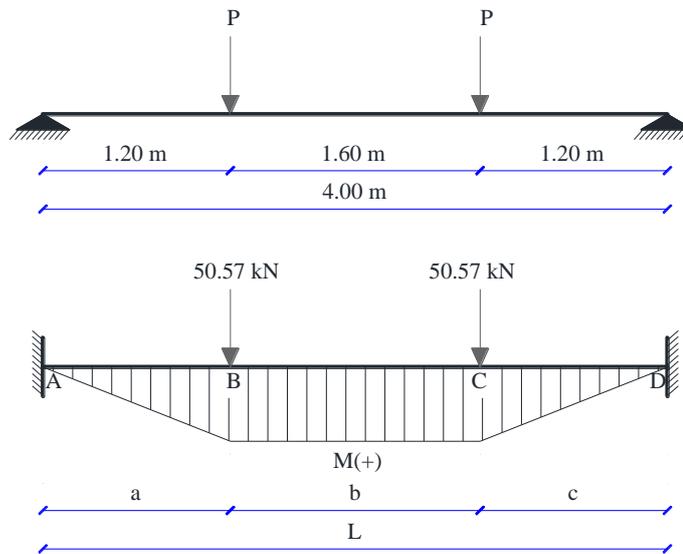
$$M_{BC} = \frac{P * a^2}{L}$$

$$M_{BC} = \frac{50.57 \text{ kN} * 1.20^2}{4 \text{ m}}$$

$$M_{BC} = 18.20 \text{ kN m}$$

Analizamos la viga principal con la condición de simple apoyo y determinamos el diagrama de momentos.

Figura 47. Cargas en Viga Principal simplemente apoyada y diagrama de momentos AC-4M.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Calculamos el momento máximo positivo en el tramo BC con la siguiente expresión:

$$M_{\max} = P * a$$

$$M_{\max} = 50.57 \text{ kN} * 1.20 \text{ m} = \mathbf{60.68 \text{ kN m}}$$

El mayor valor de momento obtenido se presenta para la condición simplemente apoyada o apoyo articulado, $M_{\max} = 60.68 \text{ kN m}$ el cual será utilizado para el pre dimensionamiento, sin embargo, Marcelo Guerra MSc menciona que para una estructura rígida, es razonable considerar el momento de menor valor de las dos condiciones estudiadas.

Debido a que las vigas principales forman parte de pórticos resistentes a momento, es necesario incrementar los momentos para tomar en cuenta el efecto del sismo, este procedimiento se lo realiza con la siguiente expresión:

$$M_{\text{sismo}} = M_{\text{vertical}} * f$$

Donde:

M_{sismo} = Momento debido a Sismo.

M_{vertical} = Momento debido a cargas gravitatorias.

f =Factor para considerar el momento por Sismo.

Los valores del factor **f** a considerar se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 45. *Tabla de Dimensiones y Propiedades.*

Nivel	f
Pisos Bajos	1.2 - 1.6
Pisos Intermedios	0.8 - 1.1
Pisos Altos	0.4 - 0.7

FUENTE: Marcelo Guerra. 2015

Por lo tanto, el momento de diseño será igual a la sumatoria del momento debido a sismo y el momento debido a cargas gravitatorias.

$$M_{\text{Diseño}} = M_{\text{sismo}} + M_{\text{vertical}}$$

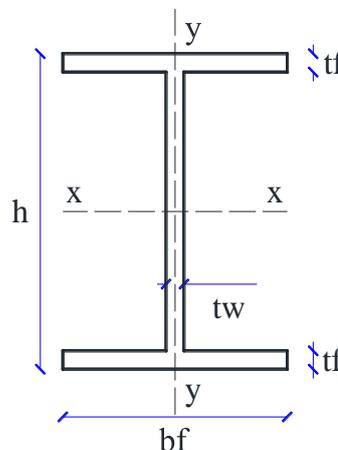
Cabe mencionar que mientras la conexión viga – columna sea menos rígida, para la condición de apoyo articulado el momento negativo disminuirá, mientras que el valor de momento positivo se incrementará, por lo tanto, el considerar un valor de momento intermedio y el momento proveniente de sismo es lo más lógico. (M. Guerra. 2015).

Para el caso de pre diseño seleccionamos el mayor momento calculado de las dos condiciones $M_{\text{max}} = 60.68 \text{ kN m}$.

$$Z_{\text{xreq}} = \frac{M_u}{\phi * f_y} = \frac{60.68 \text{ kN m}}{0.90 * 253400 \text{ kN/m}^2} = 266.07 \text{ cm}^3$$

Seleccionamos un perfil cuyo módulo plástico sea mayor o igual al requerido, para este caso se selecciona un perfil Tipo I cuyas dimensiones y propiedades se muestran a continuación;

Figura 48. *Viga tipo I armada vista en corte.*



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Tabla 46. Viga tipo I Dimensiones y Propiedades AC-4M.

Designación	Peso	Área	Dimensiones				Módulo Plástico
			Alto	Ancho	Espesor		
	Ala	Alma					
	P	A	h	bf	tf	tw	
kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ³	
VIGA TIPO I	23.94	30.50	230.00	100.00	10.00	5.00	275.13

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Control de la deflexión máxima:

$$\Delta_{\max} = \frac{L}{360}$$

$$\Delta_{\max} = \frac{400}{360} = 1.11 \text{ cm}$$

$$\Delta = \frac{e * PL * L^3}{Es * Ix}$$

$$qL = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1.40 \text{ m} = 280 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$RL = \frac{qL * L}{2}$$

$$RL = \frac{280 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 4.00 \text{ m}}{2}$$

$$RL = 560 \text{ kg}$$

$$PL = 2RL$$

$$PL = 2 * 560 \text{ kg}$$

$$PL = 1120 \text{ kg}$$

$$\Delta = \frac{0.0077 * 1120 * 400^3}{2.1 \times 10^6 * 2807.54}$$

$$\Delta = 0.10 \text{ cm}$$

$$\Delta < \Delta_{\max}$$

$$0.10 \text{ cm} < 1.11 \text{ cm} \rightarrow \text{Cumple}$$

2.5.3.2.1.4. PRE DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Para el caso de columnas que soportan cargas concéntricas y trabajan netamente a compresión, el proceso para el pre dimensionamiento es el siguiente:

Tabla 47. Resumen de cargas AC3P-5P-4M.

Carga Muerta=	4.86	kN/m ²
Peso de vigas y columnas=	0.35	kN/m ²
Carga viva=	2.00	kN/m ²

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Se asume un peso de 0.35 kN/m² para pórticos conformados en acero, se desprecia el peso de las vigas secundarias debido a que es un pre dimensionamiento y se trabaja con la combinación de carga LRFD.

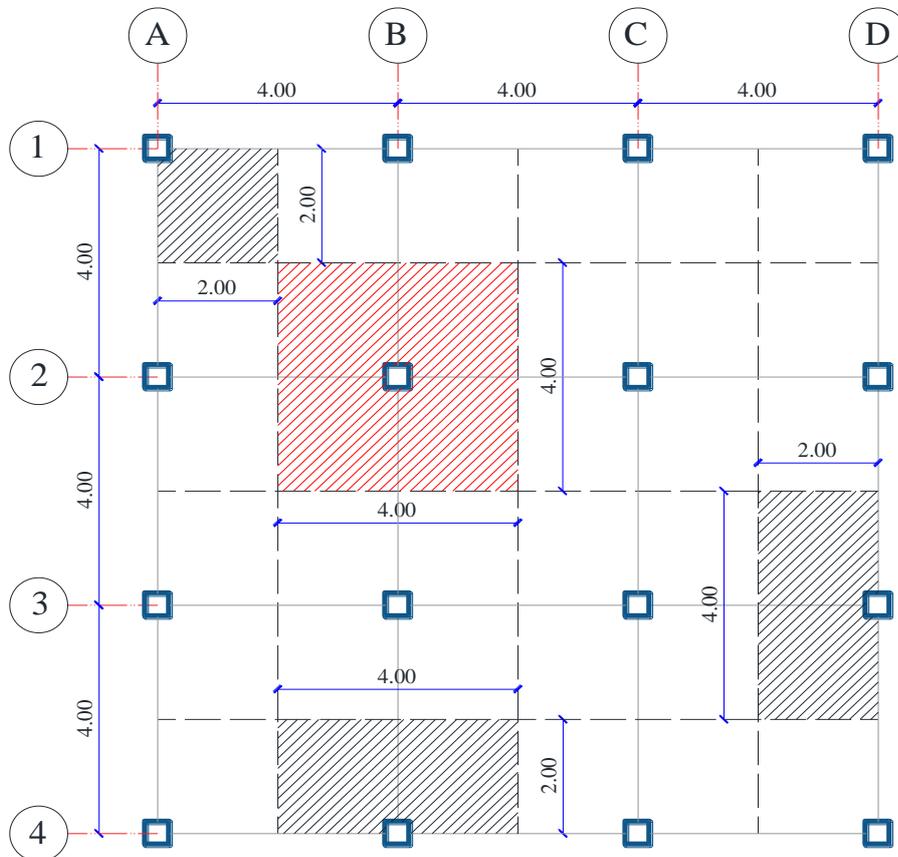
$$q_u = 1.2 \text{ CM} + 1.6 \text{ CV}$$

$$q_u = 1.2\left(4.86 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0.35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right) + 1.6\left(2.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right)$$

$$q_u = 9.45 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Se pre dimensiona la columna ubicada entre los ejes B-2, cuya área cooperante es 16 m².

Figura 49. Esquema de Áreas cooperantes para columnas.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

La carga axial que soporta la columna B-2 del primer piso será igual a:

$$P_u = q_u * \text{Área cooperante} * \# \text{ Pisos}$$

$$P_u = 9.45 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 16 \text{ m}^2 * 3$$

$$P_u = 453.59 \text{ kN}$$

Tabla 48. Carga Axial soportada por cada columna AC3P-4M.

EJES	L1 (m)	L2 (m)	A. Coop. (m ²)	#Piso	CM (T/m ²)	CV (T/m ²)	qu (T/m ²)	Pu (T)
1A-4A-1D-4D	2.00	2.00	4.00	3	0.49	0.20	0.94	11.34
2A-3A-2D-3D-1B-1C-4B-4C	2.00	4.00	8.00	3	0.49	0.20	0.94	22.68
2B-2C-3B-3C	4.00	4.00	16.00	3	0.49	0.20	0.94	45.36

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

La sección a ser seleccionada estará en función de la esbeltez que se presentan en las tablas del código LRFD correspondiente a Esfuerzos Críticos Admisibles para elementos a compresión, teniendo en cuenta lo mencionado se tiene que para una columna de 3.00 m a 4.57 m de altura, aproximadamente el valor de esbeltez estará entre 40 y 60 (M. Guerra. 2015), para realizar el pre dimensionamiento conservadoramente se puede tomar:

$$\frac{kl}{r} = 50$$

Donde:

k = coeficiente de longitud efectiva.

l = Longitud no arriostrada lateralmente.

r = radio de giro.

En la tabla 49 se detallan los valores para miembros en compresión.

Tabla 49. Carga Axial soportada por cada columna.

Table 4-22 Available Critical Stress for Compression Members														
$F_y = 35\text{ksi}$			$F_y = 36\text{ksi}$			$F_y = 42\text{ksi}$			$F_y = 46\text{ksi}$			$F_y = 50\text{ksi}$		
$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$
	ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi
	ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD
41	19.2	28.9	41	19.7	29.7	41	22.7	34.1	41	24.6	37.0	41	26.5	39.8
42	19.2	28.8	42	19.6	29.5	42	22.6	33.9	42	24.5	36.8	42	26.3	39.5
43	19.1	28.7	43	19.6	29.4	43	22.5	33.7	43	24.3	36.6	43	26.2	39.3
44	19.0	28.5	44	19.5	29.3	44	22.3	33.6	44	24.2	36.3	44	26.0	39.1
45	18.9	28.4	45	19.4	29.1	45	22.2	33.4	45	24.0	36.1	45	25.8	38.8
46	18.8	28.3	46	19.3	29.0	46	22.1	33.2	46	23.9	35.9	46	25.6	38.5
47	18.7	28.1	47	19.2	28.9	47	22.0	33.0	47	23.8	35.7	47	25.5	38.3
48	18.6	28.0	48	19.1	28.7	48	21.8	32.8	48	23.6	35.4	48	25.3	38.0
49	18.5	27.9	49	19.0	28.5	49	21.7	32.6	49	23.4	35.2	49	25.1	37.7
50	18.4	27.7	50	18.9	28.4	50	21.6	32.4	50	23.3	35.0	50	24.9	37.5
51	18.3	27.6	51	18.8	28.3	51	21.4	32.2	51	23.1	34.8	51	24.8	37.2
52	18.3	27.4	52	18.7	28.1	52	21.3	32.0	52	23.0	34.5	52	24.6	36.9
53	18.2	27.3	53	18.6	28.0	53	21.2	31.8	53	22.8	34.3	53	24.4	36.7

FUENTE: AISC. 2008

Para una esbeltez $\frac{kl}{r} = 50$ y un elemento de acero A-36, se tiene un esfuerzo crítico de 28.4 ksi (199 652 kN/m²). Para determinar el área requerida usamos la siguiente expresión:

$$A_{req} = \frac{Pu}{\sigma}$$

Donde:

A_{req} = Área requerida.

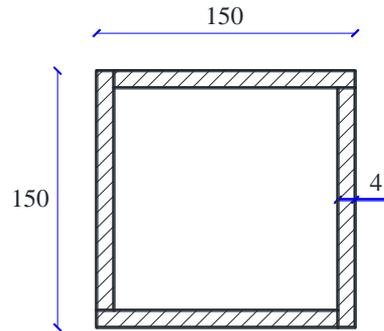
Pu = Carga axial última.

σ = Esfuerzo admisible de compresión.

$$A_{req} = \frac{453.59 \text{ kN}}{199\,652 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} * 10000 \text{ cm}^2$$

$$A_{req} = 22.72 \text{ cm}^2$$

Figura 50. Sección de columna propuesta AC3P-4M.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

La sección propuesta tiene un área de $A = 23.36 \text{ cm}^2$, por lo tanto, cumple con la sollicitación de área determinada.

Para la estructura de 5 pisos, en la siguiente tabla se presenta las dimensiones de columnas, hay que mencionar que la edificación mantiene las luces de 4 metros, por lo tanto, se mantienen las dimensiones de las vigas principales y secundarias determinadas anteriormente.

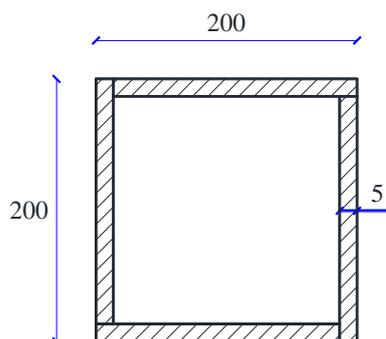
Tabla 50. Carga Axial soportada por cada columna AC5P-4M.

EJES	L1 (m)	L2 (m)	A. Coop. (m ²)	#Piso	CM (T/m ²)	CV (T/m ²)	qu (T/m ²)	Pu (T)
1A-4A-1D-4D	2.00	2.00	4.00	5	0.49	0.20	0.94	18.90
2A-3A-2D-3D- 1B-1C-4B-4C	2.00	4.00	8.00	5	0.49	0.20	0.94	37.80
2B-2C-3B-3C	4.00	4.00	16.00	5	0.49	0.20	0.94	75.60

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

El área requerida es igual a $A_{req} = 37.86 \text{ cm}^2$, por lo tanto seleccionamos una sección cuadrada de **200X200X5** mm, cuya área disponible es $A = 39.00 \text{ cm}^2$ que cumple la sollicitación de área requerida, las dimensiones se indican en la siguiente figura:

Figura 51. Sección de columna propuesta AC5P-4M.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

A continuación, se presenta una tabla con las dimensiones de los elementos estructurales resultantes del pre dimensionamiento realizado.

Tabla 51. Dimensiones de los Elementos Estructurales AC3P-5P-4M.

Elemento	Dimensiones (mm)			
	Altura	Espesor Alma	Ancho Alas	Espesor Alas
	h	tw	bf	tf
Viga Secundaria	200.00	4.00	60.00	8.00
Viga Principal	250.00	5.00	80.00	1.00
Columna				
AC3P-4M	150.00	150.00	4.00	4.00
AC5P-4M	200.00	200.00	5.00	5.00
Losa	Deck Metálico, espesor total 11 cm			

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

2.5.3.3. ALTERNATIVA DE 3 Y 5 PISOS CON LUCES DE 6 METROS

2.5.3.3.1. PRE DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

2.5.3.3.1.1. PRE DIMENSIONAMIENTO DE LOSA

La losa tipo Deck será dimensionada de acuerdo a lo indicado en la sección 2.5.3.2.1.1, para una luz de 6 metros y una carga sobrepuesta de **498 kg/m** a la que estará sometida, con apoyos de 1.60 m y 1.40 m, se propone una losa de 11 cm, con placa colaborante de 0.76 mm de espesor. En función de la tabla 40 que el fabricante provee, se indica que para una separación de **1.60 m** entre apoyos la losa

puede resistir una carga viva sobrepuesta de **1809 kg/m²**, por lo tanto, es suficiente para resistir la sollicitación de **498 kg/m**.

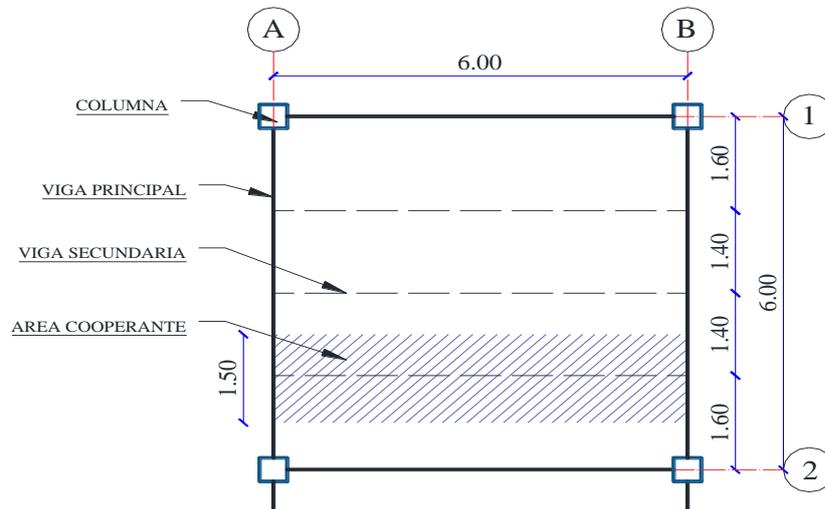
- **Calculo de Carga Muerta y Viva**

Las cargas verticales se determinan de manera similar a lo expuesto en la sección 2.5.3.1., que se detallan en la tabla 42.

2.5.3.3.1.2. PRE DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS SECUNDARIAS

El pre dimensionamiento sigue un proceso similar al detallado en la sección 2.5.3.2.1.2., se toma para ejemplo la viga presentada en la siguiente figura:

Figura 52. Esquema de vigas secundarias en planta AC-6M.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Se presenta en la siguiente tabla los parámetros considerados para el pre dimensionamiento de la viga secundaria.

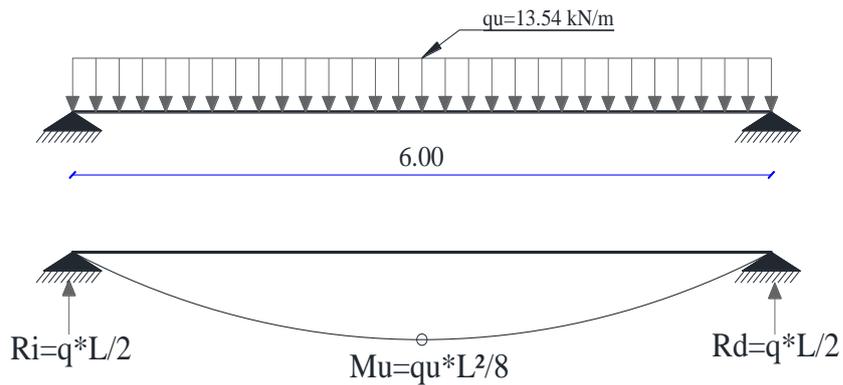
Tabla 52. Parámetros para pre dimensionamiento de la Viga Secundaria AC-6M.

Descripción (Simbología)	Valor	Unidad
Longitud de Viga (L) =	6.00	m
Ancho cooperante (Ac) =	1.50	m
Carga Muerta (CM) =	4.86	kN/m ²
Carga Viva (CV) =	2.00	kN/m ²

Carga Mayorada (q) =	9.03	kN/m ²
Carga Uniforme Distribuida (qu) =	13.54	kN/m ²
Momento último (Mu) =	60.95	kN-m
Módulo de sección Requerido (Zreq) =	267.68	cm ³

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Figura 53. Cargas que actúan en la viga secundaria AC-6M.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

La sección satisfactoria con los parámetros previamente establecidos se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 53. Dimensiones y propiedades de la Viga Secundaria AC-6M.

RESUMEN			
Altura Recomendada (L/20)=	h=	30.00	cm
Base Recomendada (h/4)=	b=	7.50	cm
VIGUETA TIPO I	DIMENSIONES		
	h	300.00	mm
	tw	5.00	mm
	bf	100.00	mm
	tf	6.00	mm
PROPIEDADES			
Área	26.40	cm ²	
Peso	20.72	kg/m	
Zxx=	280.08	cm ³	
MATERIAL			
Fy	2530.00	kg/cm ²	
E	2100000.00	kg/cm ²	

Análisis de Esbeltez según AISC 360-10/Tabla B4.1b			
Límites	Patín	Alma	
$\lambda(b/t \text{ o } h/tw)$	8.33	60.00	
λ_p	10.95	108.33	
Caso	COMPACTA	COMPACTA	
Comprobación del módulo plástico con respecto al eje X			
Zxx Necesario		Zxx Disponible	
267.68	cm ³	280.08	cm ³
Comprobación de Resistencia a Flexión			
Solicitud de momento		Momento Nominal	
6.10	T-m	7.09	T-m
Factor de reducción de momento		Momento de Diseño	
0.90		6.38	T-m
LA SECCION CUMPLE			

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Control de la deflexión máxima:

$$\Delta_{\max} = \frac{L}{360}$$

$$\Delta_{\max} = \frac{600}{360} = 1.67 \text{ cm}$$

$$\Delta = \frac{5 * qL * L^4}{384 * Es * Ix}$$

$$qL = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1.50 \text{ m} = 300 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\Delta = \frac{5 * \frac{300}{100} * 600^4}{384 * 2.1 \times 10^6 * 3588.77}$$

$$\Delta = 0.67 \text{ cm}$$

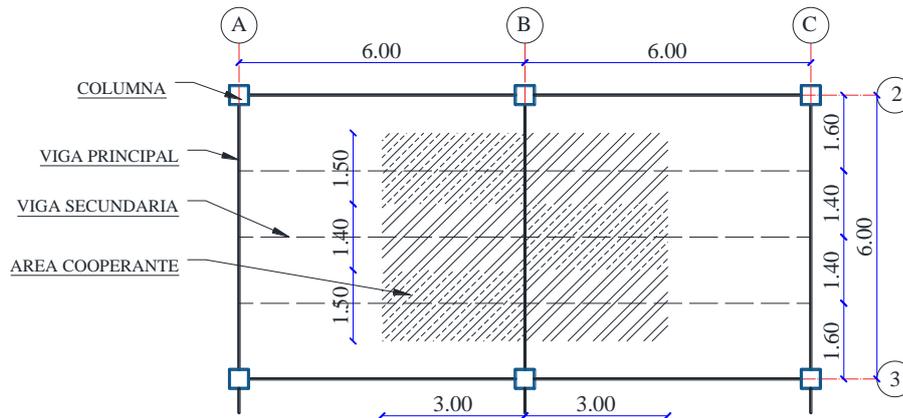
$$\Delta < \Delta_{\max}$$

$$0.67 \text{ cm} < 1.67 \text{ cm} \rightarrow \text{Cumple}$$

2.5.3.3.1.3. PRE DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PRINCIPALES

Se detalla el proceso y consideraciones de pre diseño en la sección 2.5.3.2.1.3., en el siguiente esquema se muestra la disposición de vigas secundarias y viga principal.

Figura 54. Esquema de viga principal en planta AC-6M.



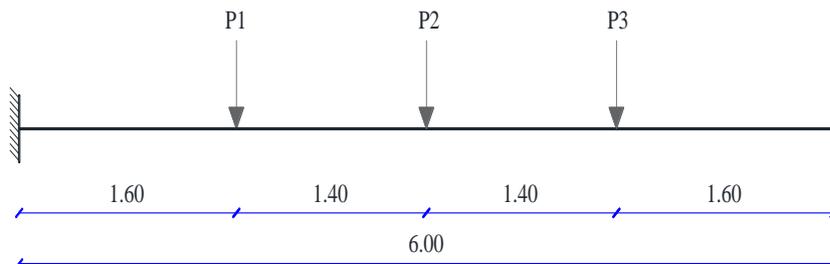
ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Tabla 54. Parámetros para pre diseño de la Viga Principal AC-6M.

Descripción (Simbología)	Valor	Unidad
Longitud de Viga (L) =	6.00	m
Ancho cooperante (Ac) =	1.60	m
Carga Muerta (CM) =	4.86	kN/m ²
Carga Viva (CV) =	2.00	kN/m ²
Carga Mayorada (q) =	9.03	kN/m ²
Carga Puntual 1 (P1) =	81.27	kN
Carga Puntual 2 (P2) =	75.85	kN
Carga Puntual 3 (P3) =	81.27	kN
Momento último (Mu) =	152.24	kN-m
Módulo de sección Requerido (Zreq) =	668.60	cm ³

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Figura 55. Cargas que actúan en la viga principal AC-6M.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

La sección satisfactoria con los parámetros previamente establecidos se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 55. Dimensiones y propiedades de la Viga Principal AC-6M.

RESUMEN			
Altura Recomendada (L/20)=	h=	30.00	cm
Base Recomendada (h/4)=	b=	7.50	cm
VIGA TIPO I	DIMENSIONES		
	h	320.00	mm
	tw	4.00	mm
	bf	160.00	mm
	tf	12.00	mm
	PROPIEDADES		
Área	54.24	cm ²	
Peso	39.44	kg/m	
Z _{xx}	678.98	cm ³	
MATERIAL			
F _y	2530.00	kg/cm ²	
E	2100000.00	kg/cm ²	
Análisis de Esbeltez según AISC 360-10/Tabla B4.1b			
Límites	Patín	Alma	
$\lambda(b/t \text{ o } h/tw)$	6.67	80.00	
λ_p	10.95	108.33	
Caso	COMPACTA	COMPACTA	
Comprobación del módulo plástico con respecto al eje X			
Z_{xx} Necesario		Z_{xx} Disponible	
668.60	cm ³	678.98	cm ³
Comprobación de Resistencia a Flexión			
Solicitud de momento		Momento Nominal	
15.22	T-m	17.18	T-m
Factor de reducción de momento		Momento de Diseño	
0.9		15.46	T-m
LA SECCION CUMPLE			

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Control de la deflexión máxima:

$$\Delta_{\max} = \frac{L}{360}$$

$$\Delta_{\max} = \frac{600}{360} = 1.67 \text{ cm}$$

$$\Delta = \frac{e * PL * L^3}{E_s * I_x}$$

$$qL = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1.50 \text{ m} = 300 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$RL = \frac{qL * L}{2}$$

$$RL = \frac{300 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 6.00 \text{ m}}{2}$$

$$RL = 900 \text{ kg}$$

$$PL = 2RL$$

$$PL = 2 * 900 \text{ kg} = 1800 \text{ kg}$$

$$\Delta = \frac{0.0077 * 1800 * 600^3}{2.1 \times 10^6 * 9976.03}$$

$$\Delta = 0.10 \text{ cm}$$

$$\Delta < \Delta_{\text{max}}$$

$$0.14 \text{ cm} < 1.67 \text{ cm} \rightarrow \text{Cumple}$$

2.5.3.3.1.4. PRE DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

El proceso y consideraciones para el pre dimensionamiento de columnas se describe en la sección 2.5.3.2.1.4. Para una edificación de 3 pisos y luces de 6 metros se obtienen las siguientes dimensiones:

Tabla 56. Parámetros para pre diseño de columnas AC5P-6M.

Descripción (Simbología)	Valor	Unidad
Área cooperante (ac) =	36.00	m ²
Carga Muerta (CM) =	4.86	kN/m ²
Carga Viva (CV)=	2.00	kN/m ²
Carga Mayorada (q) =	9.45	kN/m ²
Número de Pisos (Npisos)=	3.00	u
Carga Axial última (Pu) =	1020.57	kN

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Tabla 57. Dimensiones y propiedades de la Columna AC3P-6M.

RESUMEN			
COLUMNA TIPO HSS	DIMENSIONES		
	H	300.00	mm

	B	300.00	mm
	t	5.00	mm
	L	3.00	m
	PROPIEDADES		
	Área	59.00	cm ²
	Peso	46.32	kg/m
	MATERIAL		
	Fy	2530.00	kg/cm ²
E	2100000.00	kg/cm ²	
Análisis de Esbeltez según AISC 360-10/Tabla B4.1a			
Límites	Patín	Alma	
$\lambda(b/t)$	60	60	
λ_r	40.33	40.33	
Caso	ESBELTO	ESBELTO	
Comprobación de Resistencia a Compresión			
Solicitud de carga		Resistencia de compresión nominal	
102.06	T	131.37	T
Factor de reducción por compresión		Resistencia Admisible	
0.9		118.23	T
PERFIL SATISFACTORIO			

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Para una edificación de 5 pisos y luces de 6 metros se obtienen las siguientes dimensiones:

Tabla 58. Parámetros para pre dimensionamiento de columnas AC5P-6M.

Descripción (Simbología)	Valor	Unidad
Área cooperante (ac) =	36.00	m ²
Carga Muerta (CM) =	4.86	kN/m ²
Carga Viva (CV)=	2.00	kN/m ²
Carga Mayorada (q) =	9.45	kN/m ²
Número de Pisos (Npisos)=	5.00	u
Carga Axial última (Pu) =	1700.95	kN

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Tabla 59. Dimensiones y propiedades de la Columna AC5P-6M.

RESUMEN			
COLUMNA TIPO HSS	DIMENSIONES		
	H	400.00	mm

	B	400.00	mm
	t	6.00	mm
	L	3.00	m
	PROPIEDADES		
	Área	94.56	cm ²
	Peso	74.23	kg/m
	MATERIAL		
Fy	2530.00	kg/cm ²	
E	2100000.00	kg/cm ²	
Análisis de Esbeltez segun AISC 360-10/Tabla B4.1a			
Límites	Patín	Alma	
$\lambda(b/t)$	66.67	66.67	
λ_r	40.33	40.33	
Caso	ESBELTO	ESBELTO	
Comprobación de Resistencia a Compresión			
Solicitud de carga		Resistencia de compresión nominal	
170.09	T	210.55	T
Factor de reducción por compresión		Resistencia Admisible	
0.9		189.50	T
PERFIL SATISFACTORIO			

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

A continuación, se presenta una tabla con las dimensiones de los elementos estructurales resultantes del pre dimensionamiento realizado.

Tabla 60. Dimensiones de los Elementos Estructurales AC3P-5P-6M.

Elemento	Dimensiones (mm)			
	Altura	Espesor Alma	Ancho Alas	Espesor Alas
	h	tw	bf	tf
Viga Secundaria	300.00	5.00	100.00	6.00
Viga Principal	350.00	5.00	150.00	10.00
Columna				
AC3P-4M	300.00	300.00	5.00	5.00
AC5P-4M	400.00	400.00	6.00	6.00
Losa	Deck Metálico, espesor total 11 cm			

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

2.5.3.4. ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES UTILIZANDO EL PROGRAMA ETABS

Una vez determinadas las secciones de vigas, columnas y losa, resultantes del pre dimensionamiento realizado, procedemos a ingresar estas secciones al programa ETABS, para lo cual inicialmente se definirán los siguientes parámetros:

- **Unidades**

En vista de que la NEC 2015 está basada en normas internacionales, para el ingreso de datos al programa se ha definido el uso de unidades del sistema internacional (S.I.), por lo tanto, para fuerzas, cargas y longitud se utilizaran las siguientes unidades:

Tabla 61. Unidades usadas en la modelación.

DESCRIPCIÓN	UNIDAD
Fuerza	kN
Carga	kN/m ²
Alturas	m
Áreas	m ²
Peso específico	kN/m ³

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

- **Propiedades de los materiales**

Se han establecido dos tipos de materiales para la estructura de acero, las propiedades de cada material se detallan en la siguiente tabla:

Tabla 62. Propiedades de materiales.

ACERO A36		
F _y =	253000.00	kN/m ²
δ=	78.50	kN/m ³
E=	210000000.00	kN/m ²
HORMIGÓN		
f _c =	21000.00	kN/m ²
F _y =	420000.00	kN/m ²
δ=	24.00	kN/m ³
E=	21538105.77	kN/m ²

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

2.5.3.4.1. PROCESO SISTEMÁTICO PARA EL ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA DE ACERO EN EL PROGRAMA ETABS

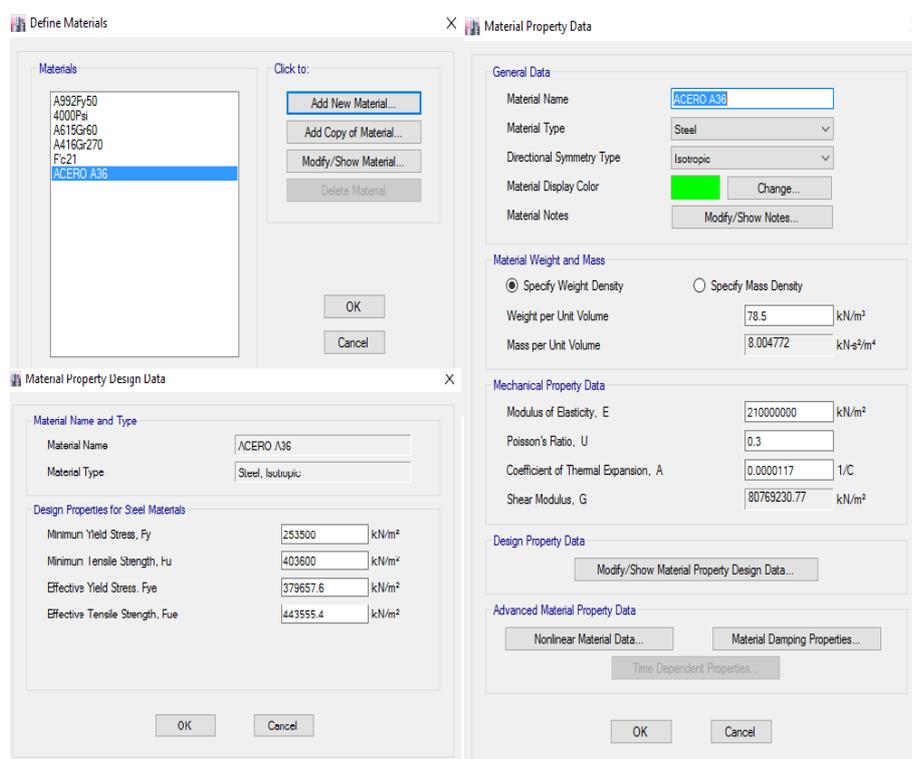
Paso 1: Creación de grilla.

File/ New Model

Paso 2: Definición de materiales a usar.

Define/Material Properties/Add New Material.

Figura 56. Ventana para creación de materiales en ETABS.



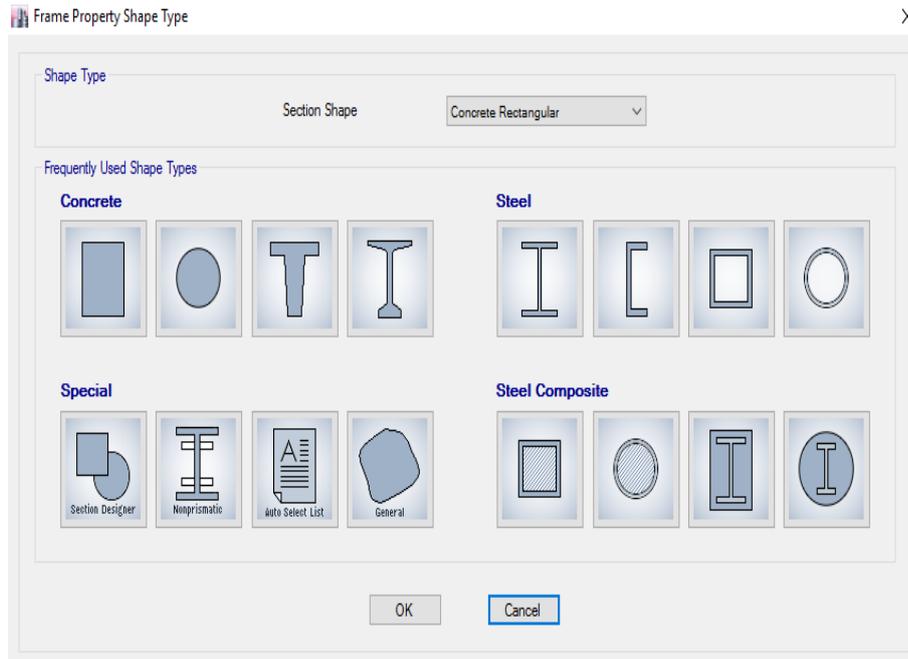
ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

La Figura 30 indica la creación del material de acero A36, se debe tener en cuenta que la losa está conformada por la placa colaborante y hormigón, por lo tanto, se debe crear el material para un hormigón $f'c = 21$ MPa, con el mismo procedimiento descrito.

Paso 3: Creación de secciones tipo frame.

Define/Section Properties/Frame Sections/Add New Property

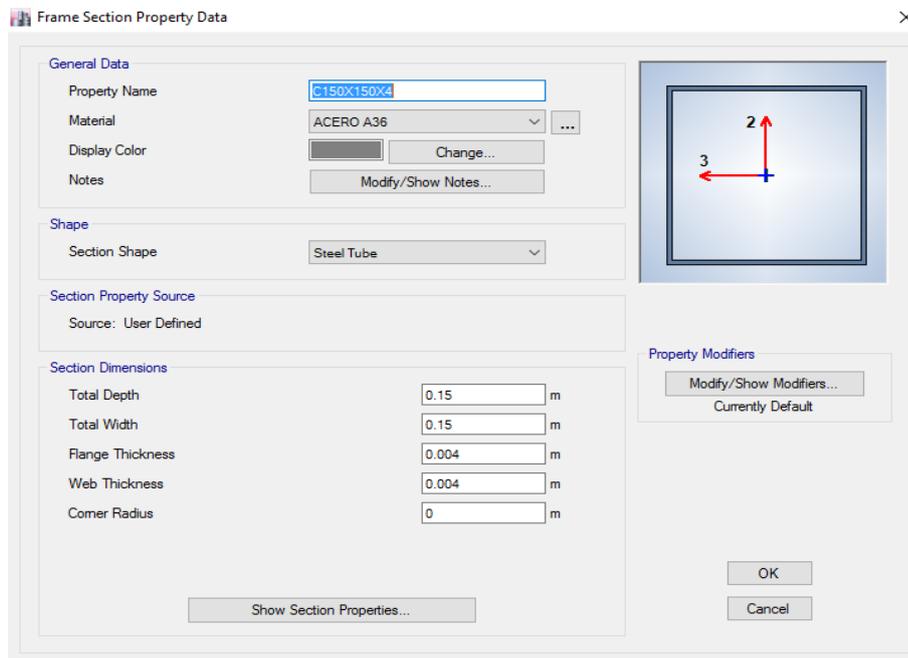
Figura 57. Ventana para creación de secciones en ETABS.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

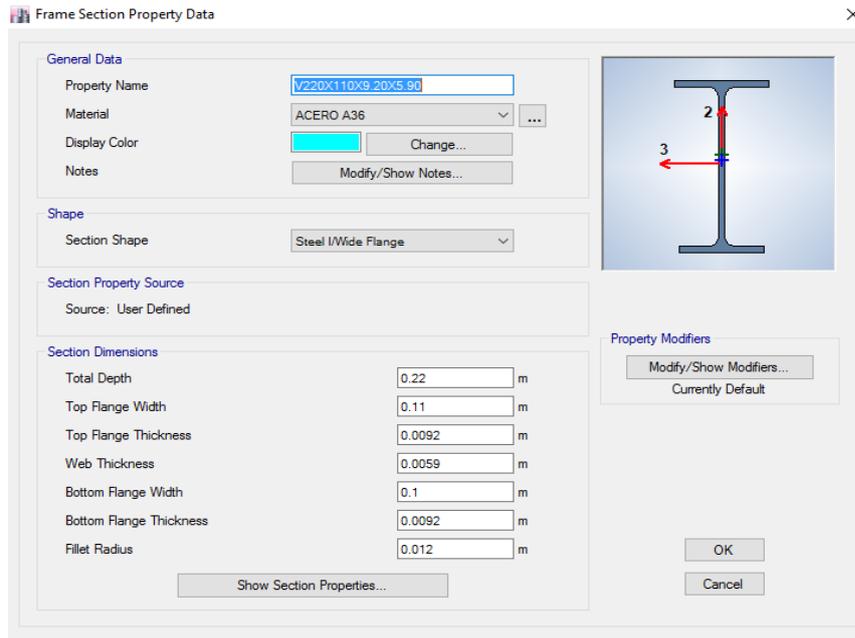
Con el proceso descrito se procede a ingresar las secciones de columnas y vigas resultantes del pre dimensionamiento realizado.

Figura 58. Ventana para creación de columnas en ETABS.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Figura 59. Ventana para creación de vigas en ETABS.

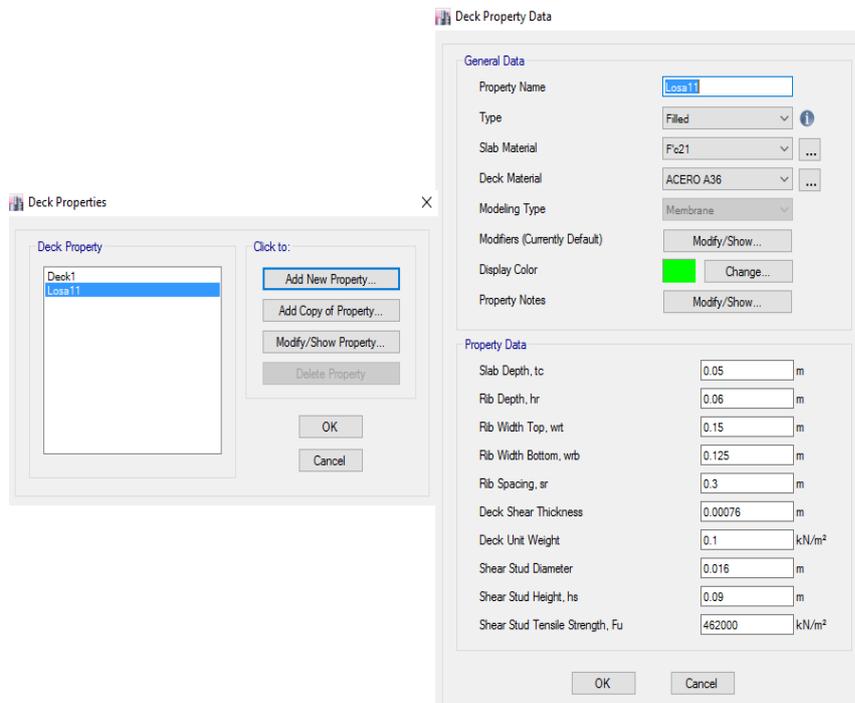


ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Paso 3: Creación de la losa.

