



**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO**

**Colegio de Ciencias e Ingenierías**

**Análisis del diseño estructural estandarizado de la Unidad  
Educativa del Milenio en la comunidad Toñampare de la provincia  
de Pastaza.**

**Luis Fernando Canelos Vargas**

**Telmo Sánchez, Ph.D.,** Director de tesis.

Tesis de grado presentada como requisito  
para la obtención del título de Ingeniero Civil

Quito, 14 de diciembre de 2015

**Universidad San Francisco de Quito**

**Colegio de ciencias e Ingeniería**

**HOJA DE APROBACIÓN DE TESIS**

**Análisis del diseño estructural estandarizado de la Unidad Educativa del Milenio en la comunidad Toñampare de la provincia de Pastaza.**

**Luis Fernando Canelos Vargas**

Telmo Andrés Sánchez G, Ph.D.,

Director de la tesis

---

Fernando Romo, MSc.,

Miembro del Comité de Tesis

---

Fabricio Yépez, Ph.D.,

Miembro del Comité de Tesis

---

César Zambrano, Ph.D.,

Decano del Colegio de Ciencias

e Ingenierías.

---

Quito, 14 de diciembre de 2015

## © DERECHOS DEL AUTOR

Por medio del presente documento certifico que he leído la Política de Propiedad Intelectual de la Universidad San Francisco de Quito y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo de investigación quedan sujetos a lo dispuesto en la Política.

Así mismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo de investigación en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Firma: \_\_\_\_\_

Nombre: Luis Fernando Canelos Vargas

Código: 00023228

C. I.: 1600413361

Lugar: Quito, 14 de diciembre de 2015

## **Dedicatoria**

Dedico este trabajo en primer lugar a mis padres Helario Canelos y Carlota Vargas, quienes con recursos muy limitados han hecho lo posible para garantizar mi estadía en la ciudad de Quito, a todos mis 9 hermanos por todo el apoyo recibido, al pueblo histórico de Canelos y a todos los pueblos y nacionalidades indígenas de la amazonía ecuatoriana.

## **Agradecimientos**

Agradezco a mi madre y a mi padre, a pesar de la avanzada edad han hecho lo posible para ayudarme y trasmitirme esa fuerza para no rendirme.

Agradezco también a todos mis hermanos por todo ese apoyo incondicional que me han brindado (Mauricio, Edison, Raúl, Tania, Galo, Juana, Rosa, José y Marcia).

Agradezco al Programa de Diversidad Étnica de la Universidad San Francisco de Quito, y a todos quienes han estado al frente, en especial al director del programa David Romo PhD.

Agradezco a Didier Lacaze por compartir su sabiduría y por guiarme con sus enseñanzas.

Agradezco al doctor Norman Whitten por la ayuda con una beca para mis estudios y a Julie Willians.

Agradezco a todos mis compañeros y amigos por compartir momentos especiales dentro y fuera de la universidad.

Agradezco a todos mis profesores de la universidad a Fabricio Yépez, Enrique Villacreses, Fernando Romo, Miguel Araque y mi director de tesis Telmo Sánchez.

Agradezco a Derechos, Cambio Climático y Bosques/CEPLAES y a la Coalición Juvenil por los Bosques por darme la oportunidad de ampliar mis conocimientos y compartir con jóvenes de diferentes contextos culturales de Ecuador.

## RESUMEN

Uno de los proyectos de gran envergadura implementados por el estado ecuatoriano ha sido la construcción de las Unidades Educativas del Milenio en su afán de mejorar la calidad de educación a nivel rural del país. Hasta la actualidad se ha construido aproximadamente 80 unidades educativas del milenio en todo el país, sin embargo están proyectadas cerca de 200 unidades más según fuentes del ministerio de educación. Los diseños arquitectónicos y estructurales para la construcción son estandarizadas para todo el país. Esto ha sido un tema de mucha crítica de parte de algunos profesionales ya que según ellos los diseños se deberían realizar según la ubicación geográfica de la ejecución del proyecto. En este documento se realiza el diseño estructural de un bloque de aulas de dos plantas que se va a construir en la amazonía ecuatoriana en la comunidad Waorani de Toñampare, provincia de Pastaza. Las herramientas de soporte a utilizar para el diseño son: la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC13), el ACI318, el software ETABS para la modelación de la estructura y el AutoCAD para los planos estructurales. Luego de realizar un prediseño, se ingresa los datos al Etabs y se realiza el análisis estático y dinámico, para el diseño definitivo debe pasar los chequeos por resistencia, deriva de piso y de nudos. Posteriormente se realiza el planillado de hierro haciendo uso la herramienta del AutoCAD. Se concluye comparando los resultados obtenidos en este trabajo (dimensión de los elementos, volumen de hormigón y volumen de acero de refuerzo) con los diseños estructurales originales de la UEMT. El trabajo termina con algunas recomendaciones para trabajos futuros.

**ABSTRACT**

The Ecuadorian government in its effort to improve the quality of education in rural areas of the country is developing the project "Millennium Educational Units". Until today according to the Ministry of Education, approximately 80 educational units; however the government projects to build 200 more units. The architectural and structural designs for construction are standardized all across the country. This has been a subject of much criticism from some of the professionals since from their point of view the designs should be made according to the geographic location of the project implementation. This document describes the structural design of a two-story classroom block to be built in the Ecuadorian Amazon, in the Waorani community of Toñampare, in the Pastaza province. The support tools used for the design are: Ecuadorian Norm of Construction (NEC13), the ACI 318, the ETABS software for modeling the structure and the AutoCAD for structural drawings. After conducting a preliminary design, data is entered into ETABS and a dynamic and static analysis is performed. For the final design a checkup for resistance, drift of floor and knots must be completed. Later a rebar schedule is performed in detail with AutoCAD. One concludes by comparing the results obtained in this work (dimension of the elements, volume of concrete and reinforcing steel) with the original structural designs UEMT. The paper ends with some recommendations for future work.



## TABLA DE CONTENIDOS

RESUMEN .....	7
ABSTRACT .....	7
LISTA DE FIGURAS .....	12
LISTA DE TABLAS.....	15
1. INTRODUCCION .....	19
1.1 Antecedentes .....	19
1.2 Justificación .....	19
1.3 Descripción de la Problemática.....	19
1.4 Hipótesis .....	20
1.5 Objetivo final del proyecto.....	20
1.6 Objetivos específicos del proyecto.....	20
2 FUNDAMENTOS TEORICOS Y REVISION LITERATURA .....	21
2.1 Revisión de Literatura .....	21
2.2 Marco teórico .....	23
2.3 Requerimiento NEC-13.....	25
2.1.1 Cargas (No sísmicas).....	25
2.1.2 Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente.....	26
2.1.3 Estructura de Hormigón Armado.....	34
3. UNIDADES EDUCATIVAS DEL MILENIO – ECUADOR (UEME).....	41
3.1 Unidades Educativas del Milenio .....	41
3.2 Unidad Educativa del Milenio Toñampare (UEMT) .....	45
3.3 Especificaciones técnicas de la Unidad Educativa Toñampare. ....	49
4. DESARROLLO Y CALCULOS .....	55

4.1	Dimensionamiento de losa .....	56
4.2	Dimensionamiento de vigas .....	66
4.3	Determinación de Cargas .....	68
4.3.1	Carga Muerta.....	68
4.3.2	Carga Viva.....	73
4.3.3	Carga sísmica o Cargas horizontales.....	75
4.4	Diseño de columnas.....	79
5	ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA .....	83
5.1	Carga Vertical .....	84
5.1.1	Carga Muerta.....	84
5.1.2	Carga Viva.....	85
5.1.3	Vigas, Losas y Columnas.....	86
5.1.4	Vigas.....	87
5.1.5	Losas.....	88
5.1.6	Columnas.....	89
5.2	Carga Horizontal .....	90
5.3	Diseño.....	94
5.3.1	Chequeo de Nudo.....	94
5.3.2	Acero en vigas.....	95
5.3.3	Refuerzo transversal en vigas (estribos).....	106
5.3.4	Área de acero en columnas.....	116
5.3.5	Volumen de hormigón.....	124
5.3.6	Consideraciones para la armadura y planillado de acero.....	129
5.3.7	Planilla de hierro.....	136
6.	RESULTADOS .....	136
6.1	Dimensiones de los elementos estructurales .....	137
6.2	Planilla de acero de columnas .....	138
6.3	Planilla de acero en vigas, nervios y losas.....	138
6.4	Volumen de hormigón .....	139
7.	DISCUSIÓN .....	139

8.	CONCLUSIONES.....	141
8.1	Comparación entre el diseño original y el diseño propuesta.....	142
9.	RECOMENDACIONES .....	146
10.	BICLIOGRAFÍA.....	148
11.	ANEXOS.....	152

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Zona Sísmica del Ecuador .....	27
Figura 2. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño. ....	30
Figura 3. Características de los elementos a flexión. [Tomado NEC-2013].....	35
Figura 4. Área tributaria para el diseño de columnas. ....	38
Figura 5. Columna .....	40
Figura 6. Desconcentración educativa en zonas, distritos y circuitos.....	43
Figura 7. Mapa Provincia Pastaza, Ubicación comunidad Waorani de Toñampare.....	45
Figura 8. Mapa Territorio Waorani.....	46
Figura 9. Bloques de aulas.....	49
Figura 10. Consideraciones generales de la UEMT.....	50
Figura 11. Dimensión de las columnas de la UEMT .....	51
Figura 12. Losa de la UEMT, Nivel N+3.60 y N+7.20.....	52
Figura 13. Vigas en el nivel N+3.60.....	53
Figura 14. Vigas en el nivel N+7.20.....	54
Figura 15. Diseño en planta y bordes del panel a ser analizado.....	57
Figura 16. Elementos de viga y losa para determinar inercias .....	58
Figura 17. Losa alivianada. ....	61
Figura 18. Losa Alivianada.....	62
Figura 19. Centro de masa. ....	63
Figura 20. Vista en Planta de UEMT. ....	66
Figura 21. Dimensiones de paredes sobre losa.....	69
Figura 22. Vista lateral de la estructura.....	79
Figura 23. Área de aporte para las columnas. ....	80
Figura 24. Modelo del edificio en ETABS .....	84
Figura 25. Losa +3.60 Carga Muerta .....	85

Figura 26. Losa +7.20 Carga Muerta. ....	85
Figura 27. Losa +3.60 Carga Viva .....	86
Figura 28. Losa +7.20 Carga Viva. ....	86
Figura 29. Vigas N+3.60.....	87
Figura 30. Vigas N+7.20.....	88
Figura 31. Losa Aligerada .....	88
Figura 32. Columnas en todo el edificio. ....	89
Figura 33. Características de la columna. ....	89
Figura 34. Cortante basal en X .....	91
Figura 35. Cortante basal en Y.....	91
Figura 36. Derivas de piso en X .....	93
Figura 37. Deriva de Piso Y .....	93
Figura 38. Denominación de secciones de vigas. ....	95
Figura 39. Detalle espaciamiento en vigas. ....	107
Figura 40. Ubicación de estribos en vigas en la dirección X, N+3.60. ....	111
Figura 41. Ubicación de estribos en vigas en la dirección X, N+7.20. ....	112
Figura 42. Ubicación de estribos en vigas en la dirección Y, N+3.60 .....	114
Figura 43. Ubicación de estribos en vigas en la dirección Y, N+7.20. ....	115
Figura 44. Porcentaje de acero en columnas generado por ETABS. ....	117
Figura 45. Requerimientos de refuerzo transversal y confinamientos en vigas. ....	118
Figura 46. Detalle de estribos.....	122
Figura 47. Estribos en columnas hasta N+3.60. ....	123
Figura 48. Estribos en columnas de N+3.60 a N+7.20 .....	123
Figura 49. Longitud desarrollo en columnas continuas.....	131
Figura 50. Longitud de desarrollo en vigas discontinuas. ....	131
Figura 51. Longitud de desarrollo en Zapatas.....	131