Define/Section Properties/Deck Sections/Add New Property

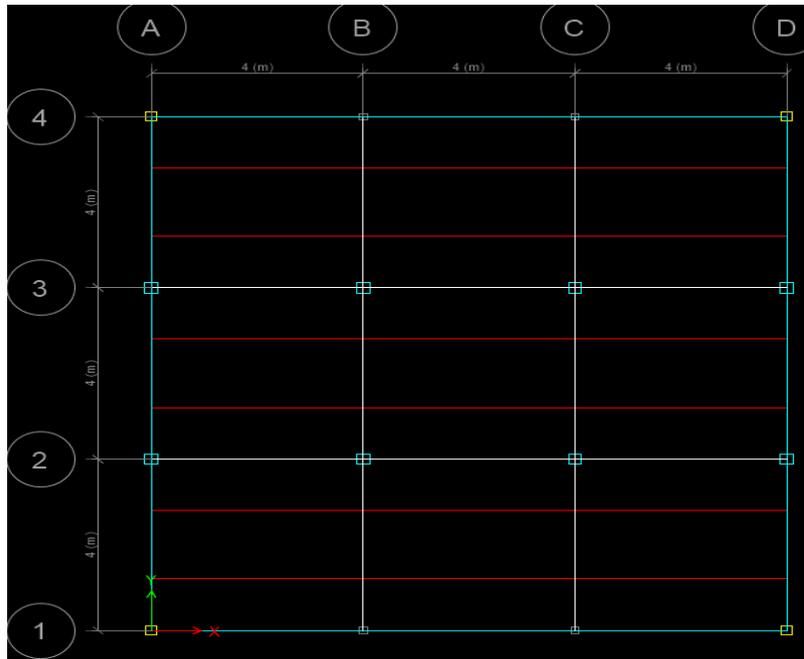
Figura 60. Ventana para creación de losa Deck en ETABS.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

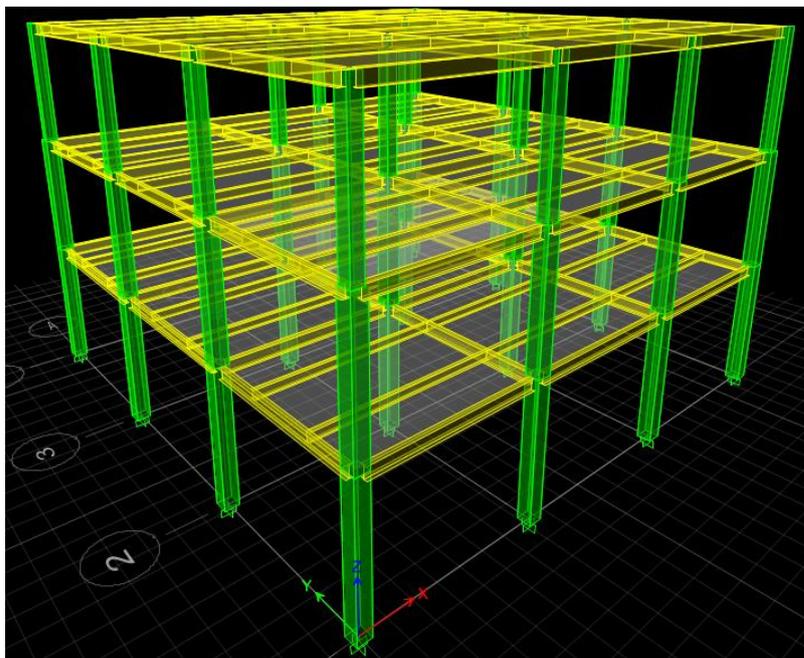
Una vez asignadas las propiedades de los materiales, secciones de losa, columnas y vigas, procedemos a dibujar la estructura en el programa, en las siguientes figuras se pueden observar los elementos asignados en vistas de: planta y 3 dimensiones.

Figura 61. Asignación de columnas, vigas principales y secundarias en planta AC.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Figura 62. Vista en 3D de la estructura AC.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

2.5.3.4.1.1. DEFINICIÓN DE LOS ESTADOS DE CARGA

Los estados de cargas a considerar para el análisis en el programa ETABS se indican en la sección 2.5.2.3.3.1., para la estructura en estudio se usan los siguientes valores:

Tabla 63. Carga Permanente y Viva AC.

CARGAS GRAVITACIONALES		
TIPO	ENTREPISO (kN/m ²)	CUBIERTA (kN/m ²)
PERMANENTE	2.98	0.98
VIVA	2.00	2.00

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

El peso propio de vigas, columnas y losa, será calculado automáticamente por el programa con las dimensiones y propiedades de los materiales que conforman la estructura.

2.5.3.4.2. CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL

El cortante basal de diseño V , se determina mediante las expresiones indicadas en la sección 2.5.2.3.4.:

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

Se trabaja con un suelo tipo DV y los factores considerados son los siguientes:

Tabla 64. Valores considerados para el cortante basal AC.

ELEMENTO	FACTOR	VALOR
Coficiente de Importancia	I	1
Factor de reducción de resistencia Sísmica	R	8
Coficiente de configuración en planta	ϕ_P	1
Coficiente de configuración en elevación	ϕ_E	1
Para estructuras con pórticos especiales de acero	C_t	0.072
	α	0.80

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Dónde:

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

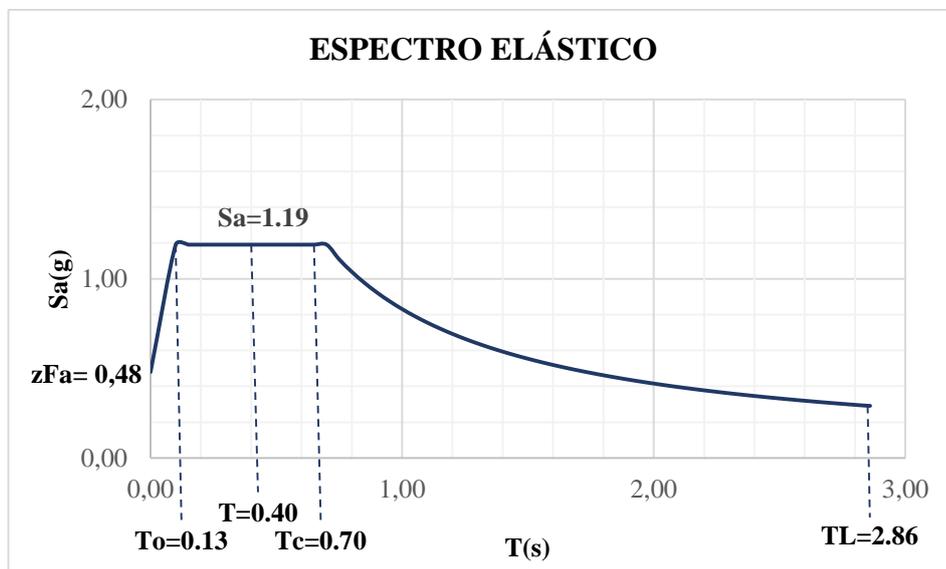
$$h_n = 3.00 + 2.80 * 2 = \mathbf{8.60 \text{ m}}$$

Para estructuras de acero sin arriostramientos se tiene que: $C_t = 0.072$ y $\alpha = 0.80$.

$$T = 0.072 * 8.60^{0.80}$$

$$\mathbf{T = 0.403 \text{ seg}}$$

Figura 63. Espectro Elástico de diseño AC3P.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Se obtiene el cortante basal igual a:

$$V = \frac{I Sa (T_a)}{R \phi_P \phi_E} * W = \frac{1 * 1.19}{8 * 1 * 1} * W = \mathbf{0.149 * W}$$

Las fuerzas laterales de la estructura deben aplicarse en cada nivel, utilizando la siguiente expresión:

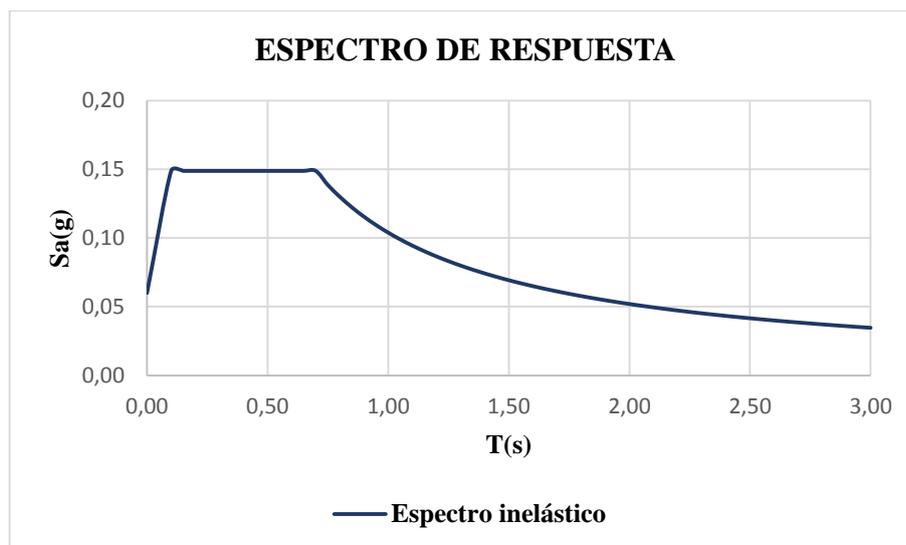
$$F_x = \frac{W_x * h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i * h_i^k} * V$$

La distribución de cargas está en función del coeficiente k, para este edificio k=1, por lo tanto, la distribución de cargas es lineal.

2.5.3.4.3. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

En la tabla 36 se muestran los valores de período y la correspondiente aceleración espectral (S_a) para períodos (T) iguales a 5 segundos. Cabe mencionar que los valores determinados corresponden al espectro de diseño inelástico y para un factor de reducción $R=8$.

Figura 64. Espectro de respuesta de aceleraciones S_a .



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

2.5.3.4.4. COMBINACIONES DE CARGA

Se recuerda que la carga muerta es representada por la letra D, la carga viva por la letra L, sismo en la dirección X (SX) y sismo en la dirección Y (SY), estas combinaciones se presentan a continuación:

Tabla 65. Combinaciones de carga.

COMBINACIONES DE CARGA	
1	$U=1.4 D$
2	$1.2 D + 1.6 L + 0.5 \max(L_r, S, R)$
3	$1.2 D + 1.6 \max(L_r, S, R) + \max(L, 0.5W)$
4	$1.2 D \pm 1.0 W + L + 0.5 \max(L_r, S, R)$
5	$1.2 D \pm 1.0 E + L + 0.2 S$
6	$0.9 D \pm 1.0 W$
7	$0.9 D \pm 1.0 E$

FUENTE: NEC_SE_CG. 2015

2.5.3.4.5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Una vez asignadas todas las características y propiedades de la estructura, tales como: materiales, secciones, geometría, estados de carga y combinaciones correspondientes, el modelo estructural está listo para ser analizado, para lo cual seguimos la siguiente secuencia: **Analyze/Run Analysis**.

2.5.4. CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA MIXTA (HORMIGÓN ARMADO Y ACERO) PARA 3 Y 5 PISOS CON LUCES DE 4 Y 6 METROS.

- **Características Arquitectónicas y Estructurales**

La estructura mixta está distribuida según lo indicado en la sección 2.5.2., está formada por pórticos, unión de vigas de acero y columnas de hormigón armado, para las vigas se usarán perfiles tipo I armados, dimensionadas de acuerdo a los requerimientos de la NEC15. Los elementos estructurales tales como: vigas, columnas y losas serán pre dimensionados considerando las propiedades mostradas en la siguiente tabla:

Tabla 66. Propiedades del Acero y Hormigón.

ACERO A36		
Fy=	253000.00	kN/m ²
Pespec=	78.50	kN/m ³
E=	210000000.00	kN/m ²
HORMIGÓN		
f'c=	21000.00	kN/m ²
Fy=	420000.00	kN/m ²
Pespec=	24.00	kN/m ³
E=	21538105.77	kN/m ²

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

2.5.4.1. DETERMINACIÓN DE CARGAS VERTICALES

- **Carga Muerta y Carga Viva**

Se detallan las cargas muertas consideradas en la sección 2.5.2.1., el valor de carga viva o variable será de 2.00 kN/m². Para un mayor entendimiento se detallan las cargas totales en la tabla 67.

2.5.4.2. ALTERNATIVA DE 3 Y 5 PISOS CON LUCES DE 4 METROS

La estructura a pre dimensionar constará de 3 vanos en sentido X y 3 vanos en sentido Y, el módulo de escaleras es independiente del bloque y no se tomará en cuenta para el pre dimensionamiento y diseño de los elementos estructurales.

2.5.4.2.1. PRE DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

2.5.4.2.1.1. PRE DIMENSIONAMIENTO DE LOSA

La losa tipo Deck será dimensionada de acuerdo a lo indicado en la sección 2.5.3.2.1.1, para una luz de 4 metros y una carga sobrepuesta de **486 kg/m** a la que estará sometida, con apoyos de 1.60 m y 1.20 m, se propone una losa de 11 cm, con placa colaborante de 0.76 mm de espesor.

- **Calculo de Carga Muerta y Viva**

Las cargas verticales se determinan de manera similar a lo expuesto en la sección 2.5.3.1., se detallan en la siguiente tabla.

Tabla 67. Análisis de cargas para el pre diseño MX.

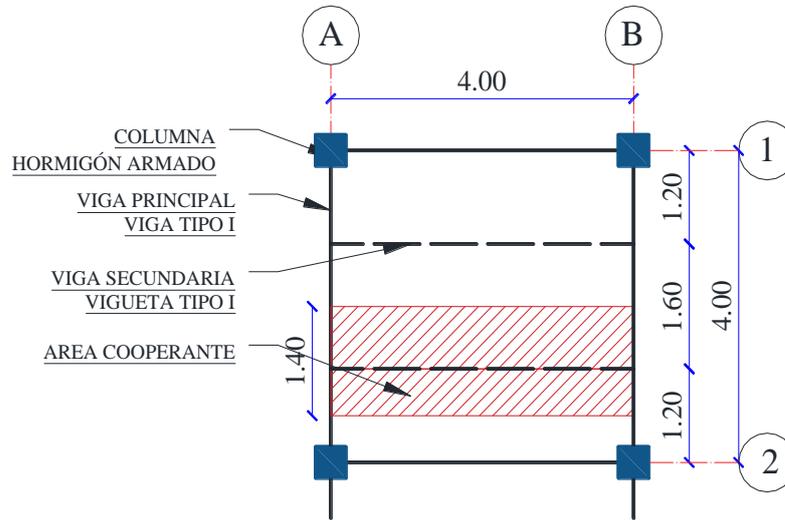
CARGAS VERTICALES		
Peso de la placa (e=0.76mm)=	0.0781	kN/m ²
Peso del hormigón=	1.80	kN/m ²
Peso Mampostería=	2.00	kN/m ²
Peso Instalaciones=	0.10	kN/m ²
Peso Enlucido y Macillado=	0.44	kN/m ²
Peso Recubrimiento de Piso=	0.44	kN/m ²
Sumatoria Parcial (S.P)=	4.86	kN/m ²
Carga Muerta (CM)=	4.86	kN/m ²
Carga Viva (CV)=	2.00	kN/m ²

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

2.5.4.2.1.2. PRE DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS SECUNDARIAS

El pre diseño sigue un proceso similar al detallado en la sección 2.5.3.2.1.2., se toma para ejemplo la viga de la siguiente figura:

Figura 65. Disposición de vigas secundarias en planta MX-4M.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Se presenta en la siguiente tabla los parámetros considerados para el pre dimensionamiento de la viga secundaria.

Tabla 68. Parámetros para pre dimensionamiento de la Viga Secundaria MX-4M.

Descripción (Simbología)	Valor	Unidad
Longitud de Viga (L) =	4.00	m
Ancho cooperante (Ac) =	1.40	m
Carga Muerta (CM) =	4.86	kN/m ²
Carga Viva (CV) =	2.00	kN/m ²
Carga Mayorada (q) =	9.03	kN/m ²
Carga Uniforme Distribuida (qu) =	12.64	kN/m ²
Momento último (Mu) =	25.28	kN-m
Módulo de sección Requerido (Zreq) =	110.86	cm ³

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

La sección satisfactoria con los parámetros previamente establecidos se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 69. Dimensiones y propiedades de la Viga Secundaria MX-4M.

RESUMEN			
Altura Recomendada (L/20)=	h=	20.00	cm
Base Recomendada (h/4)=	b=	5.00	cm
VIGUETA TIPO I	DIMENSIONES		
	h	200.00	mm
	tw	4.00	mm
	bf	60.00	mm
	tf	8.00	mm
	PROPIEDADES		
	Área	16.96	cm ²
	Peso	13.31	kg/m
	Z _{xx} =	126.02	cm ³
	MATERIAL		
	F _y	2530.00	kg/cm ²
E	2100000.00	kg/cm ²	
Análisis de Esbeltez según AISC 360-10/Tabla B4.1b			
Límites	Patín	Alma	
$\lambda(b/t \text{ o } h/tw)$	7.50	50.00	
λ_p	10.95	108.33	
Caso	COMPACTA	COMPACTA	
Comprobación del módulo plástico con respecto al eje X			
Z_{xx} Necesario		Z_{xx} Disponible	
110.86	cm ³	126.02	cm ³
Comprobación de Resistencia a Flexión			
Solicitud de momento		Momento Nominal	
2.53	T-m	3.19	T-m
Factor de reducción de momento		Momento de Diseño	
0.90		2.87	T-m
LA SECCION CUMPLE			

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Control de la deflexión máxima:

$$\Delta_{\max} = \frac{L}{360}$$

$$\Delta_{\max} = \frac{400}{360} = 1.11 \text{ cm}$$

$$\Delta = \frac{5 * qL * L^4}{384 * E_s * I_x}$$

$$qL = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1.40 \text{ m} = 280 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\Delta = \frac{5 * \frac{280}{100} * 400^4}{384 * 2.1 \times 10^6 * 1092.90}$$

$$\Delta = 0.41 \text{ cm}$$

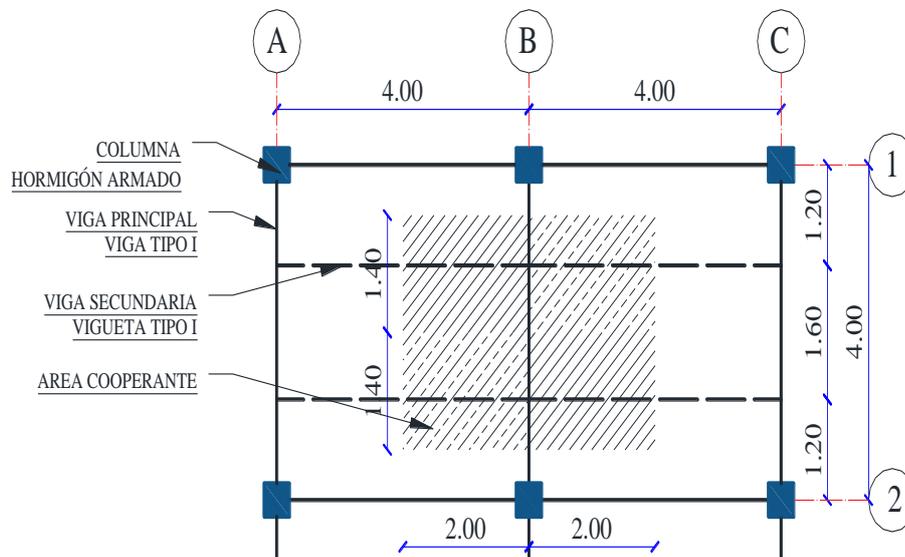
$$\Delta < \Delta_{\max}$$

$$0.41 \text{ cm} < 1.11 \text{ cm} \rightarrow \text{Cumple}$$

2.5.4.2.1.3. PRE DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PRINCIPALES

Se detalla el proceso y consideraciones de pre diseño en la sección 2.5.3.2.1.3., en el siguiente esquema se muestra la disposición de vigas secundarias y viga principal.

Figura 66. Esquema de viga principal en planta MX-4M.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Tabla 70. Parámetros para pre diseño de la Viga Principal MX-4M.

Descripción (Simbología)	Valor	Unidad
Longitud de Viga (L) =	4.00	m
Ancho cooperante (Ac) =	1.60	m

Carga Muerta (CM) =	4.86	kN/m ²
Carga Viva (CV) =	2.00	kN/m ²
Carga Mayorada (q) =	9.03	kN/m ²
Carga Puntual 1 (P1) =	50.57	kN
Carga Puntual 2 (P2) =	50.57	kN
Momento último (Mu) =	60.68	kN-m
Módulo de sección Requerido (Zreq) =	266.07	cm ³

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

La sección satisfactoria con los parámetros previamente establecidos se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 71. Dimensiones y propiedades de la Viga Principal MX-4M.

RESUMEN			
Altura Recomendada (L/20)=	h=	20.00	cm
Base Recomendada (h/4)=	b=	5.00	cm
VIGA TIPO I	DIMENSIONES		
	h	230.00	mm
	tw	5.00	mm
	bf	100.00	mm
	tf	10.00	mm
	PROPIEDADES		
	Área	30.50	cm ²
	Peso	23.94	kg/m
	Zxx	275.13	cm ³
	MATERIAL		
	Fy	2530.00	kg/cm ²
E	2100000.00	kg/cm ²	
Análisis de Esbeltez según AISC 360-10/Tabla B4.1b			
Límites	Patín	Alma	
$\lambda(b/t \text{ o } h/tw)$	10.00	46.00	
λ_p	10.95	108.33	
Caso	COMPACTA	COMPACTA	
Comprobación del módulo plástico con respecto al eje X			
Zxx Necesario		Zxx Disponible	
266.07	cm ³	275.13	cm ³

Comprobación de Resistencia a Flexión			
Solicitud de momento		Momento Nominal	
6.07	T-m	6.97	T-m
Factor de reducción de momento		Momento de Diseño	
0.9		6.27	T-m
LA SECCION CUMPLE			

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Control de la deflexión máxima:

$$\Delta_{\max} = \frac{L}{360}$$

$$\Delta_{\max} = \frac{400}{360} = 1.11 \text{ cm}$$

$$\Delta = \frac{e * PL * L^3}{Es * Ix}$$

$$qL = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1.40 \text{ m} = 280 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$RL = \frac{qL * L}{2}$$

$$RL = \frac{280 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 4.00 \text{ m}}{2} = 560 \text{ kg}$$

$$PL = 2RL$$

$$PL = 2 * 560 \text{ kg} = 1120 \text{ kg}$$

$$\Delta = \frac{0.0077 * 1120 * 400^3}{2.1 \times 10^6 * 2807.54}$$

$$\Delta = 0.10 \text{ cm}$$

$$\Delta < \Delta_{\max}$$

$$0.10 \text{ cm} < 1.11 \text{ cm} \rightarrow \text{Cumple}$$

2.5.4.2.1.4. PRE DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

El proceso y consideraciones para el pre dimensionamiento de columnas se describe en la sección 2.5.3.2.1.4. Para una edificación de 3 pisos y luces de 4 metros se obtienen las siguientes dimensiones:

Tabla 72. Parámetros para pre diseño de columnas MX3P-4M.

Descripción (Simbología)	Valor	Unidad
Área cooperante (ac) =	16.00	m ²

Carga Muerta (CM) =	4.86	kN/m ²
Carga Viva (CV)=	2.00	kN/m ²
Carga Mayorada (q) =	9.45	kN/m ²
Número de Pisos (Npisos)=	3.00	u
Carga Axial última (Pu) =	548.60	kN

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Tabla 73. Dimensiones de Columnas MX3P-4M.

EJES	L1 (m)	L2 (m)	A. Coop. (m ²)	#Piso	CM (T/m ²)	CV (T/m ²)	P (T)	Ag (cm ²)	b (cm)	h (cm)	b*h (cm)
1A-4A-1D-4D	2.00	2.00	4.00	3	0.49	0.20	8.23	164.59	12.23	12.23	30X30
2A-3A-2D-3D-1B-1C-4B-4C	2.00	4.00	8.00	3	0.49	0.20	16.46	329.19	18.14	18.14	30X30
2B-2C-3B-3C	4.00	4.00	16.00	3	0.49	0.20	32.92	658.38	25.66	25.66	30X30

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Para la estructura de 5 pisos y luces de 4 metros las secciones de las columnas se indican en la siguiente tabla:

Tabla 74. Secciones de Columnas MX5P-4M.

EJES	L1 (m)	L2 (m)	A. Coop. (m ²)	#Piso	CM (T/m ²)	CV (T/m ²)	P (T)	Ag (cm ²)	b (cm)	h (cm)	b*h (cm)
1A-4A-1D-4D	2.00	2.00	4.00	5	0.49	0.20	13.72	274.32	16.56	16.56	30X30
2A-3A-2D-3D-1B-1C-4B-4C	2.00	4.00	8.00	5	0.49	0.20	27.43	548.65	23.42	23.42	30X30
2B-2C-3B-3C	4.00	4.00	16.00	5	0.49	0.20	54.86	1097.30	33.13	33.13	35X35

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

A continuación, se presenta una tabla con las secciones de los elementos estructurales pre dimensionados.

Tabla 75. Dimensiones de los Elementos Estructurales MX3P-5P-4M.

Elemento	Dimensiones (mm)			
	Altura	Espesor Alma	Ancho Alas	Espesor Alas
	h	tw	bf	tf
Viga Secundaria	250.00	5.00	50.00	5.00
Viga Principal	300.00	5.00	100.00	6.00
Columnas de Hormigón Armado (cm)				
MX3P-4M MX5P-4M	Base (b)		Altura (h)	
	30.00		30.00	
	35.00		35.00	
Losa	Deck Metálico, espesor total 11 cm			

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

2.5.4.3. ALTERNATIVA DE 3 Y 5 PISOS CON LUCES DE 6 METROS

2.5.4.3.1. PRE DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

2.5.4.3.1.1. PRE DIMENSIONAMIENTO DE LOSA

La losa tipo deck será dimensionada de acuerdo a lo indicado en la sección 2.5.3.2.1.1, para una luz de 6 metros y una carga sobrepuesta de **486 kg/m** a la que estará sometida, con apoyos de 1.60 m y 1.40 m, se propone una losa de 11 cm, con placa colaborante de 0.76 mm de espesor.

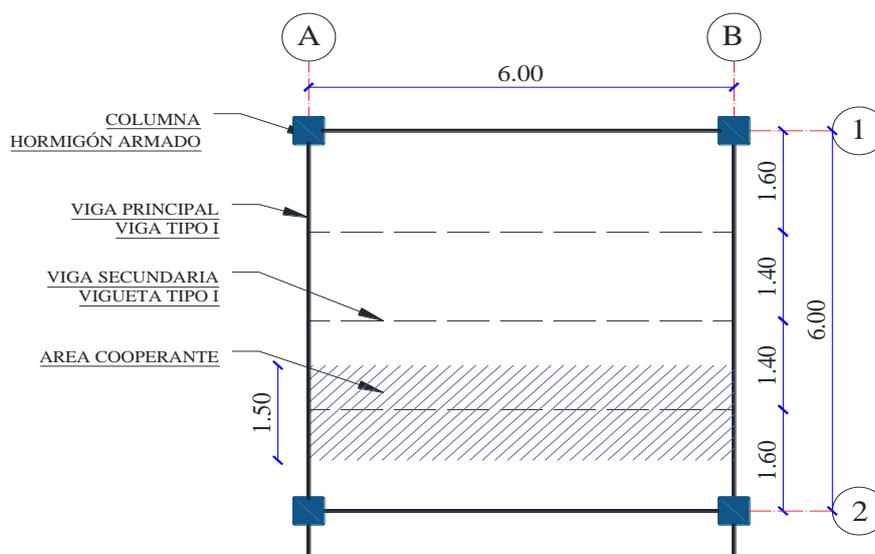
- **Calculo de Carga Muerta y Viva**

Las cargas verticales a considerar se detallan en la tabla 66.

2.5.4.3.1.2. PRE DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS SECUNDARIAS

El pre diseño sigue un proceso similar al detallado en la sección 2.5.3.2.1.2., se toma para ejemplo la viga presentada en la siguiente figura:

Figura 67. Disposición de vigas secundarias en planta MX-6M.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Se presenta en la siguiente tabla los parámetros considerados para el pre dimensionamiento de la viga secundaria.

Tabla 76. Parámetros para pre diseño de la Viga Secundaria MX-6M.

Descripción (Simbología)	Valor	Unidad
Longitud de Viga (L) =	6.00	m
Ancho cooperante (Ac) =	1.50	m
Carga Muerta (CM) =	4.86	kN/m ²
Carga Viva (CV) =	2.00	kN/m ²
Carga Mayorada (q) =	9.03	kN/m ²
Carga Uniforme Distribuida (qu) =	13.54	kN/m ²
Momento último (Mu) =	60.95	kN-m
Módulo de sección Requerido (Zreq) =	267.68	cm ³

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

La sección satisfactoria con los parámetros previamente establecidos se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 77. Dimensiones y propiedades de la Viga Secundaria MX-6M.

RESUMEN			
Altura Recomendada (L/20)=	h=	30.00	cm
Base Recomendada (h/4)=	b=	7.50	cm
VIGUETA TIPO I	DIMENSIONES		
	h	300.00	mm
	tw	5.00	mm
	bf	100.00	mm
	tf	6.00	mm
	PROPIEDADES		
	Área	26.40	cm ²
	Peso	20.72	kg/m
	Z _{xx} =	280.08	cm ³
	MATERIAL		
	F _y	2530.00	kg/cm ²
E	2100000.00	kg/cm ²	
Análisis de Esbeltez según AISC 360-10/Tabla B4.1b			
Límites	Patín	Alma	
$\lambda(b/t \text{ o } h/tw)$	8.33	60.00	
λ_p	10.95	108.33	
Caso	COMPACTA	COMPACTA	
Comprobación del módulo plástico con respecto al eje X			
Z_{xx} Necesario		Z_{xx} Disponible	
667.68	cm ³	280.08	cm ³
Comprobación de Resistencia a Flexión			
Solicitud de momento		Momento Nominal	
6.10	T-m	7.09	T-m
Factor de reducción de momento		Momento de Diseño	
0.90		6.38	T-m
LA SECCION CUMPLE			

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Control de la deflexión máxima:

$$\Delta_{\max} = \frac{L}{360}$$

$$\Delta_{\max} = \frac{600}{360} = 1.67 \text{ cm}$$

$$\Delta = \frac{5 * qL * L^4}{384 * E_s * I_x}$$

$$qL = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1.50 \text{ m}$$

$$qL = 300 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\Delta = \frac{5 * \frac{300}{100} * 600^4}{384 * 2.1 \times 10^6 * 3588.77}$$

$$\Delta = 0.67 \text{ cm}$$

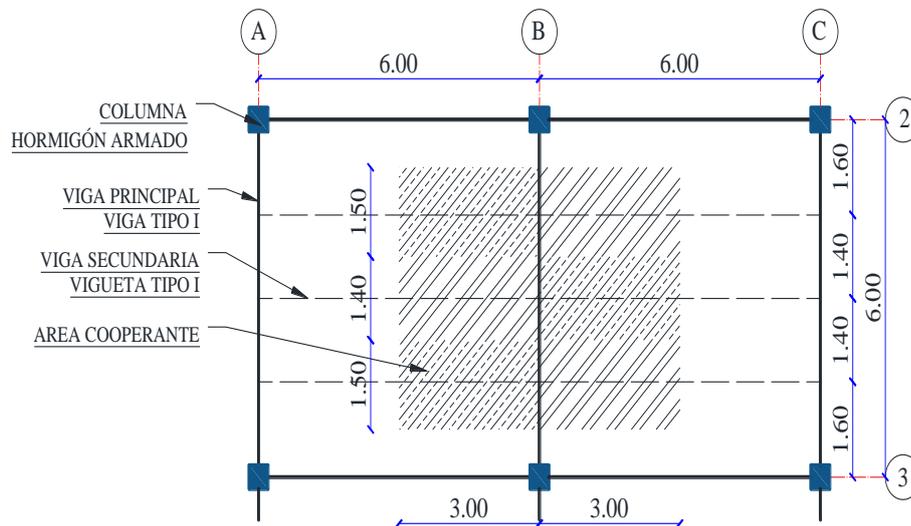
$$\Delta < \Delta_{\max}$$

$$0.67 \text{ cm} < 1.67 \text{ cm} \rightarrow \text{Cumple}$$

2.5.4.3.1.3. PRE DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PRINCIPALES

Se detalla el proceso y consideraciones de pre diseño en la sección 2.5.3.2.1.3., en el siguiente esquema se muestra la disposición de vigas secundarias y viga principal.

Figura 68. Esquema de viga principal en planta MX-6M.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Tabla 78. Parámetros para pre diseño de la Viga Principal MX-6M.

Descripción (Simbología)	Valor	Unidad
Longitud de Viga (L) =	6.00	m
Ancho cooperante (Ac) =	1.60	m
Carga Muerta (CM) =	4.86	kN/m ²
Carga Viva (CV) =	2.00	kN/m ²
Carga Mayorada (q) =	9.03	kN/m ²
Carga Puntual 1 (P1) =	81.27	kN
Carga Puntual 2 (P2) =	75.85	kN
Carga Puntual 3 (P3) =	81.27	kN
Momento último (Mu) =	152.24	kN-m
Módulo de sección Requerido (Zreq) =	668.60	cm ³

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

La sección satisfactoria con los parámetros previamente establecidos se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 79. Dimensiones y propiedades de la Viga Principal MX-6M.

RESUMEN			
Altura Recomendada (L/20)=	h=	30.00	cm
Base Recomendada (h/4)=	b=	7.50	cm
VIGA TIPO I	DIMENSIONES		
	h	320.00	mm
	tw	4.00	mm
	bf	160.00	mm
	tf	12.00	mm
	PROPIEDADES		
	Área	50.24	cm ²
	Peso	39.44	kg/m
	Zxx	678.98	cm ³
	MATERIAL		
	Fy	2530.00	kg/cm ²
E	2100000.00	kg/cm ²	
Análisis de Esbeltez según AISC 360-10/Tabla B4.1b			
Límites	Patín	Alma	
$\lambda(b/t \text{ o } h/tw)$	6.67	80.00	
λ_p	10.95	108.33	
Caso	COMPACTA	COMPACTA	

Comprobación del módulo plástico con respecto al eje X			
Zxx Necesario		Zxx Disponible	
668.60	cm ³	678.98	cm ³
Comprobación de Resistencia a Flexión			
Solicitud de momento		Momento Nominal	
15.22	T-m	17.18	T-m
Factor de reducción de momento		Momento de Diseño	
0.9		15.46	T-m
LA SECCION CUMPLE			

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Control de la deflexión máxima:

$$\Delta_{\max} = \frac{L}{360}$$

$$\Delta_{\max} = \frac{600}{360} = 1.67 \text{ cm}$$

$$\Delta = \frac{e * PL * L^3}{Es * Ix}$$

$$qL = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1.50 \text{ m} = 300 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$RL = \frac{qL * L}{2}$$

$$RL = \frac{300 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 6.00 \text{ m}}{2}$$

$$RL = 900 \text{ kg}$$

$$PL = 2RL$$

$$PL = 2 * 900 \text{ kg} = 1800 \text{ kg}$$

$$\Delta = \frac{0.0077 * 1800 * 600^3}{2.1 \times 10^6 * 9976.03}$$

$$\Delta = 0.10 \text{ cm}$$

$$\Delta < \Delta_{\max}$$

$$0.14 \text{ cm} < 1.67 \text{ cm} \rightarrow \text{Cumple}$$

2.5.4.3.1.4. PRE DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

El proceso y consideraciones para el pre diseño de columnas de hormigón armado se describe en la sección 2.5.2.2.1.3. Para una edificación de 3 pisos y luces de 6 metros se obtienen las siguientes dimensiones:

Tabla 80. Secciones de Columnas MX3P-6M.

EJES	L1 (m)	L2 (m)	A. Coop. (m ²)	#Piso	CM (T/m ²)	CV (T/m ²)	P (T)	Ag (cm ²)	b (cm)	h (cm)	b*h (cm)
1A-4A-1D-4D	3.00	3.00	9.00	3.00	0.49	0.20	18.52	370.34	19.24	19.24	30X30
2A-3A-2D-3D-1B-1C-4B-4C	3.00	6.00	18.00	3.00	0.49	0.20	37.03	740.67	27.22	27.22	30X30
2B-2C-3B-3C	6.00	6.00	36.00	3.00	0.49	0.20	74.07	1481.35	38.49	38.49	40X40

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Para la estructura de 5 pisos y luces de 6 metros las secciones de las columnas se indican en la siguiente tabla:

Tabla 81. Secciones de Columnas MX5P-46M.

EJES	L1 (m)	L2 (m)	A. Coop. (m ²)	#Piso	CM (T/m ²)	CV (T/m ²)	P (T)	Ag (cm ²)	b (cm)	h (cm)	b*h (cm)
1A-4A-1D-4D	3.00	3.00	9.00	5.00	0.49	0.20	30.86	617.23	24.84	24.84	30X30
2A-3A-2D-3D-1B-1C-4B-4C	3.00	6.00	18.00	5.00	0.49	0.20	61.72	1234.46	35.13	35.13	40X40
2B-2C-3B-3C	6.00	6.00	36.00	5.00	0.49	0.20	123.45	2468.92	49.69	49.69	50X50

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

A continuación, se presenta una tabla con las secciones de los elementos estructurales pre dimensionados.

Tabla 82. Dimensiones de los Elementos Estructurales MX3P-5P-4M.

Elemento	Dimensiones (mm)			
	Altura	Espesor Alma	Ancho Alas	Espesor Alas
	h	tw	bf	tf
Viga Secundaria	350.00	5.00	100.00	5.00
Viga Principal	350.00	5.00	150.00	10.00
Columnas de Hormigón Armado (cm)				
MX3P-4M MX5P-4M	Base (b)		Altura (h)	
	40.00		40.00	
	50.00		50.00	
Losa	Deck Metálico, espesor total 11 cm			

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

2.5.4.4. ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES UTILIZANDO EL PROGRAMA ETABS

Una vez determinadas las secciones de vigas, columnas y losa, resultantes del pre dimensionamiento realizado, procedemos a ingresar estas secciones al programa ETABS, para lo cual inicialmente se definirán los siguientes parámetros:

- **Unidades**

En vista de que la NEC 2015 está basada en normas internacionales, para el ingreso de datos al programa se ha definido el uso de unidades del sistema internacional (S.I.), por lo tanto, para fuerzas, cargas y longitud se utilizaran las siguientes unidades:

Tabla 83. Unidades usadas en la modelación.

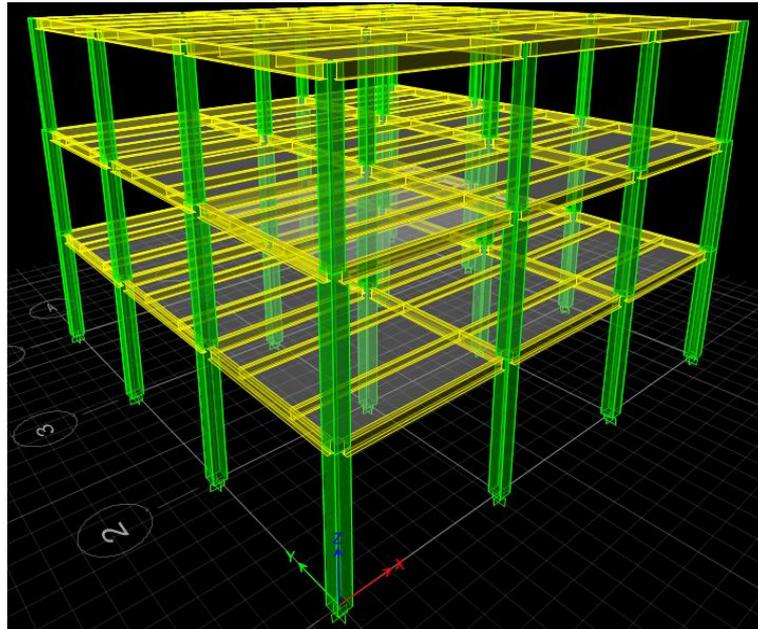
DESCRIPCIÓN	UNIDAD
Fuerza	kN
Carga	kN/m ²
Alturas	m
Áreas	m ²
Peso específico	kN/m ³

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

2.5.4.4.1. PROCESO SISTEMÁTICO PARA EL ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA MIXTA (HORMIGÓN ARMADO – ACERO) EN EL PROGRAMA ETABS

La edificación a modelar es una estructura regular tanto en planta como en elevación como se indicó en apartados anteriores, por lo tanto, los procedimientos para el ingreso de datos al programa son similares a los detallados para la estructura de hormigón Armado y la estructura de Acero, teniendo en cuenta que las columnas son de hormigón armado, las vigas principales y secundarias son de perfiles tipo I armados y la losa de placa colaborante deck.

Figura 69. Vista en 3D de la estructura MX3P-4M.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

2.5.4.4.1. DEFINICIÓN DE LOS ESTADOS DE CARGA

Los estados de cargas a considerar para el análisis en el programa ETABS se indican en la sección 2.5.2.3.3.1., para la estructura en estudio se usan los siguientes valores:

Tabla 84. Carga Permanente y Viva.

CARGAS GRAVITACIONALES		
TIPO	ENTREPISO (kN/m²)	CUBIERTA (kN/m²)
PERMANENTE	2.98	0.98
VIVA	2.00	2.00

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

2.5.4.4.2. CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL

El cortante basal de diseño **V**, se determina mediante las expresiones indicadas en la sección 2.5.2.3.4.:

$$V = \frac{I Sa (Ta)}{R \phi_P \phi_E} * W$$

Se trabaja con un suelo tipo DV y los factores considerados son los siguientes:

Tabla 85. Valores considerados para el cortante basal.

ELEMENTO	FACTOR	VALOR
Coeficiente de Importancia	I	1
Factor de reducción de resistencia Sísmica	R	8
Coeficiente de configuración en planta	ϕ_P	1
Coeficiente de configuración en elevación	ϕ_E	1
Para estructuras con pórticos especiales de acero	C_t	0.072
	α	0.80

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Dónde:

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

$$h_n = 3.00 + 2.80 * 2 = \mathbf{8.60 \text{ m}}$$

Para estructuras de acero sin arriostramientos se tiene que: $C_t = 0.072$ y $\alpha = 0.80$.

$$T = 0.072 * 8.60^{0.80}$$

$$\mathbf{T = 0.403 \text{ seg}}$$

Se obtiene el cortante basal igual a:

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

$$V = \frac{1 * 1.19}{8 * 1 * 1} * W$$

$$\mathbf{V = 0.149 * W}$$

Las fuerzas laterales de la estructura deben aplicarse en cada nivel, utilizando la siguiente expresión:

$$F_x = \frac{W_x * h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i * h_i^k} * V$$

La distribución de cargas está en función del coeficiente k, para este edificio k=1, por lo tanto, la distribución de cargas es lineal.