<b>Figura 52. Longitud de traslapo.....</b>	<b>132</b>
<b>Figura 53. Distancias para empalmes en columnas. ....</b>	<b>133</b>
<b>Figura 54. Requerimiento de traslapes en vigas. ....</b>	<b>134</b>
<b>Figura 55. Gancho a 90° para varillas principales. ....</b>	<b>135</b>
<b>Figura 56. Gancho 135° para estribos.....</b>	<b>136</b>

## LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica escogida.....	28
Tabla 2. Coeficiente que depende del tipo de edificio.....	32
Tabla 3. Alturas o espesores mínimos de vigas no preesforzado o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones. [Modificado de ACI 318 ] .....	35
Tabla 4. Alturas o espesores mínimos de vigas no preesforzado, norma mexicana.....	36
Tabla 5. Zonas de concentración educativa.....	42
Tabla 6. Desconcentración educativa en zonas, distritos y circuitos.....	43
Tabla 7. Inventario de las UEM .....	44
Tabla 8. Resumen de materiales .....	55
Tabla 9. Cálculo de inercias, factor alfa y factor alfa promedio. ....	58
Tabla 10. Cálculo de inercia de losa maciza.....	61
Tabla 11. Dimensiones losa aliviada.....	62
Tabla 12. Cálculo de inercia de losa nervada.....	62
Tabla 13. Dimensiones de losa nervada y losa maciza equivalente .....	65
Tabla 14. Datos de la estructura. ....	66
Tabla 15. Cálculo para el predimensionamiento de vigas.....	67
Tabla 16. Cálculo de peso de paredes .....	70
Tabla 17. Cálculo de peso losa. ....	70
Tabla 18. Cálculo de peso de vigas. ....	71
Tabla 19. Cálculo de peso de columnas.....	72
Tabla 20. Resumen de cargas.....	72
Tabla 21. Sobre carga mínima.....	74
Tabla 22. Valores para cálculo de $T_c$ y $S_a$ . ....	77
Tabla 23. Cálculo de área de aporte.....	80
Tabla 24. Peso del edificio generado por ETABS.....	91

Tabla 25. Cortante basal generado por ETABS .....	92
Tabla 26. Derivas máximas con sismo en X y sismo en Y .....	93
Tabla 27. Diámetro máxima de varillas en columnas. ....	95
Tabla 28. Viga sentido x, N+3.60 y N+7.20 .....	96
Tabla 29. Vigas sentido Y, N+3.60 y N+7.20 .....	96
Tabla 30. Viga en volado sentido Y, N+3.60 y N+7.20 .....	96
Tabla 31. Área de acero en viga VX1. ....	97
Tabla 32. Área de acero en viga VX2 .....	97
Tabla 33. Área de acero en vigas VX23. ....	98
Tabla 34. Área de acero en vigas VX4. ....	98
Tabla 35. Acero mínimo para vigas .....	100
Tabla 36. Varillas mínimas y acero faltante VX1. ....	100
Tabla 37. Varillas mínimas y acero faltante VX2. ....	101
Tabla 38. Varillas mínimas y acero faltante VX3. ....	101
Tabla 39. Varillas mínimas y acero faltante VX4. ....	101
Tabla 40. Varilla de acero faltante (en apoyos) para VX2. ....	102
Tabla 41. Varilla de acero faltante (en apoyos) para VX3. ....	103
Tabla 42. Varilla de acero faltante (en apoyos) para VX4. ....	103
Tabla 43. Área de acero en VY1, VY2 y VY3. ....	104
Tabla 44. Área de acero en VY4-VY9. ....	104
Tabla 45. Varillas mínimas y acero faltante en VY1, VY2 y VY3. ....	104
Tabla 46. Varillas mínimas y acero faltante en VY4 - VY9. ....	105
Tabla 47. Varilla de acero faltante (en apoyos) para VY1, VY2 y VY3. ....	105
Tabla 48. Varilla de acero faltante (en apoyos) para VY4-VY9. ....	105
Tabla 49. Espaciamiento de los estribos cerca de los apoyos en dirección X. ....	107
Tabla 50. Espaciamiento de los estribos cerca de los apoyos en dirección Y. ....	108



Tabla 51. Espaciamiento de los estribos centro de la viga en dirección X. ....	109
Tabla 52. Espaciamiento de los estribos centro de la viga en dirección Y. ....	109
Tabla 53. Resumen de diámetro y ubicación de estribos.....	110
Tabla 54. Cantidad de estribos en vigas en sentido X, N+3.60. ....	111
Tabla 55. Cantidad de estribos en vigas en sentido X, N+7.20. ....	113
Tabla 56. Cantidad de estribos en vigas en sentido Y, N+3.60. ....	114
Tabla 57. Cantidad de estribos en vigas en sentido Y, N+7.20. ....	116
Tabla 58. Cantidad de varillas de acero en columnas. ....	118
Tabla 59. Longitud zona de confinamiento. ....	119
Tabla 60. Chequeo de confinamiento en columnas. ....	121
Tabla 61. Cantidad de estribos en columnas. ....	123
Tabla 62. Cálculo de volumen de hormigón en vigas para el nivel N+3.60. ....	124
Tabla 63. Tabla 64. Cálculo de volumen de hormigón en vigas para el nivel N+7.20. ....	125
Tabla 65. Cálculo de volumen de hormigón columnas. ....	126
Tabla 66. Cálculo de hormigón en nervios.....	127
Tabla 67. Cálculo losa 5cm, nivel N+3.60.....	128
Tabla 68. Cálculo hormigón losa 5 cm, nivel N+7.20.....	129
Tabla 69. Tabla de traslapo según diámetro de varilla. ....	131
Tabla 70. Longitudes requeridas para el traslapo. ....	132
Tabla 71. Longitud de traslape en columnas. ....	133
Tabla 72. Longitud de traslape en vigas. ....	134
Tabla 73. Longitud de gancho a 90º .....	135
Tabla 74. Longitud de gancho a 135º .....	136
Tabla 75. Formato para el planillado de hierro .....	136
Tabla 76. Dimensiones de columnas en cm.....	137
Tabla 77. Dimensión de vigas en cm. ....	137

<b>Tabla 78. Dimensión de losas en cm.....</b>	<b>137</b>
<b>Tabla 79. Planilla de hierro en columnas.....</b>	<b>138</b>
<b>Tabla 80. Volumen de hormigón en los elementos estructurales. ....</b>	<b>139</b>
<b>Tabla 81 Costo de la estructura de la UEMT. ....</b>	<b>139</b>
<b>Tabla 82. Dimensión original de columnas. ....</b>	<b>140</b>
<b>Tabla 83. Dimensión original de vigas. ....</b>	<b>140</b>
<b>Tabla 84. Dimensión original de losa y nervios.....</b>	<b>140</b>
<b>Tabla 85. Resumen de volúmenes de materiales .....</b>	<b>140</b>
<b>Tabla 86. Tabla comparativa de las dimensiones de columnas.....</b>	<b>143</b>
<b>Tabla 87. Tabla comparativa de las dimensiones de vigas.....</b>	<b>143</b>
<b>Tabla 88. Tabla comparativa de las dimensiones de losas.....</b>	<b>144</b>
<b>Tabla 89. Tabla comparativa de los volúmenes de los materiales. ....</b>	<b>145</b>

## **1. INTRODUCCION**

### **1.1 Antecedentes**

Uno de los proyectos que se está llevando a cabo en el país es el Plan Nacional del Buen Vivir, y cuenta con 12 objetivos claramente establecidas, así el objetivo 4 plantea “Fortalecer las capacidades y potencialidades del buen vivir” (Plan Nacional del Buen Vivir, 2013), la cual tiene una proyección hasta el 2017. Dentro de los objetivos trazados se tiene como prioridad la educación para el sector rural del país. Cubrir la demanda escolaridad en estos sectores implica la ejecución infraestructuras educativas de calidad, así las Unidades Educativas del Milenio cumplen con dicho objetivo.

### **1.2 Justificación**

Realizar un estudio más detallado de los diseños estructurales de las Unidades Educativas del Milenio (UEM) para comprobar si el diseño estandarizado satisface a las condiciones tectónicas de la zona en construcción, en base a los planos originales utilizando el software ETABS para la modelación.

### **1.3 Descripción de la Problemática**

Según el Dr. Fabricio Yépez, profesor de Ingeniería Civil de la Universidad San Francisco de Quito, los diseños estructurales necesitan un estudio más detallado de acuerdo a la zona donde se están construyendo las UEM, porque cada lugar tiene diferentes tipos de suelo y eventos sísmicos.

#### **1.4 Hipótesis**

En este trabajo de tesis se pretende dar resultados que permita visualizar la diferencia entre los planos estructurales originales y el diseño obtenido en esta investigación. Es posible que exista una reducción en los costos constructivos, permitiendo una disminución en los presupuestos implementados a los proyectos.

#### **1.5 Objetivo final del proyecto**

Realizar el diseño estructural de la Unidad Educativa del Milenio, haciendo uso del software ETABS y la NEC 2013, para poder comparar con el diseño estructural original y demostrar que se debe realizar un estudio más detallado según el lugar de la ejecución del proyecto.

#### **1.6 Objetivos específicos del proyecto**

- Analizar y conocer más sobre las Unidades Educativas del Milenio en el Ecuador (UEME).
- Analizar la ejecución del proyecto Unidad Educativa del Milenio “Toñampare”.
- Conocer más detalladamente los requisitos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2013) y prediseñar la estructura.
- Realizar recomendaciones para una ejecución de las UEM de acuerdo a las realidades culturales y tectónicas de las poblaciones rurales del país.
- La investigación realizada en esta tesis, pueda ser además una guía para estudiantes que requieran realizar un trabajo similar en el futuro.

## 2 FUNDAMENTOS TEORICOS Y REVISION LITERATURA

### 2.1 Revisión de Literatura

Uno de los proyectos importante que el gobierno está impulsando es mejorar la calidad de la educación en el Ecuador, así las Unidades Educativas del Milenio (UEM) se construye “para garantizar el acceso de la población escolar de las zonas rurales permanentemente excluidas de los servicios educativos” (Ministerio de Educación, 2014). El correcto funcionamiento y la durabilidad de las UEM dependen de la correcta aplicación de las normas y conocimientos básicos de diseño. Así “el diseño de estructuras es un proceso iterativo en el que se busca, ensayando distintas soluciones, la estructura que cumpla con unos requerimientos de seguridad con el menor costo posible” (Torrano S y Martí P, Pag.1). Así mismo el Análisis Estructural,

[...] es la parte del proceso de proyecto que comprende el diseño, cálculo y comprobación de la estructura. Es esta una disciplina técnica y científica que permite establecer las condiciones de idoneidad de la estructura, respecto a su cometido o finalidad. Por tanto, tiene establecido su objeto en la estructura y su finalidad en el cálculo como comprobación de lo diseñado (Gimena F, Gonzaga P y Lázaro G, 2004, pág. 1.).

Existen un sin número de herramientas para realizar el análisis estructural, en tiempos recientes y con la evolución de la tecnología se han desarrollado herramientas (software) que facilitan el diseño de todo tipo de infraestructura, al mismo tiempo también permiten obtener un diseño óptimo de las estructuras. “El uso de gráficos generados por computador ha contribuido en este proceso, pero sólo en

forma limitada. En vista de la popularidad del "Computer Aided Design" (CAD), es útil reflexionar sobre su relación con el diseño estructural óptimo (R.H. Gallagher, 1984, pág. 1). Por tanto el Diseño asistido por computadora "se refiere a un proceso en el que el analista trabaja en forma interactiva con el computador, explotando al máximo las unidades gráficas periféricas del mismo, para crear una configuración que satisfaga los requerimientos operacionales, estructurales y estéticos del diseño" (R.H. Gallagher, 1984, pág. 1)

En el mundo de la construcción y de diseño, los ingenieros buscan la optimización estructural, debido a eso existen numerosas investigaciones orientadas al hormigón armado, ya que es la más utilizada en el mundo de la construcción. En lo que a diseño estructural óptimo se refiere existen investigaciones que han sido publicadas por distintos autores por ejemplo Wasiutynski y Brandt (en 1963), Prager y Sheu<sup>16</sup> (1968), Niordson y Pederson<sup>17</sup> (en 1973) y Schmidtl<sup>8</sup> (en 1981). Muchas de las investigaciones que han realizado están dirigidas a la optimización de secciones transversales de columnas o vigas que tienen la forma rectangular, en T o circulares de elementos de hormigón pretensado (Chou 1977; Friel 1974), otras a la optimización de estructuras, considerando un comportamiento elástico del hormigón (Yang 1982; Kanagasundaram y Karihaloo 1990) o considerando un comportamiento plástico (Cohn 1965; Cohn y MacRae 1984), etc. Algunos investigadores han optado por usar algoritmos de optimización basados en técnicas de Programación Matemática No Lineal (Haug y Arora 1979; Kanasagundaram y Karihaloo 1990; Kirsh 1981), y otros por algoritmos de optimización basados en Criterios de Optimibilidad (Adamu et al. 1994; Chou 1977; Moharrami y Grierson 1993).

Los métodos de diseño utilizadas podrían ser cualquiera de las que se han nombrado anteriormente, lo primordial de todo esto es saber interpretar los resultados y realizar un diseño que satisfaga al cliente brindando seguridad, comodidad, al mismo tiempo también se trata de optimizar el diseño la cual implica una reducción de costos.

## **2.2 Marco teórico**

**Unidades Educativas del Milenio (UME):** “Las Unidades Educativas del Milenio (UEM) son parte integral de la política gubernamental para mejorar la calidad de la educación pública. Cada UEM se construye para garantizar el acceso de la población escolar de las zonas rurales permanentemente excluidas de los servicios educativos. El proyecto de las UEM reduce el déficit de infraestructura educativa a través de un modelo de infraestructura integral” (Ministerio de Educación, 2014).

**Unidades Educativas del Milenio -Toñampare (UMET):** se refiere a la ejecución del proyecto de las Unidad Educativa del Milenio en la comunidad de Toñampare (Cantárida Cía. Ltda., 2013).

**Toñampare:** Toñampare es una comunidad WAORANI, ubicado en la Parroquia Curaray del Cantón Arajuno en la Provincia de Pastaza (NAWE, 2014).

**Plan Nacional del Buen Vivir:** “El Plan Nacional para el Buen Vivir 2013-2017 es la hoja de ruta de la actuación pública para construir los derechos de las personas. El Plan es un conjunto de objetivos que expresan la voluntad de continuar con la transformación histórica del Ecuador” (Secretaria Nacional de Planificación y Desarrollo, 2013).

**Estructura:** “Es el conjunto de elementos estructurales ensamblados para resistir cargas verticales, sísmicas y de cualquier otro tipo. Las estructuras pueden clasificarse en estructuras de edificación y otras estructuras distintas a las de edificación” (NEC, 2011).

**Norma Ecuatoriana de la Construcción 2013:** Son los requerimientos para el diseño de todas las infraestructuras y cuenta con 18 capítulos. “La NEC establece los parámetros del riesgo y peligro sísmico a nivel nacional; de diseño sismo resistente; evaluación y rehabilitación de estructuras; requerimientos para diseño de estructuras en acero, hormigón armado, mampostería estructural, cimentaciones y geotecnia; incluye condiciones, reglamentos, normas nacionales e internacionales, pautas y criterios particulares para la construcción de edificaciones” (Flores, 2013).

**Diseño Estructural óptimo:** en base a la tecnología y los programas creados por los individuos, las capacidades gráficas de las mismas y el análisis por elementos finitos permite satisfacer el diseño, minimizar el costo o minimizar el peso de las estructuras (Gallagher, 1985).

**Calidad diseño:** “La calidad en el diseño, consiste en la aplicación de todos los recursos disponibles por el diseñador (ya sea una persona única u organización), al servicio de la materialización de la idea, de tal modo que esta pueda realizarse de una manera económica, eficaz y segura y por su puesto satisfaga tanto los requisitos como las expectativas del cliente que la encargó” (Sabador, 2006).



## 2.3 Requerimiento NEC-13

Para el correcto diseño y optimización de estructuras en edificaciones se requiere tomar en consideración las recomendaciones establecidas por la Norma Ecuatoriana de la construcción vigente desde el año 2013, la misma está presente en 10 capítulos. Cada capítulo cuenta con sus respectivas definiciones y recomendaciones para un diseño óptimo y la correcta aplicación de cada una de ellas permitirá garantizar el correcto funcionamiento de la edificación durante su desempeño a lo largo de su vida útil. En este apartado se presenta una síntesis de los capítulos más necesarios para el diseño sismo resistente de las estructuras de la UEMT, y por tanto los términos aquí utilizados son propios del código y no se puede cambiar por otros. Los capítulos a considerar son: Cargas (No sísmicas), Peligro sísmico o requisitos de diseño sismo resistentes y Estructura de Hormigón Armado.

### 2.1.1 Cargas (No sísmicas)

El presente apartado corresponde al capítulo de la **NEC-SE-CG** y trata de la carga muerta ocasionado por el peso propio o cargas permanentes, cargas variables ocasionadas por la carga viva o cargas climáticas y de las combinaciones entre los diferentes tipos de cargas dentro de la cual se incluye también las cargas accidentales o sísmicas que se verá en el siguiente capítulo.

Todos los componentes de la estructura (viga, columna, etc.), se deben diseñar para que la resistencia del diseño sea igual o superior a los efectos de las cargas mayoradas según las 7 combinaciones indicadas en la NEC:

1) 1.4 D
----------

$$2) 1.2 D + 1.6 L + 0.5 \max [Lr; S ; R]$$

$$3) * 1.2 D + 1.6 \max [Lr; S ; R] + \max [L ; 0.5W]$$

$$4) * 1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 \max [Lr; S ; R]$$

$$5) * 1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S$$

$$6) 0.9 D + 1.0 W$$

$$7) 0.9 D + 1.0 E$$

\*Para las combinaciones 3, 4 y 5:  $L=0.5 \text{ kN/m}^2$  si  $L_0 \leq 4.8 \text{ kN/m}^2$

(excepto para estacionamientos y espacios de reuniones públicas).

Fuente: NEC13-SE-CG

Dónde: D es la carga muerta, E es la carga de sismo, L es la carga viva, Lr es la sobre carga cubierta (carga viva), S es la carga de granizo, W es la Carga de viento.

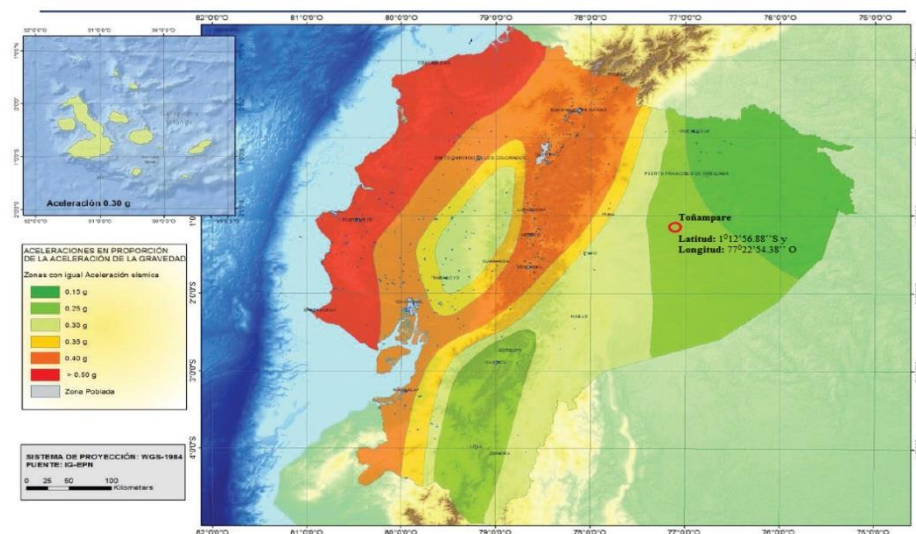
### 2.1.2 Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente

En este capítulo se estudia las cargas accidentales o cargas sísmicas, las mismas se tomarán en cuenta en el diseño sismo resistente de edificios y otras estructuras. Este capítulo dispone las herramientas necesarias para el cálculo basándose en conceptos de Ingeniería Sísmica y que permite a los profesionales del sector de la construcción tomar decisiones óptimas en sus diseños de acuerdo a contexto geológico donde se va a desarrollar el proyecto. Los requisitos mínimos establecidos por el código deben cumplirse a cabalidad para que el diseño esté sujeto a los efectos de los terremotos que podría suscitarse en algún momento, durante la vida útil de la estructura, más aún en un territorio como el ecuatoriano que

cuenta con un peligro sísmico alto. En el presente diseño se aplica la filosofía de diseño basado en desempeño que permite comprobar el nivel de seguridad de vida. “El diseño estructural se hace para sismo de diseño, evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un periodo de retorno de 475 años” (NEC,2013). Para cumplir con los requerimientos establecidos por la NEC se debe determinar los siguientes parámetros: el factor de zona Z y las curvas de peligro sísmico, las características del suelo del sitio donde se ejecuta el proyecto, y el tipo de uso, destino e importancia de la estructura.

### 2.1.2.1 Determinación del factor Z

El Factor Z, es el factor de zona que depende de la ubicación donde se va a ejecutar el proyecto y tiene una relación directa con zonas de actividad sísmica. La norma tiene identificado 6 zonas sísmicas en Ecuador, ver Figura 1.



**Figura 1. Zona Sísmica del Ecuador**

**[Tomado NEC-13]**

La NEC13 declara que “el mapa de zonificación sísmica para el diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI” (NEC13).

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

[Tomado NEC-13]

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

En el mapa de zonificación sísmica podemos apreciar que las poblaciones amazónicas se encuentran en una zona de rango  $0.15 \leq Z \leq 0.4$ . Para nuestro diseño se ha considerado un factor de zona: **Z = 0.25g**, debido a que el proyecto se está desarrollando en la comunidad de Toñampare, en las coordenadas UTM: x = 234950, y = 9865500 o Latitud:  $1^{\circ}12'56.88''$  S y Longitud:  $77^{\circ}22'54.38''$  O.