2.5.4.4.3. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Para realizar el análisis modal espectral se consideran los siguientes parámetros:

Tabla 86. Valores considerados para el espectro elástico.

FACTOR	VALOR
I	1
R	8
ϕ_P	1
ϕ_E	1
n	2.48
Z	0.4
r	1
Fa	1.2
Fd	1.19
Fs	1.28
Tipo de Suelo	D

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

En la tabla 37 se muestran los valores de período y la correspondiente aceleración espectral (S_a) para períodos (T) iguales a 3 segundos. Cabe mencionar que los valores determinados corresponden al espectro de diseño inelástico y para un factor de reducción $R=8$.

CAPITULO III

3. RESULTADOS

3.1. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO

La NEC15 establece que las secciones transversales sometidas a cargas de: flexión, axial o flexo-compresión deben basarse en el equilibrio y compatibilidad de deformaciones, por lo tanto, las alternativas propuestas serán diseñadas para satisfacer las solicitaciones de carga que presente cada miembro estructural, según los parámetros expuestos en la norma.

3.1.1. DISEÑO DE VIGAS

La viga es un elemento cuya función principal es trabajar a flexión, sin embargo, el esfuerzo de flexión provoca tensiones de tracción en el cordón inferior y compresión en el cordón superior, mientras que, en las zonas cercanas a los apoyos se producen esfuerzos cortantes. Para contrarrestar los esfuerzos expuestos el elemento estructural debe ser reforzado con acero longitudinal y transversal, y en función de la cantidad de este, la viga puede fluir o no antes de que se alcance la carga máxima, es decir se producen deflexiones considerables antes de un colapso final. (Romo, 2008).

3.1.1.1. DISEÑO A FLEXIÓN

El diseño de la viga asumirá una distribución lineal de la deformación unitaria en función del código ACI 318, por lo cual la viga debe ser diseñada por ductilidad, donde el refuerzo debe ser menor al máximo y mayor al mínimo, esta condición garantiza que el acero sea proporcionado de manera adecuada y que la viga pueda fluir.

Para determinar el acero de refuerzo, se tomó los resultados del programa ETABS y los parámetros establecidos en la NEC15 y el ACI 318.

Parámetros considerados para el diseño a flexión, fórmulas para:

Acero mínimo:

$$A_{Smin} = \frac{14}{f_y} b * d$$

f_y en kg/cm²; b y d en cm

Acero máximo:

$$A_{Smax} = 0.5 \left(0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{6120}{f_y + 6120} \right) b * d$$

f'_c y f_y en kg/cm²; by d en cm

A continuación, se presenta el cálculo y diseño a flexión de las vigas para cada alternativa propuesta:

✓ **Alternativa de 3 y 5 pisos con luces de 4 metros**

VIGA DE 25X35

Tabla 87. Diseño a flexión – Viga 25X35 HA4M.

DATOS:		
MATERIAL		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
f'_c =	210	kg/cm ²
f_y =	4200	kg/cm ²
ϕ_f =	0.90	s.u
β_1 =	0.85	su
VIGA 25X35		
base (b)=	25	cm
altura (h)=	35	cm
(r)=	5	cm
Peralte (d)=	30	cm
Longitud (L)=	4	m

Condiciones:		
Refuerzo máximo		
Asmáx=	8.03	cm ²
Refuerzo mínimo		
Asmin=	2.50	cm ²

Cuantía:	
ρ_{bal} =	0.0214
$\rho_{máx}$ =	0.0107
ρ_{min} =	0.0033

PÓRTICO B										
Luces		4			4			4		
ETABS	Asr (-)	2.78	1.92	6.34	3.66	2.29	7.37	3.03	1.89	6.14
	Asr (+)	2.46	2.49	2.96	2.71	3.28	3.51	2.33	2.49	2.91
Refuerzo máx - mín	Asr (-)	OK	Asmin	OK	OK	Asmin	OK	OK	Asmin	OK
	Asr (+)	Asmin	Asmin	OK	OK	OK	OK	Asmin	Asmin	OK

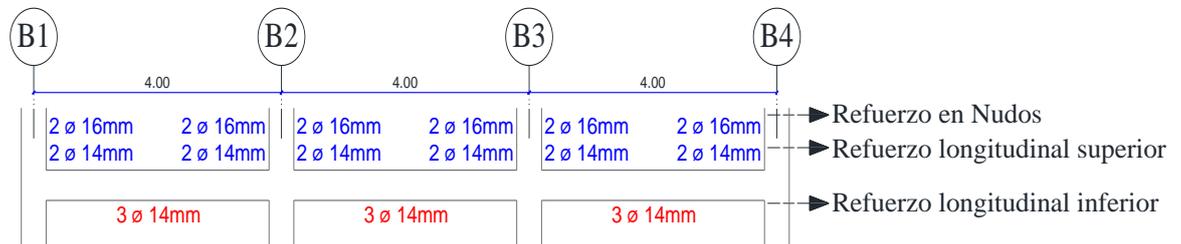
CALCULADO	Asr (-)	2.78	2.50	6.34	3.66	2.50	7.37	3.03	2.50	6.14
	Asr (+)	2.50	2.50	2.96	2.71	3.28	3.51	2.50	2.50	2.91
Refuerzo máx - mín		OK								

VARILLAS	ϕ	14	mm	1.54	cm ²	Inferior				
	ϕ	16	mm	2.01	cm ²	Superior				
COLOCADO	Asr (-)	4.02	3.08	7.10	4.02	3.08	7.10	4.02	3.08	7.10
	Asr (+)	3.08	4.62	3.08	3.08	4.62	3.08	3.08	4.62	3.08
Asmin<As<Asmáx	Asr (-)	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	Asr (+)	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Resumen:

Figura 70. Distribución de Acero de Refuerzo viga 25X35 HA3P.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

VIGA DE 35X40

Tabla 88. Diseño a flexión – Viga 35X40 HA5P.

DATOS:		
MATERIAL		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
f _c =	210	kg/cm ²
f _y =	4200	kg/cm ²
φ _f =	0.90	s.u
β ₁ =	0.85	su

Condiciones:		
Refuerzo máximo		
Asmáx=	13.12	cm ²
Refuerzo mínimo		
Asmin=	4.08	cm ²

VIGA 35X40		
base (b)=	35	cm
altura (h)=	40	cm
(r)=	5	cm
Peralte (d)=	35	cm
Longitud (L)=	4	m

Cuantía:	
ρ_{bal} =	0.0214
$\rho_{m\acute{a}x}$ =	0.0107
$\rho_{m\acute{i}n}$ =	0.0033

PÓRTICO B										
Luces		4			4			4		
ETABS	Asr (-)	2.63	2.86	8.38	3.06	2.77	8.47	2.71	2.95	8.38
	Asr (+)	5.14	3.94	4.00	4.72	4.02	4.05	5.02	3.94	4.01
Refuerzo máx - mín	Asr (-)	Asmin	Asmin	OK	Asmin	Asmin	OK	Asmin	Asmin	OK
	Asr (+)	OK	Asmin	Asmin	OK	Asmin	Asmin	OK	Asmin	Asmin

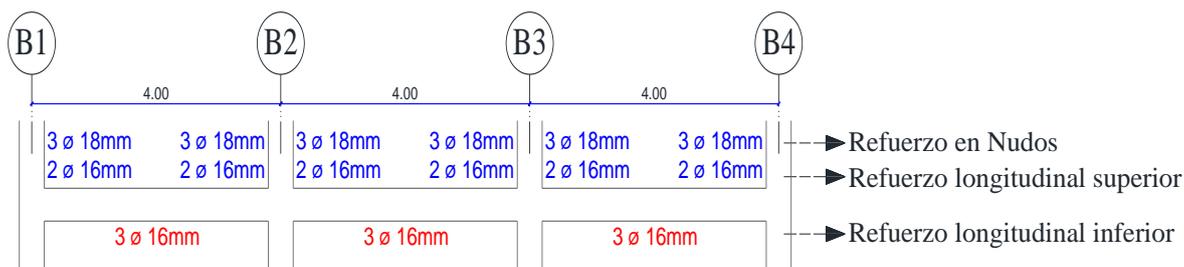
CALCULADO	Asr (-)	4.08	4.08	8.38	4.08	4.08	8.47	4.08	4.08	8.38
	Asr (+)	5.14	4.08	4.08	4.72	4.08	4.08	5.02	4.08	4.08
Refuerzo máx - mín		OK								

VARILLAS	ϕ	16	mm	2.01	cm ²	Inferior				
	ϕ	18	mm	2.54	cm ²	Superior				
COLOCADO	Asr (-)	7.63	5.09	9.64	6.57	5.09	9.64	6.57	5.09	9.64
	Asr (+)	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03
Asmin < As < Asmáx	Asr (-)	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	Asr (+)	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Resumen:

Figura 71. Distribución de Acero de Refuerzo viga 35X40 HA5P.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

✓ Alternativa de 3 y 5 pisos con luces de 6 metros

VIGA DE 35X50

Tabla 89. Diseño a flexión – Viga 35X50 HA3P.

DATOS:		
MATERIAL		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
$f_c=$	210	kg/cm ²
$f_y=$	4200	kg/cm ²
$\phi_f=$	0.90	s.u
$\beta_1=$	0.85	su
VIGA 35X50		
base (b)=	35	cm
altura (h)=	50	cm
(r)=	5	cm
Peralte (d)=	45	cm
Longitud (L)=	6	m

Condiciones:		
Refuerzo máximo		
Asmáx=	16.87	cm ²
Refuerzo mínimo		
Asmin=	5.25	cm ²

Cuantía:	
$\rho_{bal}=$	0.0214
$\rho_{máx}=$	0.0107
$\rho_{mín}=$	0.0033

PÓRTICO B										
Luces		6			6			6		
ETABS	Asr (-)	7.34	3.75	12.10	7.64	3.71	11.93	7.72	3.68	11.84
	Asr (+)	4.75	6.07	5.76	4.94	5.98	5.68	4.99	6.07	5.64
Refuerzo máx - mín	Asr (-)	OK	Asmin	OK	OK	Asmin	OK	OK	Asmin	OK
	Asr (+)	Asmin	OK	OK	Asmin	OK	OK	Asmin	OK	OK

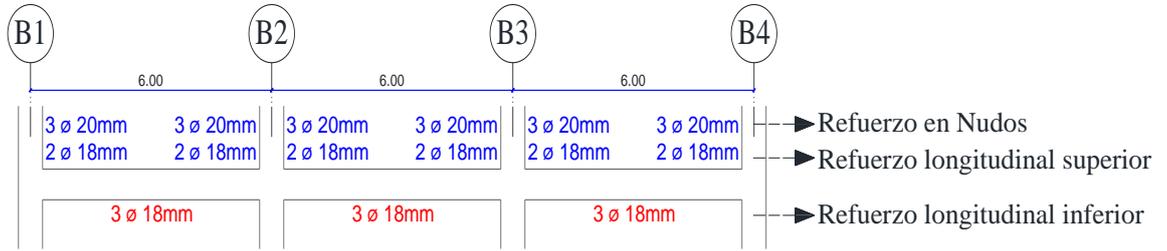
CALCULADO	Asr (-)	7.34	5.25	12.10	7.64	5.25	11.93	7.72	5.25	11.84
	Asr (+)	5.25	6.07	5.76	5.25	5.98	5.68	5.25	6.07	5.64
Refuerzo máx - mín		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

VARILLAS	ϕ	14	mm	1.54	cm ²	Inferior				
	ϕ	18	mm	2.54	cm ²	Superior				
COLOCADO	Asr (-)	7.63	6.63	12.25	9.71	6.63	12.25	9.71	6.63	7.63
	Asr (+)	6.16	6.16	6.16	6.16	6.16	6.16	6.16	6.16	6.16
Asmin < As < Asmáx	Asr (-)	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	Asr (+)	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Resumen:

Figura 72. Distribución de Acero de Refuerzo viga 35x50 HA3P.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

VIGA DE 40X50

Tabla 90. Diseño a flexión – Viga 40X50 HA5P.

DATOS:		
MATERIAL		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
f'c=	210	kg/cm ²
fy=	4200	kg/cm ²
ϕf=	0.90	s.u
β1=	0.85	su
VIGA 40X50		
base (b)=	40	cm
altura (h)=	50	cm
(r)=	5	cm
Peralte (d)=	45	cm
Longitud (L)=	6	m

Condiciones:		
Refuerzo máximo		
Asmáx=	19.28	cm ²
Refuerzo mínimo		
Asmín=	6.00	cm ²

Cuantía:	
ρbal=	0.0214
ρmáx=	0.0107
ρmín=	0.0033

		PÓRTICO B								
Luces		6			6			6		
ETABS	Asr (-)	6.90	4.60	14.05	6.63	4.64	15.01	6.61	4.72	15.37
	Asr (+)	5.91	5.91	7.07	5.91	5.91	7.14	5.91	5.91	7.26
Refuerzo máx - mín	Asr (-)	OK	Asmín	OK	OK	Asmín	OK	OK	Asmín	OK
	Asr (+)	Asmín	Asmín	OK	Asmín	Asmín	OK	Asmín	Asmín	OK

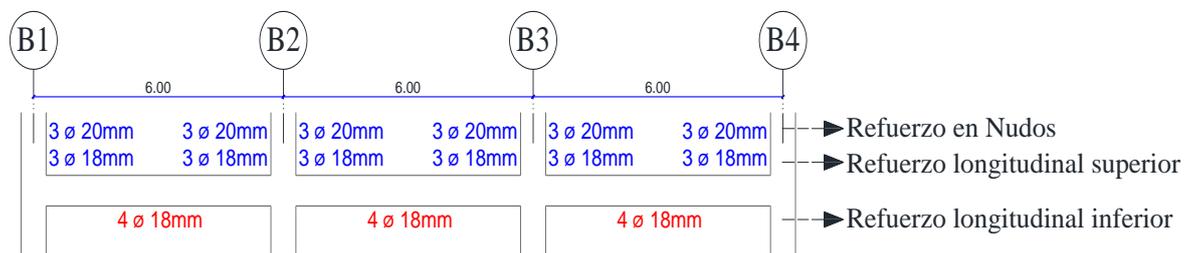
CALCULADO	Asr (-)	6.90	6.00	14.05	6.63	6.00	15.01	6.61	6.00	15.37
	Asr (+)	6.00	6.00	7.07	6.00	6.00	7.14	6.00	6.00	7.26
Refuerzo máx - mín		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

VARILLAS	ϕ	18	mm	2.54	cm ²	Inferior				
	ϕ	20	mm	3.14	cm ²	Superior				
COLOCADO	Asr (-)	9.42	7.63	17.06	8.83	7.63	17.06	8.83	7.63	17.06
	Asr (+)	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63
Asmin < As < Asmáx	Asr (-)	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	Asr (+)	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Resumen:

Figura 73. Distribución de Acero de Refuerzo viga 40X50 HA5P.

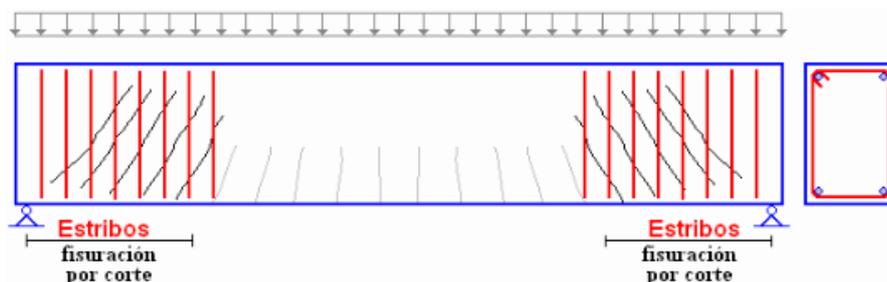


ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

3.1.1.2. DISEÑO A CORTE

La presencia de esfuerzos inclinados de tracción es el efecto más importante en un miembro de concreto armado sometido a esfuerzos cortantes, estos esfuerzos producen grietas inclinadas perpendiculares a su dirección, las cuales pueden producir una falla prematura en el elemento estructural, con una carga inferior a la falla producida por flexión. Para controlar este efecto se coloca barras de acero transversal en forma de estribos o barras inclinadas a 45⁰, la sección crítica de diseño se ubica a una distancia “d” medida desde la cara interna del apoyo. (Romo. 2008).

Figura 74. Armadura transversal que cose a las fisuras de cortante.



Fuente: Temas de Hormigón Armado. Romo 2008.

La NEC 15 y el ACI 318, establecen que la resistencia al cortante se determina mediante las siguientes expresiones:

$$\phi V_n \geq V_u$$

La fuerza cortante máxima V_u no debe exceder la capacidad de esfuerzo cortante de diseño ϕV_n de la sección transversal de la viga, en donde $\phi=0.75$ y V_n es la resistencia nominal por cortante del concreto combinado con el refuerzo, como se muestra en la siguiente expresión:

$$V_n = V_c + V_s$$

Tabla 91. Expresiones para determinar la resistencia al cortante.

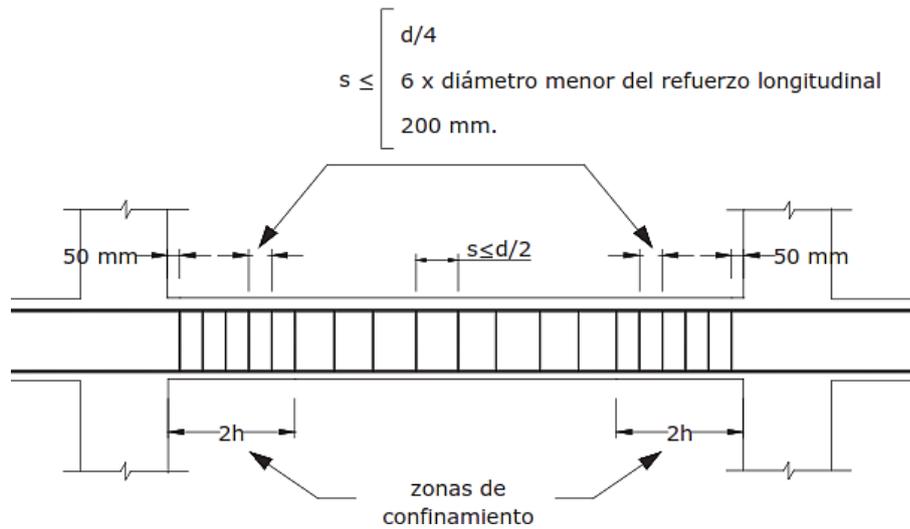
ACI 318	
Fórmulas para esfuerzos en kg/cm², b y d en cm	
Capacidad resistente a corte del concreto	
Ec. (11-3)	$V_{c1} = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$
Ec. (11-5)	$V_{c2} = \left(0.50 * \sqrt{f'c} + \frac{176 * \rho * V_u * d}{M_u} \right) * b * d$
Ec. (11-5)	$V_{c3} = 0.93 * \sqrt{f'c} * b * d$
T. 22.5.5.1 (b)	$V_{c4} = (0.50 * \sqrt{f'c} + 176 \rho) b * d$
Capacidad resistente a corte del acero	
Ec. (11-2)	$V_{s1} = V_n - V_c$
N. (11.4.5.3)	$V_{s2} = 1.10 * \sqrt{f'c} * b * d$
N. (11.4.7.9)	$V_{sm\acute{a}x} = 2.20 * \sqrt{f'c} * b * d$
Área de refuerzo a corte	
Ec. (11 – 13)	$A_{v1} = \frac{3.50 * b * s}{f_y}$
Ec. (11 – 15)	$A_{v2} = \frac{V_s * s}{f_y * d}$
Ec. (11 – 13)	$A_{v3} = 0.20 * \sqrt{f'c} \frac{b * s}{f_y}$
Dónde:	
V_c: Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.	
V_n: Resistencia nominal a cortante.	
V_s: Resistencia nominal a cortante proporcionada por el esfuerzo de cortante.	
V_u: Fuerza cortante mayorada.	
ρ: Cuantía del área de refuerzo.	
b: Ancho del Alma	
d: Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.	
M_u: Momento mayorado.	
A_v: Área de refuerzo de corte con un espaciamiento s.	
s: Espaciamiento medido centro a centro de refuerzo.	

FUENTE: ACI 318. 2008

3.1.1.2.1. Ubicación de estribos para confinamiento

La NEC_SE_HM indica que se deberá colocar estribos para confinamiento para cualquier tipo de estructura en las regiones que se indican en la siguiente Figura:

Figura 75. Ubicación de estribos para confinamiento.



FUENTE: NEC_SE_HM. 2015

A continuación, se presenta el cálculo y diseño a corte de las vigas para cada alternativa propuesta:

✓ Alternativa de 3 y 5 pisos con luces de 4 metros

VIGA 25X35

Tabla 92. Diseño a corte - Viga 25x35 HA3P.

DATOS:		
MATERIAL		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
$f'c=$	210	kg/cm ²
$f_y=$	4200	kg/cm ²
$\phi_c=$	0.75	s.u
VIGA 25X35		
base (b)=	25	cm
altura (h)=	35	cm
(r)=	5	cm
Peralte (d)=	30	cm
Longitud (L)=	4	m

Vu (T)=	8.23447	ETABS
Mu (T-m)=	2.78451	
ρ_{max} =	0.0107	

Cálculo de la capacidad Resistente a corte del Concreto				
Vc1 (kg)=	5760.32	5760.32	kg	ACI (11-3)
Vc2 (kg)=	130872.99			ACI (11-5)
Vc3 (kg)=	10107.74			ACI (11-5)

Cálculo de la resistencia nominal a cortante				
$V_n = V_u / \phi$			ACI (11-1)	
Vn=	10979.29	kg		
$V_c \leq V_n$	Requiere estribos			

Cálculo de la capacidad resistente a corte del acero				
Vs1 (kg) =	5218.97	5218.97	kg	ACI (11-2)
Vs2 (kg) =	11955.39			ACI (11.4.5.3)

$V_{smax} > V_{s1}, V_{s2} =$	23910.77	kg	Cumple	ACI (11.4.7.9)
-------------------------------	----------	----	--------	----------------

Estribos para confinamiento					
Zona de Confinamiento=		2h	70.00	cm	
Separación de estribos					
Zona de cara de columna					
S1 (cm) ≤	d/4	7.50	8	cm	NEC-SE-HM(4.2.8)
S2 (cm) ≤	6*φ	7.20			
S3 (cm) ≤	200 mm	2.00			
Zona céntrica					
S(cm) ≤	d/2	15		NEC-SE-HM(4.2.8)	

Cálculo de área de refuerzo a corte			
S (cm)=	8	15	NEC-SE-HM(4.2.8)
Av1 (cm²)=	0.17	0.31	ACI (11-13)
Av2 (cm²)=	0.33	0.62	ACI (11-15)
Av3 (cm²)=	0.14	0.26	ACI (11-15)
Avreq (cm²)=	0.33	0.62	Área Requerida

Cálculo de ramales para estribos				
ϕ (mm)	Área ϕ (cm ²)	Ramales	Ácal (cm ²)	Acal>Avreq
8.00	0.50	2.00	1.01	OK
10.00	0.79	2.00	1.57	OK

PÓRTICO B										
ETABS		4			4			4		
As=	(cm ² /cm)	0.064	0.056	0.065	0.062	0.053	0.066	0.063	0.053	0.062
Calculado										
(2h)-Central-(2h)=	cm	70	220	70	70	220	70	70	220	70
Separación=	cm	8	15	8	8	15	8	8	15	8
Ar=	cm ²	0.562	0.820	0.562	0.562	0.820	0.562	0.562	0.820	0.562

Varilla	ϕ	10	mm	A=	0.785	cm ²
---------	--------	----	----	----	-------	-----------------

Ramales ϕ 10 mm		2			2			2		
Asignado	@	8	15	8	8	15	8	8	15	8
	Av	1.57			1.57			1.57		
	Av>Ar	Ok			Ok			Ok		

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

VIGA 35X40

Tabla 93. Diseño a corte - Viga 35X40 HA5P.

DATOS:		
MATERIAL		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
f _c =	210	kg/cm ²
f _y =	4200	kg/cm ²
ϕ _c =	0.75	s.u
VIGA 35X40		
base (b)=	35	cm
altura (h)=	40	cm
(r)=	5	cm
Peralte (d)=	35	cm
Longitud (L)=	4	m

V _u (T)=	11.4870	ETABS
M _u (T-m)=	2.5717	
ρ _{max} =	0.0107	

Cálculo de la capacidad Resistente a corte del Concreto				
Vc1 (kg)=	9408.53	9408.53	kg	ACI (11-3)
Vc2 (kg)=	369916.75			ACI (11-5)
Vc3 (kg)=	16509.30			ACI (11-5)

Cálculo de la resistencia nominal a cortante				
$V_n = V_u / \phi$				
Vn=	15315.95	kg	ACI (11-1)	
Vc ≤ Vn	Requiere estribos			

Cálculo de la capacidad resistente a corte del acero				
Vs1 (kg) =	5907.42	5907.42	kg	ACI (11-2)
Vs2 (kg) =	19527.13			ACI (11.4.5.3)
Vsmáx > Vs1, Vs2 =	39054.26	kg	Cumple	ACI (11.4.7.9)

Estribos para confinamiento					
Zona de Confinamiento=	2h	80.00	cm		
Separación de estribos					
Zona d de cara de columna					
S1 (cm) ≤	d/4	8.75	10	cm	NEC-SE-HM(4.2.8)
S2 (cm) ≤	6*φ	9.60			
S3 (cm) ≤	200 mm	2.00			
Zona céntrica					
S(cm) ≤	d/2	17.5	NEC-SE-HM(4.2.8)		

Cálculo de área de refuerzo a corte				
S (cm)=	10	15	NEC-SE-HM(4.2.8)	
Av1 (cm²)=	0.29	0.44	ACI (11-13)	
Av2 (cm²)=	0.40	0.60	ACI (11-15)	
Av3 (cm²)=	0.24	0.36	ACI (11-15)	
Avreq (cm²)=	0.40	0.60	Área Requerida	

Cálculo de ramales				
φ (mm)	Área φ (cm²)	Ramales	Ácal (cm²)	Acal > Avreq
8.00	0.50	2.00	1.01	OK
10.00	0.79	2.00	1.57	OK

		PÓRTICO B								
ETABS		4			4			4		
As=	(cm ² /cm)	0.100	0.084	0.101	0.106	0.087	0.106	0.101	0.084	0.099
Calculado										
(2h)-Central-(2h)=	cm	80	200	80	80	200	80	80	200	80
Separación=	cm	10	15	10	10	15	10	10	15	10
Ar=	cm ²	0.799	1.123	0.799	0.799	1.123	0.799	0.799	1.123	0.799
Varilla	φ	10	mm	A=	0.785	cm ²				
Ramales φ 10 mm		2			2			2		
Asignado	@	10	15	10	10	15	10	10	15	10
	Av	1.57			1.57			1.57		
	Av>Ar	Ok			Ok			Ok		

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

✓ Alternativa de 3 y 5 pisos con luces de 6 metros

VIGA 35X50

Tabla 94. Diseño a corte - Viga 35x50 HA3P.

DATOS:		
MATERIAL		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
f _c =	210	kg/cm ²
f _y =	4200	kg/cm ²
φ _c =	0.75	s.u
VIGA 35X50		
base (b)=	35	cm
altura (h)=	50	cm
(r)=	5	cm
Peralte (d)=	45	cm
Longitud (L)=	6	m

V _u (T)=	18.6399	ETABS
M _u (T-m)=	10.6862	
ρ _{max} =	0.0107	

Cálculo de la capacidad Resistente a corte del Concreto				
V _{c1} (kg)=	12096.68	12096.68	kg	ACI (11-3)
V _{c2} (kg)=	244476.65			ACI (11-5)
V _{c3} (kg)=	21226.24			ACI (11-5)

Cálculo de la resistencia nominal a cortante			
$V_n = V_u / \phi$			ACI (11-1)
$V_n =$	24853.23	kg	
$V_c \leq V_n$	Requiere estribos		

Cálculo de la capacidad resistente a corte del acero				
V_{s1} (kg) =	12756.55	12756.55	kg	ACI (11-2)
V_{s2} (kg) =	25106.31			ACI (11.4.5.3)
$V_{sm\acute{a}x} > V_{s1}, V_{s2} =$	50212.62	kg	Cumple	ACI (11.4.7.9)

Estribos para confinamiento					
Zona de Confinamiento=	2h	100.00	cm		
Separación de estribos					
Zona d de cara de columna					
S_1 (cm) \leq	d/4	11.25	12	cm	NEC-SE-HM(4.2.8)
S_2 (cm) \leq	6* ϕ	10.80			
S_3 (cm) \leq	200 mm	2.00			
Zona céntrica					
S (cm) \leq	d/2	22.5		NEC-SE-HM(4.2.8)	

Cálculo de área de refuerzo a corte			
S (cm)=	12	20	NEC-SE-HM(4.2.8)
A_{v1} (cm ²)=	0.35	0.58	ACI (11-13)
A_{v2} (cm ²)=	0.81	1.35	ACI (11-15)
A_{v3} (cm ²)=	0.29	0.48	ACI (11-15)
A_{vreq} (cm ²)=	0.81	1.35	Área Requerida

Cálculo de ramales				
ϕ (mm)	Área ϕ (cm ²)	Ramales	Ácal (cm ²)	Acal > Avreq
8.00	0.50	3.00	1.51	OK
10.00	0.79	2.00	1.57	OK

PÓRTICO B										
ETABS		4			4			4		
$A_s =$	(cm ² /cm)	0.068	0.038	0.070	0.069	0.038	0.069	0.070	0.038	0.068
Calculado										
(2h)-Central-(2h)=	cm	100	360	100	100	360	100	100	360	100
Separación=	cm	12	20	12	12	20	12	12	20	12
$A_r =$	cm ²	0.569	0.689	0.569	0.569	0.689	0.569	0.569	0.689	0.569
Varilla	ϕ	10	mm	A=	0.785	cm ²				

Ramales ϕ 10 mm	2			2			2			
Asignado	@	12	20	12	12	20	12	12	20	12
	Av	1.57			1.57			1.57		
	Av>Ar	Ok			Ok			Ok		

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

VIGA 40X50

Tabla 95. Diseño a corte - Viga 40x50 HA3P.

DATOS:		
MATERIAL		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
$f_c=$	210	kg/cm ²
$f_y=$	4200	kg/cm ²
$\phi_c=$	0.75	s.u
VIGA		
base (b)=	40	cm
altura (h)=	50	cm
(r)=	5	cm
Peralte (d)=	45	cm
Longitud (L)=	6	m

V_u (T)=	20.69	ETABS
M_u (T-m)=	9.58	
$\rho_{max}=$	0.0107	

Cálculo de la capacidad Resistente a corte del Concreto				
Vc1 (kg)=	13824.77	13824.77	kg	ACI (11-3)
Vc2 (kg)=	342913.97			ACI (11-5)
Vc3 (kg)=	24258.56			ACI (11-5)

Cálculo de la resistencia nominal a cortante				
$V_n = V_u / \phi$				
Vn=	27585.83	kg	ACI (11-1)	
Vc ≤ Vn	Requiere estribos			

Cálculo de la capacidad resistente a corte del acero				
Vs1 (kg) =	13761.05	13761.05	kg	ACI (11-2)
Vs2 (kg) =	28692.93			ACI (11.4.5.3)
Vsmáx>Vs1,Vs2=	57385.85	kg	Cumple	ACI (11.4.7.9)

Estribos para confinamiento					
Zona de Confinamiento=	2h	100.00	cm		
Separación de estribos					
Zona d de cara de columna					
S1 (cm) ≤	d/4	11.25	12	cm	NEC-SE-HM(4.2.8)
S2 (cm) ≤	6*φ	10.80			
S3 (cm) ≤	200 mm	2.00			
Zona céntrica					
S(cm) ≤	d/2	22.5	NEC-SE-HM(4.2.8)		

Cálculo de área de refuerzo a corte			
S (cm)=	12	20	NEC-SE-HM(4.2.8)
Av1 (cm²)=	0.40	0.67	ACI (11-13)
Av2 (cm²)=	0.87	1.46	ACI (11-15)
Av3 (cm²)=	0.33	0.55	ACI (11-15)
Avreq (cm²)=	0.87	1.46	Área Requerida

Cálculo de ramales para estribos				
φ (mm)	Área φ (cm²)	Ramales	Ácal (cm²)	Acal > Avreq
8.00	0.50	3.00	1.51	OK
10.00	0.79	2.00	1.57	OK

		PÓRTICO B								
ETABS		6			6			6		
As=	(cm²/cm)	0.064	0.056	0.065	0.062	0.053	0.066	0.063	0.053	0.062

Calculado										
(2h)-Central-(2h)=	cm	100	360	100	100	360	100	100	360	100
Separación=	cm	12	22.5	12	12	22.5	12	12	22.5	12
Ar=	cm²	0.535	0.895	0.535	0.535	0.895	0.535	0.535	0.895	0.535

Varilla	φ	10	mm	A=	0.785	cm²
---------	---	----	----	----	-------	-----

Ramales φ 10 mm		2			2			2		
Asignado	@	12	22.5	12	12	22.5	12	12	22.5	12
	Av	1.57			1.57			1.57		
	Av > Ar	Ok			Ok			Ok		

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

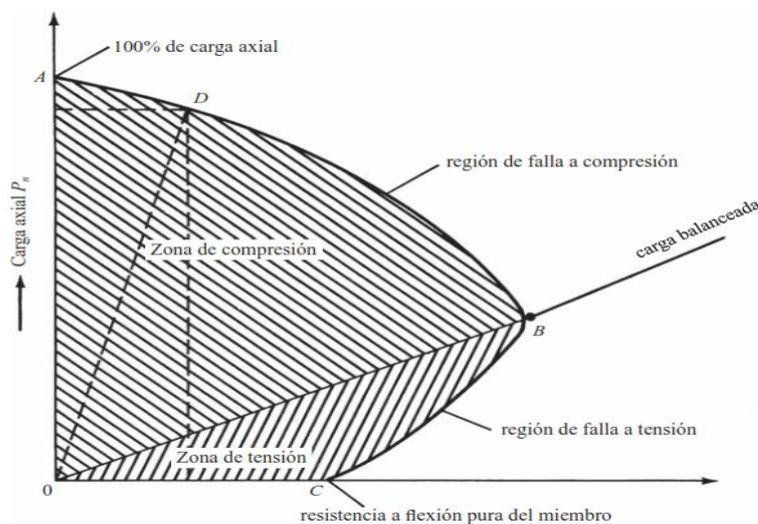
3.1.2. DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son elementos diseñados para transmitir las cargas provenientes de las vigas hacia la cimentación, por lo tanto, se encuentran sometidas a cargas o fuerzas axiales y a ciertas fuerzas de flexión, por lo que es necesario diseñarlas para que soporten ambas solicitudes, la combinación de las fuerzas mencionadas se denomina flexo-compresión.

a) Diagramas de Interacción de columnas

Los diagramas de interacción indican las resistencias de las columnas con proporciones variables de cargas axiales y de momentos mediante curvas o diagramas, teniendo en cuenta que sobre el eje vertical se muestran valores correspondientes a cargas axiales resistentes y sobre el eje horizontal se muestran valores correspondientes a momentos flectores resistentes, como se puede observar en la siguiente figura:

Figura 76. Diagrama de Interacción de columna.



FUENTE: Mc. Cormac-Brown. 2011

Cualquier combinación de cargas que defina un punto que quede dentro de la curva indica que la sección analizada es satisfactoria, mientras que una combinación que caiga fuera de la curva representa que no es capaz de resistir las sollicitaciones de carga.

b) Esbeltez en Columnas

Los elementos diseñados a flexo-compresión son susceptibles a la esbeltez, una columna tiende a ser esbelta cuando su sección en comparación con su longitud es muy pequeña, la esbeltez se expresa en términos de longitud (L) y el radio de giro (r). Este efecto puede reducir notablemente la capacidad de carga axial de la columna en comparación con otra columna de igual sección, pero de menor longitud.

El ACI proporciona expresiones que permiten exceptuar los efectos de esbeltez siempre que se cumpla que:

Tabla 96. Condiciones para considerar efectos de esbeltez en columnas.

ACI 318-08	
Fórmulas para unidades mks kg y cm	
Para columnas no Arriostradas contra desplazamientos laterales.	
$\frac{k * lu}{r} \leq 22$	(10 – 6)
Para columnas Arriostradas contra desplazamientos laterales.	
$\frac{k * lu}{r} \leq 34 + 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$	(10 – 7)
(10.10.1.2)	
$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}}$	
r = 0.30 h Columnas cuadradas o rectangulares	
r = 0.30 D Columnas circulares	
Dónde:	
k: Factor de longitud efectiva.	
lu: Longitud libre de pandeo.	
r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.	
I_g: Momento de inercia de la sección bruta con respecto al eje que pasa por el centroide.	
A_g: Área bruta de la sección de concreto.	

FUENTE: ACI-318. 2008

c) Cuantía máxima y mínima de refuerzo longitudinal

$$0.01 \leq \frac{\rho_g}{A_g} \leq 0.03$$

Dónde:

ρ_g : Área de refuerzo longitudinal.

A_g : Área bruta de la sección.

d) Diseño a Corte

Se elegirá el menor valor calculado de la capacidad resistente del concreto mediante las expresiones que se indican a continuación:

Tabla 97. Capacidad resistente a corte del concreto.

Capacidad Resistente a Corte del Concreto (ACI 318) Fórmulas para esfuerzos en kg/cm², b y d en cm	
Ec. (11 – 3)	$V_{c1} = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$
Ec. (11 – 4)	$V_{c2} = 0.53 * \left(1 + \frac{0.0071 * Nu}{A_g} \right) \sqrt{f'c} * b * d$
<p>Dónde: Vc: Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto. b: Ancho del alma. d: Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. Ag: Área bruta de la sección. Nu: Carga axial mayorada normal a la sección transversal.</p>	

FUENTE: ACI-318. 2008

e) Diseño a Corte por capacidad

Se elegirá el menor valor calculado de la capacidad resistente a corte del acero mediante las expresiones que se indican a continuación:

Tabla 98. Cortante por capacidad.

Cortante por capacidad (ACI 318) Fórmulas para unidades mks, kg y cm	
$V_{cp} = \frac{M_{pie} + M_{cab}}{L_u}$ <p style="text-align: center;">$V_{cp} \leq V_c$; No Requiere estribos</p>	
Capacidad Resistente a corte del acero Fórmulas para esfuerzos en kg/cm², b y d en cm	
Ec. (11.4.5.3)	$V_{s1} = V_n - V_{cp}$ $V_{s2} = 1.10 * \sqrt{f'c} * b * d$
N. (11.4.7.9)	$V_{smax} = 2.20 * \sqrt{f'c} * b * d$

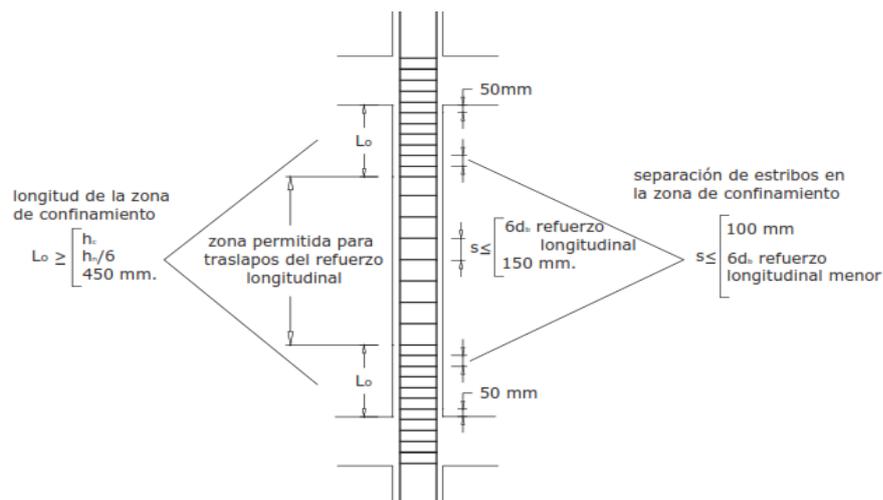
Área de Refuerzo a Corte Fórmulas para esfuerzos en kg/cm², b y d en cm	
Ec. (11 – 15)	$A_v = \frac{V_s * s}{f_y * d}$
<p>Dónde: V_{cp}: Cortante por capacidad. M_{pie}: Momento en el pie de la columna en análisis. M_{cab}: Momento en la cabecera de la columna en análisis. L_u: claro libre de la columna en análisis medida de cara a cara de viga. V_n: Resistencia nominal a cortante. V_s: Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante. A_v: Área de refuerzo de corte con un espaciamiento s. s: Espaciamiento medido centro a centro de refuerzo. b: Ancho del alma. d: Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.</p>	

FUENTE: ACI-318. 2008

f) Ubicación de estribos para confinamiento.

La NEC_SE_HM 2015 establece que para elementos en flexo compresión se debe proporcionar de un confinamiento especial en una longitud L_o , así como en ambos lados de cualquier sección donde se pueda producir una rótula plástica debido a acciones sísmicas, en la siguiente figura se indican los parámetros a considerar para la ubicación de estribos en una columna.

Figura 77. Separación de estribos.



FUENTE: NEC_SE_HM. 2015

A continuación, se presenta el cálculo y diseño de columnas para cada alternativa propuesta:

✓ Alternativa de 3 y 5 pisos con luces de 4 metros

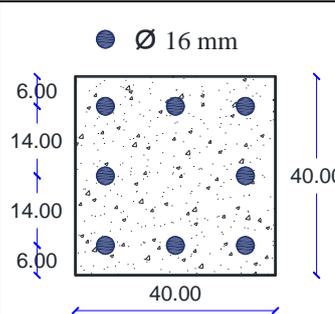
COLUMNA CENTRAL B2 40X40

Tabla 99. Diseño de Columna – C40X40 HA3P.