### 2.1.2.2 Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico

La norma define 6 tipos de perfiles de suelos: A, B, C, D, E y F (Anexo 1). Si el perfil del suelo es de tipo F, la NEC requiere un estudio más detallado debido a que son suelos susceptibles a la falla o colapso por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, etc., o son suelos de tipo turba, arcillas orgánicas y muy orgánicas o arcillas de muy alta plasticidad. Estos suelos son típicos de zonas bajas de la Amazonía ecuatoriana, similar al tipo de suelo donde se construye la

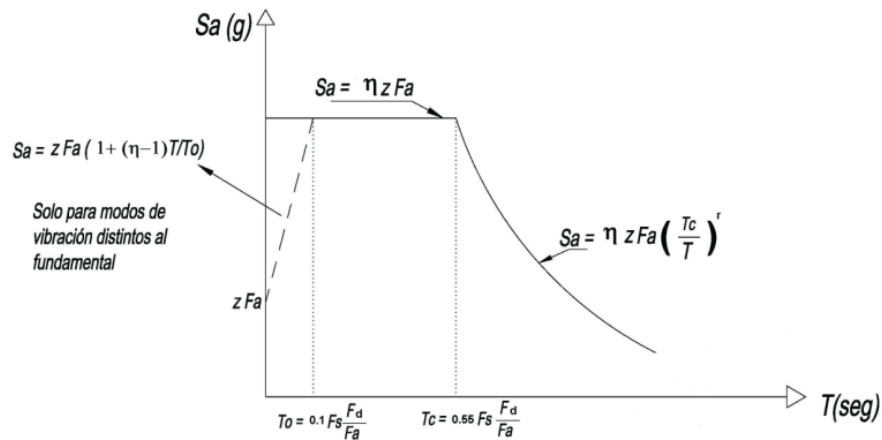
UEMT. Un estudio detallado del ingeniero ha determinado el tipo de suelo para el proyecto de la UEMT como suelo Tipo F, la misma recomienda hacer el mejoramiento de suelo con subbase clase II y III debidamente compactada, esta información es mucha utilidad para el calculista al momento de realizar el diseño sísmo resistente, la misma se detallaran más adelante en los capítulos correspondientes.

### **2.1.2.3 Coeficiente de perfil de suelo $F_a$ , $F_d$ y $F_s$**

Los resultados obtenidos en el apartado anterior o la elección del tipo de perfil del suelo A, B, C, D, E o F, será útil para determinar los valores de los coeficiente de perfil de suelo  $F_a$ ,  $F_d$  y  $F_s$ , que serán utilizados para el cálculo de espectro de respuesta elástico de aceleraciones ( $S_a$ ), que depende del periodo de vibración o modo de vibración de la estructura. Vale también tener en consideración, para el perfil del suelo tipo F, no se presenta valores para  $F_a$ ,  $F_d$  y  $F_s$ , debido a que se requiere un estudio especial, conforme lo que se estipula en la sección 10.5.4 de la NEC\_SE\_DS. Los valores equivalentes a  $F_a$ ,  $F_d$  y  $F_s$  se presenta en: (Ver Anexo 2).

### **2.1.2.4 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones**

La NEC específica que “el espectro de respuesta elástico de aceleraciones  $S_a$ , es expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño” (NEC13), las y la misma se presenta en la Figura 2.



**Figura 2. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.**  
**[Tomado NEC-13]**

Espectro de respuesta elástico de aceleraciones: dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para períodos de vibración estructural  $T$  pertenecientes a 2 rangos (NEC213):

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad (1)$$

$$S_a = \eta Z F_a \left( \frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{para } T > T_c \quad (2)$$

Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{para } T > T_c \quad (3)$$

Periodo de vibración  $T$ :

$$T = C_t h_n^a \quad (4)$$

Dónde  $\eta$  es la razón entre la aceleración espectral  $S_a$  ( $T = 0.1$  s) y el PGA para el período de retorno seleccionado,  $F_a$  es el coeficiente de amplificación de

suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio, **Z** es la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad  $g$ , **T<sub>c</sub>** es el período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño, **T** es el período fundamental de vibración de la estructura, **r** es el factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto (NEC213):

**r = 1** para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E

**r = 1.5** para tipo de suelo E.

**F<sub>d</sub>** es el coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio, **F<sub>s</sub>** es el Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos, **S<sub>a</sub>** es el espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad  $g$ ). Depende del período o modo de vibración de la estructura, **T<sub>0</sub>** es el período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño, **T<sub>c</sub>** es el período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño, **h<sub>n</sub>** es la Altura máxima de edificación de **n** pisos,

medida desde la base de la estructura, en metros y  $C_t$  es el coeficiente que depende del tipo de edificio, estos valores se puede observar en la Tabla 2 (NEC213):

**Tabla 2. Coeficiente que depende del tipo de edificio.**  
[Modificado NEC-13]

<b>Tipo de estructura</b>	$C_t$	a
<b>Estructura de Acero</b>		
sin arrojamientos	0.072	0.8
Con arrojamiento	0.073	0.75
<b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	<b>0.055</b>	<b>0.9</b>
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural.	0.055	0.75

Además la Norma define los valores de la relación de amplificación espectral,  $\eta$  ( $S_a/Z$ , en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador:

- $\eta = 1.80$ : Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),
- $\eta = 2.48$ : Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$ : Provincias del Oriente (NEC213).

#### **2.1.2.5 Factor de importancia de la estructura (I)**

El factor de importancia es primordial porque permite incrementar la demanda sísmica de diseño de una estructura. La norma exige que las estructuras deben permanecer operativas o deben sufrir el menor daño durante o después de un evento sísmico dependiendo las características de la utilización o importancia de la



estructura. Para nuestro cálculo se ha considerado un factor **I de 1.3**, debido a que nuestro proyecto se trata de una estructura de ocupación especial: escuelas o centros de educación o deportivos que albergan más de 300 personas (Ver Anexo 3).

#### **2.1.2.6 Regulación en planta y elevación ( $\phi_{EI}$ y $\phi_{PI}$ )**

La norma recomienda que una estructura se considere regular en planta y en elevación, cuando presenta las condiciones de descritas en (Ver Anexo 4), la misma dice: si la altura entrepiso y la configuración vertical de sistemas a porticados, es constante en todos los niveles entonces  $\phi_{EI} = 1$ , si la configuración en planta ideal es un sistema estructural es cuando el centro de rigidez es semejante al Centro de Masa entonces  $\phi_{PI} = 1$ . Si la estructura no cumple con condiciones descritas en (Ver Anexo 4) acudir a la NEC\_SE\_DS, sección 5.2 Tabla 12, 13 y 14, para las irregularidades en planta y elevación. Para el cálculo de nuestro proyecto, seleccionamos los valores de  $\phi_{EI} = 1$  y  $\phi_{PI} = 1$  configuración en elevación y en planta respectivamente, debido a que nuestra estructura es regular.

#### **2.1.2.7 Carga sísmica reactiva (W)**

La carga sísmica  $W$  representa la carga reactiva por sismo. La norma recomienda su cálculo utilizándola siguiente formula:

$$W = D \quad (5)$$

Dónde:  $D$  = carga muerta total de la estructura.

#### **2.1.2.8 Factor de reducción de resistencia sísmica**

La norma considera que los factores de resistencia  $R$  dependen de algunas variables, tales como: tipo de estructura, tipo de suelo, periodo de vibración

considerado y factores de ductilidad. Para nuestro cálculo se seleccionara los sistemas estructurales dúctiles: pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con un valor de  $R = 8$ . Valores de R de otros tipos de estructura se presenta en (Ver Anexo 5).

### 2.1.2.9 Cortante Basal (V)

La NEC establece que el cortante basal total de diseño  $V$ , a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinara mediante expresiones:

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \phi_P \phi_E} W \quad (6)$$

Donde  $S_a(T_a)$  es el espectrometro de diseño en aceleracion,  $\phi_P$  y  $\phi_E$  es el coeficientes de configuracion en planta y elevacion,  $I$  es el coeficiente de importancia,  $R$  es el factor de reduccion de resistencia sismica,  $V$  es el cortante basal total del diseño,  $W$  es la carga sismica reactiva y  $T_a$  es el periodode vibracion.

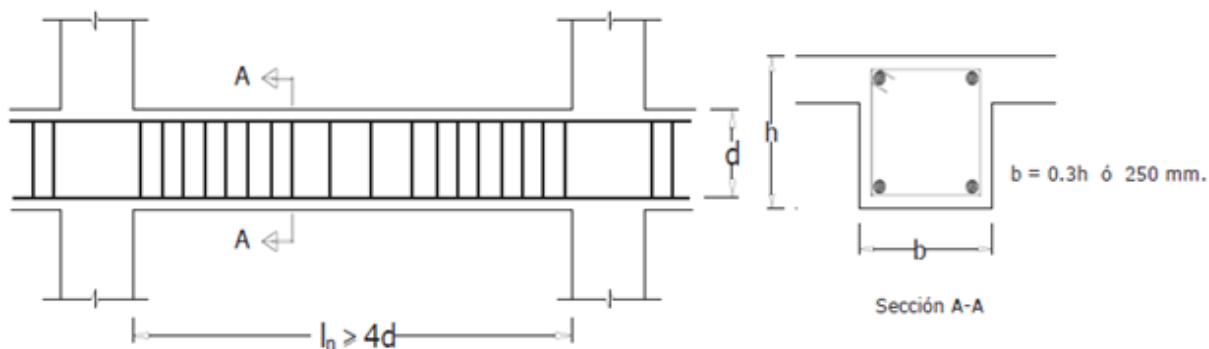
### 2.1.3 Estructura de Hormigón Armado

El diseño de concreto estructural se debe realizar de acuerdo a las disposiciones de los reglamentos de NEC-SE-HM, en donde, los elementos deben diseñarse para que tengan una resistencia adecuada, utilizando los factores de carga y los factores de reducción de resistencia

Ø. Las disposiciones de este capítulo aplican al diseño de edificaciones donde el sistema resistente a cargas sísmicas está compuesto por pórticos especiales y muros estructurales de hormigón armado.

### 2.3.3.1 Dimensionamiento de vigas

La norma exige que las vigas y cualquier otro elemento estructural de pórticos en flexión deben ser parte de sistemas resistentes a cargas sísmicas, y dichos elementos deben resistir las cargas efectuadas principalmente a flexión, además las fuerzas axiales mayoradas de compresión del elemento,  $P_u$ , no exceden  $0,10.f'c.A_g$  en ninguna combinación de cargas en que participen las cargas sísmicas. Dónde el  $f'c$  es la resistencia a la compresión del hormigón en MPa y el  $A_g$  es el área bruta de la sección en mm<sup>2</sup>. También se debe cumplir que la luz libre sea mayor que cuatro veces la altura útil de la sección transversal y el ancho mínimo  $b$  sea 250 mm ver Figura 3 (NEC13).



**Figura 3. Características de los elementos a flexión. [Tomado NEC-2013]**

Además el peralte mínimo debe cumplir con los requisitos de ACI 318 secciones 9,5 (control de las deflexiones), la cual se presenta en la Tabla 3.