DATOS:		
MATERIAL		
$f_c=$	210.00	kg/cm ²
$f_y=$	4200.00	kg/cm ²
COLUMNA	B2	
$b=$	40.00	cm
$h=$	40.00	cm
$r=$	6.00	cm
$d=$	34.00	cm
$\phi_c=$	0.75	s.u
$L=$	300.00	cm
$A_g=$	1600.00	cm ²
$A_{st}=$	16.00	cm ²

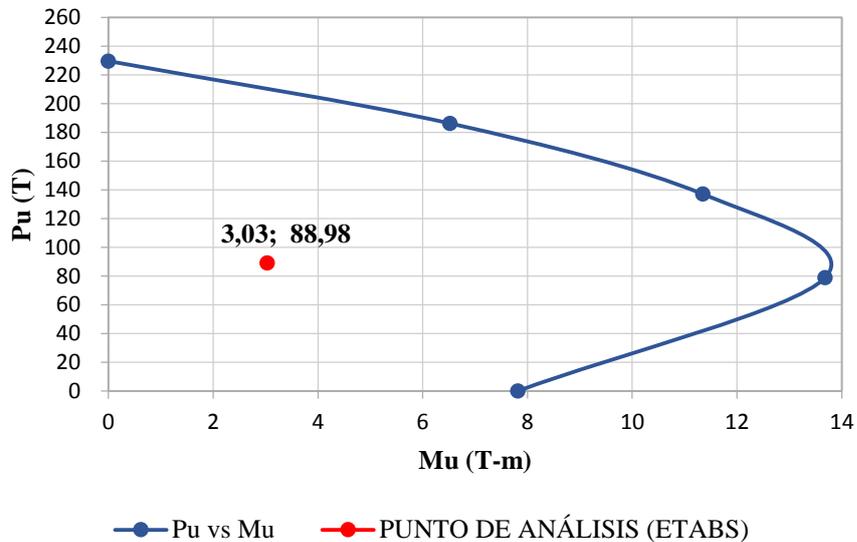
1% Ag

Control de Cuantía		
$\rho_{m\acute{a}x}=$	0.030	$0.01 \leq A_{st}/A_g \leq 0.03$
$\rho_{m\acute{i}n}=$	0.010	
A_{st}/A_g	0.010	CUMPLE
Refuerzo Longitudinal		
ϕ (mm)	#varillas	A_s (cm ²)
16	4	8.04
16	4	8.04
$A_s \geq A_{st}$	8	16.08



CUMPLE

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN



COLUMNA	B2 (40X40)
Pu vs Mu	
Pu(T)	Mu (T-m)
229.55	0.00
186.20	6.52
137.01	11.35
78.90	13.68
0.00	7.82
PUNTO DE ANÁLISIS (ETABS)	
Pu(T)	Mu (T-m)
88.98	3.03

DISEÑO A CORTE		
DATOS		
Nu=	31823.13	kg
Vu=	3985.00	kg
b=	40.00	cm
d=	34.00	cm
ϕ_c =	0.75	s.u
f_c =	210.00	kg/cm ²
Ag=	1600.00	cm ²

Capacidad Resistente a corte del concreto				
Vc1(kg) =	10445.38	10445.38	kg	ACI (11-3)
Vc2(kg) =	11920.43			ACI (11-4)
Vn = Vu/ϕ; Si Vc \leq Vn: Requiere estribos				ACI (11-1)
Vn=	5313.33	kg		
Vc \leq Vn	No Requiere Estribos			

Cortante por capacidad				
Mpie =	8.528	T-m	ETABS	ACI (R 18.6.5)
Mcab =	2.034	T-m		
Lu=	2.65	m		
Vcp (kg)=	3985.66	kg		
Vn = Vu/ϕ; Si Vcp \leq Vc: No Requiere estribos				ACI (11-1)
Vc=	10445.38	kg		
Vcp \leq Vc	No Requiere Estribos			

CONFINAMIENTO					
Longitud de zona de confinamiento - Lo				NEC_SE_HM (4.3.4)	
Lo(cm) \geq	hc	40.00	50.00		cm
Lo(cm) \geq	hn/6	50.00			
Lo(cm) \geq	450 mm	45.00			
Separación en la Zona de confinamiento - Nudos					
So (cm) \leq	100 mm	10.00	10		cm
So (cm) \leq	6d de ϕ menor	9.60			
So (cm) \leq	hl/4	10.00			
Separación en la Zona de confinamiento - Centro					
s1 (cm)=	6d de ϕ menor	9.6	15		cm
s2 (cm)=	150 mm	15			

Capacidad resistente a corte del acero				
Vs1 (kg)=	1327.67	1327.67	kg	ACI (11.4.5.3)
Vs2 (kg)=	21679.10			
Vsmax (kg)=	43358.20		kg	ACI (11.4.7.9)
Vsmáx > Vs1, Vs2=	Cumple			

Área de Refuerzo a Corte				
S =	10.00	15.00	cm	NEC_SE_HM(4.3.4)
Av=	0.09	0.14	cm ²	ACI (11-15)

Cálculo de ramales para estribos				
ϕ (mm)	Área ϕ (cm ²)	Ramales	Acal (cm ²)	Acal > Avreq
10	0.79	2	1.57	OK

Chequeo por Confinamiento				
Ag (cm ²)	Ac (cm ²)	bc (cm)	s (cm)	ACI (18.7.5.4)
1600.00	1024	31	10	
Ash1 (cm ²)=	2.62	2.62	cm ²	
Ash2 (cm ²)=	1.40			
ϕ (mm)	Área ϕ (cm ²)	Ramales	Acal (cm ²)	Acal > Ash
10	0.79	4	3.14	OK

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

COLUMNA CENTRAL B2 60X60

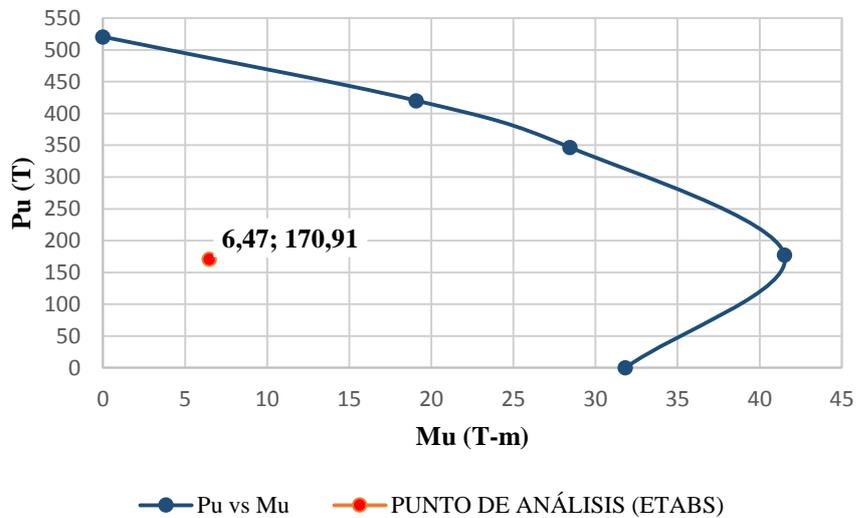
Tabla 100. Diseño de Columna – C60X60 HA5P.

DATOS:		
MATERIAL		
f_c =	210.00	kg/cm ²
f_y =	4200.00	kg/cm ²
COLUMNA	B2	
b=	60.00	cm
h=	60.00	cm
r=	6.00	cm
d=	54.00	cm
ϕ_c =	0.75	s.u
L=	300.00	cm
Ag=	3600.00	cm ²
Ast=	36.00	cm ²

1% Ag

Control de Cuantía			
$\rho_{\text{máx}}$ =	0.030	$0.01 \leq A_{st}/A_g \leq 0.03$	
$\rho_{\text{mín}}$ =	0.010		
Ast/Ag	0.010	CUMPLE	
Refuerzo Longitudinal			CUMPLE
ϕ (mm)	#varillas	As (cm ²)	
20	6	18.85	
20	6	18.85	
As \geq Ast	12	37.70	

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN



COLUMNA		B2
Pu vs Mu		
Pu(T)	Mu (T-m)	
520.61	0.00	
420.22	19.08	
346.64	28.45	
177.52	41.51	
0.00	31.81	
PUNTO DE ANÁLISIS (ETABS)		
Pu(T)	Mu (T-m)	
170.91	6.47	

DISEÑO A CORTE		
Nu=	82022.00	kg
Vu=	3985.00	kg
b=	60.00	cm
d=	54.00	cm
ϕ_c =	0.75	s.u
f'_c =	210.00	kg/cm ²
Ag=	3600.00	cm ²

Capacidad Resistente a corte del concreto				
Vc1(kg) =	24884.59	24884.59	kg	ACI (11-3)
Vc2(kg) =	28910.06			ACI (11-4)
Vn= Vu/ϕ; Si Vc \leq Vn: Requiere estribos				
Vn=	5313.33	kg		ACI (11-1)
Vc \leq Vn	No Requiere Estribos			

Cortante por capacidad				
Mpie =	8.528	T-m	ETABS	ACI (R 18.6.5)
Mcab =	2.034	T-m		
Lu=	2.65	m		
Vcp (kg)=	3985.66	kg		
Vn= Vu/ϕ; Si Vcp \leq Vc: No Requiere estribos				
Vc=	24884.59	kg		ACI (11-1)
Vcp \leq Vc	No Requiere Estribos			

CONFINAMIENTO					
Longitud de zona de confinamiento - Lo				NEC_SE_HM (4.3.4)	
Lo(cm) ≥	hc	60.00	60.00		cm
Lo(cm) ≥	hn/6	50.00			
Lo(cm) ≥	450 mm	45.00			
Separación en la Zona de confinamiento - Nudos					
So (cm) ≤	100 mm	10.00	10		cm
So (cm) ≤	6d de φ menor	12.00			
So (cm) ≤	hl/4	15.00			
Separación en la Zona de confinamiento - Centro					
s1 (cm)=	6d de φ menor	12	15		cm
s2 (cm)=	150 mm	15			

Capacidad resistente a corte del acero				
Vs1 (kg)=	1327.67	1327.67	kg	ACI (11.4.5.3)
Vs2 (kg)=	51647.27			
Vsmax (kg)=	103294.53		kg	ACI (11.4.7.9)
Vsmáx>Vs1,Vs2=	Cumple			

Área de Refuerzo a Corte				
S =	10.00	15.00	cm	NEC_SE_HM(4.3.4)
Av=	0.06	0.09	cm ²	ACI (11-15)

Cálculo de ramales para estribos				
φ (mm)	Área φ (cm ²)	Ramales	Acal (cm ²)	Acal>Avreq
10	0.79	2	1.57	OK

Chequeo por Confinamiento				
Ag (cm ²)	Ac (cm ²)	bc (cm)	s (cm)	ACI (18.7.5.4)
3600.00	1024	31	10	
Ash1 (cm ²)=	11.70	11.70	cm ²	
Ash2 (cm ²)=	1.40			
φ (mm)	Área φ (cm ²)	Ramales	Acal (cm ²)	Acal>Ash
12	1.13	12	13.57	OK

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

✓ Alternativa de 3 y 5 pisos con luces de 6 metros

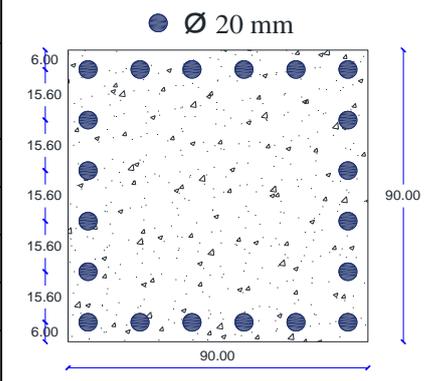
COLUMNA CENTRAL B2 90X90

Tabla 101. Diseño de Columna – C90X90 HA5P.

DATOS:		
MATERIAL		
f_c =	210.00	kg/cm ²
f_y =	4200.00	kg/cm ²
COLUMNA	B2	
b=	90.00	cm
h=	90.00	cm
r=	6.00	cm
d=	84.00	cm
ϕ_c =	0.75	s.u
L=	300.00	cm
A_g =	8100.00	cm ²
A_{st} =	81.00	cm ²

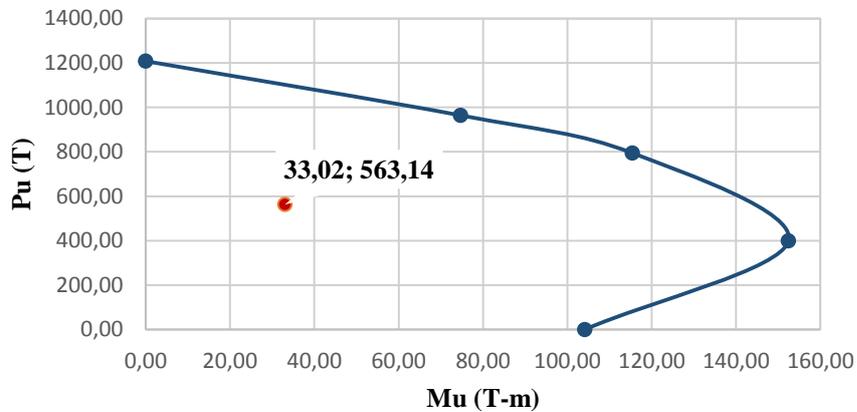
1% A_g

Control de Cuantía		
$\rho_{m\acute{a}x}$ =	0.030	$0.01 \leq A_{st}/A_g \leq 0.03$
$\rho_{m\acute{i}n}$ =	0.010	
A_{st}/A_g	0.012	CUMPLE
Refuerzo Longitudinal		
ϕ (mm)	#varillas	A_s (cm ²)
25	10	49.09
25	10	49.09
$A_s \geq A_{st}$	20	98.17



CUMPLE

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN



● Pu vs Mu ● PUNTO DE ANÁLISIS (ETABS)

COLUMNA		B2
Pu vs Mu		
Pu(T)	Mu (T-m)	
1207.82	0.00	
963.93	74.70	
794.13	115.43	
399.42	152.44	
0.00	104.11	
PUNTO DE ANÁLISIS (ETABS)		
Pu(T)	Mu (T-m)	
563.14	33.02	

DISEÑO A CORTE		
Nu=	149633.04	kg
Vu=	22497.28	kg
b=	90.00	cm
d=	84.00	cm
ϕ_c =	0.75	s.u
f_c =	210.00	kg/cm ²
Ag=	8100.00	cm ²

Capacidad Resistente a corte del concreto				
Vc1(kg) =	58064.05	58064.05	kg	ACI (11-3)
Vc2(kg) =	65679.72			ACI (11-4)
Vn= Vu/ϕ; Si Vc\leqVn: Requiere estribos				ACI (11-1)
Vn=	29996.37	kg		
Vc\leqVn	No Requiere Estribos			

Cortante por capacidad				
Mpie =	8.528	T-m	ETABS	ACI (R 18.6.5)
Mcab =	2.034	T-m		
Lu=	2.65	m		
Vcp (kg)=	3985.66	kg		
Vn= Vu/ϕ; Si Vcp \leq Vc: No Requiere estribos				ACI (11-1)
Vc=	58064.05	kg		
Vcp \leq Vc	No Requiere Estribos			

CONFINAMIENTO					
Longitud de zona de confinamiento - Lo				NEC_SE_HM (4.3.4)	
Lo(cm) ≥	hc	90.00	90.00		cm
Lo(cm) ≥	hn/6	50.00			
Lo(cm) ≥	450 mm	45.00			
Separación en la Zona de confinamiento - Nudos					
So (cm) ≤	100 mm	10.00	10		cm
So (cm) ≤	6d de φ menor	15.00			
So (cm) ≤	hl/4	22.50			
Separación en la Zona de confinamiento - Centro					
s1 (cm)=	6d de φ menor	15	15		cm
s2 (cm)=	150 mm	15			

Capacidad resistente a corte del acero				
Vs1 (kg)=	26010.71	26010.71	kg	ACI (11.4.5.3)
Vs2 (kg)=	120510.29			
Vsmax (kg)=	241020.58		kg	ACI (11.4.7.9)
Vsmáx > Vs1, Vs2 =	Cumple			

Área de Refuerzo a Corte				
S =	10.00	15.00	cm	NEC_SE_HM(4.3.4)
Av =	0.74	1.11	cm ²	ACI (11-15)

Cálculo de ramales para estribos				
φ (mm)	Área φ (cm ²)	Ramales	Acal (cm ²)	Acal > Avreq
10	0.79	2	1.57	OK

Chequeo por Confinamiento				
Ag (cm ²)	Ac (cm ²)	bc (cm)	s (cm)	ACI (18.7.5.4)
8100.00	1024	31	10	
Ash1 (cm ²)=	32.13	32.13	cm ²	
Ash2 (cm ²)=	1.40			
φ (mm)	Área φ (cm ²)	Ramales	Acal (cm ²)	Acal > Ash
16	2.01	16	32.17	OK

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

3.1.3. DISEÑO DE LOSA

Las losas son elementos bidimensionales, donde las cargas actuantes sobre estas son perpendiculares al plano principal de las mismas, por lo tanto, su comportamiento está dominado por la flexión, las losas pueden clasificarse por la dirección de trabajo en losas bidireccionales y unidireccionales.

En el caso de losas unidireccionales su comportamiento es similar al de una viga ancha y se suelen diseñar en referencia a un ancho unitario (un metro de ancho), mientras que, en el caso de losas bidireccionales los esfuerzos y deformaciones se desarrollan en ambas direcciones y por lo general son las más usadas en nuestro medio. (Romo, 2008).

a) Área mínima en acero superior (Puentes).

El acero a colocar en la parte superior se tomará el menor valor obtenido entre el A_{smin1} y A_{smin2} , para luego compararlos con el A_{smin3} optando por el mayor valor.

Tabla 102. Área de acero mínima superior (Puentes).

Área de acero mínimo superior. ACI 318-08	
Fórmulas para esfuerzos en kg/cm², b y d en cm	
Ec. (10 – 3)	$A_{smin1} = \frac{0.80 * \sqrt{f'c}}{fy} * b * d$
Ec. (10 – 3)	$A_{smin2} = \frac{1.60 * \sqrt{f'c}}{fy} * b_w * d$
Ec. (10 – 3)	$A_{smin3} = \frac{14}{fy} * b_w * d$
Dónde:	
Asmin: Área de acero mínima.	
b: Ancho de la cara en compresión del elemento.	
d: Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.	
bw: Ancho del alma.	

FUENTE: ACI-318. 2008

b) Área mínima en acero inferior (Nervios).

Se tomará el mayor valor obtenido entre A_{smin1} y A_{smin2} , determinado con las siguientes expresiones:

Tabla 103. Área de acero mínima inferior (Nervios).

Área de acero mínimo inferior. ACI 318-08 Fórmulas para esfuerzos en kg/cm², b y d en cm	
Ec. (10 – 3)	$A_{smin1} = \frac{0.80 * \sqrt{f'c}}{fy} * b * d$
Ec. (10 – 3)	$A_{smin2} = \frac{14}{fy} * b_w * d$
Dónde:	
Asmin: Área de acero mínima.	
b: Ancho de la cara en compresión del elemento.	
d: Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.	
bw: Ancho del alma.	

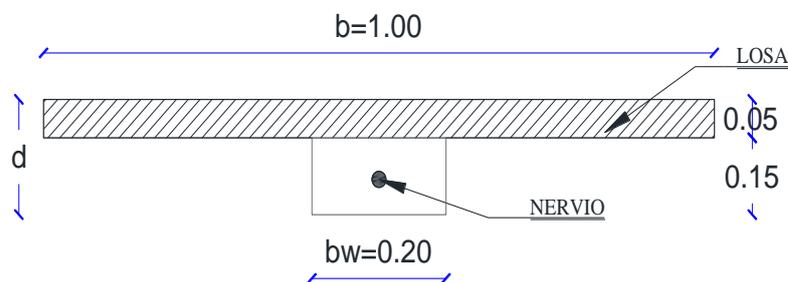
FUENTE: ACI-318. 2008

✓ **Alternativa de 3 y 5 pisos con luces de 4 metros**

DISEÑO DE LOSA e= 20 cm.

De resultados del pre dimensionamiento se determinó que para una luz de 4 metros el espesor de una losa de 20 cm es suficiente para resistir las solicitaciones de carga consideradas en el presente estudio, la losa alivianada tipo se indica en la siguiente figura:

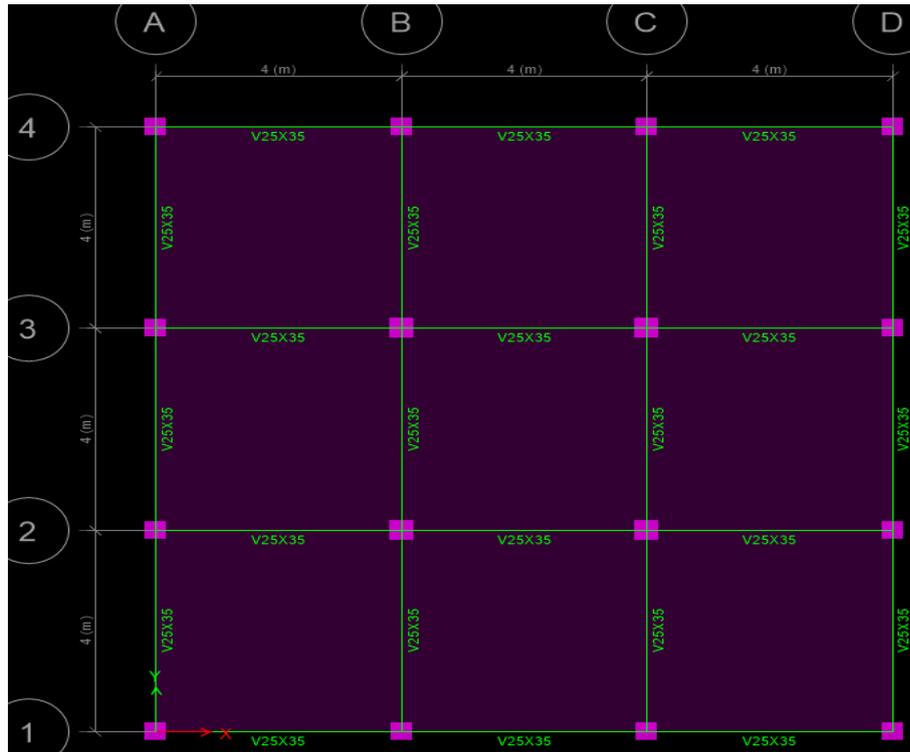
Figura 78. Sección tipo de losa alivianada e=20 cm.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

En las siguientes figuras se indican la configuración en planta y en elevación para la estructura en estudio,

Figura 79. Planta tipo para diseño de losas.

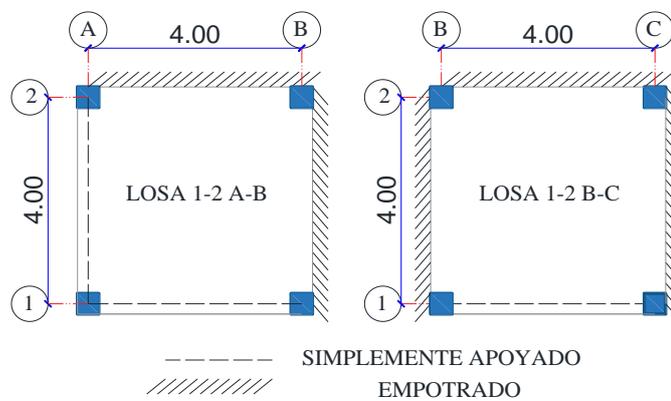


ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

✓ **Análisis a Flexión**

El análisis a flexión se realizará mediante el uso de tablas para diseño de losas nervadas rectangulares sometidas a cargas distribuidas, para el uso de las tablas se requiere establecer modelos estructurales de losas como los indicados a continuación:

Figura 80. Planta tipo para diseño de losas.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Tabla 104. Diseño de losa e=20 cm.

DATOS:		
f'c=	210	kg/cm ²
fy=	4200	kg/cm ²
bw=	20	cm
b=	100	cm
d=	17	cm
ϕf=	0.9	s.u

CARGAS DE DISEÑO			
LOSA N+ 3.00 - N+ 11.40			
u=	1.2D+1.6L	1.32	T/m ²

q=	1.32	T/m ²	1320	kg/m ²
M=	0.0001 m q Lx ²			

TABLA PARA DISEÑO LOSA N+ 3.00 - N+ 11.40												
Losa	Losa Tipo	Lx	Ly	Lx/Ly	my (-)	my (+)	Mx (-)	Mx (+)	Muy (-)	Muy (+)	Mux (-)	Mux (+)
		m	m	s.u	kg-m	kg-m	kg-m	kg-m	kg-m/m	kg-m/m	kg-m/m	kg-m/m
1-2-A-B	6	4	4	1	839	428	839	428	1772	904	1772	904
1-2-B-C	2	4	4	1	597	269	71	354	1261	568	1516	748

As Superior en Puentes (Mu (-))					
Asmin1=	4.69	cm ²	1.88	1.88	cm ²
Asmin2=	1.88	cm ²			
Asmin3=	1.13	cm ²	1.13		

As Inferior en Nervios (Mu (+))					
Asmin1=	0.94	cm ²	Asmin=	1.13	cm ²
Asmin2=	1.13	cm ²			

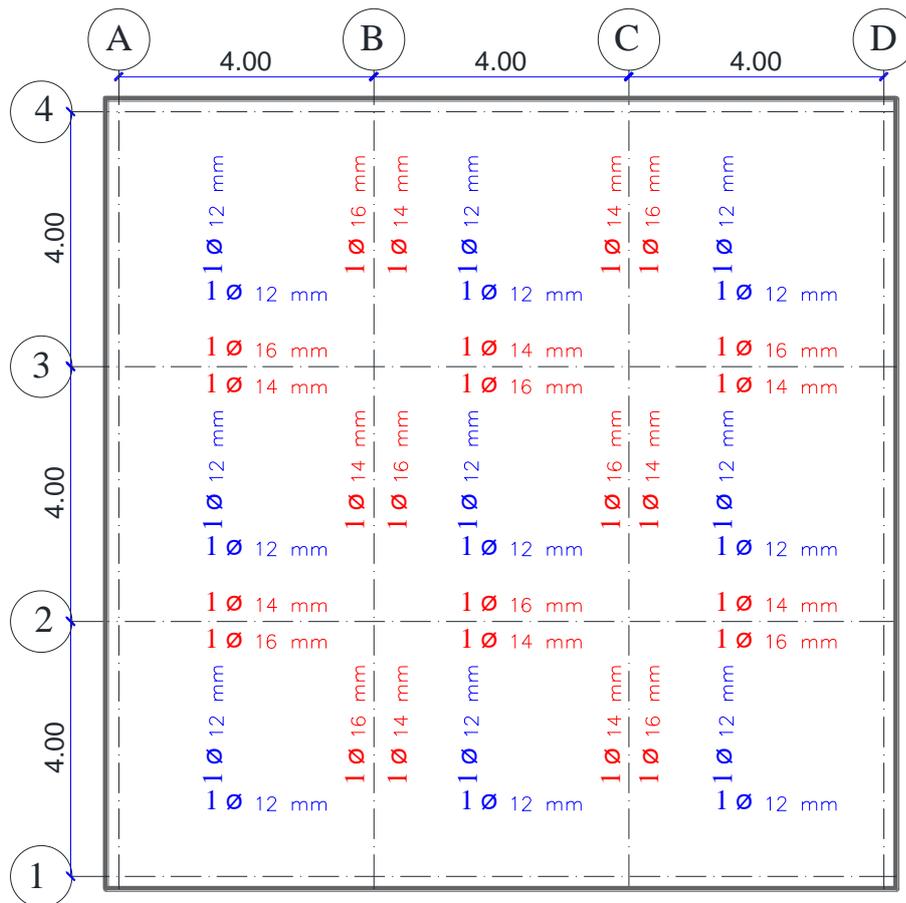
Losa	Ubicación	M		b	d	f'c	fy	As	As>Asmin	As
		kg-m/m	kg-m/m	cm	cm	kg/cm²	kg/cm²	cm²/m	cm²/m	cm²/m
1-2-A-B	Puente	Muy (-)	1772	20	17	210	4200	3.09	Cumple	3.09
	Nervio	Muy (+)	904	100	17	210	4200	1.42	Cumple	1.42
	Puente	Mux (-)	1772	20	17	210	4200	3.09	Cumple	3.09
	Nervio	Mux (+)	904	100	17	210	4200	1.42	Cumple	1.42
1-2-B-C	Puente	Muy (-)	1261	20	17	210	4200	2.12	Cumple	2.12
	Nervio	Muy (+)	568	100	17	210	4200	0.89	Use Asmin	1.13
	Puente	Mux (-)	1516	20	17	210	4200	2.59	Cumple	2.59
	Nervio	Mux (+)	748	100	17	210	4200	1.17	Cumple	1.17

Losa	Ubicación	As	As	ϕ	As colocado
		cm ² /m	cm ² /nervio	mm	cm ²
1-2-A-B	Puente Asy(-)	3.09	1.54	16	2.01
	Nervio Asy(+)	1.42	0.71	12	1.13
	Puente Asx(-)	3.09	1.54	16	2.01
	Nervio Asx(+)	1.42	0.71	12	1.13
1-2-B-C	Puente Asy(-)	2.12	1.06	14	1.54
	Nervio Asy(+)	1.13	0.57	12	1.13
	Puente Asx(-)	2.59	1.30	14	1.54
	Nervio Asx(-)	1.17	0.59	12	1.13

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

RESUMEN:

Figura 81. Distribución de acero en cada nervio.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

3.2. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE ACERO

Una vez realizado el análisis en el programa ETABS y haber obtenido las secciones óptimas que cumplan tanto los requerimientos establecidos para cada alternativa, y los parámetros indicados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 (NEC_SE_AC y NEC_SE_CG), se comprueba que los cálculos realizados por el software cumplan con los requerimientos de capacidad de los elementos estructurales, para lo cual se seleccionarán los elementos más críticos, por lo general son aquellos que tienen mayor sección o que están sometidos a una solicitación de carga mayor en comparación con los demás elementos que conforman la estructura. El diseño de los elementos seleccionados se realizará en función de los códigos que rigen las construcciones en acero como son: NEC_SE_AC, AISC 360-10 y AISC 341-10 para determinar si los elementos son sísmicamente compactos.

3.2.1. COMPROBACIÓN DE VIGAS

Considerando las indicaciones previas de diseño, seleccionamos la viga más cargada que conforma el sistema estructural, para nuestro caso es la viga central ubicada en el pórtico B entre los ejes 2 y 3, como se indica en la siguiente Figura.

Figura 82. Vista en elevación del pórtico B.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Las propiedades de los elementos a verificar se indican en la siguiente tabla:

Tabla 105. Propiedades de vigas principales y secundarias definitivas AC4M.

VIGA PRINCIPAL	PORTICO B	N+3.00 N+8.60	VIGA SECUNDARIA	N+300 N+8.60	
PROPIEDADES			PROPIEDADES		
h=	250.00	mm	h=	200.00 mm	
tw=	5.00	mm	tw=	5.00 mm	
bf=	150.00	mm	bf=	130.00 mm	
tf=	10.00	mm	tf=	10.00 mm	
A=	41.50	cm ²	A=	35.00 cm ²	
Ix=	4829.46	cm ⁴	Ix=	2591.67 cm ⁴	
Iy=	562.74	cm ⁴	Iy=	366.35 cm ⁴	
rx=	10.79	cm	rx=	8.61 cm	
ry=	3.68	cm	ry=	3.24 cm	
Zx=	426.13	cm ³	Zx=	287.50 cm ³	
Zy=	113.94	cm ³	Zy=	85.63 cm ³	
Sx=	386.36	cm ³	Sx=	259.17 cm ³	
Sy=	75.03	cm ³	Sy=	56.36 cm ³	

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

3.2.1.1. ARRIOSTRIAMIENTO LATERAL

La Norma Ecuatoriana de Construcción 2015, en el capítulo de Estructuras de Acero (NEC_SE_AC) indica que el arriostramiento de una viga debe tener un espaciamiento máximo calculado por la siguiente expresión: $L_b = 0.17 r_y \frac{E}{F_y}$, sin embargo, la ecuación está dada para un factor de reducción $R=4.5$, las alternativas propuestas se han diseñado para un factor de reducción $R=8$, por lo tanto la ecuación usada para el control de arriostramiento a usar será la indicada por el AISC 341-10, la misma se indica a continuación:

$$L_b = 0.086 r_y \frac{E}{F_y}$$

Dónde:

E: Módulo de elasticidad del acero.

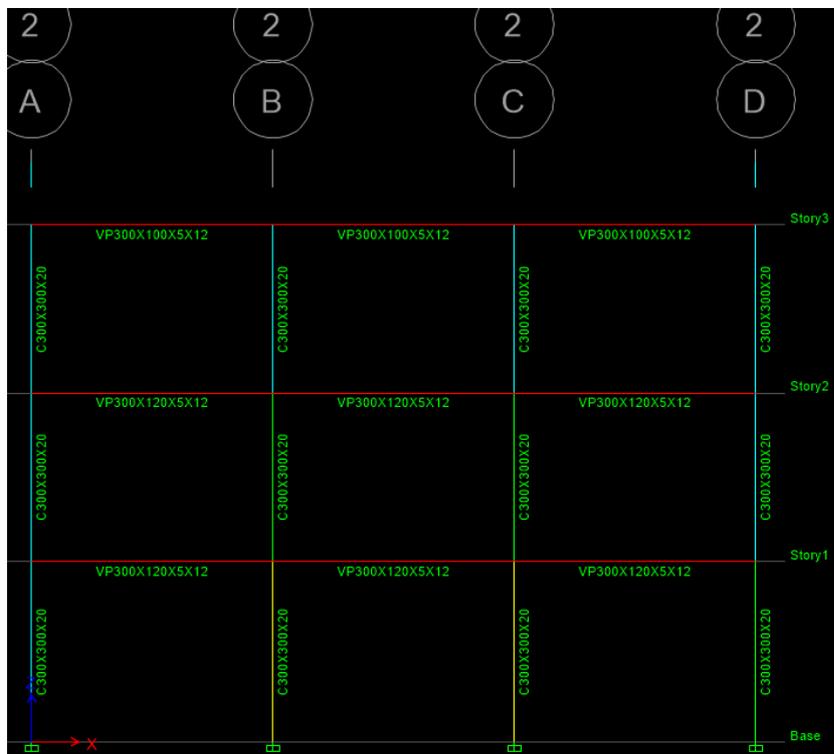
Fy: Esfuerzo de fluencia.

ry: Radio de giro alrededor del eje y.

Lb: Longitud entre puntos arriostrados lateralmente para evitar desplazamientos por compresión del ala o para evitar el pandeo de la sección transversal.

Considerando esta limitación se analizan los resultados proporcionados por el software ETABS, el cual indica que las secciones de vigas paralelas al sentido X no cumplen lo especificado por el código AISC 341-10, el análisis delimita las secciones críticas con el color rojo, en la siguiente Figura podemos observar las secciones afectadas.

Figura 83. Secciones que requieren arriostramiento lateral.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Utilizando la expresión del código AISC 341-10 se tiene lo siguiente:

$$L_b = 0.086 r_y \frac{E}{F_y}$$

$$L_b = 0.086 * 3.68 * \frac{2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{2530 \text{ kg/cm}^2} = \mathbf{262.86 \text{ cm}}$$

El espaciamiento máximo para el arriostramiento de la viga es de $L_b=2.63$ metros, por lo tanto, para una longitud de viga de 4 metros se decide colocar correas de

manera lateral a una distancia máxima de L=1.60 metros para las vigas paralelas al sentido X, como se indica en la siguiente tabla.

Tabla 106. Verificación de Arriostamiento Lateral.

ELEMENTO	UBICACIÓN	Es (kg/cm ²)	Fy (kg/cm ²)	ry (cm)	L (cm)	Lb (cm)	Límite (cm)	Lb<0.086 ry E/Ry
VPRINCIPAL 250X150X5X10	PÓRTICO B EJE 2-3	2100000	2530	3.68	400	160	262.86	Cumple
VSECUNDARIA 200X130X5X10	PÓRTICO 2 EJE 2-3	2100000	2530	3.24	400	160	230.95	Cumple

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

3.2.1.2. PANDEO LOCAL EN VIGAS

Para que el elemento estructural pueda actuar en el rango inelástico, este debe ser sísmicamente compacto, lo cual se logra cumpliendo con la máxima relación ancho-espesor especificada en las tablas del código AISC 341-10.

Límite para alas o patines de vigas tipo I:

$$\frac{bf}{2 * tf} \leq 0.30 \sqrt{\frac{Es}{Fy}}; \quad \text{COMPACTA}$$

$$\frac{bf}{2 * tf} \leq 8.64 \rightarrow \text{COMPACTA}$$

Límite para almas de vigas tipo I:

$$\frac{h}{tw} \leq 2.45 \sqrt{\frac{Es}{Fy}}; \quad \text{COMPACTA}$$

$$\frac{h}{tw} \leq 70.59 \rightarrow \text{COMPACTA}$$

Tabla 107. Verificación de Alas Compactas en Vigas.

ELEMENTO	UBICACIÓN	Es	Fy	ALA (mm)			CONDICIÓN
		(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	bf	2tf	bf/2tf	
VPRINCIPAL 250X150X5X10	PÓRTICO B EJE 2-3	2100000	2530	150.00	20	7.50	COMPACTA
VSECUNDARIA 200X130X5X10	PÓRTICO 2 EJE 2-3	2100000	2530	130.00	20	6.50	COMPACTA

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Tabla 108. Verificación de Almas Compactas en Vigas.

ELEMENTO	UBICACIÓN	Es	Fy	ALMA (mm)			CONDICIÓN
		(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	h	tw	h/tw	
VPRINCIPAL 250X150X5X10	PÓRTICO B EJE 2-3	2100000	2530	230	5.00	46	COMPACTA
VSECUNDARIA 200X130X5X10	PÓRTICO 2 EJE 2-3	2100000	2530	180	5.00	36	COMPACTA

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Los perfiles seleccionados son compactos por ala y alma, por lo tanto, calculamos el momento nominal por medio de las expresiones indicadas en el AISC 360-10 para perfiles tipo I simétricos y compactos. Verificamos que las secciones no presenten problemas de pandeo lateral torsional (LTB), como se indica a continuación:

$$L_b \leq L_p$$

Dónde:

L_b: Longitud entre puntos arriostrados del elemento, en el caso más crítico 160 cm.

L_p: Límite para longitud no arriostrada.

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 1.76 * 3.68 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{2530 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$L_p = 186.72 \text{ cm}$$

$$160 \leq 186.72 \rightarrow \text{No Aplica LTB}$$

La longitud máxima de arriostramiento es 160 cm menor al límite establecido 186.72 cm, por lo tanto, el efecto de pandeo lateral torsional no aplica, lo cual indica que las vigas son sísmicamente compactas y el momento nominal se determina con la siguiente expresión:

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$\phi M_n = 0.90 * F_y * Z_x$$

$$\phi M_n = \frac{0.90 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 446 \text{ cm}^3}{100000}$$

$$\phi M_n = 10.16 \text{ T.m}$$

Las vigas al ser elementos solicitados principalmente a flexión no presentan fuerza axial, por lo tanto, la relación entre la carga axial y la resistencia a la compresión es igual a cero. De la ecuación H1-1b del código AISC 360-10 se tiene que:

$$\frac{P_r}{P_c} = 0$$

$$\frac{P_r}{P_c} < 0.2$$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

$$M_{rx} = M_u \text{ Dato ETABS}$$

$$M_{cx} = \phi M_n$$

Dónde:

Pr: Resistencia axial requerida. (LRFD)

Pc: Resistencia de tensión o compresión disponible.

Mr: Resistencia a compresión o tensión disponible.

Mc: Resistencia a flexión disponible.

Se verificará que el término Mr/Mc sea menor o igual a uno para todas las vigas que conforman la estructura.

Tabla 109. Verificación de Resistencia de Vigas.

ELEMENTO	UBICACIÓN	COMBO	Mu (ETABS)	PROPIEDADES		RESISTENCIA	
			T-m	Zx(cm ²)	Fy (kg/cm ²)	φMnx	Mu/φMnx
VPRINCIPAL 300X120X5X12	PÓRTICOB EJE 2-3	COM12 ENVE	4.636	426.13	2530	9.70	0.48
VSECUNDARIA 250X70X50X5	PÓRTICO2 EJE 2-3	COMB12 ENVE	1.160	287.50	2530	6.55	0.18

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

3.2.1.3. DISEÑO DE MIEMBROS EN CORTE

Se realizará el diseño en base a lo indicado en el capítulo G del código AISC 360-10, el cual indica que la resistencia a corte de diseño se determina mediante las siguientes expresiones:

Para almas de miembros de simetría doble o simple se tiene que:

$$V_n = 0.60 * F_y * A_w * C_v$$

$$A_w = h * t_w$$

C_v = coeficiente de corte del alma.

a) Para almas de perfiles de simetría doble o simple el coeficiente C_v se determina de la siguiente manera:

$$1. \text{ Si } \frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{k_v * \frac{E}{F_y}} \rightarrow C_v = 1$$

$$2. \text{ Si } 1.10 \sqrt{k_v * \frac{E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{k_v * \frac{E}{F_y}} \rightarrow C_v = \frac{1.10 \sqrt{k_v * \frac{E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}}$$

$$3. \text{ Si } \frac{h}{t_w} \geq 1.37 \sqrt{k_v * \frac{E}{F_y}} \rightarrow C_v = \frac{1.10 * E * F_y}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 * F_y}$$

Dónde:

A_w : área del alma, altura total multiplicada por el espesor del alma, dtw, cm².

h : para secciones armadas es la distancia libre entre alas, cm.

t_w : espesor del alma, cm.

k_v : coeficiente de pandeo por corte del alma, para almas sin rigidizadores transversales y con $h/t_w \leq 260$, $k_v=5$.

Tabla 110. Diseño a corte de Vigas.

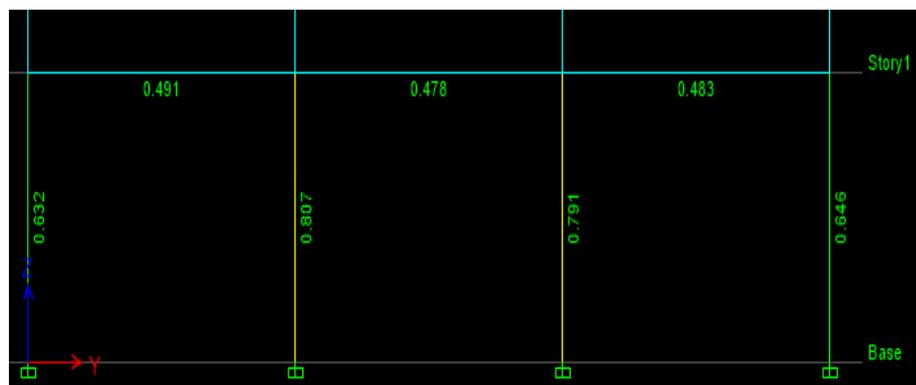
ELEMENTO	h	tw	h/tw	h/tw <260	Cv	Aw	Vn	φVn	Vu (ETABS)	Vu < φVn
	mm	mm		kv		cm ²	T	φ=0.90	T	
VPRINCIPAL 250X150X5X10	230	5.00	46	5	1	11.5	17.46	15.71	4.48	NO REQUIERE RIGIDIZADOR DE CORTE
VSECUNDARIA 200X130X5X10	180	5.00	36	5	1	9	13.66	12.30	1.03	NO REQUIERE RIGIDIZADOR DE CORTE

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

3.2.2. COMPROBACIÓN DE COLUMNAS

Los resultados del programa ETABS indican que la columna más crítica está ubicada en el primer piso del eje B2 como se indica en la siguiente Figura:

Figura 84. Columna Crítica.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Tabla 111. Propiedades de Columnas AC3P4M.