**Tabla 3. Alturas o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calcules las deflexiones. [Modificado de ACI 318]**

Espesor mínimo, h				
	simplement e apoyados	con un extremo continuo	ambos extremos continuos	en voladizo

Losas macizas en una dirección	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

Las relaciones que muestra la Tabla 3 son condiciones válidas para Vigas que soportan elementos que pueden resistir grandes deflexiones (paneles de madera, aluminio, construcción en seco). Estos tipos de materiales resisten grandes deflexiones o absorben grandes deflexiones. Sin embargo la norma mexicana es más realista para elementos que no resisten grandes deflexiones (vidrios, mamposterías de ladrillos, cubiertas). Las condiciones aquí expuestas disminuyen el denominador y aumenta el espesor de la viga, por tanto es más seguro, ver Tabla 4. La viga es la que tiene que resistir las deflexiones no la mampostería, por tanto la viga debe tener mayor peralte. Esa es la diferencia con las condiciones del ACI 318 antes mostradas en la cual la viga tiene menor dimensionamiento.

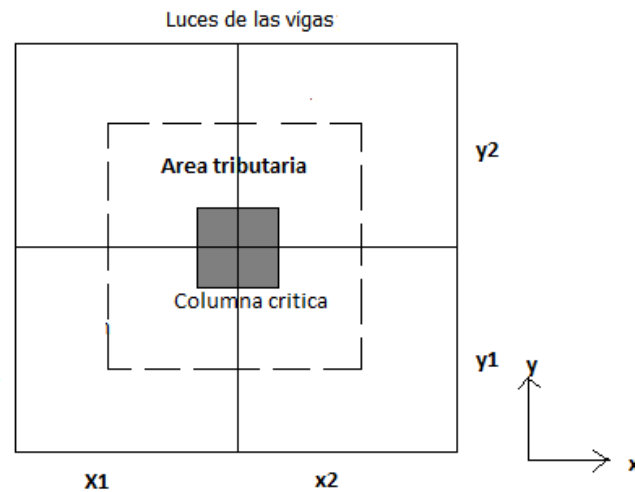
**Tabla 4. Alturas o espesores mínimos de vigas no preesforzadas, norma mexicana.**

Condición de los apoyos	Espesor mínimo h
Simplemente apoyada	L/11
Un apoyo continuo	L/12
Ambos apoyos continuos	L/14
Voladizo	L/5

### 2.3.3.2 Dimensionamiento de columnas o elementos en flexo-compresión

La NEC\_SE\_HM en el Capítulo 4.3, dispone algunos requisitos que se deberán aplicar a columnas, elementos de pórticos rígidos y otros elementos estructurales que sean parte de sistemas estructurales resistentes a cargas sísmicas. También hay que considerar que la razón entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión en la dirección ortogonal sea mayor que **0.40** ó en su defecto, que su altura libre sea mayor que cuatro veces la dimensión mayor de la sección transversal del elemento. La dimensión más pequeña de la sección transversal, medida sobre una línea recta que pasa por su centroide geométrico, no sea menor que 300mm. Además deben soportar fuerzas axiales que excedan  **$0.10.f'c.A_g$**  en las combinaciones de carga en que participen las cargas sísmicas (véase en la sección **3.4.2** de la **NEC-SE-CG**). Dónde el  **$f'c$**  es la Resistencia a la compresión del hormigón en MPa y el  **$A_g$**  es el área bruta de la sección en mm<sup>2</sup>.

Para el predimensionamiento de las columnas hay que empezar por analizar una columna con la mayor área tributaria, la misma está directamente relacionada con la longitud de las vigas que lo contiene, a esto llamaremos una columna crítica y por tanto soporta la mayor carga.



**Figura 4. Área tributaria para el diseño de columnas.**

Es importante definir el tipo de columna que se desea diseñar: columna tipo pedestal, columna corta y columna larga.

### **Columna tipo pedestal**

Es columna tipo pedestal cuando su longitud o altura libre sea menor a 4 veces la dimensión mayor de la sección transversal del elemento y por tanto no se necesita colocación de acero. Cuando supera tal condición podemos considerar como columna corta o larga.

### **Columna Corta (CC)**

Se considera columna corta cuando la esbeltez es:

$$\frac{KL}{r} < 22 \quad (12)$$

Es decir, los momentos que se producen son insignificantes y no necesitan ser chequeadas, “y se pueden diseñar los elementos sometidos a compresión

basándose en las fuerzas determinadas por un análisis de primer orden” (ACI, 10.10.1). De la ecuación anterior podemos simplificar:

$$r = \frac{K * L}{22} \quad (13)$$

La norma también recomienda para estructuras aperticadas no arriostradas **K** debe ser mayor o igual a 1.2 ( $K \geq 1.2$ ).

$$r = \frac{(1.2) * L}{22} \quad (14)$$

$$r = 0.0545 * L \quad (15)$$

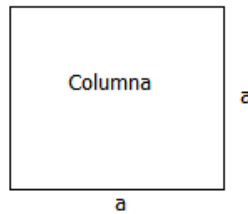
El radio de giro está representado por medio de la siguiente fórmula:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (16)$$

Dónde el **I** es la inercia de la sección transversal de la columna y **A** es el área de la sección transversal. Realizando las operaciones necesarias se puede determinar las dimensiones mínimas de la sección transversal de la columna por medio de la ecuación:

$$r = 0.3 * a \quad (17)$$

$$a = \frac{0.3}{r} \quad (18)$$



**Figura 5. Columna**

Dónde el **a** es la dimensión de la sección transversal de la columna para que no sea esbelta, más allá de estas dimensiones se debe realizar un análisis de momentos de segundo orden.

### **Columna Larga (CL)**

Se considera columna larga cuando la esbeltez es:  $\frac{KL}{r} > 22$ , por tanto se necesita chequear el momento de segundo orden  $M = P * d$ .

#### **2.3.3.3 Área de hormigón necesario para la columna**

Se puede determinar el área de hormigón necesario para la columna en particular por medio de la ecuación 19:

$$Ag = \frac{P}{72} \quad (19)$$

Dónde el **Ag** es el área del hormigón y **P** es la carga que soporta la columna por cada piso. Conociendo el **Ag** o el área de la sección de la columna se puede determinar las dimensiones de dependiendo el tipo de columnas que se desea diseñar, tales como cuadradas, rectangulares, trapezoidal, circular, etc.



### **3. UNIDADES EDUCATIVAS DEL MILENIO – ECUADOR (UEME)**

#### **3.1 Unidades Educativas del Milenio**

Según el Ministerio de Educación, en el año 2005 Ecuador junto con 147 países suscribió la Declaración del Milenio, en donde se establecen el conjunto de Metas de Desarrollo del Milenio (MDG) a lograrse hasta el año 2015, entre las cuales se destacan en el campo de la educación el asegurar que todos los niños y niñas del mundo completen la educación primaria, se logre un acceso igualitario de niños y niñas en todos los niveles de educación y se elimine la desigualdad, enfocando esfuerzos en paridad de género en educación primaria y secundaria. (Ministerio de Educación, 2014.)

A nivel de infraestructura, “El diseño arquitectónico considera características etnográficas de su zona de influencia y la accesibilidad para las personas con discapacidades. De acuerdo a la malla curricular, goza de aulas con ambientes temáticos, equipamiento moderno, bibliotecas comunitarias, laboratorios, canchas deportivas y espacios culturales” (Ministerio de Educación, 2014).

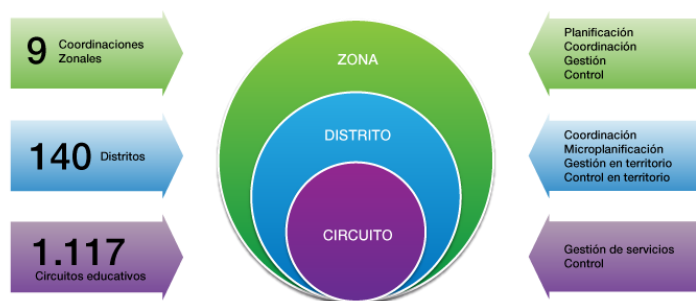
En la actualidad, las Unidades Educativas del Milenio (UEM) se encuentran en plena ejecución a largo de todas las regiones del país, las cuales están clasificadas por zonas. Desde el 2010 el Nuevo Modelo de Gestión Educativa (NMGE) ha planteado la reestructuración del Ministerio de Educación, para garantizar y asegurar que el derecho a la educación llegue a todas los rincones del Ecuador de una manera efectiva y eficacia, eso ha implicado ejecutar “procesos de

desconcentración desde la planta central hacia las zonas, distritos y circuitos, para fortalecer los servicios educativos y aproximarlos hacia a la ciudadanía, atendiendo las realidades locales y culturales” (Ministerio de Educación).

**Tabla 5. Zonas de concentración educativa.**

<b>Zonas</b>	<b>Sectores</b>
<b>1</b>	Esmeraldas, Carchi, Imbabura y Sucumbíos.
<b>2</b>	Pichincha(Excepto cantón Quito), Napo y Orellana
<b>3</b>	Cotopaxi, Chimborazo, Tungurahua y Pastaza
<b>4</b>	Manabí, Santo Domingo de los Tsachilas.
<b>5</b>	Bolívar, Guayas (excepto Guayaquil, Zamborondón y Duran), Los ríos, Santa Elena y Galápagos.
<b>6</b>	Azuay, Cañar y Morona Santiago
<b>7</b>	El oro, Loja y Zamora Chinchipe
<b>8</b>	Guayaquil, Zamborondón y Duran
<b>9</b>	Distrito metropolitano de Quito.

La nueva desconcentración educativa se clasifica en 9 zonas, 140 distritos educativos y 1.117 circuitos educativos como se puede observar en la Figura 8 y Tabla 7.



**Figura 6. Desconcentración educativa en zonas, distritos y circuitos.**

**Fuente: Ministerio Educación.**

**Tabla 6. Desconcentración educativa en zonas, distritos y circuitos.**

**Fuente: Ministerio Educación.**

RESUMEN GENERAL		
Zona	Total Distritos Educativos	Total Circuitos Educativos
1	16	152
2	8	70
3	19	183
4	15	166
5	25	186
6	17	125
7	19	141
8	12	44
9	9	45
Subtotal	140	1112
Zonas no delimitadas	3	5
<b>TOTAL</b>	<b>143</b>	<b>1.117</b>

### Avances de la construcción de las Unidades Educativas del Milenio

Según las fuentes del Ministerio de Educación, hasta la actualidad se han construido 51 Unidades Educativas del milenio. Para el 2014 se encontraban en construcción 21 Unidades Educativas del Milenio, muchas de ellas ya se han inaugurado, mientras que otras están en etapas finales de construcción como es el caso de las Unidad Educativa del Milenio Toñampare. Para el 2014 se tenía una proyección de 201 Unidades Educativas del Milenio, sin embargo dicho objetivo no se ha podido cumplir, en la actualidad muchos de ellos se encuentra en etapas de revisión y contratación. Las unidades educativas existentes a las cuales se ha planteado repotenciar o remodelar son 226, la cual requiere una inversión 131'321.969 millones de dólares (Ecuadoruniversitario, 2014).

**Tabla 7. Inventario de las UEM****Fuente: Ministerio de Educación.**

<b>Zonas</b>	<b>UEM Construidas</b>	<b>UEM en Construcción</b>	<b>UEM por Construir</b>	<b>UEM por Repotenciar</b>
<b>1</b>	8	5	9	29
<b>2</b>	5	5	4	14
<b>3</b>	6	2	15	22
<b>4</b>	7	1	16	29
<b>5</b>	7	2	24	26
<b>6</b>	3	2	15	30
<b>7</b>	4	4	14	31
<b>8</b>	6	0	52	27
<b>9</b>	5	0	52	18
<b>Total</b>	<b>51</b>	<b>21</b>	<b>201</b>	<b>226</b>

Como se ha podido apreciar en la Tabla 7, el alcance del proyecto de las UEM es de gran envergadura y requiere una inversión de aproximadamente 782 millones de dólares para la construcción más 131 millones de dólares para la remodelación (Ecuadoruniversitario, 2014), por tanto es muy importante realizar un estudio detallado de los diseños, de acuerdo a la nueva Norma Ecuatoriano de la Construcción vigente desde el 2013. Es importante dar conocer que el actual diseño de las UEM son estandarizadas para todo el país, esto trae mucha discrepancia entre

los profesionales, debido a que los diseños deben ser de acuerdo a lugar de ejecución en donde el tipo desuelo y la tectónica cambian.

### 3.2 Unidad Educativa del Milenio Toñampare (UEMT)

#### Localización geográfica del proyecto

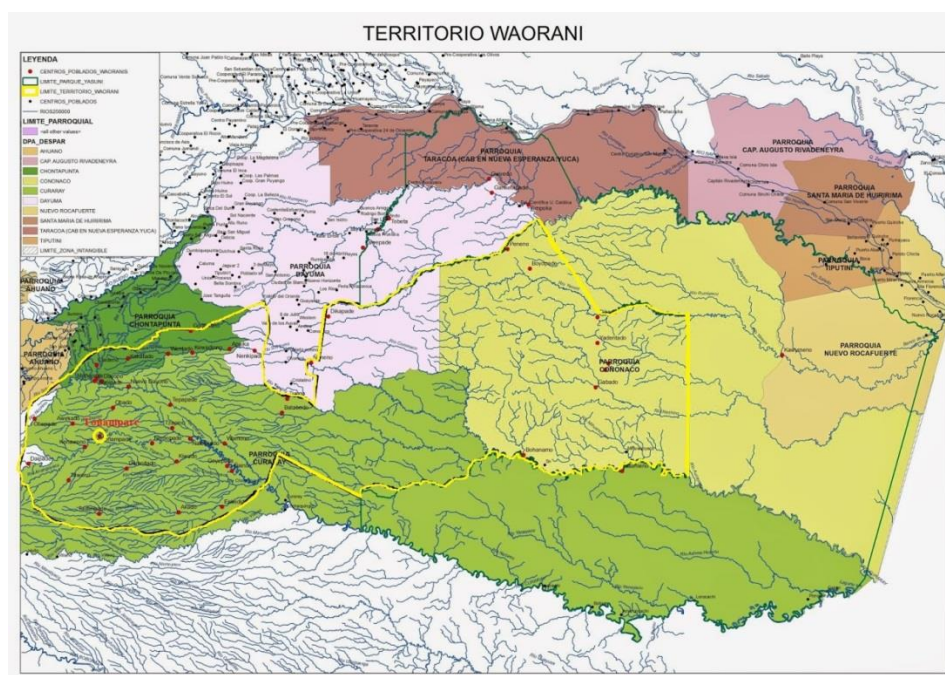
El territorio Waorani está situado en Ecuador, entre el río Curaray y el río Napo, en un área de aproximadamente 30 mil km<sup>2</sup>. Allí se construye la “Unidad Educativa del Milenio” en la comunidad Waorani de Toñampare, ubicado en la Parroquia Curaray, Cantón Arajuno, Provincia de Pastaza – Ecuador, en las coordenadas UTM: x = 234950, y = 9865500 o Latitud: 1<sup>o</sup>12'56.88" S y Longitud: 77<sup>o</sup>22'54.38" O (Cantárida Cía. Ltda., 2013).



**Figura 7. Mapa Provincia Pastaza, Ubicación comunidad Waorani de Toñampare.**

## Área de influencia del proyecto

El área de influencia del proyecto de la construcción de la “Unidad Educativa del Milenio Toñampare” se centra en todo el territorio de la Nacionalidad Waorani, el mismo se ubica entre las provincias de Pastaza y Orellana, y cubre un área aproximado de 30 mil km<sup>2</sup> (Cantárida cia.ltda). Es un proyecto orientado a dar educación a todos los jóvenes Waorani de las diferentes comunidades que existen en sus territorios tales como “Toñampare, Quenahueno, Tihueno, Quihuaro, Damuintaro, Zapino, Tigüino, Huamuno, Dayuno, Quehueruno, Garzacochoa (río Yasuní), Quemperi (río Cononaco) , Caruhue (río Cononaco)” (Nawe, 2013).



**Figura 8. Mapa Territorio Waorani.**

**Fuente: Nawe.**

## **del proyecto UEMT**

Las Unidad Educativa del Milenio de Toñampare es construida por la Empresa CANTARIDA CIA. LTDA. Las instalaciones tienen una capacidad para 300 alumnos distribuidos en sus aulas, laboratorios de Física, Química, ciencias naturales, tecnología e idiomas, además cuenta con talleres, comedor, salón de uso múltiple, área centro de interpretación, canchas de uso múltiple, canchas de futbolito, patio cívico, educación inicial, cerramiento pre escolar, también cuenta con residencia estudiantil con capacidad de albergar 125 alumnos y residencia docentes con capacidad de albergar 15 profesores. Bloques individuales de administración, inspección y biblioteca virtual. Toda la construcción con la más alta tecnología para el servicio de toda la comunidad Waorani y sus alrededores. Un resumen de los bloques de las instalaciones se presenta de la siguiente forma:

- 1 Administración.
- 2 Inspección.
- 3 Educación Inicial.
- 4 Biblioteca.
- 5 Bloques de aulas 6AM- 2PH + Baterías Sanitarias.
- 6 Laboratorio Física, Química y 2 Ciencias Naturales.
- 7 Laboratorio de tecnología para estudiantes.
- 8 Laboratorio de idiomas para comunidad.
- 9 Talleres.
- 10 Comedor – Salón Uso Múltiple.

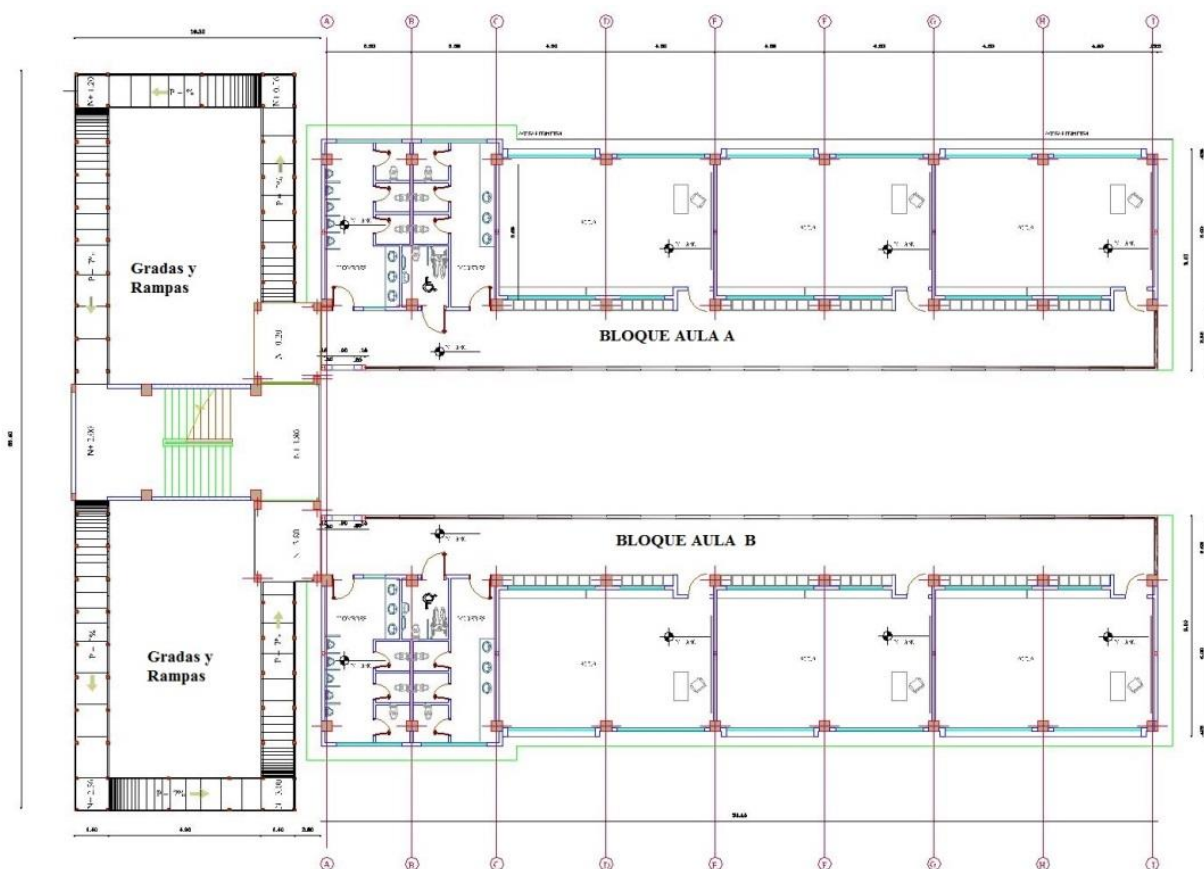
- 11 Residencia de profesores.
- 12 Residencia de estudiantes.
- 13 Cancha uso múltiple.
- 14 Cancha de fútbol implantado en plataforma.
- 15 Cerramiento preescolar.
- 16 Área de centro de interpretación.
- 17 Patio cívico.
- 18 Mitigación ambiental.
- 19 Obras exteriores.

### **Implantación Toñampare**

La implantación completa del proyecto se presenta en (Ver Anexo 6). En este trabajo sólo se analiza o se diseña aquella estructura de mayor importancia que se muestra en las Figura 9.

Planos arquitectónicos de bloques de aulas 6AM- 2PH + Baterías Sanitarias.