COLUMNA	EJE B2	CENTRAL	COLUMNA	EJE A1	LINDERO
PROPIEDADES			PROPIEDADES		
b=	300.00	mm	b=	250.00	mm
h=	300.00	mm	h=	250.00	mm
tw=	20.00	mm	tw=	15.00	mm
A=	224.00	cm ²	A=	141.00	cm ²
I _x =	29419.00	cm ⁴	I _x =	13031.00	cm ⁴
I _y =	29419.00	cm ⁴	I _y =	13031.00	cm ⁴
r _x =	11.46	cm	r _x =	9.61	cm
r _y =	11.46	cm	r _y =	9.61	cm
Z _x =	2356.00	cm ³	Z _x =	1244.25	cm ³
Z _y =	2356.00	cm ³	Z _y =	1244.25	cm ³
S _x =	1961.24	cm ³	S _x =	1042.46	cm ³
S _y =	1961.24	cm ³	S _y =	1042.46	cm ³

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

El programa obtiene la siguiente sollicitación crítica para la columna B2:

$$P_u = 444.17 \text{ T}$$

Las columnas deben tener secciones sísmicamente compactas, para comprobar esta condición el código AISC 340-10 establece la relación ancho – espesor indicada en

la sección D1.1 para miembros sometidos a compresión, las expresiones para secciones en estudio son las siguientes:

Límites para alas

$$\frac{bf}{tf} \leq 0.60 \sqrt{\frac{Es}{Fy}}$$

Para $Es= 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ y $Fy=2530 \text{ kg/cm}^2$ se tiene que:

$$\frac{bf}{tf} \leq 17.29$$

Límites para almas de secciones HSS

$$Ca \leq 0.125 \rightarrow \frac{h}{tw} \leq 2.45 \sqrt{\frac{Es}{Fy}} (1 - 0.93 * Ca)$$

$$Ca > 0.125 \rightarrow \frac{h}{tw} \leq 0.77 \sqrt{\frac{Es}{Fy}} (2.93 - Ca) \geq 1.49 \sqrt{\frac{Es}{Fy}}$$

$$Ca = \frac{Pu}{\phi Py}$$

Se asume conservadoramente $Ca = 0.30$ para pórticos especiales Resistentes a Momentos (SMF). (Pérez, 2015).

Entonces, para $Es= 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ y $Fy=2530 \text{ kg/cm}^2$ se tiene que:

$$Ca > 0.125 \rightarrow \frac{h}{tw} \leq 0.77 \sqrt{\frac{Es}{Fy}} (2.93 - Ca) \geq 1.49 \sqrt{\frac{Es}{Fy}}$$

$$\frac{h}{tw} \leq 58.34 \geq 42.93$$

Tabla 112. Verificación de Alas Compactas en Columnas AC3P4M.

ELEMENTO	UBICACIÓN	Es	Fy	ALA (mm)			LÍMITE	CONDICIÓN
		(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	b	tw	b/tw		
C300X300X20	CENTRAL EJEB2	2100000	2530	260	20	13.00	17.29	COMPACTA
C250X250X15	LINDERO EJE 1A	2100000	2530	220	15	14.67	17.29	COMPACTA

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Tabla 113. Verificación de Almas Compactas en Columnas AC3P4M.

ELEMENTO	UBICACIÓN	Es	Fy	ALMA (mm)			LÍMITE	CONDICIÓN
		(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	h	tw	h/tw		
C300X300X20	CENTRAL EJE B2	2100000	2530	260	20	13.00	58.34	COMPACTA
C250X250X15	LINDERO EJE 1A	2100000	2530	220	15	14.67	58.34	COMPACTA

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Una vez que se haya comprobado que tanto ala como alma sean compactas, determinamos el momento nominal en dirección X e Y con la siguiente expresión:

$$M_{nx} = M_p = F_y * Z_x$$

$$\phi M_{nx} = 0.90 * F_y * Z_x$$

Tabla 114. Momento nominal en el sentido X e Y de Columnas AC3P4M.

ELEMENTO	UBICACIÓN	Fy	Zx	ϕM_{nx}	Zy	ϕM_{ny}
		(kg/cm ²)	cm ³	T-m	cm ³	T-m
C300X300X20	CENTRAL EJE B2	2530	2356.00	53.65	2356.00	53.65
C250X250X15	LINDERO EJE 1A	2530	1244.25	28.33	1244.25	28.33

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Para el cálculo de la esbeltez de una columna KL/r, el código AISC 360-10 en la sección E2, indica que el valor de K puede ser igual a 1 si se cumple que:

$$\alpha Pr \leq 0.5 * P_y$$

Donde:

α : 1 para el método LRFD

Pr: resistencia a compresión axial requerida bajo las combinaciones LRFD

P_y: Resistencia axial de fluencia, P_y=A*F_y.

De los datos del programa ETABS seleccionamos la columna más cargada axialmente, para nuestro caso es la columna central ubicada en el eje B2, de esta manera se tiene que:

Tabla 115. Cálculo del valor del coeficiente K AC3P4M.

ELEMENTO	UBICACIÓN	Fy	A	Pr (ETABS)	Py	α Pr	0.50*Py	K
		(kg/cm ²)	cm ²	T	T	$\alpha=1$	T	
C300X300X20	CENTRAL EJE B2	2530	224.00	44.05	566.72	44.05	283.36	1
C250X250X15	LINDERO EJE 1A	2530	141.00	21.91	356.73	21.91	178.37	1

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Como se indica en la tabla para todas las columnas se puede tomar $K=1$ para el cálculo de la resistencia nominal a compresión, con este valor calculamos la relación KL/r en sentido X e Y, cabe mencionar que para miembros diseñados solo en compresión se recomienda que la relación de esbeltez no sea mayor a 200.

$$\frac{KL}{r_{(x,y)}} < 200$$

Dónde:

L: Longitud no arriostrada lateralmente del miembro.

r: radio de giro.

Entonces, se tiene que:

Tabla 116. Cálculo de la relación de esbeltez KL/r AC3P4M.

ELEMENTO	UBICACIÓN	L	rx	ry	KL/rx	KL/ry	KL/r <200
		cm	cm	cm			
C300X300X20	CENTRAL EJE B2	300	11.46	11.46	26.18	26.18	CUMPLE
C250X250X15	LINDERO EJE 1A	300	9.61	9.61	31.21	31.21	CUMPLE

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Una vez establecida la relación de esbeltez, calculamos la resistencia de diseño a compresión ϕP_n para la columna más crítica que en nuestro caso es la B2, de acuerdo a lo indicado en la sección E del código AISC 360-10 este valor será determinado con las siguientes expresiones:

a) Cuando $\lambda \leq 4.71 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$ (o $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$)

$$\lambda = \frac{KL}{r_{\min}}$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

b) Cuando $\lambda > 4.71 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$ (o $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$)

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

Para la columna B2 y $\phi=0.90$ se tiene que:

$$\lambda \leq 4.71 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

$$\lambda \leq 4.71 \sqrt{\frac{2.1 * 10^6 \frac{kg}{cm^2}}{2530 \frac{kg}{cm^2}}}$$

$$\lambda \leq 135.70$$

$$\lambda = \frac{300 \text{ cm}}{11.46 \text{ cm}}$$

$$\lambda = 26.18$$

$$26.18 \leq 135.70$$

Por lo tanto:

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 2.1 * 10^6 \text{ kg/cm}^2}{(26.18)^2}$$

$$F_e = 30244.88 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{2530}{30244.88} \right] 2530 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{cr} = 2.44 \frac{T}{cm^2}$$

De la ecuación H1-1b del código AISC 360-10 se tiene que:

$$\frac{Pr}{Pc} = \frac{Pu}{\phi Pn}$$

$$\frac{Pu}{\phi Pn} = \frac{Pu}{0.90 * Fcr * Ag} = \frac{444.17 T}{0.90 * 2.44 \frac{T}{cm^2} * 224 cm^2} = 0.902$$

$$\frac{Pr}{Pc} > 0.2$$

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{M_{cx}} + \frac{Mry}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

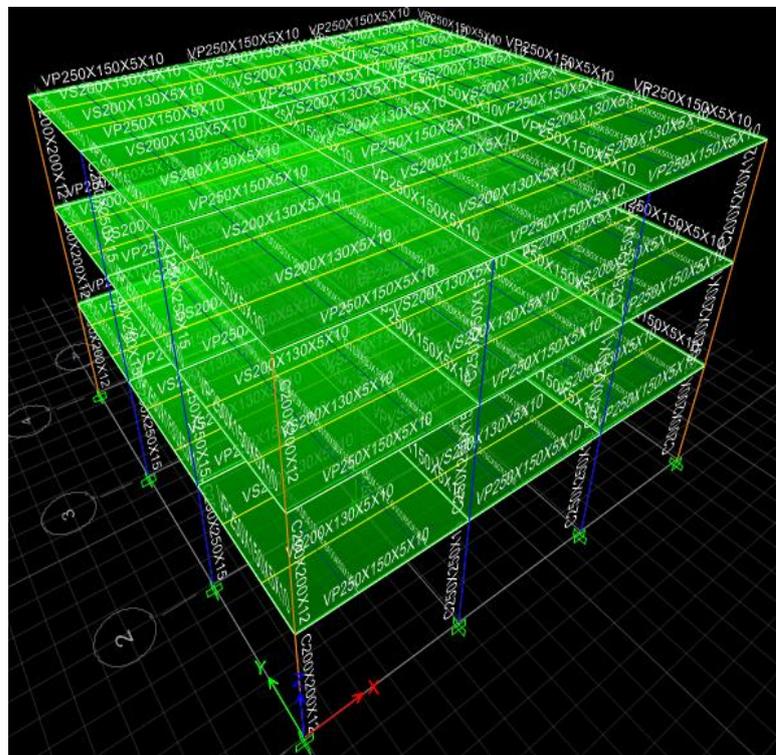
Ya que para las columnas no se tiene una fuerza de momento actuando, se tiene que $Mu(x,y)$ es igual a cero, entonces se tiene que:

$$0.902 + \left(\frac{0}{28331.60} + \frac{0}{28331.60} \right) \leq 1$$

$$0.902 \leq 1$$

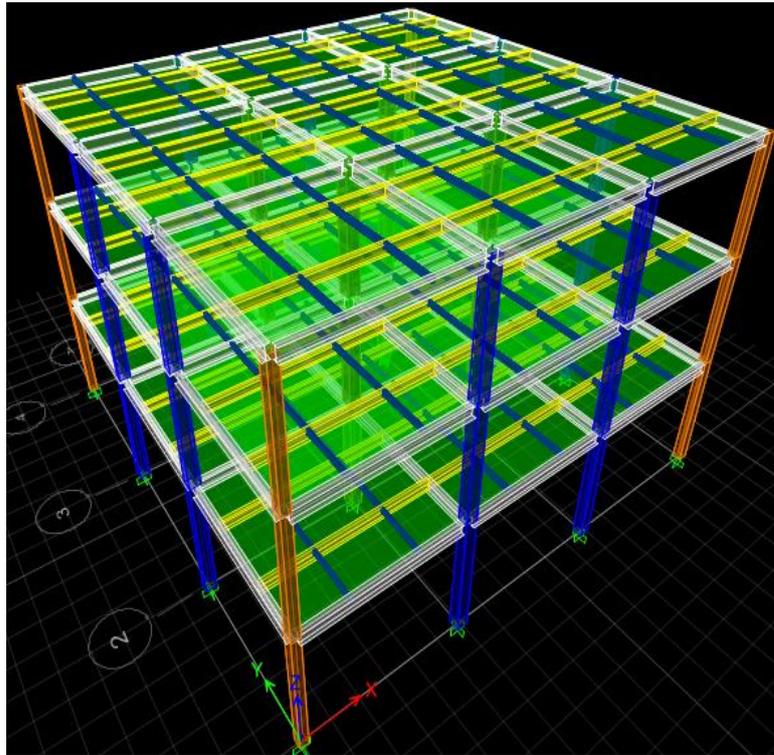
A continuación, se indica la configuración final de la estructura para la alternativa de 3 pisos con luces de 4 metros.

Figura 85. Vista en 3D de las secciones de Vigas y Columnas AC3P4M.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Figura 86. Vista en 3D de Vigas y Columnas AC3P4M.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Para la alternativa de 5 pisos con luces de 4 metros, las vigas principales y secundarias mantienen las dimensiones de la alternativa de 3 pisos, por lo tanto, se verificarán únicamente las columnas según lo indicado en la sección 3.2.2, las propiedades y dimensiones se indican a continuación:

Tabla 117. Propiedades de Columnas AC5P4M.

COLUMNA	EJE B2	CENTRAL	COLUMNA	EJE A1	ESQUINERA
PROPIEDADES			PROPIEDADES		
b=	450.00	mm	b=	300.00	mm
h=	450.00	mm	h=	300.00	mm
tw=	28.00	mm	tw=	20.00	mm
A=	472.64	cm ²	A=	224.00	cm ²
I _x = I _y =	140900.00	cm ⁴	I _x = I _y =	29419.00	cm ⁴
r _x = r _y =	17.27	cm	r _x = r _y =	11.46	cm
Z _x = Z _y =	7490.50	cm ³	Z _x = Z _y =	2356.00	cm ³
S _x = S _y =	6262.23	cm ³	S _x = S _y =	1961.24	cm ³

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Tabla 118. Verificación de Alas Compactas en Columnas AC5P4M.

ELEMENTO	UBICACIÓN	Es	Fy	ALA (mm)			LÍMITE	CONDICIÓN
		(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	b	tw	b/tw		
C450X450X28	CENTRAL EJE B2	2100000	2530	394	28	14.07	17.29	COMPACTA
C300X300X20	LINDERO EJE A1	2100000	2530	260	20	13.00	17.29	COMPACTA

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Tabla 119. Comprobación de Columnas AC5P4M.

CÁLCULO DEL MOMENTO NOMINAL EN EL SENTIDO X E Y						
ELEMENTO	UBICACIÓN	Fy	Zx	φMnx	Zy	φMny
		(kg/cm ²)	cm ³	T-m	cm ³	T-m
C450X450X28	CENTRAL EJE B2	2530	7490.50	170.56	7490.50	170.56
C300X300X20	LINDERO EJE A1	2530	2356.00	53.65	2356.00	53.65

CÁLCULO DEL FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA K								
ELEMENTO	UBICACIÓN	Fy	A	Pr (ETABS)	Py	αPr	0.50*Py	K
		(kg/cm ²)	cm ²	T	T	α=1	T	
C450X450X28	CENTRAL EJE B2	2530	472.64	78.13	1195.779	78.13	597.89	1
C300X300X20	LINDERO EJE A1	2530	224.00	21.033	566.72	21.033	283.36	1

CÁLCULO DE LA RELACIÓN DE ESBELTEZ							
ELEMENTO	UBICACIÓN	L	rx	ry	KL/rx	KL/ry	KL/r <200
		cm	cm	cm			
C450X450X28	CENTRAL EJE B2	300	17.27	17.27	17.38	17.38	CUMPLE
C300X300X20	LINDERO EJE A1	300	11.46	11.46	26.18	26.18	CUMPLE

DISEÑO A COMPRESIÓN - COLUMNA CENTRAL B2		
ESBELTEZ	$\lambda \leq \lambda_c$	
$\lambda = KL/r$	17.38	$F_{cr} = 0.658^{F_y/Fe} F_y$
$\lambda_c = 4.71 \sqrt{Es/F_y}$	135.70	$Fe = \pi^2 E / \lambda^2$
Fe=	68652.76	kg/cm ²
Fy/Fe=	0.04	s.u

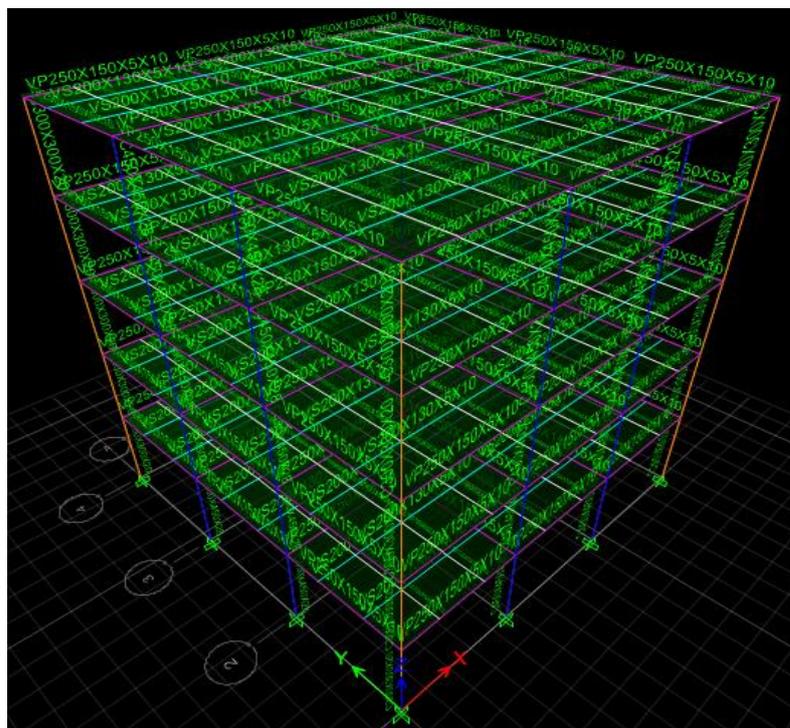
Fcr=	2.49	T/cm ²
Ag=	472.64	cm ²
Pu=Pr=	806.31	T
$\phi P_n=0.90 \cdot F_{cr} \cdot A_g=P_c=$	1059.73	T
Pr/Pc=	0.761	s.u
Mrx=Mu33=	0	T-m
Mry=Mu22=	0	T-m
Mcx=ϕMnx=	170.56	T-m
Mcy=ϕMny=	170.56	T-m

RADIO D/C ≤ 1	0.761	CUMPLE
----------------------	--------------	---------------

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

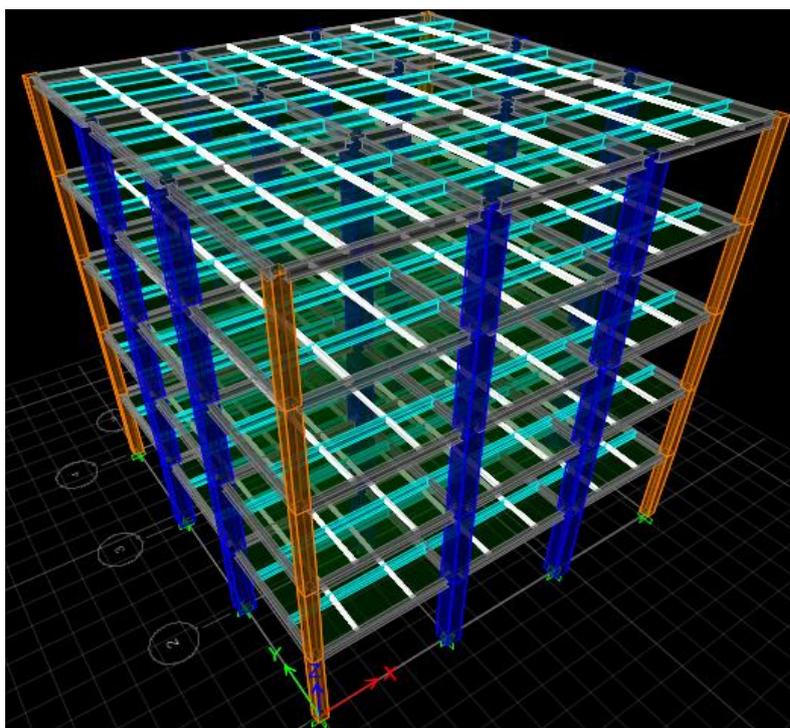
A continuación, se indica la configuración final de la estructura para la alternativa de 5 pisos con luces de 4 metros.

Figura 87. Vista en 3D de las secciones de Vigas y Columnas AC5P4M.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Figura 88. Vista en 3D de Vigas y Columnas AC5P4M.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

✓ Alternativa de 3 y 5 pisos con luces de 6 metros.

VIGAS PRINCIPALES Y SECUNDARIAS

Se comprobará que las vigas sean sísmicamente compactas para lo cual se realizará el proceso indicado en la sección 3.2.1, las dimensiones y propiedades de las vigas son las siguientes:

Tabla 120. Propiedades de vigas principales y secundarias definitivas AC3P6M.

VIGA PRINCIPAL	PORTICO B	N+3.00 N+8.60	VIGA SECUNDARIA	N+300 N+8.60	
PROPIEDADES			PROPIEDADES		
h=	350.00	mm	h=	300.00	mm
tw=	5.00	mm	tw=	5.00	mm
bf=	180.00	mm	bf=	140.00	mm
tf=	12.00	mm	tf=	10.00	mm
A=	59.50	cm ²	A=	42.00	cm ²
Ix=	13787.00	cm ⁴	Ix=	6804.00	cm ⁴
Iy=	1166.74	cm ⁴	Iy=	457.63	cm ⁴

rx=	15.22	cm
ry=	4.43	cm
Zx=	862.93	cm ³
Zy=	196.44	cm ³
Sx=	787.84	cm ³
Sy=	129.64	cm ³

rx=	12.73	cm
ry=	3.30	cm
Zx=	504.00	cm ³
Zy=	99.75	cm ³
Sx=	453.60	cm ³
Sy=	65.38	cm ³

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Tabla 121. Comprobación de vigas principales y secundarias AC3P6M.

Arriostramiento Lateral								
ELEMENTO	UBICACIÓN	Es (kg/cm ²)	Fy (kg/cm ²)	ry (cm)	L (cm)	Lb (cm)	Límite (cm)	Lb<0.086 ry E/Ry
VPRINCIPAL 350X180X5X12	PÓRTICO B EJE 2-3	2100000	2530	4.43	600	200	316.10	Cumple
VSECUNDARIA 300X140X5X10	PÓRTICO 2 EJE 2-3	2100000	2530	3.30	600	150	235.63	Cumple

PANDEO LOCAL EN VIGAS							
ELEMENTO	UBICACIÓN	Es (kg/cm ²)	Fy (kg/cm ²)	ALA (mm)			CONDICIÓN
				bf	2tf	bf/2tf	
VPRINCIPAL 250X150X5X10	PÓRTICO B EJE 2-3	2100000	2530	180.00	24	7.50	COMPACTA
VSECUNDARIA 200X130X5X10	PÓRTICO 2 EJE 2-3	2100000	2530	140.00	20	7.00	COMPACTA

ELEMENTO	UBICACIÓN	Es (kg/cm ²)	Fy (kg/cm ²)	ALMA (mm)			CONDICIÓN
				h	tw	h/tw	
VPRINCIPAL 250X150X5X10	PÓRTICO B EJE 2-3	2100000	2530	326.00	5.00	65.20	COMPACTA
VSECUNDARIA 200X130X5X10	PÓRTICO 2 EJE 2-3	2100000	2530	280.00	5.00	56.00	COMPACTA

PANDEO LATERAL TORSIONAL							
ELEMENTO	UBICACIÓN	Es (kg/cm ²)	Fy (kg/cm ²)	ry (cm)	Lb (cm)	Lp (cm)	Lb≤Lp
VSECUNDARIA 200X130X5X10	PÓRTICO 2 EJE 2-3	2100000	2530	3.30	150.00	167.38	CUMPLE

DISEÑO A FLEXIÓN							
ELEMENTO	UBICACIÓN	COMBO	Mu (ETABS)	PROPIEDADES		RESISTENCIA	
			T-m	Zx (cm ²)	Fy (kg/cm ²)	φMnx	Mu/φMnx
VPRINCIPAL 350X180X5X12	PÓRTICO B EJE 2-3	COMB12 ENVE	16.00	862.93	2530	19.65	0.81
VSECUNDARIA 300X140X5X10	PÓRTICO 2 EJE 2-3	COMB12 ENVE	4.43	504.00	2530	11.48	0.39

DISEÑO A CORTE										
ELEMENTO	h	tw	h/tw	h/tw <260	Cv	Aw	Vn	φVn	Vu (ETABS)	Vu<φVn
	mm	mm		kv		cm ²	T	φ=0.90	T	
VPRINCIPAL 350X180X5X12	326	5	65.2	5	1	16.3	24.74	22.27	12.58	NO REQUIERE RIGIDIZADOR DE CORTE
VSECUNDARIA 300X140X5X10	280	5	56	5	1	14	21.25	19.13	2.95	NO REQUIERE RIGIDIZADOR DE CORTE

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

COLUMNAS

Tabla 122. Propiedades de Columnas AC3P6M.

COLUMNA	EJE B2	CENTRAL	COLUMNA	EJE A1	LINDERO
PROPIEDADES			PROPIEDADES		
b=	400.00	mm	b=	350.00	mm
h=	400.00	mm	h=	350.00	mm
tw=	32.00	mm	tw=	20.00	mm
A=	471.04	cm ²	A=	264.00	cm ²
Ix= Iy=	107121.00	cm ⁴	Ix= Iy=	48092.00	cm ⁴
rx= ry=	15.08	cm	rx= ry=	13.50	cm
Zx= Zy=	6516.74	cm ³	Zx= Zy=	3271.00	cm ³
Sx= Sy=	5356.04	cm ³	Sx= Sy=	2748.11	cm ³

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Tabla 123. Verificación de Alas Compactas en Columnas AC3P6M.

ELEMENTO	UBICACIÓN	Es	Fy	ALA (mm)			LÍMITE	CONDICIÓN
		(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	b	tw	b/tw		
C400X400X32	CENTRAL EJEB2	2100000	2530	336	32	10.50	17.29	COMPACTA
C350X350X20	LINDERO EJE 1A	2100000	2530	310	20	15.50	17.29	COMPACTA

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Tabla 124. Comprobación de Columnas AC3P6M.

CÁLCULO DEL MOMENTO NOMINAL EN EL SENTIDO X E Y						
ELEMENTO	UBICACIÓN	Fy	Zx	ϕM_{nx}	Zy	ϕM_{ny}
		(kg/cm ²)	cm ³	T-m	cm ³	T-m
C400X400X32	CENTRAL EJE B2	2530	6516.74	148.39	6516.74	148.39
C350X350X20	LINDERO EJE 1A	2530	3271.00	74.48	3271.00	74.48

CÁLCULO DEL FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA K								
ELEMENTO	UBICACIÓN	Fy	A	Pr (ETABS)	Py	αPr	0.50*Py	K
		(kg/cm ²)	cm ²	T	T	$\alpha=1$	T	
C400X400X32	CENTRAL EJE B2	2530	471.04	98.96	1191.731	98.96	595.87	1
C350X350X20	LINDERO EJE 1A	2530	264.00	49.27	667.92	49.27	333.96	1

CÁLCULO DE LA RELACIÓN DE ESBELTEZ							
ELEMENTO	UBICACIÓN	L	rx	ry	KL/rx	KL/ry	KL/r <200
		cm	cm	cm			
C400X400X32	CENTRAL EJE B2	300	15.08	15.08	19.89	19.89	CUMPLE
C350X350X20	LINDERO EJE 1A	300	13.50	13.50	22.23	22.23	CUMPLE

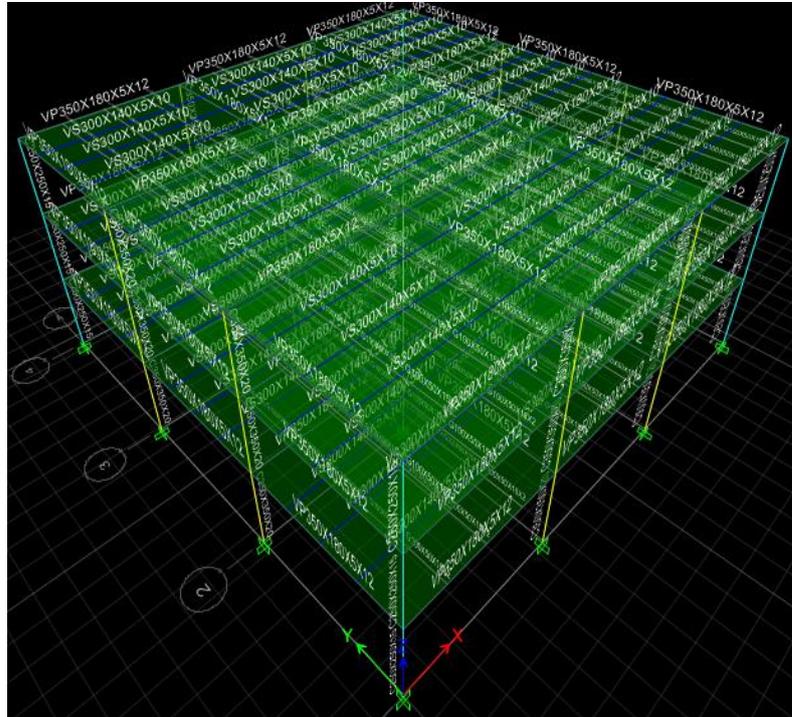
DISEÑO A COMPRESIÓN – COLUMNA CENTRAL B2		
ESBELTEZ		$\lambda \leq \lambda_c$
$\lambda = KL/r$	19.89	$F_{cr} = 0.658^{F_y/Fe} F_y$
$\lambda_c = 4.71 \sqrt{E_s/F_y}$	135.70	$F_e = \pi^2 E / \lambda^2$
Fe=	52371.19	kg/cm ²
Fy/Fe=	0.05	s.u
Fcr=	2.48	T/cm ²
Ag=	471.04	cm ²
Pu=Pr=	995.98	T
$\phi P_n = 0.90 * F_{cr} * A_g = P_c =$	1051.09	T
Pr/Pc=	0.948	s.u
Mrx=Mu33=	0	T-m
Mry=Mu22=	0	T-m
Mcx= $\phi M_{nx} =$	148.39	T-m
Mcy= $\phi M_{ny} =$	148.39	T-m

RADIO D/C ≤ 1	0.948	CUMPLE
--------------------	-------	--------

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

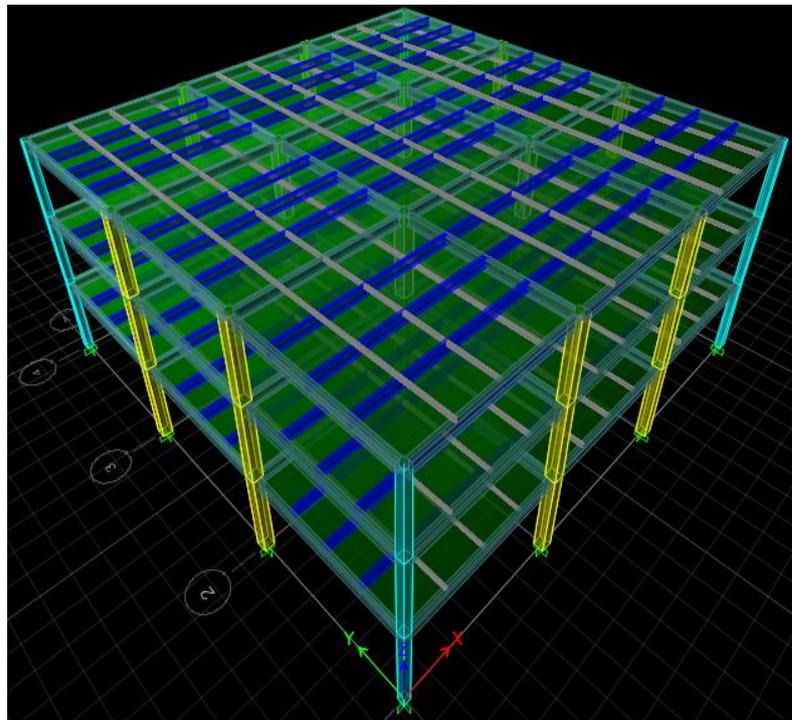
A continuación, se indica la configuración final de la estructura para la alternativa de 3 pisos con luces de 6 metros.

Figura 89. Vista en 3D de las secciones de Vigas y Columnas AC3P6M.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Figura 90. Vista en 3D de Vigas y Columnas AC3P6M.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Para la alternativa de 5 pisos con luces de 6 metros, las vigas principales y secundarias mantienen las dimensiones de la alternativa de 3 pisos, por lo tanto, se verificarán únicamente las columnas según lo indicado en la sección 3.2.2, las propiedades y dimensiones se indican a continuación:

Tabla 125. Propiedades de Columnas AC5P6M.

COLUMNA	EJE B2	CENTRAL	COLUMNA	EJE B1	LINDERO
PROPIEDADES			PROPIEDADES		
b=	600.00	mm	b=	500.00	mm
h=	600.00	mm	h=	500.00	mm
tw=	45.00	mm	tw=	30.00	mm
A=	896.00	cm ²	A=	564.00	cm ²
I _x = I _y =	470699.00	cm ⁴	I _x = I _y =	208492.00	cm ⁴
r _x = r _y =	22.92	cm	r _x = r _y =	19.23	cm
Z _x = Z _y =	18848.00	cm ³	Z _x = Z _y =	9954.00	cm ³
S _x = S _y =	15690.00	cm ³	S _x = S _y =	8339.68	cm ³

COLUMNA	EJE A1	ESQUINERA
PROPIEDADES		
b=	450.00	mm
h=	450.00	mm
tw=	32.00	mm
A=	535.04	cm ²
I _x = I _y =	156720.00	cm ⁴
r _x = r _y =	17.11	cm
Z _x = Z _y =	8403.14	cm ³
S _x = S _y =	6965.35	cm ³

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Tabla 126. Verificación de Alas Compactas en Columnas AC5P6M.

ELEMENTO	UBICACIÓN	Es	Fy	ALA (mm)			LÍMITE	CONDICIÓN
		(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	b	tw	b/tw		
C600X600X45	CENTRAL EJE B2	2100000	2530	510	45	11.33	17.29	COMPACTA
C500X500X30	LINDERO EJE B1	2100000	2530	440	30	14.67	17.29	COMPACTA
C450X450X32	ESQUINERA EJE A1	2100000	2530	386	32	12.06	17.29	COMPACTA

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Tabla 127. Comprobación de Columnas AC5P6M.

CÁLCULO DEL MOMENTO NOMINAL EN EL SENTIDO X E Y						
ELEMENTO	UBICACIÓN	Fy	Zx	φMnx	Zy	φMny
		(kg/cm ²)	cm ³	T-m	cm ³	T-m
C600X600X45	CENTRAL EJE B2	2530	20837.00	474.46	20837.00	474.46
C500X500X30	LINDERO EJE B1	2530	9954.00	226.65	9954.00	226.65
C450X450X32	ESQUINERA A1	2530	8403.14	191.34	9954.00	226.65

CÁLCULO DEL FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA K								
ELEMENTO	UBICACIÓN	Fy	A	Pr (ETABS)	Py	αPr	0.50*Py	K
		(kg/cm ²)	cm ²	T	T	α=1	T	
C600X600X45	CENTRAL EJE B2	2530	999.00	174.98	2527.47	174.98	1263.74	1
C500X500X30	LINDERO EJE B1	2530	564.00	89.03	1426.92	89.03	713.46	1
C450X450X32	ESQUINERA EJE A1	2530	535.04	48.53	1353.651	48.53	676.83	1

CÁLCULO DE LA RELACIÓN DE ESBELTEZ							
ELEMENTO	UBICACIÓN	L	rx	ry	KL/rx	KL/ry	KL/r <200
		cm	cm	cm			
C600X600X45	CENTRAL EJE B2	300	22.73	22.73	13.20	13.20	CUMPLE
C500X500X30	LINDERO EJE B1	300	19.23	19.23	15.60	15.60	CUMPLE
C450X450X32	ESQUINERA EJE A1	300	17.11	17.11	17.53	17.53	CUMPLE

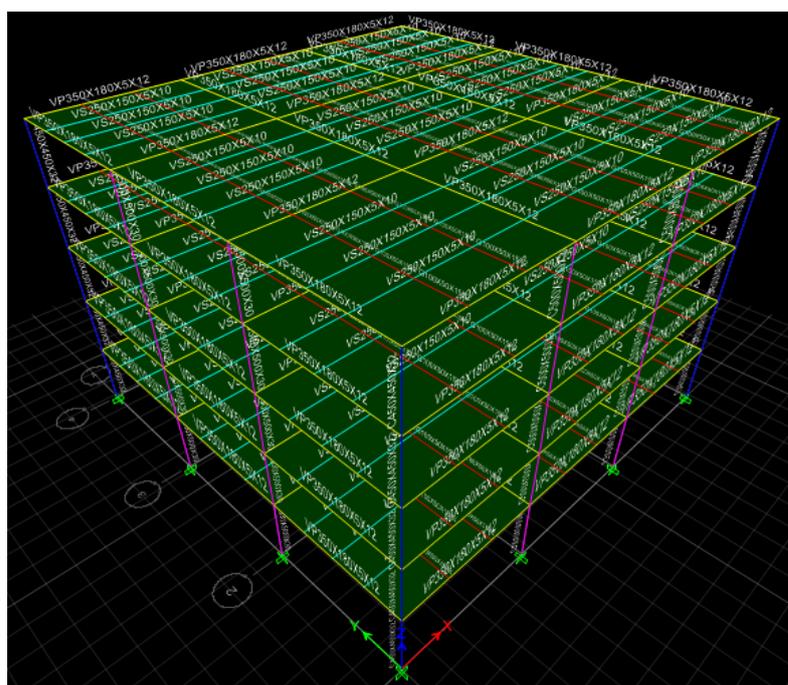
DISEÑO A COMPRESIÓN - COLUMNA CENTRAL B2		
ESBELTEZ		$\lambda \leq \lambda_c$
$\lambda = KL/r$	13.20	$F_{cr} = 0.658 \cdot F_y / F_e \cdot F_y$
$\lambda_c = 4.71 \sqrt{E_s / F_y}$	135.70	$F_e = \pi^2 \cdot E / \lambda^2$
Fe=	119002.80	kg/cm ²
Fy/Fe=	0.02	s.u
Fcr=	2.51	T/cm²
Ag=	999.00	cm ²
Pu=Pr=	1799.35	T
$\phi P_n = 0.90 \cdot F_{cr} \cdot A_g = P_c =$	2254.57	T
Pr/Pc=	0.798	s.u
Mrx=Mu33=	0	T-m
Mry=Mu22=	0	T-m
Mcx= ϕ Mnx=	474.46	T-m
Mcy= ϕ Mny=	474.46	T-m

RADIO D/C	0.798	CUMPLE
-----------	--------------	---------------

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

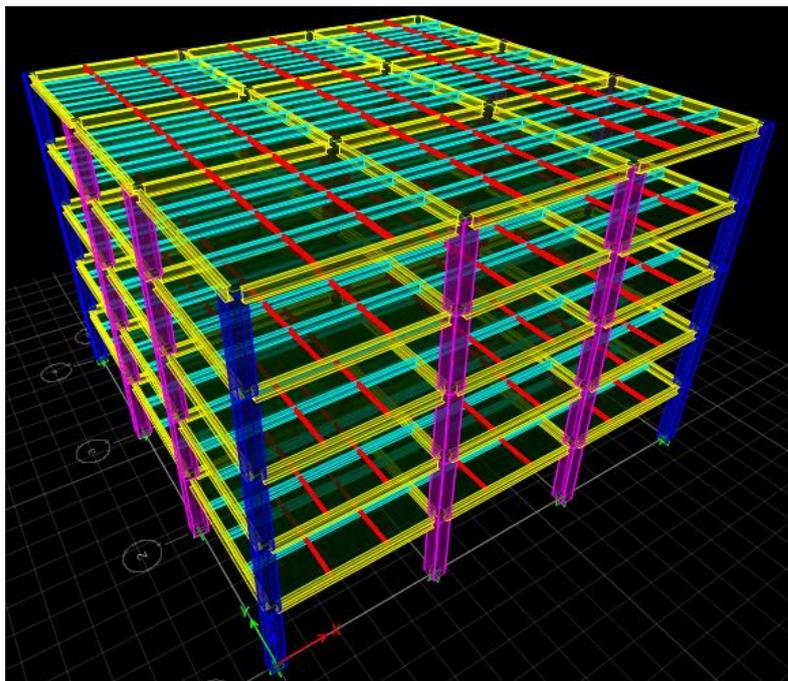
A continuación, se indica la configuración final de la estructura para la alternativa de 5 pisos con luces de 6 metros.

Figura 91. Vista en 3D de las secciones de Vigas y Columnas AC5P6M.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Figura 92. Vista en 3D de Vigas y Columnas AC5P6M.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

3.3. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA MIXTA (HORMIGÓN ARMADO Y ACERO)

Se comprueba que los cálculos realizados por el software cumplan con los requerimientos de capacidad de los elementos estructurales, para lo cual se seleccionará la columna de hormigón armado más cargada y la viga de acero más crítica, cabe mencionar que el ETABS no realiza el diseño de sistemas estructurales mixtos, los datos proporcionados por el programa corresponden a las solicitaciones a las que está sometida la columna o viga y ciertas propiedades de las mismas, por lo tanto, la comprobación manual es indispensable. El diseño de los elementos seleccionados se realizará en función de los códigos que rigen las construcciones en hormigón armado y acero como son: ACI 318-08, NEC 15, AISC 360-10 y AISC 341-10 para determinar si los elementos son sísmicamente compactos.

3.3.1. COMPROBACIÓN DE VIGAS DE ACERO

Para la comprobación de vigas se realizará el proceso indicado en la sección 3.2.1, debiendo cumplirse que los elementos sean sísmicamente compactos y en el caso de las columnas se realizará el diseño a compresión y cortante, debido a que la

longitud de las vigas de acero no cambia, para las alternativas propuestas las secciones de vigas principales y secundarias mantienen las dimensiones antes indicadas, por lo tanto, se diseñaran únicamente las columnas de hormigón armado para cada propuesta.

3.3.2. COMPROBACIÓN DE COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO

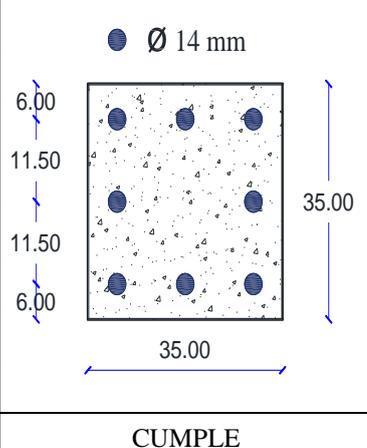
Las columnas de hormigón armado serán diseñadas según lo indicado en la sección 3.1.2, para la estructura de 3 pisos con luces de 4 metros la columna más crítica está ubicada en el eje B2.

Tabla 128. Diseño de Columna C35X35 MX3P4M.