**Figura 9. Bloques de aulas.**

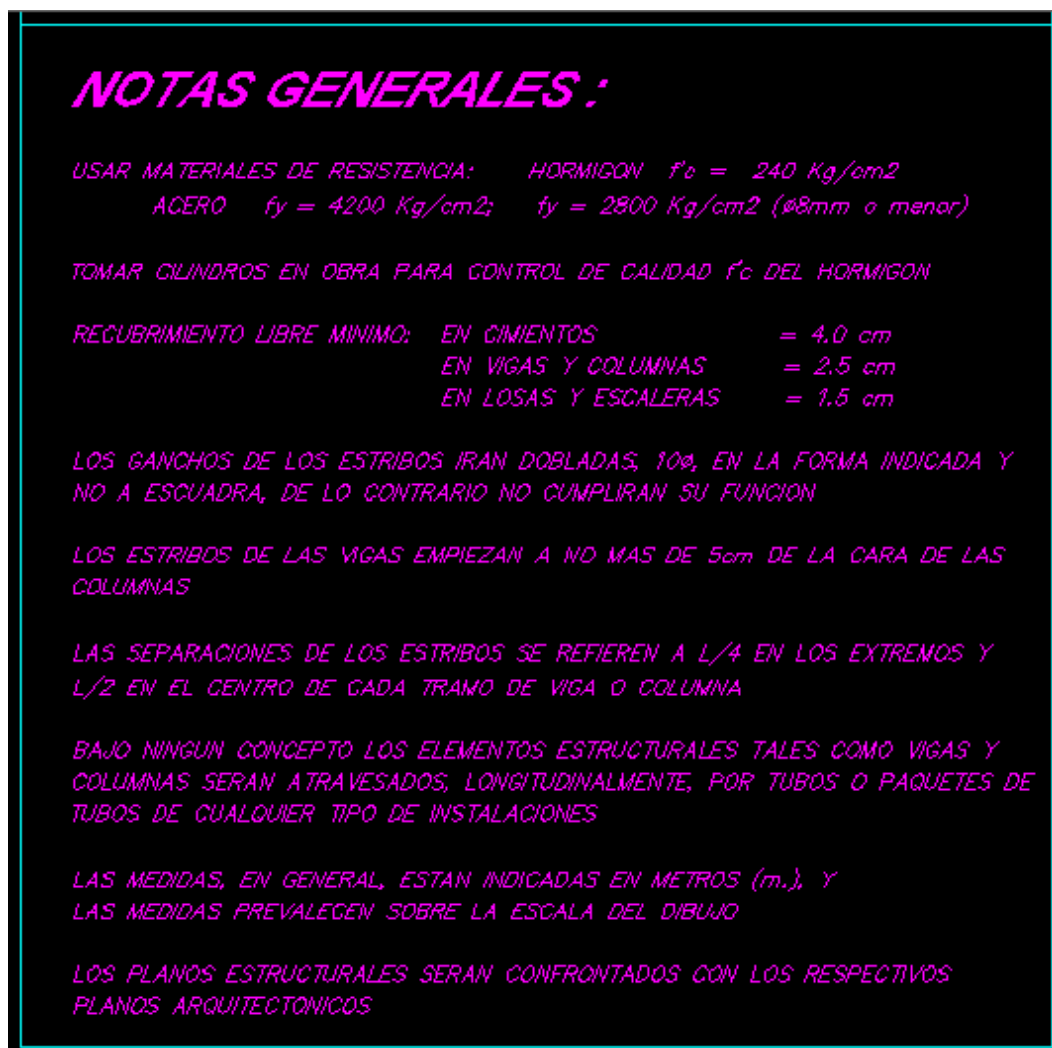
**Fuente: Cantárida Cía. Ltda.**

### 3.3 Especificaciones técnicas de la Unidad Educativa Toñampare.

En esta sección se detalla las características originales con las cuales se construyó la UEMT, se presenta la dimensión de los elementos estructurales, además se presenta las características de los materiales, el planillado de acero así como el armado de la misma y el Volúmen de hormigón.

En la Figura 10 podemos observar las notas generales que tienen los planos estructurales originales, en la cual se especifica los materiales de acero y de hormigón con  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  y  $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$  respectivamente. Indica también el

diámetro de los estribos con  $\phi$  10mm, y que estas deben empezar colocándose a no más de 5 cm de la cara de las columnas. Las separaciones de los estribos se refieren a L/4 en los extremos y L/2 en el centro de cada tramo de la viga o columna.

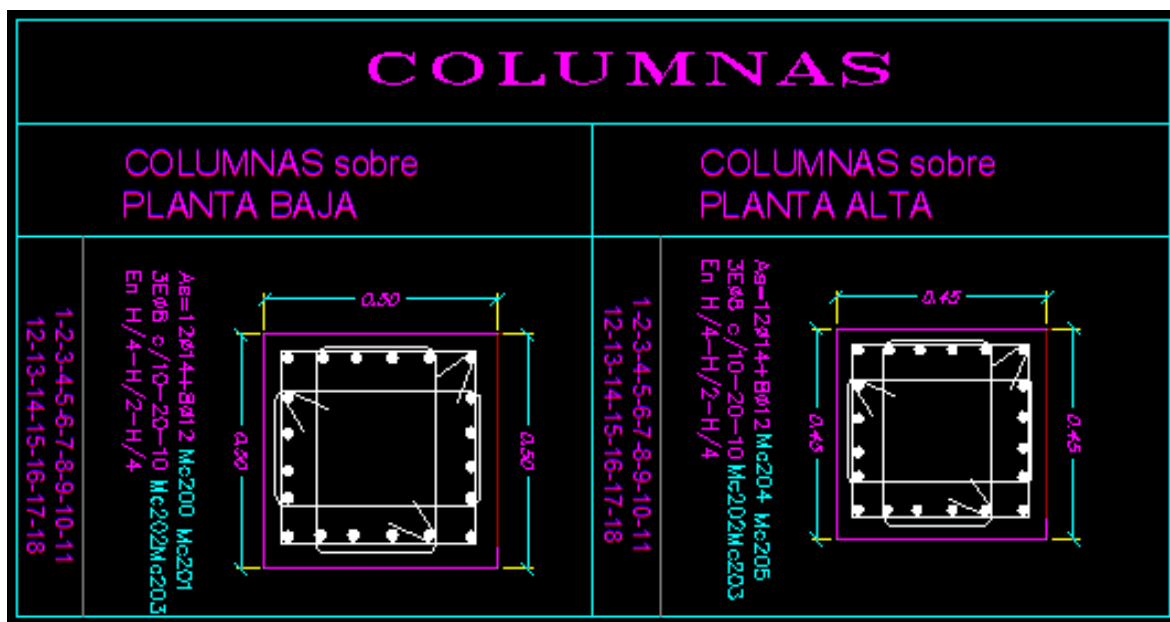


**Figura 10. Consideraciones generales de la UEMT.**

**Fuente: CANTARIDA CIA.LTDA.**

En la Figura 11, se presenta las dimensiones originales de las columnas para la planta baja y alta. Podemos observar que se requiere una columna de 50X50 en la

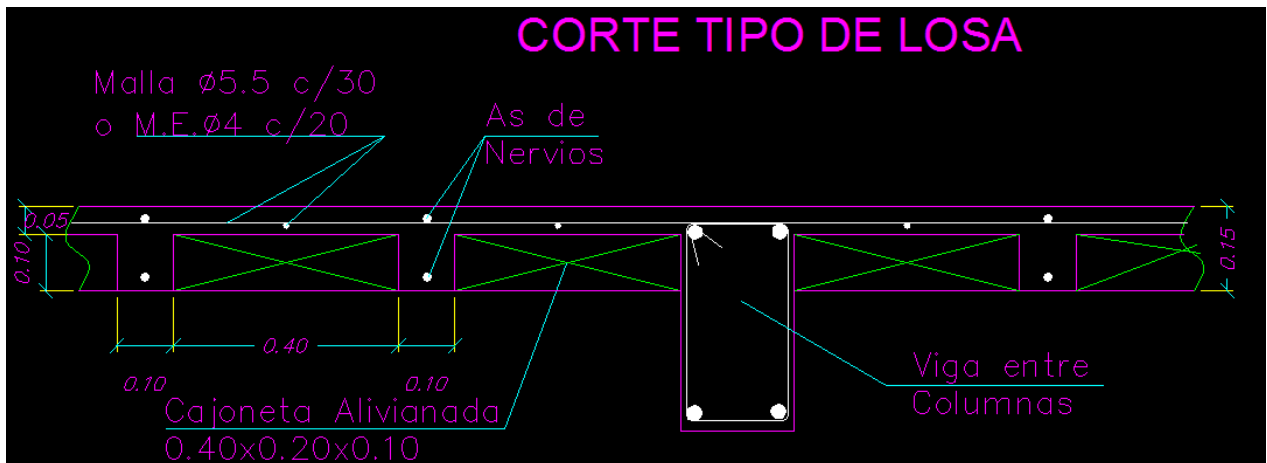
plata baja y de 45X45 en la planta alta con un armado de 12  $\phi$ 14 mm y 8  $\phi$ 12mm en total 20 varillas. Se requiere 3 estribo de  $\phi$ 8 mm que irán colocado cada 10 cm y cada 20 cm en L/4 y L/2 respectivamente, tanto para planta baja y alta.



**Figura 11. Dimensión de las columnas de la UEMT**

**Fuente: CANTARIDA CIA.LTDA.**

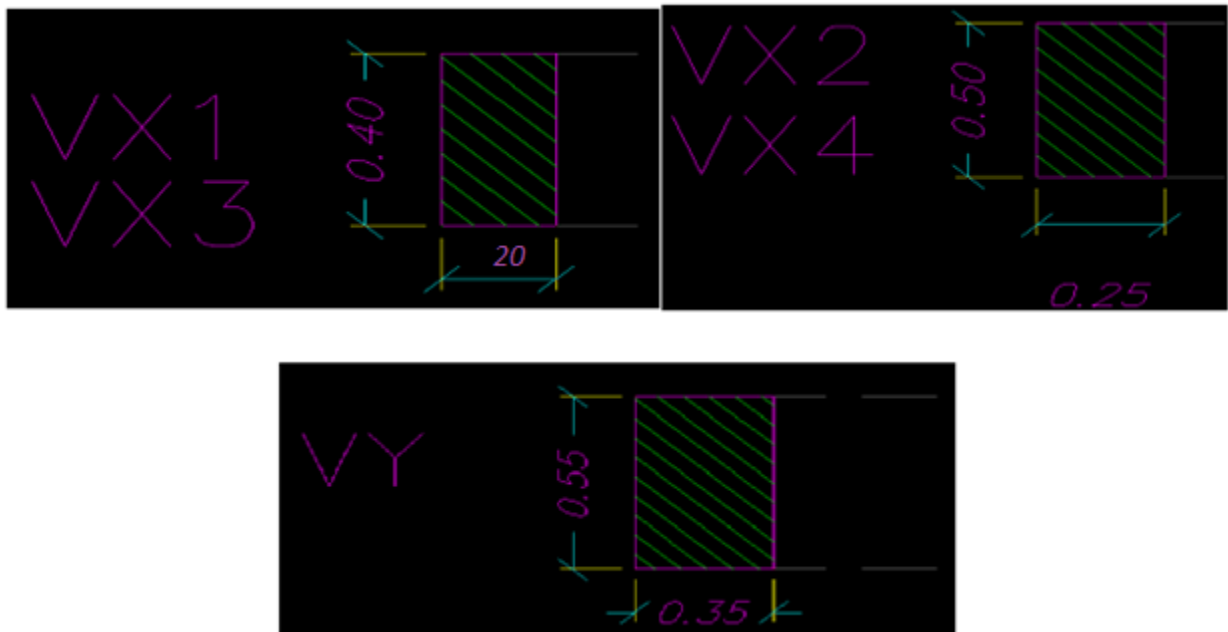
En la Figura 12 se presenta el detallado de la losa tanto para el nivel N+3.60 y N+7.20. Es una losa peraltada o alivianada con un nervio de 10 cm de alto y una losa de 5 cm de espesor. Los casetones de alivianamiento tienen una dimensión de 40 cm de ancho y 10 cm de alto, la misma será cubierta con espuma de poliuretano. La losa es tanto para las aulas como para los volados de la estructura.