DATOS:		
MATERIAL		
$f_c=$	210.00	kg/cm ²
$f_y=$	4200.00	kg/cm ²
COLUMNA	B2	
$b=$	35.00	cm
$h=$	35.00	cm
$r=$	6.00	cm
$d=$	29.00	cm
$\phi_c=$	0.75	s.u
$L=$	300.00	cm
$A_g=$	1225.00	cm ²
$A_{st}=$	12.25	cm ²

1% Ag

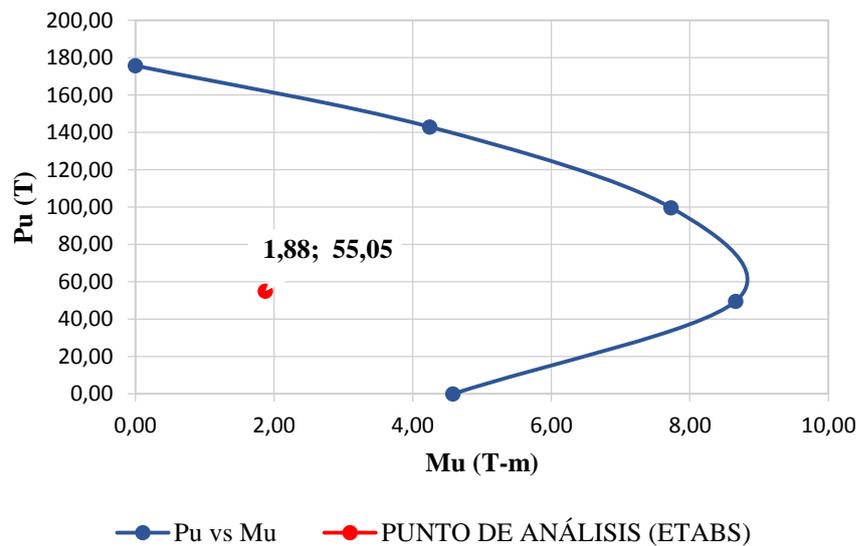
Control de Cuantía		
$\rho_{\max}=$	0.030	$0.01 \leq A_{st}/A_g \leq 0.03$
$\rho_{\min}=$	0.010	
A_{st}/A_g	0.010	CUMPLE
Refuerzo Longitudinal		
ϕ (mm)	#varillas	A_s (cm ²)
14	4	6.16
14	4	6.16
$A_s \geq A_{st}$	8	12.32



CUMPLE

COLUMNA		B2
Pu vs Mu		
Pu(T)	Mu (T-m)	
175.75	0.00	
142.96	4.25	
99.66	7.73	
49.67	8.66	
0.00	4.58	
PUNTO DE ANÁLISIS (ETABS)		
Pu(T)	Mu (T-m)	
21.70	0.56	

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN



DISEÑO A CORTE		
Nu=	21700.90	kg
Vu=	2709.70	kg
b=	35.00	cm
d=	29.00	cm
ϕ_c =	0.75	s.u
f'_c =	210.00	kg/cm ²
Ag=	1225.00	cm ²

Capacidad Resistente a corte del concreto				
Vc1(kg) =	7795.64	7795.64	kg	ACI (11-3)
Vc2(kg) =	8776.15			ACI (11-4)
Vn= Vu/φ; Si Vc≤Vn: Requiere estribos				ACI (11-1)
Vn=	3612.93	kg		
Vc≤Vn	No Requiere Estribos			

Cortante por capacidad				
Mpie =	5.437	T-m	ETABS	ACI (R 18.6.5)
Mcab =	2.015	T-m		
Lu=	2.65	m		
Vcp (kg)=	2812.08	kg		
Vn= Vu/φ; Si Vcp ≤ Vc: No Requiere estribos				ACI (11-1)
Vc=	7795.64	kg		
Vcp ≤ Vc	No Requiere Estribos			

CONFINAMIENTO				
Longitud de zona de confinamiento - Lo				
Lo(cm) ≥	hc	35.00	50.00	cm
Lo(cm) ≥	hn/6	50.00		
Lo(cm) ≥	450 mm	45.00		
Separación en la Zona de confinamiento - Nudos				
So (cm)≤	100 mm	10.00	10	cm
So (cm)≤	6d de φ menor	8.40		
So (cm)≤	hl/4	8.75		
Separación en la Zona de confinamiento - Centro				
s1 (cm)=	6d de φ menor	8.4	15	cm
s2 (cm)=	150 mm	15		

Capacidad resistente a corte del acero				
Vs1 (kg)=	800.86	800.86	kg	ACI (11.4.5.3)
Vs2 (kg)=	16179.62			
Vsmax (kg)=	32359.24		kg	ACI (11.4.7.9)
Vsmáx>Vs1,Vs2=	Cumple			

Área de Refuerzo a Corte				
S =	10.00	15.00	cm	NEC_SE_HM(4.3.4)
Av=	0.07	0.10	cm ²	ACI (11-15)

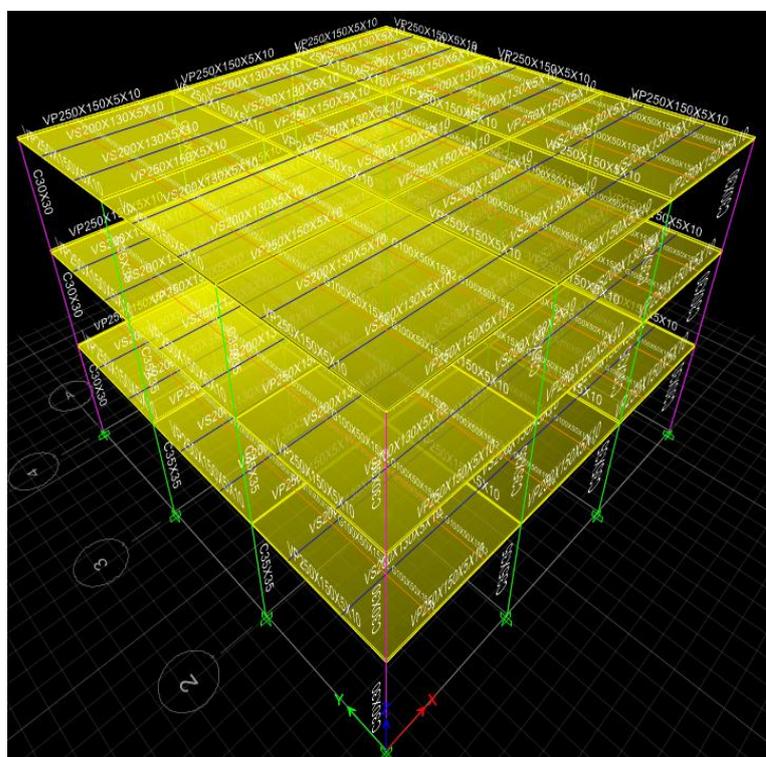
Cálculo de ramales para estribos				
φ (mm)	Área φ (cm ²)	Ramales	Acal (cm ²)	Acal>Avreq
10	0.79	2	1.57	OK

Chequeo por Confinamiento				
Ag (cm ²)	Ac (cm ²)	bc (cm)	s (cm)	ACI (18.7.5.4)
1225.00	1024	31	10	
Ash1 (cm ²)=	0.91	1.40	cm ²	
Ash2 (cm ²)=	1.40			
φ (mm)	Área φ (cm ²)	Ramales	Acal (cm ²)	Acal>Ash
10	0.79	4	3.14	OK

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

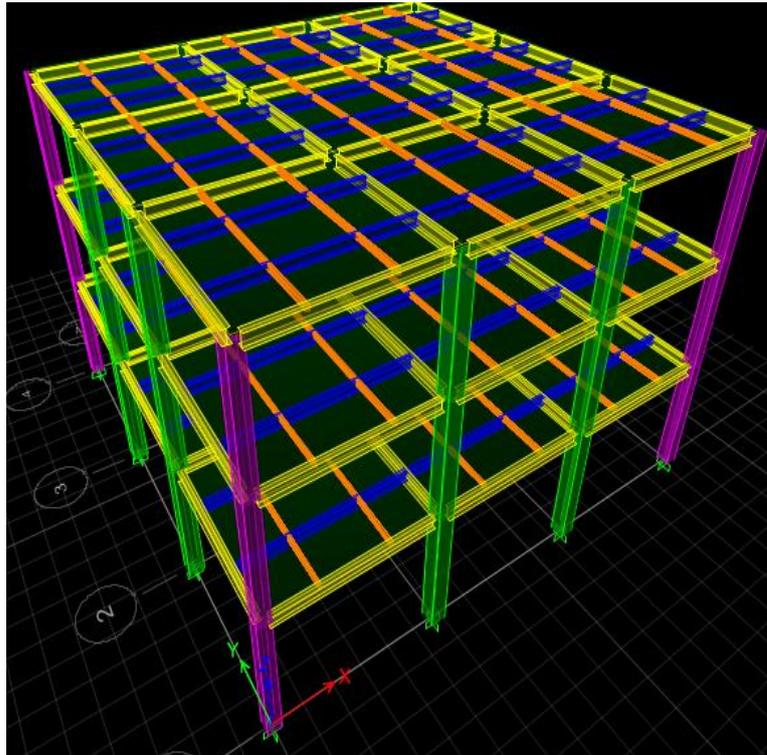
Una vez comprobados los resultados, se presenta la vista en 3D de la estructura mixta columnas de Hormigón Armado y vigas de Acero.

Figura 93. Vista en 3D de Secciones de Vigas y Columnas MX3P4M.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Figura 94. Vista en 3D de Vigas y Columnas MX3P4M.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

✓ **Alternativa de 5 pisos con luces de 4 metros.**

Tabla 129. Diseño de Columna C45X45 MX5P4M.

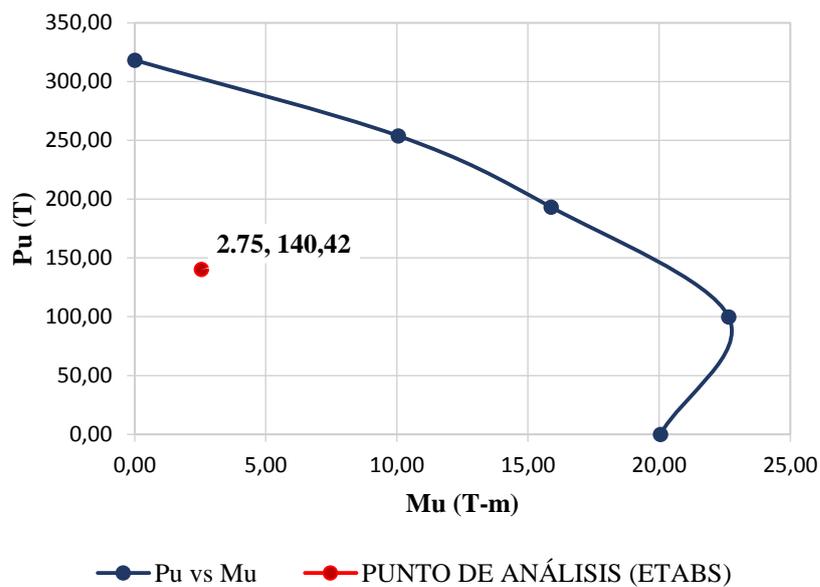
DATOS:		
MATERIAL		
$f_c=$	210.00	kg/cm ²
$f_y=$	4200.00	kg/cm ²
COLUMNA	B2	
$b=$	45.00	cm
$h=$	45.00	cm
$r=$	6.00	cm
$d=$	39.00	cm
$\phi_c=$	0.75	s.u
$L=$	300.00	cm
$A_g=$	2025.00	cm ²
$A_{st}=$	20.25	cm ²

1% A_g

Control de Cuantía			
$\rho_{\text{máx}}=$	0.030	$0.01 \leq A_{st}/A_g \leq 0.03$	
$\rho_{\text{mín}}=$	0.010		
A_{st}/A_g	0.010	CUMPLE	
Refuerzo Longitudinal			
ϕ (mm)	#varillas	A_s (cm ²)	
18	4	10.18	
18	4	10.18	
$A_{s \geq A_{st}}$	8	20.36	CUMPLE

COLUMNA	B2
Pu vs Mu	
Pu(T)	Mu (T-m)
318.31	0.00
253.89	10.05
193.24	15.88
99.85	22.65
0.00	20.04
PUNTO DE ANÁLISIS (ETABS)	
Pu(T)	Mu (T-m)
140.42	2.75

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN



DISEÑO A CORTE		
Nu=	40347.00	kg
Vu=	5411.00	kg
b=	45.00	cm
d=	39.00	cm
ϕ_c =	0.75	s.u
f_c =	210.00	kg/cm ²
Ag=	2025.00	cm ²

Capacidad Resistente a corte del concreto				
Vc1(kg) =	13479.15	13479.15	kg	ACI (11-3)
Vc2(kg) =	15385.96			ACI (11-4)
Vn= Vu/ϕ; Si Vc \leq Vn: Requiere estribos				
Vn=	7214.67	kg		ACI (11-1)
Vc \leq Vn	No Requiere Estribos			

Cortante por capacidad				
Mpie =	11.7898	T-m	ETABS	ACI (R 18.6.5)
Mcab =	2.54949	T-m		
Lu=	2.65	m		
Vcp (kg)=	5411.05	kg		
Vn= Vu/ϕ; Si Vcp \leq Vc: No Requiere estribos				
Vc=	13479.15	kg		ACI (11-1)
Vcp \leq Vc	No Requiere Estribos			

CONFINAMIENTO				
Longitud de zona de confinamiento - Lo				
Lo(cm) \geq	hc	45.00	50.00	cm
Lo(cm) \geq	hn/6	50.00		
Lo(cm) \geq	450 mm	45.00		
Separación en la Zona de confinamiento - Nudos				
So (cm) \leq	100 mm	10.00	10	cm
So (cm) \leq	6d de ϕ menor	10.80		
So (cm) \leq	hl/4	11.25		
Separación en la Zona de confinamiento - Centro				
s1 (cm)=	6d de ϕ menor	10.8	15	cm
s2 (cm)=	150 mm	15		

NEC_SE_HM
(4.3.4)

Capacidad resistente a corte del acero				
Vs1 (kg)=	1803.61	1803.61	kg	ACI (11.4.5.3)
Vs2 (kg)=	27975.60			
Vsmax (kg)=	55951.21		kg	ACI (11.4.7.9)
Vsmáx>Vs1,Vs2=	Cumple			

Área de Refuerzo a Corte				
S =	10.00	15.00	cm	NEC_SE_HM(4.3.4)
Av=	0.11	0.17	cm ²	ACI (11-15)

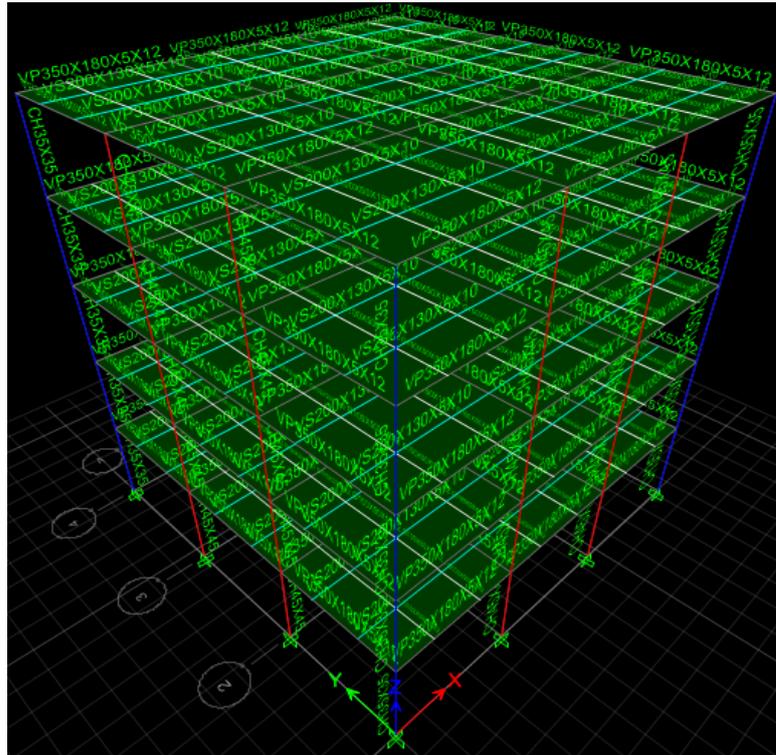
Cálculo de ramales para estribos				
ϕ (mm)	Área ϕ (cm ²)	Ramales	Acal (cm ²)	Acal>Avreq
10	0.79	2	1.57	OK

Chequeo por Confinamiento				
Ag (cm ²)	Ac (cm ²)	bc (cm)	s (cm)	ACI (18.7.5.4)
2025.00	1024	31	10	
Ash1 (cm ²)=	4.55	4.55	cm ²	
Ash2 (cm ²)=	1.40			
ϕ (mm)	Área ϕ (cm ²)	Ramales	Acal (cm ²)	Acal>Ash
10	0.79	6	4.71	OK

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

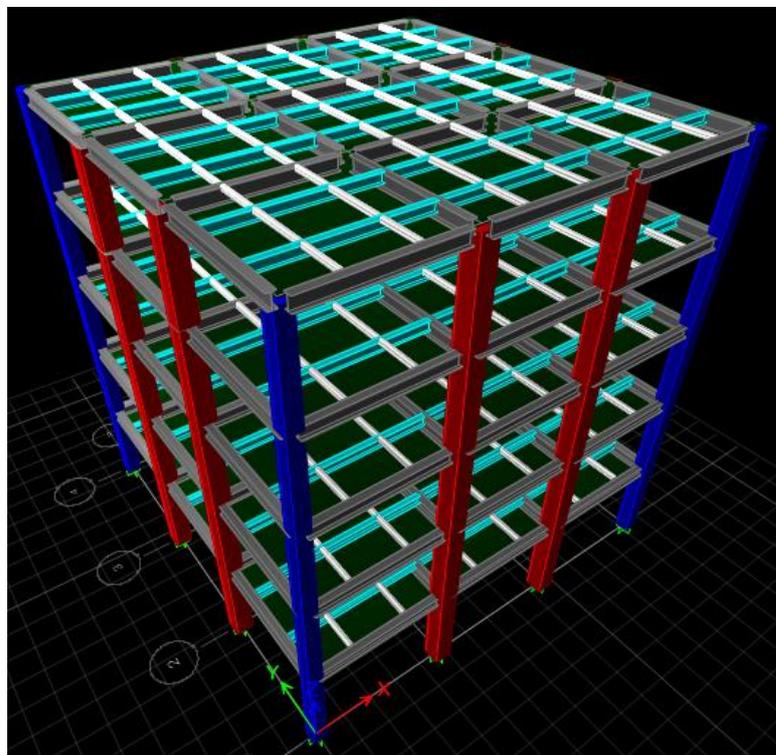
Una vez comprobados los resultados, se presenta la vista en 3D de la estructura.

Figura 95. Vista en 3D de Secciones de Vigas y Columnas MX5P4M.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Figura 96. Vista en 3D de Vigas y Columnas MX5P4M.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

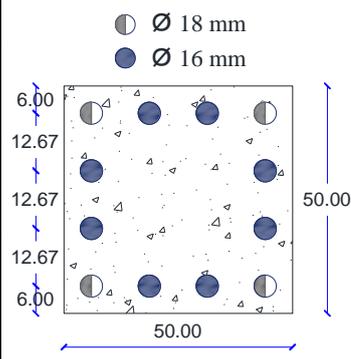
✓ Alternativa de 3 y 5 pisos con luces de 6 metros.

Tabla 130. Diseño de Columna C50X50 MX3P6M.

DATOS:		
MATERIAL		
f_c =	210.00	kg/cm ²
f_y =	4200.00	kg/cm ²
COLUMNA	B2	
b=	50.00	cm
h=	50.00	cm
r=	6.00	cm
d=	44.00	cm
ϕ_c =	0.75	s.u
L=	300.00	cm
A_g =	2500.00	cm ²
A_{st} =	25.00	cm ²

1% A_g

Control de Cuantía		
ρ_{\max} =	0.030	$0.01 \leq A_{st}/A_g \leq 0.03$
ρ_{\min} =	0.010	
A_{st}/A_g	0.011	CUMPLE
Refuerzo Longitudinal		
ϕ (mm)	#varillas	A_s (cm ²)
16	8	16.08
18	4	10.18
$A_s \geq A_{st}$	12	26.26



● Ø 18 mm
● Ø 16 mm

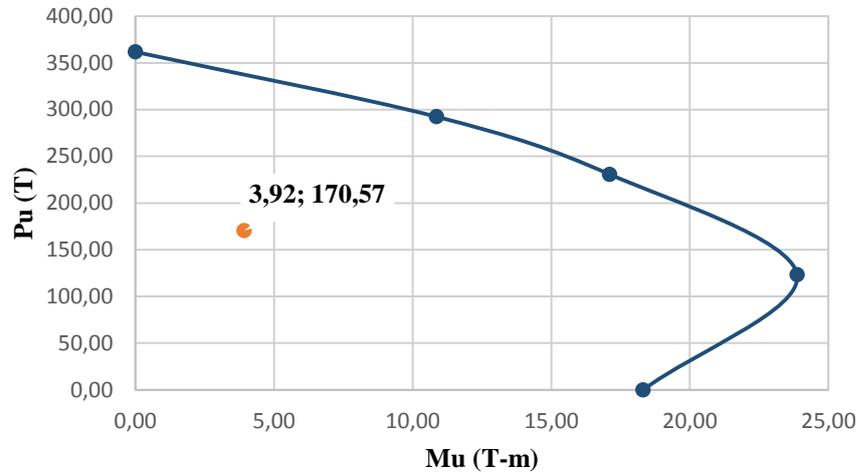
50.00

50.00

CUMPLE

COLUMNA	B2
Pu vs Mu	
Pu(T)	Mu (T-m)
361.76	0.00
292.37	10.86
230.73	17.11
123.28	23.87
0.00	18.32
PUNTO DE ANÁLISIS (ETABS)	
Pu(T)	Mu (T-m)
170.57	3.92

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN



DISEÑO A CORTE		
Nu=	48055.00	kg
Vu=	6068.00	kg
b=	50.00	cm
d=	44.00	cm
ϕ_c =	0.75	s.u
f'c=	210.00	kg/cm ²
Ag=	2500.00	cm ²

Capacidad Resistente a corte del concreto				
Vc1(kg) =	16896.95	16896.95	kg	ACI (11-3)
Vc2(kg) =	19202.98			ACI (11-4)
Vn= Vu/ϕ; Si Vc \leq Vn: Requiere estribos				
Vn=	8090.67	kg		ACI (11-1)
Vc \leq Vn	No Requiere Estribos			

Cortante por capacidad				
Mpie =	16.175	T-m	ETABS	ACI (R 18.6.5)
Mcab =	0.11	T-m		
Lu=	2.65	m		
Vcp (kg)=	6145.28	kg		
Vn= Vu/ϕ; Si Vcp \leq Vc: No Requiere estribos				
Vc=	16896.95	kg		ACI (11-1)
Vcp \leq Vc	No Requiere Estribos			

CONFINAMIENTO					
Longitud de zona de confinamiento - Lo				NEC_SE_HM (4.3.4)	
Lo(cm) \geq	hc	50.00	50.00		cm
Lo(cm) \geq	hn/6	50.00			
Lo(cm) \geq	450 mm	45.00			
Separación en la Zona de confinamiento - Nudos					
So (cm) \leq	100 mm	10.00	10		cm
So (cm) \leq	6d de ϕ menor	9.60			
So (cm) \leq	hl/4	12.50			
Separación en la Zona de confinamiento - Centro					
s1 (cm)=	6d de ϕ menor	9.6	15	cm	
s2 (cm)=	150 mm	15			

Capacidad resistente a corte del acero				
Vs1 (kg)=	1945.38	1945.38	kg	ACI (11.4.5.3)
Vs2 (kg)=	35069.13			
Vsmax (kg)=	70138.26		kg	ACI (11.4.7.9)
Vsmáx > Vs1, Vs2=	Cumple			

Área de Refuerzo a Corte				
S =	10.00	15.00	cm	NEC_SE_HM(4.3.4)
Av=	0.11	0.16	cm ²	ACI (11-15)

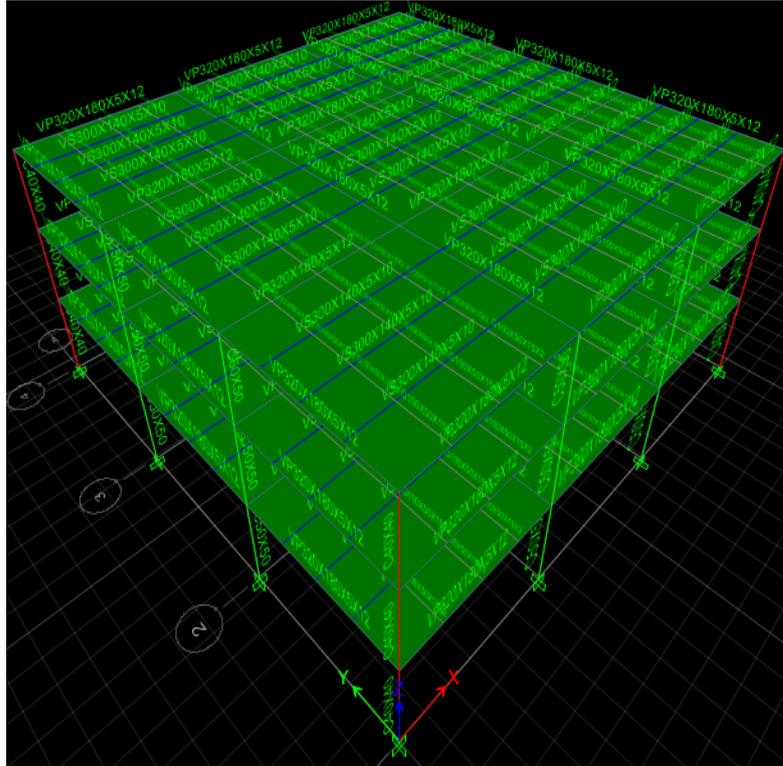
Cálculo de ramales para estribos				
ϕ (mm)	Área ϕ (cm ²)	Ramales	Acal (cm ²)	Acal > Avreq
10	0.79	2	1.57	OK

Chequeo por Confinamiento				
Ag (cm ²)	Ac (cm ²)	bc (cm)	s (cm)	ACI (18.7.5.4)
2500.00	1024	31	10	
Ash1 (cm ²)=	6.70	6.70	cm ²	
Ash2 (cm ²)=	1.40			
ϕ (mm)	Área ϕ (cm ²)	Ramales	Acal (cm ²)	Acal > Ash
10	0.79	10	7.85	OK

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

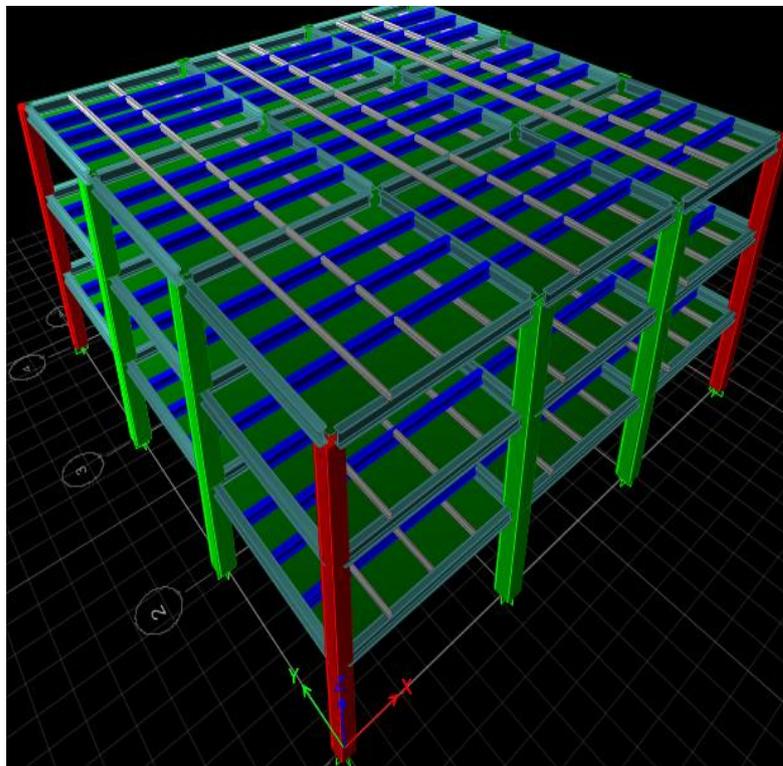
Una vez comprobados los resultados, se presenta la vista en 3D de la estructura.

Figura 97. Vista en 3D de Secciones de Vigas y Columnas MX3P6M.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Figura 98. Vista en 3D de Vigas y Columnas MX3P6M.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

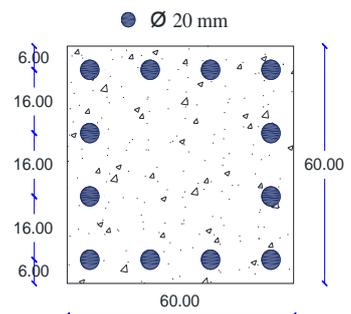
Alternativa de 5 pisos con luces de 6 metros.

Tabla 131. Diseño de Columna C60X60 MX5P6M.

DATOS:		
MATERIAL		
f _c =	210.00	kg/cm ²
f _y =	4200.00	kg/cm ²
COLUMNA	B2	
b=	60.00	cm
h=	60.00	cm
r=	6.00	cm
d=	54.00	cm
φ _c =	0.75	s.u
L=	300.00	cm
Ag=	3600.00	cm ²
Ast=	36.00	cm ²

1% Ag

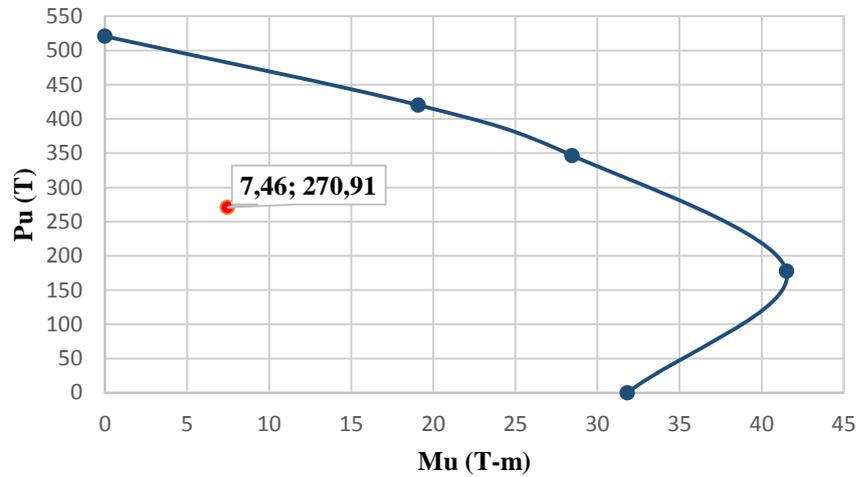
Control de Cuantía		
ρ _{máx} =	0.030	0.01 ≤ Ast/Ag ≤ 0.03
ρ _{mín} =	0.010	
Ast/Ag	0.010	CUMPLE
Refuerzo Longitudinal		
φ(mm)	#varillas	As (cm ²)
20	6	18.85
20	6	18.85
As ≥ Ast	12	37.70



CUMPLE

COLUMNA	B2
Pu vs Mu	
Pu(T)	Mu (T-m)
520.61	0.00
420.22	19.08
346.64	28.45
177.52	41.51
0.00	31.81
PUNTO DE ANÁLISIS (ETABS)	
Pu(T)	Mu (T-m)
270.91	7.46

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN



● Pu vs Mu ● PUNTO DE ANÁLISIS (ETABS)

DISEÑO A CORTE		
Nu=	88993.00	kg
Vu=	11366.00	kg
b=	60.00	cm
d=	54.00	cm
ϕ_c =	0.75	s.u
f'c=	210.00	kg/cm ²
Ag=	3600.00	cm ²

Capacidad Resistente a corte del concreto				
Vc1(kg) =	24884.59	24884.59	kg	ACI (11-3)
Vc2(kg) =	29252.19			ACI (11-4)
Vn = Vu/φ; Si Vc ≤ Vn: Requiere estribos				ACI (11-1)
Vn=	15154.67	kg		
Vc ≤ Vn	No Requiere Estribos			

Cortante por capacidad				
Mpie =	8.528	T-m	ETABS	ACI (R 18.6.5)
Mcab =	2.034	T-m		
Lu=	2.65	m		
Vcp (kg)=	3985.66	kg		
Vn = Vu/φ; Si Vcp ≤ Vc: No Requiere estribos				ACI (11-1)
Vc=	24884.59	kg		
Vcp ≤ Vc	No Requiere Estribos			

CONFINAMIENTO					
Longitud de zona de confinamiento - Lo				NEC_SE_HM (4.3.4)	
Lo(cm) ≥	hc	60.00	60.00		cm
Lo(cm) ≥	hn/6	50.00			
Lo(cm) ≥	450 mm	45.00			
Separación en la Zona de confinamiento - Nudos					
So (cm) ≤	100 mm	10.00	10		cm
So (cm) ≤	6d de φ menor	12.00			
So (cm) ≤	hl/4	15.00			
Separación en la Zona de confinamiento - Centro					
s1 (cm)=	6d de φ menor	12	15		cm
s2 (cm)=	150 mm	15			

Capacidad resistente a corte del acero				
Vs1 (kg)=	11169.01	11169.01	kg	ACI (11.4.5.3)
Vs2 (kg)=	51647.27			
Vsmax (kg)=	103294.53		kg	ACI (11.4.7.9)
Vsmáx>Vs1,Vs2=	Cumple			

Área de Refuerzo a Corte				
S =	10.00	15.00	cm	NEC_SE_HM(4.3.4)
Av=	0.49	0.74	cm ²	ACI (11-15)

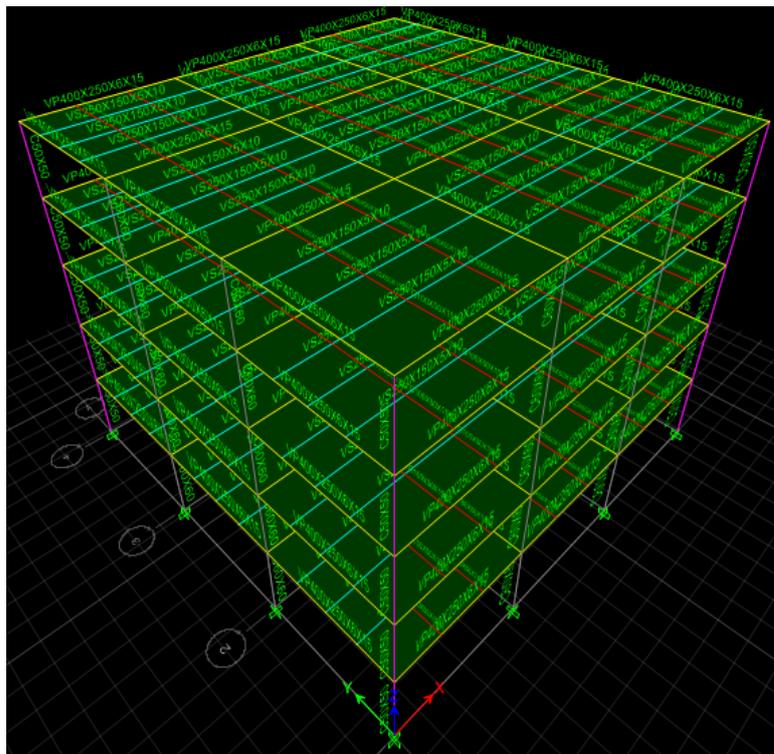
Cálculo de ramales para estribos				
φ (mm)	Área φ (cm ²)	Ramales	Acal (cm ²)	Acal>Avreq
10	0.79	2	1.57	OK

Chequeo por Confinamiento				
Ag (cm ²)	Ac (cm ²)	bc (cm)	s (cm)	ACI (18.7.5.4)
3600.00	1024	31	10	
Ash1 (cm ²)=	11.70	11.70	cm ²	
Ash2 (cm ²)=	1.40			
φ (mm)	Área φ (cm ²)	Ramales	Acal (cm ²)	Acal>Ash
12	1.13	12	13.57	OK

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

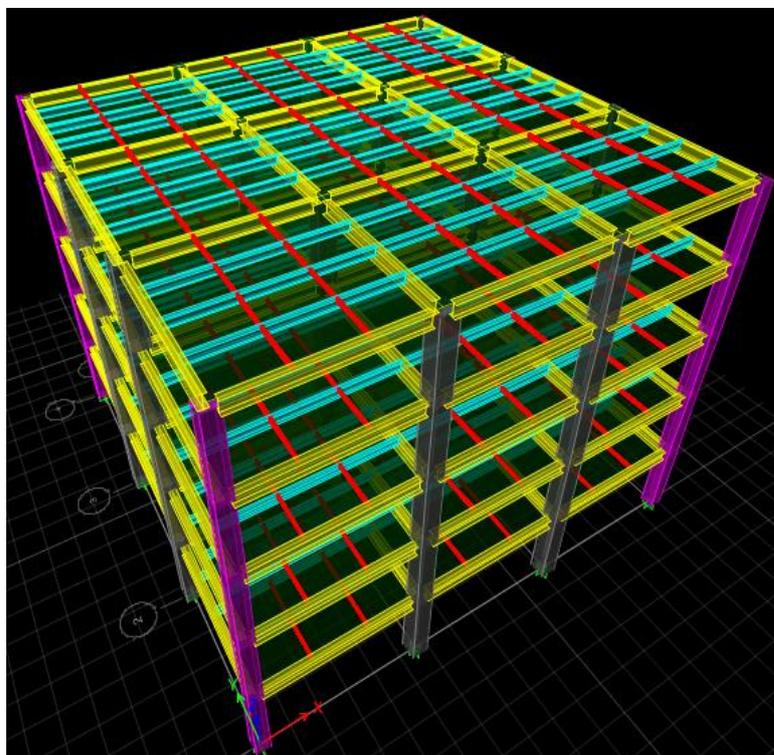
Una vez comprobados los resultados, se presenta la vista en 3D de la estructura.

Figura 99. Vista en 3D de Secciones de Vigas y Columnas MX5P6M.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Figura 100. Vista en 3D de Vigas y Columnas MX5P6M.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

3.4. ANÁLISIS SÍSMICO

Se ha realizado el análisis del cortante basal, distribución de fuerzas sísmicas, derivas de piso y control de modos de vibración para cada alternativa en función del capítulo de Peligro Sísmico de la Norma Ecuatoriana de Construcción 2015, una vez definida las secciones definitivas los resultados se indican a continuación.

3.4.1. ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO

3.4.1.1. CORTANTE BASAL Y DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS

Tabla 132. Cortante Basal y Distribución de fuerzas Sísmicas HA3P.

CORTANTE BASAL ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO DE 3 PISOS CON LUCES DE 4 Y 6 METROS	
Cortante Basal de Diseño	V= 0.149 W
Factor de Importancia	I= 1
Aceleración espectral	Sa= 1.19 nZFa
Coficiente Región Ecuador	n= 2.48
Aceleración máxima esperada para el sismo de diseño	Z= 0.4 g
Período fundamental de vibración	T= 0.381 seg-1
Altura máxima edificación	hn= 8.6 m
Pórticos especiales de hormigón armado	Ct= 0.055
Exponente ecuación Sa	α = 0.9
Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones	r= 1
Periodo límite de vibración en el espectro de respuesta en desplazamientos	Tc= 0.698
Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones	TL= 2.856
Tipo de Suelo	To= 0.127
Coeficientes de amplificación del suelo	D
	Fa= 1.2
	Fd= 1.19
Factor de irregularidades en planta	Fs= 1.28
Factor de irregularidades en elevación	ϕ_p = 1
Factor de reducción de respuesta estructural	ϕ_e = 1
	R= 8

DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS EN C/PISO						LUCES DE 4 METROS			LUCES DE 6 METROS			
Peso Total de Estructura		Wt=		3451.30	kN	9006.12		kN				
Cortante Basal		V=		0.149	Wt	0.149		Wt				
		V=		513.55	kN	1340.11		kN				
Piso	Nivel	h	hi	Área	Wi'/m	Wi	Wihi	F	Área	Wi	Wihi	F
	m	m	m	m ²	kN/m ²			kN	m ²			kN
Terraza	8.60	2.80	8.60	144.00	2.98	429	3690	189.50	324.00	966	8303	494.51
2	5.80	2.80	5.80	144.00	4.98	717	4159	213.58	324.00	1614	9358	557.33
1	3.00	3.00	3.00	144.00	4.98	717	2151	110.47	324.00	1614	4841	288.27
TOTAL				432.00		1863	10001	513.55	972.00	4193	22502	1340.11

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Tabla 133. Cortante Basal y Distribución de fuerzas Sísmicas HA5P.

CORTANTE BASAL ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO DE 5 PISOS CON LUCES DE 4 Y 6 METROS	
Cortante Basal de Diseño	V= 0.149 W
Factor de Importancia	I= 1
Aceleración espectral	Sa= 1.19 nZFa
Coefficiente Región Ecuador	n= 2.48
Aceleración máxima esperada para el sismo de diseño	Z= 0.4 g
Período fundamental de vibración	T= 0.703 seg-1
Altura máxima edificación	hn= 14.20 m
Pórticos especiales de hormigón armado	Ct= 0.055
Exponente ecuación Sa	α= 0.9
Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones	r= 1
Periodo límite de vibración en el espectro de respuesta en desplazamientos	Tc= 0.698
Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones	TL= 2.856
Tipo de Suelo	To= 0.127
	D
	Fa= 1.2
Coefficientes de amplificación del suelo	Fd= 1.19
	Fs= 1.28
Factor de irregularidades en planta	φp= 1
Factor de irregularidades en elevación	φe= 1
Factor de reducción de respuesta estructural	R= 8

DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS EN C/PISO						LUCES DE 4 METROS			LUCES DE 6 METROS			
Peso Total de Estructura Wt=						6878.98	kN	16842.34			kN	
Cortante Basal V=						0.149	Wt	0.149			Wt	
V=						1023.59	kN	2506.14			kN	
Piso	Nivel	h	hi	Área	Wi'/m	Wi	Wihi	F	Área	Wi	Wihi	F
	m	m	m	m ²	kN/m ²			kN	m ²			kN
Terraza	14.20	2.80	14.20	144	2.98	429	6094	233.20	324	966	13710	570.96
4	11.40	2.80	11.40	144	4.98	717	8175	312.86	324	1614	18394	766.01
3	8.60	2.80	8.60	144	4.98	717	6167	236.02	324	1614	13876	577.87
2	5.80	2.80	5.80	144	4.98	717	4159	159.18	324	1614	9358	389.72
1	3.00	3.00	3.00	144	4.98	717	2151	82.33	324	1614	4841	201.58
TOTAL				720		3298	26747	1023.59	1620	7420	60180	2506.14

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

3.4.1.2. DERIVAS DE PISO

Tabla 134. Derivas de Piso HA3P.

ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO			3 PISOS				OBS.
DERIVA MÁXIMA		2.00%	LUCES DE 4 METROS		LUCES DE 6 METROS		
NIVEL	CARGA	DIRECCIÓN	DERIVA DE PISO	DERIVA CALCULADA	DERIVA DE PISO	DERIVA CALCULADA	
Story3	SX1	X	0.20%	1.21%	0.17%	1.05%	CUMPLE
Story3	SY1	Y	0.20%	1.21%	0.17%	1.05%	CUMPLE
Story3	SX2	X	0.20%	1.21%	0.17%	1.05%	CUMPLE
Story3	SY2	Y	0.20%	1.21%	0.17%	1.05%	CUMPLE
Story2	SX1	X	0.28%	1.68%	0.22%	1.29%	CUMPLE
Story2	SY1	Y	0.28%	1.68%	0.22%	1.29%	CUMPLE
Story2	SX2	X	0.28%	1.68%	0.22%	1.29%	CUMPLE
Story2	SY2	Y	0.28%	1.68%	0.22%	1.29%	CUMPLE
Story1	SX1	X	0.20%	1.20%	0.14%	0.84%	CUMPLE
Story1	SY1	Y	0.20%	1.20%	0.14%	0.84%	CUMPLE
Story1	SX2	X	0.20%	1.20%	0.14%	0.84%	CUMPLE
Story1	SY2	Y	0.20%	1.20%	0.19%	1.14%	CUMPLE

RESUMEN					
MÁXIMA DERIVA EN SENTIDO X	0.28%	1.68%	0.22%	1.29%	Story2
MÁXIMA DERIVA EN SENTIDO Y	0.28%	1.68%	0.22%	1.29%	Story2

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Tabla 135. Derivas de Piso HA5P.

ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO			5 PISOS				OBS.
DERIVA MÁXIMA		2.00 %	LUCES DE 4 METROS		LUCES DE 6 METROS		
NIVEL	CARGA	DIRECCIÓN	DERIVA DE PISO	DERIVA CALCULADA	DERIVA DE PISO	DERIVA CALCULADA	
Story5	SX1	X	0.15%	0.87%	0.24%	0.01467	CUMPLE
Story5	SY1	Y	0.15%	0.89%	0.24%	0.01413	CUMPLE
Story5	SX2	X	0.15%	0.87%	0.24%	0.01467	CUMPLE
Story5	SY2	Y	0.15%	0.89%	0.24%	0.01413	CUMPLE
Story4	SX1	X	0.19%	1.17%	0.30%	0.01805	CUMPLE
Story4	SY1	Y	0.20%	1.20%	0.29%	0.01732	CUMPLE
Story4	SX2	X	0.19%	1.17%	0.30%	0.01805	CUMPLE
Story4	SY2	Y	0.20%	1.20%	0.29%	0.01732	CUMPLE
Story3	SX1	X	0.26%	1.54%	0.32%	0.01890	CUMPLE
Story3	SY1	Y	0.26%	1.58%	0.30%	0.01820	CUMPLE
Story3	SX2	X	0.26%	1.54%	0.32%	0.01890	CUMPLE
Story3	SY2	Y	0.26%	1.58%	0.30%	0.01820	CUMPLE
Story2	SX1	X	0.28%	1.69%	0.28%	0.01654	CUMPLE
Story2	SY1	Y	0.29%	1.73%	0.27%	0.01601	CUMPLE
Story2	SX2	X	0.28%	1.69%	0.28%	0.01654	CUMPLE
Story2	SY2	Y	0.29%	1.73%	0.27%	0.01601	CUMPLE
Story1	SX1	X	0.19%	1.12%	0.14%	0.00814	CUMPLE
Story1	SY1	Y	0.19%	1.14%	0.13%	0.00792	CUMPLE
Story1	SX2	X	0.19%	1.12%	0.14%	0.00814	CUMPLE
Story1	SY2	Y	0.19%	1.14%	0.13%	0.00792	CUMPLE
RESUMEN							
MÁXIMA DERIVA EN SENTIDO X			0.28%	1.69%	0.32%	1.89%	Story3
MÁXIMA DERIVA EN SENTIDO Y			0.29%	1.73%	0.30%	1.82%	Story3

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

3.4.1.3. MODOS DE VIBRACIÓN

Tabla 136. Modos de vibración HA4M.

HORMIGÓN ARMADO		LUCES DE 4 METROS						OBS.
		3 PISOS						
Caso	Modo	RX	RY	RZ	RX+RY+RZ	RZ/(RX+RY+RZ)		
Modal	1	0.207	0.000	0.000	0.21	0.00%	MOVIMIENTO TRASLACIONAL	
Modal	2	0.000	0.206	0.000	0.21	0.00%	MOVIMIENTO TRASLACIONAL	
Modal	3	0.000	0.000	0.846	0.85	100.00%	MOVIMIENTO ROTACIONAL	
5 PISOS								
Modal	1	0.215	0.000	0.000	0.215	0.00%	MOVIMIENTO TRASLACIONAL	
Modal	2	0.000	0.214	0.000	0.214	0.00%	MOVIMIENTO TRASLACIONAL	
Modal	3	0.000	0.000	0.836	0.836	100.00%	MOVIMIENTO ROTACIONAL	

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Tabla 137. Modos de vibración HA6M.

HORMIGÓN ARMADO		LUCES DE 6 METROS						OBS.
		3 PISOS						
Caso	Modo	RX	RY	RZ	RX+RY+RZ	RZ/(RX+RY+RZ)		
Modal	1	0.001	0.222	0.000	0.22	0.00%	MOVIMIENTO TRASLACIONAL	
Modal	2	0.222	0.001	0.000	0.22	0.00%	MOVIMIENTO TRASLACIONAL	
Modal	3	0.000	0.000	0.828	0.83	100.00%	MOVIMIENTO ROTACIONAL	
5 PISOS								
Modal	1	0.000	0.300	0.000	0.300	0.00%	MOVIMIENTO TRASLACIONAL	
Modal	2	0.299	0.000	0.000	0.299	0.00%	MOVIMIENTO TRASLACIONAL	
Modal	3	0.000	0.000	0.754	0.754	100.00%	MOVIMIENTO ROTACIONAL	

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

3.4.2. ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA DE ACERO

3.4.2.1. CORTANTE BASAL Y DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS

Tabla 138. Cortante Basal y Distribución de fuerzas Sísmicas AC3P.

CORTANTE BASAL ESTRUCTURA DE ACERO DE 3 PISOS CON LUCES DE 4 Y 6 METROS					
Cortante Basal de Diseño		V=	0.149	W	
Factor de Importancia		I=	1		
Aceleración espectral		Sa=	1.19	nZFa	
Coefficiente Región Ecuador		n=	2.48		
Aceleración máxima esperada para el sismo de diseño		Z=	0.4	g	
Período fundamental de vibración		T=	0.403	seg-1	
Altura máxima edificación		hn=	8.6	m	
Pórticos de acero sin arriostriamiento		Ct=	0.072		
		α =	0.8		
Exponente ecuación Sa		r=	1		
Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones		Tc=	0.698		
Periodo límite de vibración en el espectro de respuesta en desplazamientos		TL=	2.856		
Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones		To=	0.127		
Tipo de Suelo			D		
		Fa=	1.2		
Coefficientes de amplificación del suelo		Fd=	1.19		
		Fs=	1.28		
Factor de irregularidades en planta		ϕ_p =	1		
Factor de irregularidades en elevación		ϕ_e =	1		
Factor de reducción de respuesta estructural		R=	8		
DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS EN C/PISO		LUCES DE 4 METROS		LUCES DE 6 METROS	
Peso Total de Estructura=	Wt=	2133.35	kN	4774.36	kN
Cortante Basal=	V=	0.149	Wt	0.149	Wt
	V=	317.44	kN	710.43	kN

Piso	Nivel	h	hi	Área	Wi'/m	Wi	Wihi	F	Área	Wi	Wihi	F
	m	m	m	m ²	kN/m ²			kN	m ²			kN
Terraza	8.60	2.80	8.60	144.00	2.98	429	3690	117.14	324.00	966	8303	262.15
2	5.80	2.80	5.80	144.00	4.98	717	4159	132.02	324.00	1614	9358	295.45
1	3.00	3.00	3.00	144.00	4.98	717	2151	68.29	324.00	1614	4841	152.82
TOTAL				432.00		1863	10001	317.44	972.00	4193	22502	710.43

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Tabla 139. Cortante Basal y Distribución de fuerzas Sísmicas AC5P.

CORTANTE BASAL ESTRUCTURA DE ACERO DE 5 PISOS CON LUCES DE 4 Y 6 METROS	
Cortante Basal de Diseño	V= 0.149 W
Factor de Importancia	I= 1
Aceleración espectral	Sa= 1.19 nZFa
Coefficiente Región Ecuador	n= 2.48
Aceleración máxima esperada para el sismo de diseño	Z= 0.4 g
Período fundamental de vibración	T= 0.601 seg-1
Altura máxima edificación	hn= 14.20 m
Pórticos de acero sin arriostriamiento	Ct= 0.072
Exponente ecuación Sa	α = 0.8
Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones	r= 1
Periodo límite de vibración en el espectro de respuesta en desplazamientos	Tc= 0.698
Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones	TL= 2.856
Tipo de Suelo	To= 0.127
	D
	Fa= 1.2
Coefficientes de amplificación del suelo	Fd= 1.19
	Fs= 1.28
Factor de irregularidades en planta	ϕ_p = 1
Factor de irregularidades en elevación	ϕ_e = 1
Factor de reducción de respuesta estructural	R= 8

DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS EN C/PISO						LUCES DE 4 METROS			LUCES DE 6 METROS			
Peso Total de Estructura $W_t=$						4181.36	kN	8968.98	kN			
Cortante Basal $V=$						0.149	W_t	0.149	W_t			
$V=$						622.19	kN	1334.58	kN			
Piso	Nivel	h	hi	Área	Wi'/m	Wi	Wihi	F	Área	Wi	Wihi	F
	m	m	m	m ²	kN/m ²			kN	m ²			kN
Terraza	14.20	2.80	14.20	144	2.98	429	6094	141.75	324	966	13710	304.05
4	11.40	2.80	11.40	144	4.98	717	8175	190.17	324	1614	18394	407.92
3	8.60	2.80	8.60	144	4.98	717	6167	143.46	324	1614	13876	307.73
2	5.80	2.80	5.80	144	4.98	717	4159	96.75	324	1614	9358	207.54
1	3.00	3.00	3.00	144	4.98	717	2151	50.05	324	1614	4841	107.35
TOTAL				720		3298	26747	622.19	1620	7420	60180	1334.58

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

3.4.2.2. DERIVAS DE PISO

Tabla 140. Derivas de Piso AC3P.

ESTRUCTURA DE ACERO			3 PISOS				OBS.
DERIVA MÁXIMA		2.00%	LUCES DE 4 METROS		LUCES DE 6 METROS		
NIVEL	CARGA	DIRECCIÓN	DERIVA DE PISO	DERIVA CALCULADA	DERIVA DE PISO	DERIVA CALCULADA	
Story3	SX1	X	0.18%	1.06%	0.19%	1.12%	CUMPLE
Story3	SY1	Y	0.18%	1.06%	0.19%	1.12%	CUMPLE
Story3	SX2	X	0.18%	1.06%	0.23%	1.40%	CUMPLE
Story3	SY2	Y	0.18%	1.06%	0.23%	1.40%	CUMPLE
Story2	SX1	X	0.25%	1.52%	0.23%	1.40%	CUMPLE
Story2	SY1	Y	0.25%	1.52%	0.23%	1.40%	CUMPLE
Story2	SX2	X	0.25%	1.52%	0.15%	0.89%	CUMPLE
Story2	SY2	Y	0.25%	1.52%	0.15%	0.89%	CUMPLE
Story1	SX1	X	0.16%	0.97%	0.15%	0.89%	CUMPLE
Story1	SY1	Y	0.16%	0.98%	0.15%	0.89%	CUMPLE
Story1	SX2	X	0.16%	0.97%	0.16%	0.97%	CUMPLE

Story1	SY2	Y	0.19%	1.14%	0.19%	1.14%	CUMPLE
RESUMEN							
MÁXIMA DERIVA EN SENTIDO X			0.25%	1.52%	0.23%	1.40%	Story2
MÁXIMA DERIVA EN SENTIDO Y			0.25%	1.52%	0.23%	1.40%	Story2

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Tabla 141. Derivas de Piso AC5P.

ESTRUCTURA DE ACERO			5 PISOS				OBS.
DERIVA MÁXIMA		2.00%	LUCES DE 4 METROS		LUCES DE 6 METROS		
NIVEL	CARGA	DIRECCIÓN	DERIVA DE PISO	DERIVA CALCULADA	DERIVA DE PISO	DERIVA CALCULADA	
Story5	SX1	X	0.24%	1.45%	0.27%	1.60%	CUMPLE
Story5	SY1	Y	0.24%	1.45%	0.27%	1.61%	CUMPLE
Story5	SX2	X	0.24%	1.45%	0.27%	1.60%	CUMPLE
Story5	SY2	Y	0.24%	1.45%	0.27%	1.61%	CUMPLE
Story4	SX1	X	0.28%	1.69%	0.30%	1.81%	CUMPLE
Story4	SY1	Y	0.28%	1.69%	0.30%	1.83%	CUMPLE
Story4	SX2	X	0.28%	1.69%	0.30%	1.81%	CUMPLE
Story4	SY2	Y	0.28%	1.69%	0.30%	1.83%	CUMPLE
Story3	SX1	X	0.30%	1.81%	0.31%	1.88%	CUMPLE
Story3	SY1	Y	0.30%	1.81%	0.32%	1.90%	CUMPLE
Story3	SX2	X	0.30%	1.81%	0.31%	1.88%	CUMPLE
Story3	SY2	Y	0.30%	1.81%	0.32%	1.90%	CUMPLE
Story2	SX1	X	0.26%	1.59%	0.27%	1.61%	CUMPLE
Story2	SY1	Y	0.26%	1.59%	0.27%	1.62%	CUMPLE
Story2	SX2	X	0.26%	1.59%	0.27%	1.61%	CUMPLE
Story2	SY2	Y	0.26%	1.59%	0.27%	1.62%	CUMPLE
Story1	SX1	X	0.17%	1.02%	0.12%	0.75%	CUMPLE
Story1	SY1	Y	0.18%	1.07%	0.13%	0.75%	CUMPLE
Story1	SX2	X	0.17%	1.02%	0.12%	0.75%	CUMPLE
Story1	SY2	Y	0.18%	1.07%	0.18%	1.07%	CUMPLE
RESUMEN							
MÁXIMA DERIVA EN SENTIDO X			0.30%	1.81%	0.31%	1.88%	Story3
MÁXIMA DERIVA EN SENTIDO Y			0.30%	1.81%	0.32%	1.90%	Story3

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

3.4.2.3. MODOS DE VIBRACIÓN

Tabla 142. Modos de vibración AC4M.

ACERO		LUCES DE 4 METROS						OBS.
		3 PISOS						
Caso	Modo	RX	RY	RZ	RX+RY+RZ	RZ/(RX+RY+RZ)		
Modal	1	0.185	0.000	0.000	0.18	0.00%	MOVIMIENTO TRASLACIONAL	
Modal	2	0.000	0.185	0.000	0.18	0.00%	MOVIMIENTO TRASLACIONAL	
Modal	3	0.000	0.000	0.858	0.86	100.00%	MOVIMIENTO ROTACIONAL	
5 PISOS								
Modal	1	0.000	0.293	0.000	0.293	0.00%	MOVIMIENTO TRASLACIONAL	
Modal	2	0.293	0.000	0.000	0.293	0.00%	MOVIMIENTO TRASLACIONAL	
Modal	3	0.000	0.000	0.766	0.766	100.00%	MOVIMIENTO ROTACIONAL	

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Tabla 143. Modos de vibración AC6M.

ACERO		LUCES DE 6 METROS						OBS.
		3 PISOS						
Caso	Modo	RX	RY	RZ	RX+RY+RZ	RZ/(RX+RY+RZ)		
Modal	1	0.000	0.210	0.000	0.21	0.00%	MOVIMIENTO TRASLACIONAL	
Modal	2	0.209	0.000	0.000	0.21	0.00%	MOVIMIENTO TRASLACIONAL	
Modal	3	0.000	0.000	0.833	0.83	100.00%	MOVIMIENTO ROTACIONAL	
5 PISOS								
Modal	1	0.293	0.000	0.000	0.293	0.00%	MOVIMIENTO TRASLACIONAL	
Modal	2	0.000	0.293	0.000	0.293	0.00%	MOVIMIENTO TRASLACIONAL	
Modal	3	0.000	0.000	0.754	0.754	100.00%	MOVIMIENTO ROTACIONAL	

3.4.3. ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA MIXTA

3.4.3.1. CORTANTE BASAL Y DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS

Tabla 144. Cortante Basal y Distribución de fuerzas Sísmicas MX3P.

CORTANTE BASAL ESTRUCTURA MIXTA DE 3 PISOS CON LUCES DE 4 Y 6 METROS					
Cortante Basal de Diseño		V=	0.149	W	
Factor de Importancia		I=	1		
Aceleración espectral		Sa=	1.19	nZFa	
Coefficiente Región Ecuador		n=	2.48		
Aceleración máxima esperada para el sismo de diseño		Z=	0.4	g	
Período fundamental de vibración		T=	0.403	seg-1	
Altura máxima edificación		hn=	8.6	m	
Pórticos de acero sin arriostriamiento		Ct=	0.072		
Exponente ecuación Sa		r=	1		
Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones		Tc=	0.698		
Periodo límite de vibración en el espectro de respuesta en desplazamientos		TL=	2.856		
Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones		To=	0.127		
Tipo de Suelo				D	
Coeficientes de amplificación del suelo		Fa=	1.2		
		Fd=	1.19		
		Fs=	1.28		
Factor de irregularidades en planta		φp=	1		
Factor de irregularidades en elevación		φe=	1		
Factor de reducción de respuesta estructural		R=	8		
DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS EN C/PISO		LUCES DE 4 METROS		LUCES DE 6 METROS	
Peso Total de Estructura=	Wt=	2310.30	kN	5131.30	kN
Cortante Basal=	V=	0.149	Wt	0.149	Wt
	V=	343.77	kN	763.54	kN

Piso	Nivel	h	hi	Área	Wi'/m	Wi	Wihi	F	Área	Wi	Wihi	F
	m	m	m	m ²	kN/m ²			kN	m ²			kN
Terraza	8.60	2.80	8.60	144.00	2.98	429	3690	126.85	324.00	966	8303	281.75
2	5.80	2.80	5.80	144.00	4.98	717	4159	142.97	324.00	1614	9358	317.54
1	3.00	3.00	3.00	144.00	4.98	717	2151	73.95	324.00	1614	4841	164.25
TOTAL				432.00		1863	10001	343.77	972.00	4193	22502	763.54

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Tabla 145. Cortante Basal y Distribución de fuerzas Sísmicas MX5P.

CORTANTE BASAL ESTRUCTURA MIXTA DE 5 PISOS CON LUCES DE 4 Y 6 METROS		
Cortante Basal de Diseño	V=	0.149 W
Factor de Importancia	I=	1
Aceleración espectral	Sa=	1.19 nZFa
Coefficiente Región Ecuador	n=	2.48
Aceleración máxima esperada para el sismo de diseño	Z=	0.4 g
Período fundamental de vibración	T=	0.601 seg-1
Altura máxima edificación	hn=	14.20 m
Pórticos de acero sin arriostriamiento	Ct=	0.072
Exponente ecuación Sa	α=	0.8
Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones	r=	1
Periodo límite de vibración en el espectro de respuesta en desplazamientos	Tc=	0.698
Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones	TL=	2.856
Tipo de Suelo	To=	0.127
		D
	Fa=	1.2
Coefficientes de amplificación del suelo	Fd=	1.19
	Fs=	1.28
Factor de irregularidades en planta	φp=	1
Factor de irregularidades en elevación	φe=	1
Factor de reducción de respuesta estructural	R=	8
DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS EN C/PISO	LUCES DE 4 METROS	LUCES DE 6 METROS
Peso Total de Estructura	Wt= 4476.76 kN	9754.27 kN
Cortante Basal	V= 0.149 Wt	0.149 Wt

V=						666.14 kN			1451.44 kN			
Piso	Nivel	h	hi	Área	Wi'/m	Wi	Wihi	F	Área	Wi	Wihi	F
	m	m	m	m ²	kN/m ²			kN	m ²			kN
Terraza	14.20	2.80	14.20	144	2.98	429	6094	151.76	324	966	13710	330.67
4	11.40	2.80	11.40	144	4.98	717	8175	203.61	324	1614	18394	443.64
3	8.60	2.80	8.60	144	4.98	717	6167	153.60	324	1614	13876	334.67
2	5.80	2.80	5.80	144	4.98	717	4159	103.59	324	1614	9358	225.71
1	3.00	3.00	3.00	144	4.98	717	2151	53.58	324	1614	4841	116.75
TOTAL				720		3298	26747	666.14	1620	7420	60180	1451.44

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

3.4.3.2. DERIVAS DE PISO

Tabla 146. Derivas de Piso MX3P.

ESTRUCTURA MIXTA			3 PISOS				OBS.
DERIVA MÁXIMA		2.00%	LUCES DE 4 METROS		LUCES DE 6 METROS		
NIVEL	CARGA	DIRECCIÓN	DERIVA DE PISO	DERIVA CALCULADA	DERIVA DE PISO	DERIVA CALCULADA	
Story3	SX1	X	0.19%	1.14%	0.23%	1.39%	CUMPLE
Story3	SY1	Y	0.19%	1.14%	0.29%	1.74%	CUMPLE
Story3	SX2	X	0.29%	1.75%	0.29%	1.74%	CUMPLE
Story3	SY2	Y	0.29%	1.75%	0.29%	1.74%	CUMPLE
Story2	SX1	X	0.29%	1.75%	0.29%	1.74%	CUMPLE
Story2	SY1	Y	0.29%	1.75%	0.18%	1.10%	CUMPLE
Story2	SX2	X	0.22%	1.31%	0.18%	1.10%	CUMPLE
Story2	SY2	Y	0.22%	1.31%	0.18%	1.10%	CUMPLE
Story1	SX1	X	0.22%	1.31%	0.18%	1.10%	CUMPLE
Story1	SY1	Y	0.22%	1.31%	0.22%	1.31%	CUMPLE
Story1	SX2	X	0.16%	0.97%	0.16%	0.97%	CUMPLE
Story1	SY2	Y	0.19%	1.14%	0.19%	1.14%	CUMPLE
RESUMEN							
MÁXIMA DERIVA EN SENTIDO X			0.29%	1.75%	0.29%	1.74%	Story2
MÁXIMA DERIVA EN SENTIDO Y			0.29%	1.75%	0.29%	1.74%	Story2

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Tabla 147. Derivas de Piso MX5P.

ESTRUCTURA DE ACERO			5 PISOS				OBS.
DERIVA MÁXIMA		2.00%	LUCES DE 4 METROS		LUCES DE 6 METROS		
NIVEL	CARGA	DIRECCIÓN	DERIVA DE PISO	DERIVA CALCULADA	DERIVA DE PISO	DERIVA CALCULADA	
Story5	SX1	X	0.10%	0.61%	0.14%	0.85%	CUMPLE
Story5	SY1	Y	0.10%	0.61%	0.14%	0.86%	CUMPLE
Story5	SX2	X	0.10%	0.61%	0.14%	0.85%	CUMPLE
Story5	SY2	Y	0.10%	0.61%	0.14%	0.86%	CUMPLE
Story4	SX1	X	0.18%	1.07%	0.22%	1.32%	CUMPLE
Story4	SY1	Y	0.18%	1.07%	0.22%	1.34%	CUMPLE
Story4	SX2	X	0.18%	1.07%	0.22%	1.32%	CUMPLE
Story4	SY2	Y	0.18%	1.07%	0.22%	1.34%	CUMPLE
Story3	SX1	X	0.25%	1.47%	0.29%	1.71%	CUMPLE
Story3	SY1	Y	0.25%	1.47%	0.29%	1.73%	CUMPLE
Story3	SX2	X	0.25%	1.47%	0.29%	1.71%	CUMPLE
Story3	SY2	Y	0.25%	1.47%	0.29%	1.73%	CUMPLE
Story2	SX1	X	0.27%	1.62%	0.30%	1.77%	CUMPLE
Story2	SY1	Y	0.27%	1.62%	0.30%	1.79%	CUMPLE
Story2	SX2	X	0.27%	1.62%	0.30%	1.77%	CUMPLE
Story2	SY2	Y	0.27%	1.62%	0.30%	1.79%	CUMPLE
Story1	SX1	X	0.18%	1.06%	0.17%	1.02%	CUMPLE
Story1	SY1	Y	0.18%	1.06%	0.17%	1.02%	CUMPLE
Story1	SX2	X	0.18%	1.06%	0.17%	1.02%	CUMPLE
Story1	SY2	Y	0.18%	1.06%	0.17%	1.02%	CUMPLE
RESUMEN							
MÁXIMA DERIVA EN SENTIDO X			0.27%	1.62%	0.30%	1.77%	Story2
MÁXIMA DERIVA EN SENTIDO Y			0.27%	1.62%	0.30%	1.79%	Story2

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

3.4.3.3. MODOS DE VIBRACIÓN

Tabla 148. Modos de vibración MX4M.

MIXTA		LUCES DE 4 METROS					OBS.
		3 PISOS					
Caso	Modo	RX	RY	RZ	RX+RY+RZ	RZ/(RX+RY+RZ)	
Modal	1	0.198	0.000	0.000	0.20	0.00%	MOVIMIENTO TRASLACIONAL
Modal	2	0.000	0.198	0.000	0.20	0.00%	MOVIMIENTO TRASLACIONAL

Modal	3	0.000	0.000	0.859	0.86	100.00%	MOVIMIENTO ROTACIONAL
5 PISOS							
Modal	1	0.000	0.208	0.000	0.293	0.00%	MOVIMIENTO TRASLACIONAL
Modal	2	0.208	0.000	0.000	0.293	0.00%	MOVIMIENTO TRASLACIONAL
Modal	3	0.000	0.000	0.835	0.766	100.00%	MOVIMIENTO ROTACIONAL

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Tabla 149. Modos de vibración MX6M.

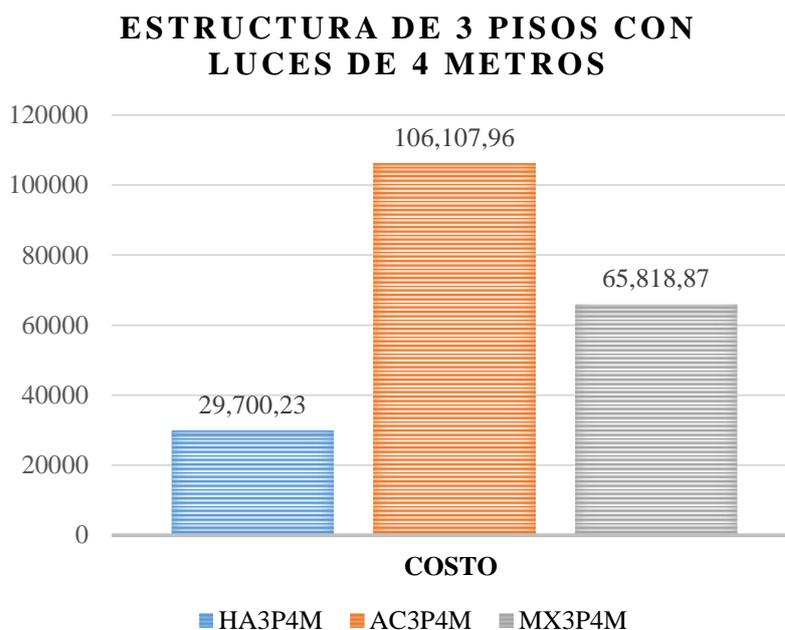
MIXTA		LUCES DE 6 METROS						OBS.
		3 PISOS						
Caso	Modo	RX	RY	RZ	RX+RY+RZ	RZ/(RX+RY+RZ)		
Modal	1	0.000	0.238	0.000	0.24	0.00%	MOVIMIENTO TRASLACIONAL	
Modal	2	0.238	0.000	0.000	0.24	0.00%	MOVIMIENTO TRASLACIONAL	
Modal	3	0.000	0.000	0.821	0.82	100.00%	MOVIMIENTO ROTACIONAL	
5 PISOS								
Modal	1	0.229	0.000	0.000	0.229	0.00%	MOVIMIENTO TRASLACIONAL	
Modal	2	0.000	0.229	0.000	0.229	0.00%	MOVIMIENTO TRASLACIONAL	
Modal	3	0.000	0.000	0.809	0.809	100.00%	MOVIMIENTO ROTACIONAL	

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

3.5. ANÁLISIS ECONÓMICO

El análisis de precios unitarios (APU) se detalla en el Anexo 1 para cada alternativa propuesta.

Figura 101. Comparación Económica SC3P-4M.

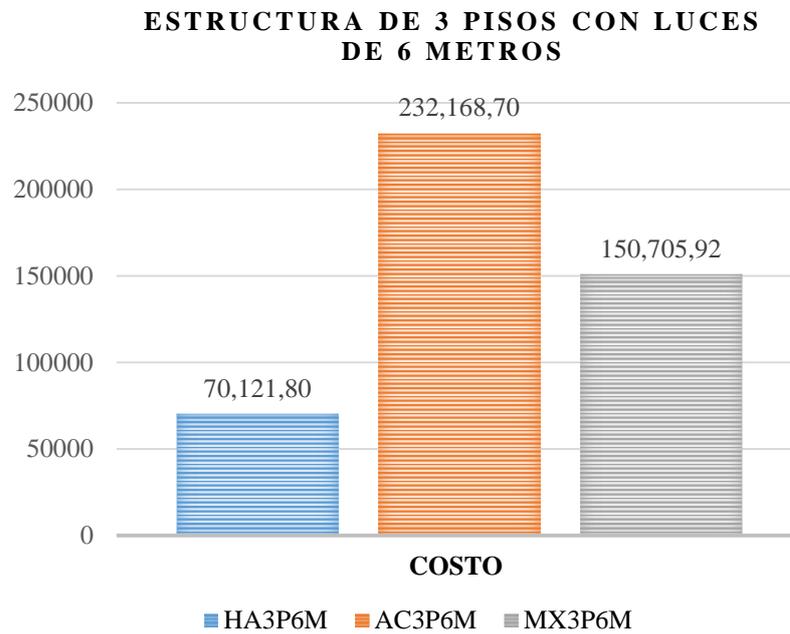


ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Figura 102. Comparación Económica SC5P-4M.

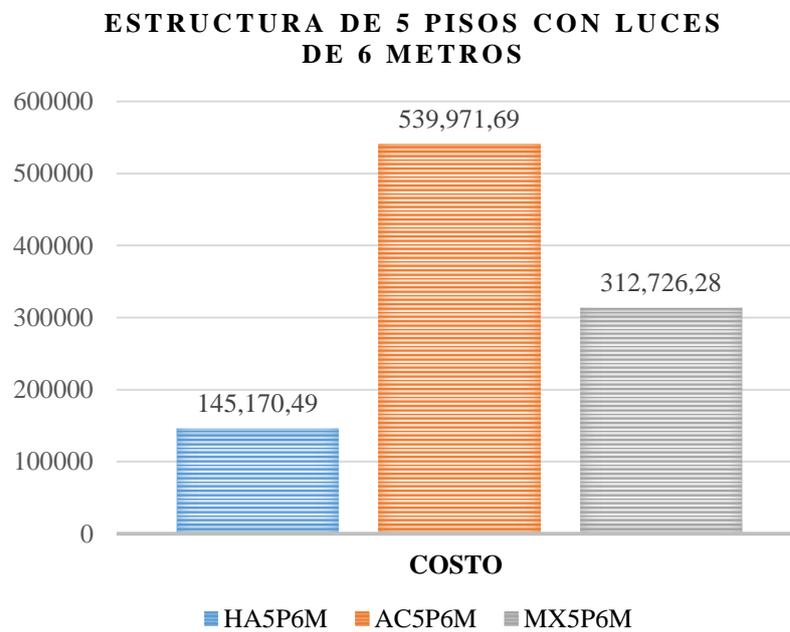


ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017
Figura 103. Comparación Económica SC3P-6M.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Figura 104. Comparación Económica SC5P-6M.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

CAPITULO IV

4. DISCUSIÓN

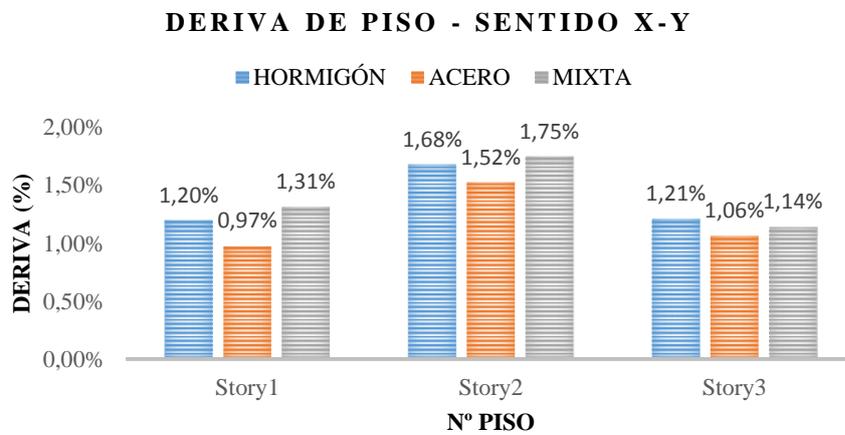
- ✓ Una vez establecida la configuración de la estructura y las solicitaciones de carga, se realiza un proceso de pre dimensionamiento para cada elemento estructural, el cual nos proporciona las secciones iniciales para realizar la modelación y comprobación en el software ETABS, se obtienen las secciones óptimas de los elementos estructurales para cada alternativa propuesta, las cuales cumplen con los requerimientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015, que indica un valor de deriva inelástica máxima de 2 % para asegurar la estabilidad global de la estructura. Se verifican los modos de vibración de la estructura, como cada sistema estructural fue modelado por diafragmas rígidos, a cada piso el software asigna tres grados de libertad, por lo tanto, para las estructuras de 3 y 5 pisos se tendrá 9 y 15 modos de vibración respectivamente; se analizaron los modos de vibración que influyen el 90% de participación modal en la estructura, donde se cumple que los dos primeros presentan un movimiento translacional y el tercero rotacional para cada sistema estructural, como especifican las normativas vigentes para evitar la torsión en planta que durante un sismo puede llevar al colapso de la estructura.

- ✓ Al no considerar el bloque de gradas en el interior de los sistemas estructurales y al tener una configuración en planta regular, el centro de masas y rigideces coinciden, por lo tanto, se tiene una excentricidad de cero y las secciones de vigas y columnas son similares en el sentido X e Y, lo cual hace que los sistemas estructurales estén en el rango permitido que debe ser menor al 5%, según lo indicado en la NEC.

- ✓ Para los sistemas estructurales de hormigón armado se realizó el chequeo de nudo rígido (OS), cumpliéndose la condición principal de columna fuerte – viga débil, mientras que, para los sistemas estructurales de acero se verificaron que todas las secciones sean sísmicamente compactas, cumpliéndose de esta manera lo especificado en la NEC 15.
- ✓ En los sistemas estructurales mixtos las cargas ultimas en las columnas están en el rango permitido del diagrama de interacción y se encuentran en la zona balanceada, lo cual evita el efecto de aplastamiento, mientras que las vigas cumplen con la condición de ser sísmicamente compactas, estas condiciones son necesarias en vista de que el software ETABS no realiza la comprobación de nudo rígido (OS) para estructuras mixtas,
- ✓ En el sistema estructural de hormigón armado de 5 pisos con luces de 6 metros para cumplir con la deriva inelástica máxima (2%) se usaron secciones de columnas de 90X90 y 80X80 (opción 1), sin embargo, estas secciones podían ser disminuidas con el uso de muros estructurales de 20 cm de espesor en sentido X e Y, de esta manera se disminuían las secciones de columnas a 50X50 y 40X40 (opción 2), pero al ser un estudio comparativo y al no tener la necesidad de usar muros en los sistemas estructurales de acero y mixto para cumplir con la deriva máxima, se optó por mantener la primera opción.
- ✓ Los modos de vibración son controlados por la disposición de los elementos estructurales, es decir la participación modal tiende a predominar en el sentido que presente mayor rigidez, para el caso de la estructura de hormigón armado de 5 pisos con luces de 6 metros el uso de secciones similares tanto en sentido X e Y hacia que la estructura presente un movimiento translacional con presencia de rotación, por lo tanto, las secciones de vigas del pórtico B y C fueron reducidas para que la estructura pueda tener un movimiento translacional predominante en un solo sentido.
- ✓ Para la alternativa de 3 pisos con luces de 4 metros (opción 1) la estructura de acero presenta la menor deriva inelástica de entre los 3 sistemas comparados,

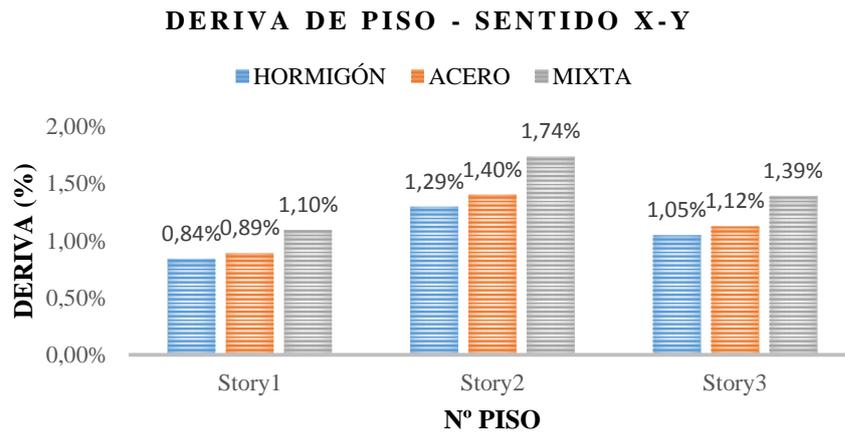
sin embargo, para luces de 6 metros (opción 2) la estructura que menor deriva representa es la de hormigón armado, esto se puede aducir a que se utilizan en las secciones de hormigón armado inercias agrietadas (0.50 I_g en vigas y 0.80 I_g en columnas), además las secciones son mayores a las usadas en la estructura de acero, mientras que, la deriva inelástica del sistema estructural mixto es mayor para las dos luces en análisis, a pesar de que se usa la combinación de vigas de acero y columnas de hormigón armado.

Figura 105. Deriva de Piso en sentido X-Y SC3P4M.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Figura 106. Deriva de Piso en sentido X-Y SC3P6M.

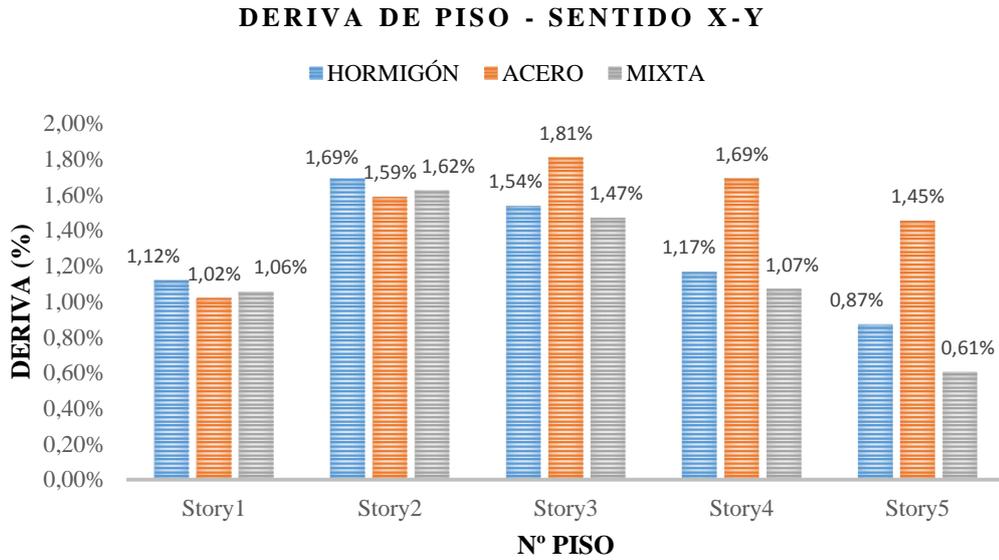


ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

- ✓ Para la alternativa de 5 pisos y luces de 4 metros la estructura de acero presenta la menor deriva inelástica de entre los 3 sistemas comparados en el piso 2, sin embargo, en el piso 3 se presenta una mayor deriva, lo cual se podría suponer a

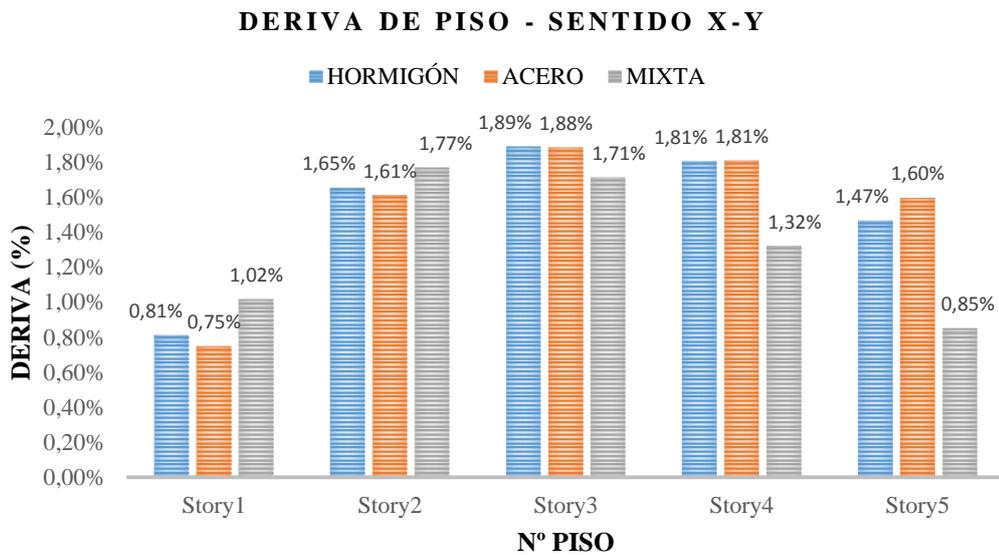
que la estructura es más flexible y se mantienen las secciones de vigas de acero de la opción 1, por otro lado, para luces de 6 metros la estructura de hormigón armado presenta una mayor deriva, esto se puede aducir al incremento de las secciones de columnas y vigas, hay que mencionar que para esta alternativa se usaron secciones de columnas de 90X90 para cumplir con la deriva máxima lo cual supondría que la estructura sea más rígida.

Figura 107. Deriva de Piso en sentido X-Y SC5P4M.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

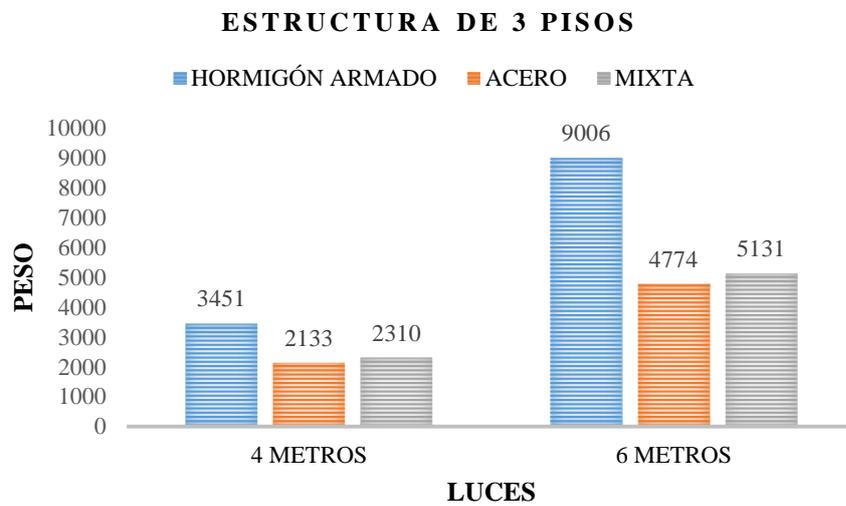
Figura 108. Deriva de Piso en sentido X-Y SC5P6M.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

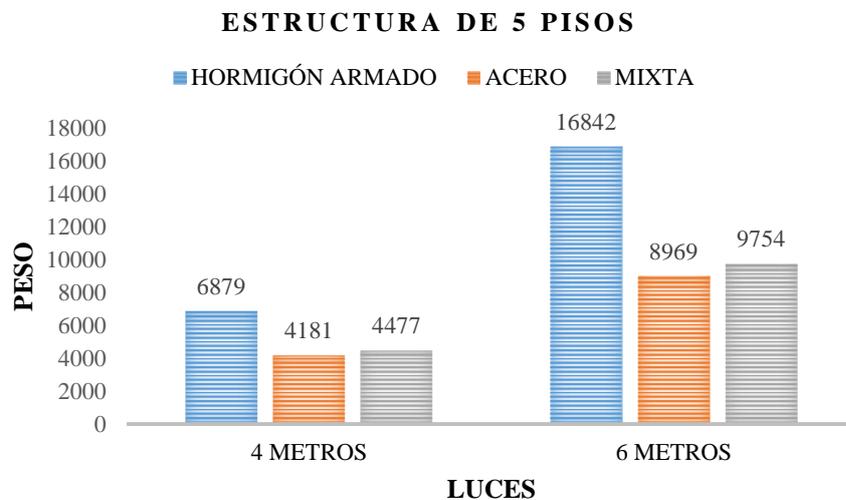
- ✓ El sistema estructural de hormigón armado es el que más peso representa en comparación con las alternativas propuestas, a diferencia de la estructura de acero, que su peso disminuye notablemente por tener elementos de acero cuyas secciones son de tipo I en el caso de las vigas y secciones rectangulares huecas en el caso de las columnas, por otro lado, en la estructura mixta la combinación de vigas tipo I de acero y columnas de hormigón armado proporcionaron como resultado un peso casi similar a la estructura de acero.

Figura 109. *Peso de la Estructura SC3P.*



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Figura 110. *Peso de la Estructura SC5P.*



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

CAPITULO V

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

Se concluye que:

- ✓ Las estructuras de Hormigón Armado presentan mayor peso en todas las alternativas que se están comparando, superando en un 62% y 53 % a la estructura de acero para la alternativa con luces de 4 y 6 metros respectivamente, mientras que, la estructura mixta es superada en un 66% y 57%, lo cual hace que el sistema constructivo en Hormigón Armado sea el más propenso ante un evento sísmico.
- ✓ Para sistemas estructurales de hormigón armado el uso de muros estructurales son indispensables, ya que al omitirlos se tendrán que incrementar las secciones de columnas y vigas para cumplir con la deriva inelástica máxima (2%) y los modos de vibración, en nuestro caso para la alternativa de 5 pisos con luces de 6 metros se utilizaron secciones de columnas de 90X90 para cumplir con la deriva inelástica máxima, estas secciones se vieron reducidas en un 45% al usar muros estructurales de 20 cm en sentido X e Y, proporcionando mayor rigidez a la estructura y controlando los efectos de torsión en planta.
- ✓ Para evitar efectos de pandeo lateral torsional en los elementos estructurales de acero se puede optar por 2 alternativas, la primera es incrementar el radio de giro menor de la viga, lo cual se logra incrementando las secciones del perfil y como segunda opción es la colocación de arriostramientos laterales a una distancia máxima que es controlada por la expresión $L = 0.17 r_y * E/F_y$, proporcionada en el capítulo de Estructuras de Acero de la NEC 15, para las alternativas propuestas se ha optado por colocar arriostramientos laterales utilizando secciones de perfiles tipo G conocidas comúnmente como correas.

- ✓ El sistema estructural Mixto y el de Hormigón Armado presentan comportamientos similares de las derivas inelásticas para luces de 4 metros, esto se debe a que la incorporación de vigas de acero no representa una reducción sustancial de rigidez, sin embargo, al usar columnas de hormigón armado queda limitado el efecto de pandeo y las secciones se reducen, por lo tanto, la reducción del peso de la estructura es significativo comparado con la alternativa de hormigón armado, lo cual genera que el sistema constructivo mixto sea el menos propenso ante un evento sísmico.
- ✓ Para edificaciones de 3 pisos con luces de 4 metros el sistema constructivo de hormigón armado es el que mejor comportamiento presenta, debido a que se utilizan secciones conservadoras y dependiendo de la configuración arquitectónica no se requiere el uso de muros estructurales para el control de derivas de piso y modos de vibración, además es el sistema que menor costo representa con un 70% y 45% en comparación a la estructura de acero y mixta respectivamente.
- ✓ Para edificaciones de 3 pisos con luces de 6 metros el sistema constructivo de acero es el que mejor comportamiento presenta, debido a que el acero es el material que presenta mayor resistencia a solicitaciones de tracción y flexión, lo cual hace que la estructura sea más flexible y menos susceptible ante un evento sísmico, sin embargo, es la estructura que mayor costo representa, superando en un 70 % a la estructura de hormigón y un 35 % a la estructura mixta.
- ✓ Para edificaciones de 5 pisos con luces de 4 y 6 metros el sistema constructivo mixto es el más eficiente, ya que al usar vigas de acero las secciones de columnas se ven reducidas hasta un 35% en comparación con el sistema de hormigón armado, dejando como alternativa opcional el uso de muros estructurales, sin embargo, el costo de la estructura en comparación al sistema de hormigón armado es un 50% mayor.

- ✓ El sistema constructivo mixto es el que mejor aprovecha las propiedades de cada material ante las solicitaciones de carga, logrando que las vigas de acero resistan esfuerzos de tracción y las columnas de hormigón armado resistan esfuerzos de compresión, con lo cual la estructura tiende a ser flexible y su peso se ve reducido en comparación al sistema de hormigón armado, por lo tanto, la estructura mixta es menos susceptible ante un evento sísmico.
- ✓ Al no considerar el bloque de gradas dentro de las alternativas propuestas, el centro de gravedad y rigideces coinciden, las secciones de los elementos estructurales son similares en sentido X e Y, por lo tanto, se tiene un mayor control en cuanto a derivas de piso y modos de vibración de cada estructura.
- ✓ El sistema constructivo mixto es el que mejor relación costo – desempeño presenta, aunque existe una inversión del 46% mayor con respecto al sistema de hormigón armado, se aprovechan las propiedades de los materiales disponibles en nuestro medio y se garantiza un nivel de seguridad mayor ante eventos sísmicos.
- ✓ Con la presente investigación comparativa se demuestra el comportamiento estructural y el costo de los sistemas constructivos propuestos para cada alternativa planteada, con lo cual se pretende dar los lineamientos y criterios de diseño adecuados en función de lo indicado en la normativa vigente en nuestro medio (NEC 15), para que se apliquen en las futuras construcciones que se realicen en la ciudad de Riobamba.
- ✓ En la presente investigación se han comparado edificaciones con luces de 4 y 6 metros para 3 y 5 pisos, cuya configuración arquitectónica tanto en planta como en elevación ha sido regular, sin embargo, el modelo presentado no es un estándar en nuestro medio, por lo que para futuras investigaciones se podría realizar el análisis de los sistemas constructivos propuestos para configuraciones arquitectónicas irregulares y edificios que superen los 5 pisos, en donde se considere el bloque de gradas y el análisis de la cimentación.

5.2. RECOMENDACIONES

- ✓ Para un diseño sismo resistente adecuado para cada sistema estructural se recomienda revisar los parámetros estipulados en los capítulos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.
- ✓ Previo al pre dimensionamiento es importante la estimación adecuada de las solicitaciones de carga viva y muerta, ya que de esto dependerán las secciones de los elementos estructurales resultantes, que se toman como punto de partida para la modelación en el software ETABS.
- ✓ El software ETABS no realiza el diseño de las conexiones para ningún sistema constructivo en estudio, por lo cual recomiendo que se analice a detalle en un futuro estudio las conexiones entre distintos elementos estructurales en especial las uniones entre Hormigón Armado y Acero Estructural.
- ✓ Previo a la distribución del acero estructural en los elementos de hormigón armado, se recomienda tener en cuenta el espaciamiento mínimo para que el agregado pueda pasar el acero de refuerzo.

CAPITULO VI

6. PROPUESTA

6.1. TÍTULO DE LA PROPUESTA

Guía para el análisis y diseño estructural de sistemas constructivos de Hormigón Armado, Acero y Mixto (Hormigón Armado – Acero) en función de los parámetros de la NEC 15.

6.2. INTRODUCCIÓN

En la ciudad de Riobamba el sistema constructivo predominante es el Hormigón Armado, debido a las ventajas que presenta el material y al periodo de vida útil que puede alcanzar sin requerimientos de un mantenimiento, sin embargo, el desconocimiento de sistemas constructivos alternativos como son estructuras de acero y mixtas hacen que en ocasiones los edificios de hormigón armado sean sobredimensionados y no se aprovechen las propiedades de los materiales disponibles en nuestro medio. El presente estudio pretende satisfacer los conocimientos en lo referente a la comparación estructural y económica de los tres sistemas constructivos en mención, para lo cual se presenta la Guía para el análisis y diseño estructural de sistemas constructivos de Hormigón Armado, Acero y Mixto (Hormigón Armado – Acero) para edificaciones de 3 y 5 pisos con luces de 4 y 6 metros, en función de la normativa vigente en nuestro país como es la NEC 15.

Para facilitar el diseño de los elementos estructurales se utiliza el software ETABS 2017, con el cual se podrá evaluar el comportamiento de cada alternativa propuesta en función de los parámetros sísmicos de la norma nacional vigente, garantizando un comportamiento adecuado ante un evento sísmico que se pueda presentar durante el periodo de vida útil de cada sistema constructivo.

De esta manera se pretende poner en conocimiento las ventajas y desventajas que presenta cada sistema constructivo, para que tanto el estudiante y el profesional de la construcción disponga de una guía práctica para el análisis y diseño de los sistemas en estudio.

6.3. OBJETIVOS

6.3.1. GENERAL

- Elaborar una guía para el análisis y diseño sismo resistente de sistemas constructivos de Hormigón Armado, Acero y Mixto (Hormigón Armado – Acero).

6.3.2. ESPECÍFICOS

- Analizar los capítulos de la NEC 15 referente al análisis sísmico, estructuras de hormigón armado y estructuras de acero.
- Describir los procedimientos de pre dimensionamiento y diseño para cada sistema constructivo.
- Verificar los resultados obtenidos del software ETABS con los resultados obtenidos del resultado manual.

6.4. FUNDAMENTACIÓN CIENTÍFICA TÉCNICA

6.4.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

La determinación de las fuerzas internas que actúan en los elementos estructurales, inicialmente se estiman con imprecisión, ya que solo se conoce de forma aproximada las dimensiones que tendrá cada elemento. Las secciones finales son resultado de un proceso cíclico, que en la fase final el cálculo numérico es relativamente preciso y dependerá de la importancia de la estructura y la estimación de las acciones que realmente actuarán sobre ella.

6.4.2. MÉTODO POR ÚLTIMA RESISTENCIA

Este método se basa en predecir la carga que pueda ocasionar la falla del elemento y analiza el modo de colapso del mismo. Por medio de pruebas de laboratorio se

puede comprobar que es posible predecir estas cargas, por lo tanto, este método analiza el comportamiento inelástico del concreto y acero, de esta manera es posible estimar la capacidad de carga de mejor manera.

6.4.3. FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA

Tabla 150. Factores de Reducción de Resistencia.

Solicitaciones	Factores de reducción de resistencia ϕ
Secciones controladas por tracción	0.9
Tracción axial	0.9
Secciones controladas por compresión	
Elementos con refuerzo transversal en espiral	0.75
Otros elementos reforzados	0.65
Cortante y Torsión	0.75
Aplastamiento	0.65

FUENTE: NEC_SE_DS. 2015

6.5. DESCRIPCIÓN DE LA PROPUESTA

Guía para el análisis y diseño estructural de sistemas constructivos de Hormigón Armado, Acero y Mixto (Hormigón Armado – Acero) en función de los parámetros de la NEC 15.

6.5.1. CARGAS EN LA ESTRUCTURA

- **CARGA PERMANENTE**

Las cargas permanentes están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales, tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura. (NEC_SE_CG, 2015).

- **CARGA VIVA**

La carga viva o también llamada sobrecarga está representada por los pesos de las cargas móviles (pesos de personas, muebles, equipos, accesorios móviles o

temporales, etc.) que actúen en la estructura durante su periodo de vida útil. (NEC_SE_CG, 2015).

6.5.2. CARGA SÍSMICA

• FACTOR DE ZONA Z

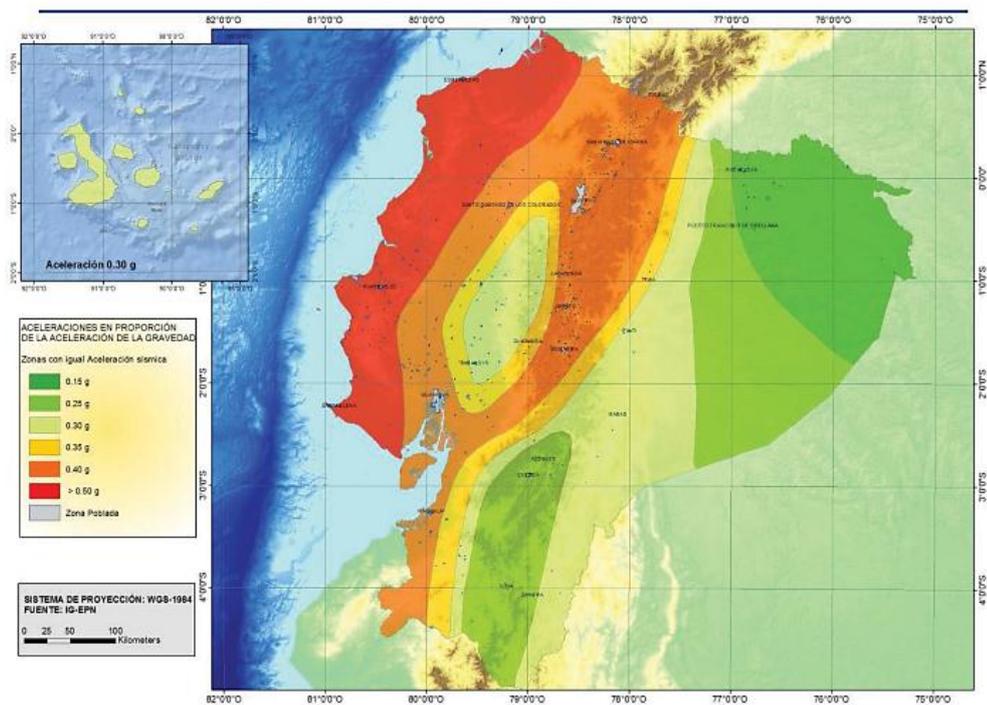
Los valores para cada zona sísmica la NEC proporciona la siguiente tabla:

Tabla 151. Valores del factor Z en función de la zona Sísmica.

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

FUENTE: NEC_SE_DS. 2015

Figura 111. Zonas Sísmicas en Ecuador y valor del factor de zona Z.



FUENTE: NEC_SE_DS. 2015

• TIPOS DE PERFILES DE SUELO

Tabla 152. Tipos de perfiles de suelo.

TIPO DE PERFIL	DESCRIPCION	DEFINICION
A	Perfil de roca competente.	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$

B	Perfil de roca de rigidez media.	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumpla con la velocidad de onda de cortante.	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda.	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ kPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de onda de cortante.	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos que cumplan cualquiera de las dos condiciones.	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda cortante.	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	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	Los perfiles de tipo F requieren una evaluación realizada por un ingeniero geotecnista.	

FUENTE: NEC_SE_DS. 2015

6.5.3. FACTOR DE REDUCCIÓN R

El factor R permite reducir el valor de la ordenada elástica espectral, siempre y cuando se tenga un comportamiento conveniente durante el sismo de diseño. (NEC_SE_DS, 2015).

Tabla 153. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.

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

Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

FUENTE: NEC_SE_DS. 2015

6.5.4. CORTANTE BASAL

La NEC_SE_DS 2015 define al cortante basal de diseño como la fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción, la cual se aplica a una estructura en una dirección especificada.

$$V = \frac{I S a (T a)}{R \phi_P \phi_E} * W$$

Dónde:

I = Coeficiente de importancia.

$S a$ = Espectro de diseño en aceleración.

R = Factor de reducción de resistencia sísmica.

$\phi_P \phi_E$ = Coeficientes de configuración en planta y elevación.

V = Cortante basal de diseño.

$T a$ = Período de vibración.

W = Carga Sísmica reactiva.

6.5.5. CONTROL DE DERIVA DE PISO

Se debe diseñar todo tipo de estructura para que su deriva inelástica no supere los valores especificados en la siguiente tabla:

Tabla 154. Valores Δ_M máximos.

ESTRUCTURAS	Δ_M MAXIMA
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

FUENTE: NEC_SE_CG. 2015

Las derivas inelásticas deberán ser controladas por la siguiente expresión:

$$\Delta_M = 0.75 R \Delta_E$$

Donde:

Δ_M : Respuesta máxima inelástica.

Δ_E : Derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las acciones laterales de diseño.

R: factor de reducción de ordenadas espectrales.

6.5.6. PRE DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Tabla 155. Pre dimensionamiento de elementos estructurales.

HORMIGÓN ARMADO	ACERO	MIXTO										
LOSA												
Losa alivianada de 20 cm de espesor con altura equivalente de h=14.50 cm.	Losa tipo Deck de 11 cm de espesor.	Se utiliza la losa tipo Deck.										
VIGAS												
Fórmulas para esfuerzos en kg/cm², b, d y L en cm												
<p>Se realiza el pre dimensionamiento usando los momentos del ACI</p> $w = \frac{q * s}{3}$ $M_n = \frac{M_u}{\phi}; \quad \phi = 0.9$ $d = \sqrt{\frac{M_n}{R_u \cdot b}}$ <p>o en función de la siguiente tabla:</p> <p>Alturas mínimas recomendadas para vigas</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Hasta (m)</th> <th>Peralte (cm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>4.00</td> <td>35.00</td> </tr> <tr> <td>5.00</td> <td>45.00</td> </tr> <tr> <td>6.00</td> <td>55.00</td> </tr> <tr> <td>7.00</td> <td>65.00</td> </tr> </tbody> </table> <p>Se debe controlar que:</p> $b_{min} = 0.30 h \text{ ó } 25 \text{ cm}$ $b_{viga} = 0.75 b_{columna}$	Hasta (m)	Peralte (cm)	4.00	35.00	5.00	45.00	6.00	55.00	7.00	65.00	<p>Vigas secundarias:</p> $M_u = \frac{q_u * L^2}{8}$ $R_u = \frac{q_u * L}{2}$ $Z_{req} = \frac{M_u}{\phi f_y}$ <p>Vigas Principales:</p> $M_{max} = a P L$ $Z_{req} = \frac{M_u}{\phi f_y}$ <p>Control de la deflexión máxima:</p> $\Delta_{max} = \frac{L}{360}$ $\Delta = \frac{5 * q_L * L^4}{384 * E * I_x}$ $\Delta < \Delta_{max}$	<p>Se utilizan las vigas de acero</p>
Hasta (m)	Peralte (cm)											
4.00	35.00											
5.00	45.00											
6.00	55.00											
7.00	65.00											

COLUMNAS		
Fórmulas para esfuerzos en kg/cm ² , b y d en cm		
$P_u = 0.80 * \phi [0.85 * f'_c (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}]$ $\phi = 0.65 \text{ para columnas con estribos}$ $A_g = 20 P$ $b = h = \sqrt{A_g}$	$q_u = 1.2D + 1.6L$ $P_u = q_u * A. \text{ coop.} * \# \text{ Pisos}$ $A_{req} = \frac{P_u}{\sigma}$	<p>Se utilizan las columnas de hormigón armado</p>

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

6.5.7. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Tabla 156. Diseño de elementos estructurales.

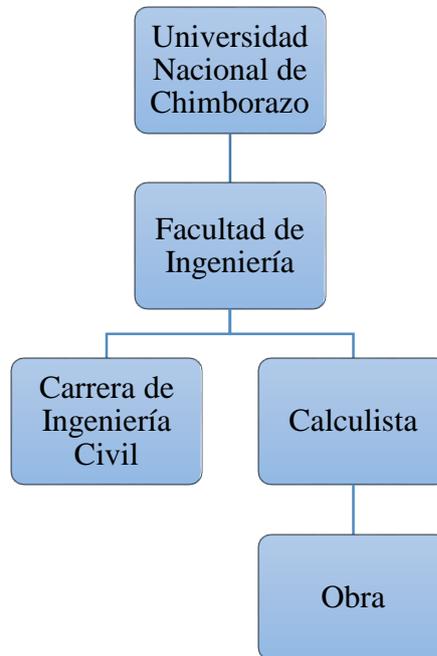
HORMIGÓN ARMADO	ACERO	MIXTO
VIGAS		
Fórmulas para esfuerzos en kg/cm ² , b, d y L en cm		
<p>Diseño a Flexión</p> $A_s \text{ min} = \frac{14}{f_y} b * d$ $A_s \text{ max} = 0.025 b * d$ <p>Diseño a Corte</p> $\phi V_n \geq V_u$ $V_n = V_c + V_s$ $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} * b * d$ $V_s = V_n - V_c$ <p>Refuerzo a Corte</p> $A_v = \frac{3.50 * b * s}{f_y}$	<p>Vigas secundarias y principales</p> <p>Máxima distancia de arriostramiento:</p> $L = 0.086 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ <p>Control de pandeo local</p> <p>Alas Compactas:</p> $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$ <p>Almas Compactas:</p> $\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$ <p>Pandeo Lateral Torsional</p> $L_b \leq L_p$ $L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $M_n = M_p = F_y * Z_x$ <p>Para elementos Sísmicamente compactos</p> $\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$	<p>Se utilizan las vigas de acero</p>

COLUMNAS		
Fórmulas para esfuerzos en kg/cm ² , b, d, bf, tf y L en cm		
<p style="text-align: center;">Diagrama de Interacción Se chequean que los puntos de carga axial última y momento último.</p> <p style="text-align: center;">Para efectos de esbeltez</p> <p>Columnas no Arriostradas contra desplazamientos Laterales</p> $\frac{k * lu}{r} \leq 34 + 12 \left(\frac{M1}{M2} \right)$ $r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}}$ <p style="text-align: center;">Refuerzo longitudinal</p> $0.01 \leq \frac{\rho_g}{A_g} \leq 0.06$ <p style="text-align: center;">Refuerzo a corte</p> $A_{sh} = 0.30 \frac{S * b * c * f_c}{F_y}$	<p style="text-align: center;">Alas Compactas:</p> $\frac{bf}{tf} \leq 0.60 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$ <p style="text-align: center;">Almas Compactas:</p> $\frac{h}{tw} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} (1 - 0.93 * Ca)$ <p style="text-align: center;">Para elementos compactos</p> $M_n = M_p = F_y * Z_x$ <p style="text-align: center;">Efectos de Esbeltez</p> $\alpha P r \leq 0.5 * P_y$ $\frac{KL}{r_{(x,y)}} < 200$ <p style="text-align: center;">Resistencia de diseño</p> <p>Cuando $\lambda \leq 4.71 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$ (o $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$)</p> $F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$ <p>Cuando $\lambda > 4.71 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$ (o $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$)</p> $F_{cr} = 0.877 F_e$ $F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$ <p style="text-align: center;">Para elementos Sísmicamente compactos</p> $\frac{Pr}{P_c} < 0.2$ $\frac{Pr}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$ $\frac{Pr}{P_c} > 0.2$ $\frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$	<p>Se utilizan las columnas de hormigón armado</p>

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

6.6. DISEÑO ORGANIZACIONAL

Figura 112. Diseño Organizacional.



ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

6.7. MONITOREO Y EVALUACIÓN DE LA PROPUESTA

Las normativas que rigen todo tipo de construcción fueron elaboradas a partir de experiencias de sismos pasados, la aplicación de los parámetros y condicionantes hace que la estructura durante su periodo de vida útil brinde la seguridad y calidad a los ocupantes de la misma, sin embargo, lo que el calculista considera muchas de las veces no se ve plasmado en obra, lo cual hace que la estructura sea susceptible ante un evento sísmico y en casos extremos llegue a colapsar.

CAPITULO VII

7. BIBLIOGRAFÍA

- ACI 318. (2008). American Concrete Institute. USA.
- Aguiar, R. (2008). Análisis sísmico de Edificios. Quito - Ecuador: Primera Edición.
- AISC 341. (2010). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. USA.
- AISC 360. (2010). Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero Versión en Español. Santiago de Chile: Alacero.
- Alvear, J., & Ruales, J. (2014). Diseño por Desempeño en edificios de Hormigón Armado, de Acero Estructural, y Mixtos. Quito: Tesis.
- Campaña, J. (2015). Análisis comparativo de los sistemas estructurales: Aporticado y Muros portantes, edificio de 10 pisos en Quito. Quito - Ecuador: Tesis.
- Crisafulli, F. J. (2014). Diseño Sismorresistente de construcciones de acero. Santiago, Chile: Alacero.
- Echeverría, M. J., & Suntaxi, B. (2017). Análisis y Diseño Estructural de los edificios Loaiza, UNACH Y Plus, en los programas ETABS, STAAD.PRO Y ROBOT considerando para el diseño la NEC 2015. Quito - Ecuador: Tesis.
- Guerra, M. (2013). Manual para Diseño Sismo Resistente de Edificios utilizando el programa ETABS. Quito - Ecuador: Primera Edición.
- Guerra, M. (2015). Diseño Sismo Resistente de Edificios de Acero utilizando ETABS y NEC 2015. Quito-Ecuador: Gamaprint.
- McCormac, J., & Brown, R. H. (2011). Diseño de Concreto Reforzado. México D.F.: Alfaomega Grupo Editor.
- McCormac, J., & Csernak, S. (2012). Diseño de Estructuras de Acero. México: Alfaomega.

- Nilson, A. (1999). Diseño de Estructuras de Concreto. Santafé de Bogotá - Colombia: McGRAW.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). Cargas (No Sísmicas) NEC_SE_CG. Quito - Ecuador: MIDUVI.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). Estructuras de Acero NEC_SE_AC. Quito - Ecuador: MIDUVI.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). Estructuras de Hormigón Armado NEC_SE_HM. Quito - Ecuador: MIDUVI.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). Peligro Sísmico NEC_SE_DS. Quito - Ecuador: MIDUVI.
- Romo, M. (2008). Temas de Hormigón Armado. Quito - Ecuador.

CAPITULO VIII

8. APÉNDICES O ANEXOS

8.1. PRESUPUESTO DE OBRA – SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE HORMIGÓN ARMADO

Tabla 157. Presupuesto de obra – HA3P-4M.

 UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERÍA CIVIL ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE HORMIGÓN ARMADO, ACERO Y MIXTO. PRESUPUESTO DE OBRA O TABLA DE CANTIDADES Y PRECIOS <u>SISTEMA CONSTRUCTIVO DE HORMIGÓN ARMADO DE 3 PISOS CON LUCES DE 4 METROS</u> 					
ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	HORMIGÓN SIMPLE EN COLUMNAS F'c =210 kg/cm2 No Inc. Encrofado	m3	20.76	129.58	2690.06
2	HORMIGÓN SIMPLE EN VIGAS F'c =210 kg/cm2 No Inc. Encrofado	m3	22.68	126.08	2859.59
3	HORMIGÓN SIMPLE EN CADENAS F'c (incl. Encofrado)	m3	3.71	156.01	578.79
4	REPLANTILLO EN CADENAS H.S F'c =180 kg/cm2 No Inc. Encrofado	m3	1.86	125.91	234.19
5	HORMIGÓN PREMEZCLADO EN LOSAS F'c =210 kg/cm2 No Inc. Encrofado (Vaciado y Vibrado)	m3	44.94	110.61	4970.79
6	BLOQUE DE ALIVIANAMIENTO 15X20X40	u	3024	0.71	2156.42
7	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2 8-12 mm (con alambre galv. N°18)	kg	4157.52	1.51	6257.82
8	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2 14-32 mm (con alambre galv. N°18)	kg	6296.23	1.58	9952.56
TOTAL					29700.23

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Tabla 158. Presupuesto de obra – HA3P-6M.

 UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERÍA CIVIL ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE HORMIGÓN ARMADO, ACERO Y MIXTO. PRESUPUESTO DE OBRA O TABLA DE CANTIDADES Y PRECIOS <u>SISTEMA CONSTRUCTIVO DE HORMIGÓN ARMADO DE 3 PISOS CON LUCES DE 6 METROS</u> 						
ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL	
1	HORMIGÓN SIMPLE EN COLUMNAS F'c =210 kg/cm2 No Inc. Encofado	m3	45.75	129.58	5928.24	
2	HORMIGÓN SIMPLE EN VIGAS F'c =210 kg/cm2 No Inc. Encofado	m3	68.04	126.08	8578.78	
3	HORMIGÓN SIMPLE EN CADENAS F'c (incl. Encofrado)	m3	5.63	156.01	878.33	
4	REPLANTILLO EN CADENAS H.S F'c =180 kg/cm2 No Inc. Encofado	m3	2.82	125.91	355.06	
5	HORMIGÓN PREMEZCLADO EN LOSAS F'c =210 kg/cm2 No Inc. Encofado (Vaciado y Vibrado)	m3	107.94	110.61	11939.19	
6	BLOQUE DE ALIVIANAMIENTO 15X20X40	u	6930	0.71	4941.81	
7	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2 8-12 mm (con alambre galv. N°18)	kg	5402.87	1.51	8132.29	
8	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2 14-32 mm (con alambre galv. N°18)	kg	18578.96	1.58	29368.10	
TOTAL					70121.80	

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO

INGENIERÍA CIVIL

ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE
HORMIGÓN ARMADO, ACERO Y MIXTO.

PRESUPUESTO DE OBRA O TABLA DE CANTIDADES Y PRECIOS

SISTEMA CONSTRUCTIVO DE HORMIGÓN ARMADO DE 5 PISOS CON LUCES DE 4 METROS



ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	HORMIGÓN SIMPLE EN COLUMNAS F'c =210 kg/cm2 No Inc. Encrochado	m3	51.69	129.58	6697.94
2	HORMIGÓN SIMPLE EN VIGAS F'c =210 kg/cm2 No Inc. Encrochado	m3	56.7	126.08	7148.99
3	HORMIGÓN SIMPLE EN CADENAS F'c (incl. Encofrado)	m3	3.71	156.01	578.79
4	REPLANTILLO EN CADENAS H.S F'c =180 kg/cm2 No Inc. Encrochado	m3	1.86	125.91	234.19
5	HORMIGÓN PREMEZCLADO EN LOSAS F'c =210 kg/cm2 No Inc. Encrochado (Vaciado y Vibrado)	m3	74.9	110.61	8284.65
6	BLOQUE DE ALIVIANAMIENTO 15X20X40	u	5040	0.71	3594.04
7	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2 8-12 mm (con alambre galv. N°18)	kg	7042.54	1.51	10600.29
8	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2 14-32 mm (con alambre galv. N°18)	kg	11165.5	1.58	17649.51
TOTAL					54788.40

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Tabla 160. Presupuesto de obra – HA5P-6M.

 UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERÍA CIVIL ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE HORMIGÓN ARMADO, ACERO Y MIXTO. PRESUPUESTO DE OBRA O TABLA DE CANTIDADES Y PRECIOS <u>SISTEMA CONSTRUCTIVO DE HORMIGÓN ARMADO DE 5 PISOS CON LUCES DE 6 METROS</u> 					
ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	HORMIGÓN SIMPLE EN COLUMNAS F'c =210 kg/cm2 No Inc. Encrofado	m3	154.28	129.58	19991.45
2	HORMIGÓN SIMPLE EN VIGAS F'c =210 kg/cm2 No Inc. Encrofado	m3	103.60	126.08	13062.34
3	HORMIGÓN SIMPLE EN CADENAS F'c (incl. Encofrado)	m3	5.63	156.01	878.33
4	REPLANTILLO EN CADENAS H.S F'c =180 kg/cm2 No Inc. Encrofado	m3	2.82	125.91	355.06
5	HORMIGÓN PREMEZCLADO EN LOSAS F'c =210 kg/cm2 No Inc. Encrofado (Vaciado y Vibrado)	m3	179.90	110.61	19898.54
6	BLOQUE DE ALIVIANAMIENTO 15X20X40	u	11550.00	0.71	8236.34
7	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2 8-12 mm (con alambre galv. N°18)	kg	16306.24	1.51	24543.83
8	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2 14-32 mm (con alambre galv. N°18)	kg	36821.62	1.58	58204.60
TOTAL					145170.49

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

8.2. PRESUPUESTO DE OBRA – SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE ACERO

Tabla 161. Presupuesto de obra – AC3P-4M.

 UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERÍA CIVIL ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE HORMIGÓN ARMADO, ACERO Y MIXTO. PRESUPUESTO DE OBRA O TABLA DE CANTIDADES Y PRECIOS <u>SISTEMA CONSTRUCTIVO DE ACERO DE 3 PISOS CON LUCES DE 4 METROS</u> 					
ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	ACERO ESTRUCTURAL A36 INCL. MONTAJE	kg	30714.11	2.97	91126.37
2	MALLA ELECTROSOLDADA 5X15X15	m2	461.28	3.13	1443.05
3	PLACA COLABORANTE ACERO e=0.76 mm	m2	461.28	17.66	8144.59
4	HORMIGÓN PREMEZCLADO F´c =210 kg/cm2 (en losa sobre Deck)	m3	34.60	110.61	3826.65
5	HORMIGÓN SIMPLE EN CADENAS F´c (incl. Encofrado)	m3	3.71	156.01	578.79
6	REPLANTILLO CADENAS H.S F´c=210 kg/cm2	m3	1.86	125.91	234.19
7	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2 10-12 mm (con alambre galv. N°18)	kg	503.76	1.50	754.32
TOTAL					106107.96

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Tabla 162. Presupuesto de obra – AC3P-6M.

 <p style="text-align: center;">UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERÍA CIVIL</p> <p style="text-align: center;">ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE HORMIGÓN ARMADO, ACERO Y MIXTO.</p> <p style="text-align: center;">PRESUPUESTO DE OBRA O TABLA DE CANTIDADES Y PRECIOS</p> <p style="text-align: center;"><u>SISTEMA CONSTRUCTIVO DE ACERO DE 3 PISOS CON LUCES DE 6 METROS</u>  </p>					
ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	ACERO ESTRUCTURAL A36 INCL. MONTAJE	kg	67438.07	2.97	200083.49
2	MALLA ELECTROSOLDADA 5X15X15	m2	1015.68	3.13	3177.41
3	PLACA COLABORANTE ACERO e=0.76 mm	m2	1015.68	17.66	17933.35
4	HORMIGÓN PREMEZCLADO F'c =210 kg/cm2 (en losa sobre Deck)	m3	76.176	110.61	8425.79
5	HORMIGÓN SIMPLE EN CADENAS F'c (incl. Encofrado)	m3	5.63	156.01	878.33
6	REPLANTILLO CADENAS H.S F'c=210 kg/cm2	m3	2.82	125.91	355.06
7	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2 10-12 mm (con alambre galv. N°18)	kg	878.37	1.50	1315.26
TOTAL					232168.70

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Tabla 163. Presupuesto de obra – AC5P-4M.

 UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERÍA CIVIL ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE HORMIGÓN ARMADO, ACERO Y MIXTO. PRESUPUESTO DE OBRA O TABLA DE CANTIDADES Y PRECIOS <u>SISTEMA CONSTRUCTIVO DE ACERO DE 5 PISOS CON LUCES DE 4 METROS</u> 					
ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	ACERO ESTRUCTURAL A36 INCL. MONTAJE	kg	98989.41	2.97	293693.86
2	MALLA ELECTROSOLDADA 5X15X15	m2	461.28	3.13	1443.05
3	PLACA COLABORANTE ACERO e=0.76 mm	m2	461.28	17.66	8144.59
4	HORMIGÓN PREMEZCLADO F'c =210 kg/cm2 (en losa sobre Deck)	m3	34.60	110.61	3826.65
5	HORMIGÓN SIMPLE EN CADENAS F'c (incl. Encofrado)	m3	3.71	156.01	578.79
6	REPLANTILLO CADENAS H.S F'c=210 kg/cm2	m3	1.86	125.91	234.19
7	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2 10-12 mm (con alambre galv. N°18)	kg	503.76	1.50	754.32
TOTAL					308675.45

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Tabla 164. Presupuesto de obra – AC5P-6M.

 UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERÍA CIVIL ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE HORMIGÓN ARMADO, ACERO Y MIXTO. PRESUPUESTO DE OBRA O TABLA DE CANTIDADES Y PRECIOS <u>SISTEMA CONSTRUCTIVO DE ACERO DE 5 PISOS CON LUCES DE 6 METROS</u> 					
ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	ACERO ESTRUCTURAL A36 INCL. MONTAJE	kg	164546.10	2.97	488195.44
2	MALLA ELECTROSOLDADA 5X15X15	m2	1692.80	3.13	5295.69
3	PLACA COLABORANTE ACERO e=0.76 mm	m2	1692.80	17.66	29888.92
4	HORMIGÓN PREMEZCLADO F´c =210 kg/cm2 (en losa sobre Deck)	m3	126.96	110.61	14042.98
5	HORMIGÓN SIMPLE EN CADENAS F´c (incl. Encofrado)	m3	5.63	156.01	878.33
6	REPLANTILLO CADENAS H.S F´c=210 kg/cm2	m3	2.82	125.91	355.06
7	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2 10-12 mm (con alambre galv. N°18)	kg	878.37	1.50	1315.26
TOTAL					539971.69

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

8.3. PRESUPUESTO DE OBRA – SISTEMAS CONSTRUCTIVOS MIXTOS (HORMIGÓN ARMADO – ACERO)

Tabla 165. Presupuesto de obra – MX3P-4M.

 UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERÍA CIVIL ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE HORMIGÓN ARMADO, ACERO Y MIXTO. PRESUPUESTO DE OBRA O TABLA DE CANTIDADES Y PRECIOS <u>SISTEMA CONSTRUCTIVO MIXTO (HORMIGÓN ARMADO - ACERO) DE 3 PISOS CON LUCES DE 4 METROS</u> 					
ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	HORMIGÓN SIMPLE EN COLUMNAS F'c =210 kg/cm2 No Inc. Encrochado	m3	15.74	129.58	2039.57
2	ACERO ESTRUCTURAL A36 INCL. MONTAJE	kg	15239.25	2.97	45213.67
3	HORMIGÓN SIMPLE EN CADENAS F'c (incl. Encofrado)	m3	3.71	156.01	578.79
4	REPLANTILLO EN CADENAS H.S F'c =180 kg/cm2 No Inc. Encrochado	m3	1.86	125.91	234.19
5	PLACA COLABORANTE ACERO e=0.76 mm	m2	461.28	17.66	8144.59
6	MALLA ELECTROSOLDADA 5X15X15	m2	461.28	3.13	1443.05
7	HORMIGÓN PREMEZCLADO F'c =210 kg/cm2 (en losa sobre Deck)	m3	34.60	110.61	3826.65
8	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2 8-12 mm (con alambre galv. N°18)	kg	1627.87	1.51	2450.24
9	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2 14-32 mm (con alambre galv. N°18)	kg	1194.47	1.58	1888.12
TOTAL					65818.87

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Tabla 166. Presupuesto de obra – MX3P-6M.

 <p style="text-align: center;">UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERÍA CIVIL</p> <p style="text-align: center;">ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE HORMIGÓN ARMADO, ACERO Y MIXTO.</p> <p style="text-align: center;">PRESUPUESTO DE OBRA O TABLA DE CANTIDADES Y PRECIOS</p> <p style="text-align: center;"><u>SISTEMA CONSTRUCTIVO MIXTO (HORMIGÓN ARMADO - ACERO) DE 3 PISOS CON LUCES DE 6 METROS</u></p> 					
ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	HORMIGÓN SIMPLE EN COLUMNAS F'c =210 kg/cm2 No Inc. Encrofado	m3	31.30	129.58	4055.82
2	ACERO ESTRUCTURAL A36 INCL. MONTAJE	kg	35736.35	2.97	106026.96
3	HORMIGÓN SIMPLE EN CADENAS F'c (incl. Encofrado)	m3	5.63	156.01	878.33
4	REPLANTILLO EN CADENAS H.S F'c =180 kg/cm2 No Inc. Encrofado	m3	2.82	125.91	355.06
5	PLACA COLABORANTE ACERO e=0.76 mm	m2	1015.68	17.66	17933.35
6	MALLA ELECTROSOLDADA 5X15X15	m2	1015.68	3.13	3177.41
7	HORMIGÓN PREMEZCLADO F'c =210 kg/cm2 (en losa sobre Deck)	m3	76.18	110.61	8425.79
8	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2 8-12 mm (con alambre galv. N°18)	kg	3297.99	1.51	4964.07
9	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2 14-32 mm (con alambre galv. N°18)	kg	3092.97	1.58	4889.11
TOTAL					150705.92

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Tabla 167. Presupuesto de obra – MX5P-4M.

 UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERÍA CIVIL ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE HORMIGÓN ARMADO, ACERO Y MIXTO. PRESUPUESTO DE OBRA O TABLA DE CANTIDADES Y PRECIOS <u>SISTEMA CONSTRUCTIVO MIXTO (HORMIGÓN ARMADO - ACERO) DE 5 PISOS CON LUCES DE 4 METROS</u> 					
ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	HORMIGÓN SIMPLE EN COLUMNAS F'c =210 kg/cm2 No Inc. Encofado	m3	41.46	129.58	5372.86
2	ACERO ESTRUCTURAL A36 INCL. MONTAJE	kg	31794.54	2.97	94331.92
3	HORMIGÓN SIMPLE EN CADENAS F'c (incl. Encofrado)	m3	3.71	156.01	578.79
4	REPLANTILLO EN CADENAS H.S F'c =180 kg/cm2 No Inc. Encofado	m3	1.86	125.91	234.19
5	PLACA COLABORANTE ACERO e=0.76 mm	m2	768.8	17.66	13574.32
6	MALLA ELECTROSOLDADA 5X15X15	m2	768.8	3.13	2405.08
7	HORMIGÓN PREMEZCLADO F'c =210 kg/cm2 (en losa sobre Deck)	m3	57.66	110.61	6377.74
8	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2 8-12 mm (con alambre galv. N°18)	kg	2750.6	1.51	4140.15
9	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2 14-32 mm (con alambre galv. N°18)	kg	4227.62	1.58	6682.68
TOTAL					133697.74

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017

Tabla 168. Presupuesto de obra – MX5P-6M.

 UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERÍA CIVIL ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE HORMIGÓN ARMADO, ACERO Y MIXTO. PRESUPUESTO DE OBRA O TABLA DE CANTIDADES Y PRECIOS 					
<u>SISTEMA CONSTRUCTIVO MIXTO (HORMIGÓN ARMADO - ACERO) DE 5 PISOS CON LUCES DE 6 METROS</u>					
ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	HORMIGÓN SIMPLE EN COLUMNAS F'c =210 kg/cm2 No Inc. Encrochado	m3	75.54	129.58	9788.92
2	ACERO ESTRUCTURAL A36 INCL. MONTAJE	kg	77793.42	2.97	230807.01
3	HORMIGÓN SIMPLE EN CADENAS F'c (incl. Encofrado)	m3	5.63	156.01	878.33
4	REPLANTILLO EN CADENAS H.S F'c =180 kg/cm2 No Inc. Encrochado	m3	2.82	125.91	355.06
5	PLACA COLABORANTE ACERO e=0.76 mm	m2	1692.8	17.66	29888.92
6	MALLA ELECTROSOLDADA 5X15X15	m2	1692.8	3.13	5295.69
7	HORMIGÓN PREMEZCLADO F'c =210 kg/cm2 (en losa sobre Deck)	m3	126.96	110.61	14042.98
8	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2 8-12 mm (con alambre galv. N°18)	kg	6865.62	1.51	10333.99
9	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2 14-32 mm (con alambre galv. N°18)	kg	7171.03	1.58	11335.38
TOTAL					312726.28

ELABORADO: Bolívar Anilema. 2017