**Figura 12. Losa de la UEMT, Nivel N+3.60 y N+7.20.**

**Fuente: CANTARIDA CIA.LTDA.**

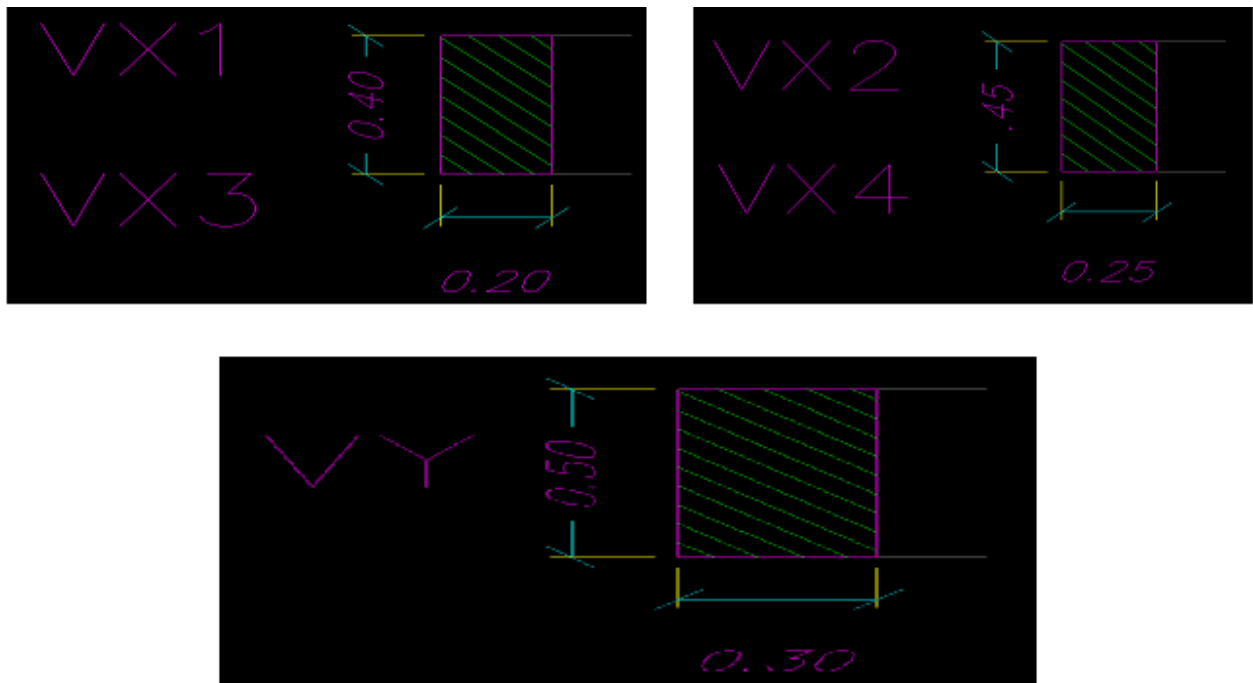
En la Figura 13 se presenta, las dimensiones de las vigas para la losa en el nivel N+3.60. Se puede apreciar que las vigas en el sentido X, es decir, las vigas VX1 y VX3 tienen una dimensión de 20X40 en centímetros y las VX2 y VX4 tienen una dimensión de 25X50 en cm. Además todas las vigas en la dirección Y tienen una dimensión de 35X55 en cm.



**Figura 13. Vigas en el nivel N+3.60.**

**Fuente: CANTARIDA CIA.LTDA.**

En la Figura 14 se presenta, las dimensiones de las vigas para la losa en el nivel N+7.2. Se puede apreciar que las vigas en el sentido X, es decir, las vigas VX1 y VX3 tienen una dimensión de 20X40 en centímetros y las VX2 y VX4 tienen una dimensión de 25X45 en cm. Además todas las vigas en la dirección Y tienen una dimensión de 30X50 en cm.



**Figura 14. Vigas en el nivel N+7.20.**

**Fuente: CANTARIDA CIA.LTDA.**

En la Tabla 8 se presenta un resumen del volumen de materiales que se utilizó en la construcción de la estructura. Se presenta el volumen de hormigón medida en m<sup>3</sup> para vigas, columnas, losas y otros elementos estructurales. También se presenta la cantidad total de acero calculado en 14711.34 kg.

**Tabla 8. Resumen de materiales**

**Fuente: CANTARIDA CIA.LTDA.**

4 BLOQUES AULAS (12) BLOQUE (A)			
BLOQUE DE AULAS 6AM-2PH+BATERIA			
RESUMEN DE MATERIALES			
Item	RUBRO	Unidad	Cantidad
<b>PRELIMINAR</b>			
1	Limpieza del terreno	m <sup>2</sup>	503,70
2	Replanteo y Nivelación	m <sup>3</sup>	253,65
3	Excavación Manual	m <sup>3</sup>	224,21
4	Mejoramiento compactado Sub Base Tipo II	m <sup>3</sup>	57,00
5	Relleno compactado material en sitio	m <sup>3</sup>	131,95
6	Desalojo	m <sup>3</sup>	92,26
<b>HORMIGÓN ZAPATA CORRIDA</b>			
7	Hormigón Simple en Zapata Corrida f'c=240kg/cm <sup>2</sup> incluye encofrado	m <sup>3</sup>	19,35
8	Hormigón Simple Replanteo f'c=140kg/cm <sup>2</sup> incluye encofrado	m <sup>3</sup>	4,65
<b>HORMIGÓN CADENAS</b>			
9	Hormigón Simple en Cadenas f'c=240kg/cm <sup>2</sup> incluye encofrado	m <sup>3</sup>	7,30
<b>HORMIGÓN COLUMNAS</b>			
10	Hormigón Simple en Columnas f'c=240kg/cm <sup>2</sup> incluye encofrado	m <sup>3</sup>	38,70
<b>HORMIGÓN VIGAS</b>			
11	Hormigón Simple en Vigas f'c=240kg/cm <sup>2</sup> incluye encofrado	m <sup>3</sup>	53,02
<b>HORMIGÓN LOSA</b>			
12	Hormigón Simple en Losa f'c=240kg/cm <sup>2</sup> incluye encofrado	m <sup>3</sup>	49,77
<b>HORMIGÓN CICLÓPEO</b>			
13	Hormigón Ciclópeo f'c=180 kg/cm <sup>2</sup> incluye encofrado	m <sup>3</sup>	11,00
	Contrapiso e= 0,15 m con malla 5,5mm@15 y geotextil	m <sup>2</sup>	311,07
<b>ESTRUCTURA</b>			
14	Acero de Refuerzo	kg	14711,34
15	Malla electrosoldada de 5,5mm@15cm	m <sup>2</sup>	622,14

El plano estructural original se presenta en el anexo (Ver Anexo).

#### 4. DESARROLLO Y CALCULOS

En esta etapa se desarrolla los cálculos para predimensionamiento de elementos estructurales según la NEC13 y el ACI 318, las mismas fueron descritas en los capítulos anteriores.

#### 4.1 Dimensionamiento de losa

El dimensionamiento de losas requiere un sin número de chequeo para su correcto funcionamiento la cual se describe en este capítulo.

##### Chequeo de rigideces e inercia viga - losa

Es importante puntualizar que las vigas soportan todos los esfuerzos transferidas por las losas, por tanto el diseño de un sistema de losa va acompañado por la comprobación de vigas fuertes (vigas peraltadas), vigas semi débiles (vigas semi peraltadas) o vigas débiles (vigas bandas), para la cual hay que chequear en cada viga la relación de inercias y rigideces de cada viga, para garantizar que la viga es descolgada en todos los bordes.

La comprobación del tipo de vigas se desarrolla mediante el factor  $\alpha$  que establece la norma:

$$\alpha_f = \frac{I_{viga}}{I_{losa}} \quad (21)$$

Dónde  $\alpha_f$  es la relación entre la rigidez a flexión de una sección de viga y la rigidez a flexión de una franja de losa limitada lateralmente por los ejes centrales de los paneles adyacentes (si los hay) a cada lado de la viga, la misma se debe determinar para todas las vigas críticas. Además  $I_{viga}$  es la inercia de la viga e  $I_{losa}$  es la inercia de la losa.

$$I_{viga} = \frac{bh^3}{12} \quad (22)$$



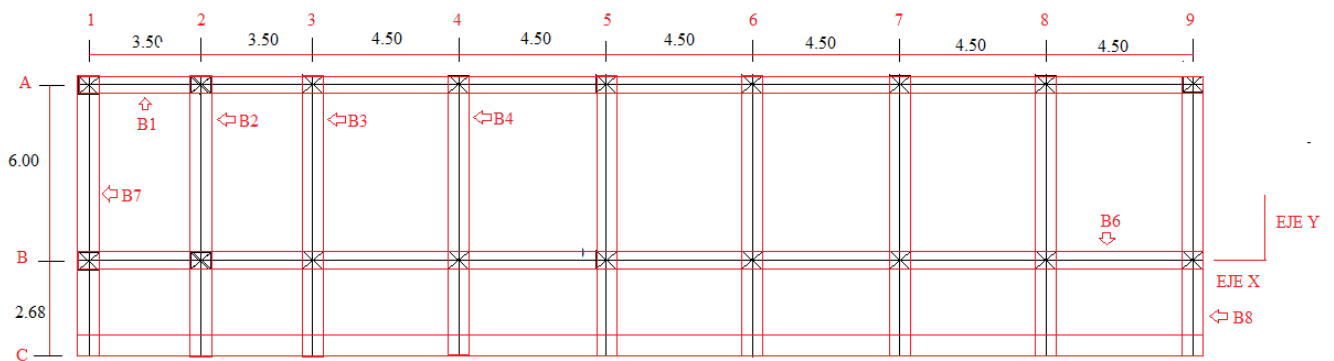
$$I_{losa} = \frac{bh^3}{12} \quad (23)$$

El valor promedio de  $\alpha_f$  está representado mediante la siguiente fórmula:

$$\alpha_{fm} = \frac{\alpha_{f1} + \alpha_{f2} + \alpha_{f3} + \dots + \alpha_{fn}}{n} \quad (24)$$

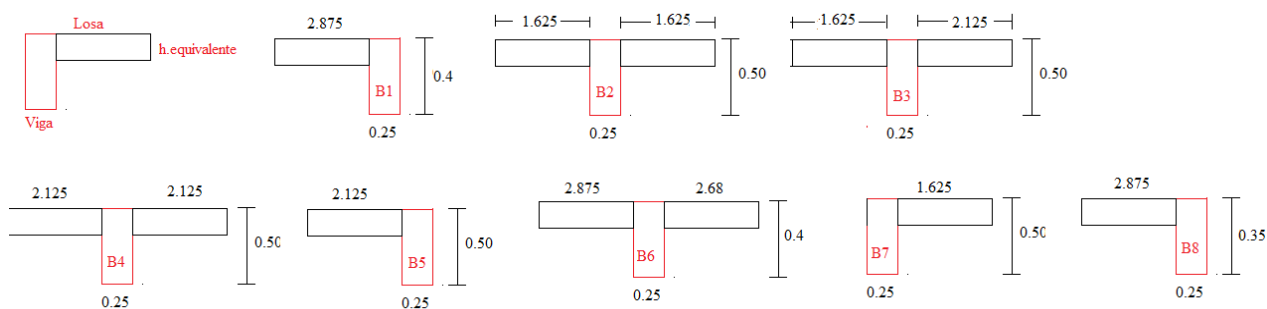
Donde  $\alpha_{fm}$  es el valor promedio de  $\alpha_f$  para todas las vigas en los bordes de un panel.

En la Figura 15 se presenta los bordes B1, B2, B3, B4, B5, B6, B7 y B8 en las cuales se analiza para determinar el factor  $\alpha_f$ .



**Figura 15. Diseño en planta y bordes del panel a ser analizado**

En la Figura 16 se presenta más detalladamente los elementos de viga y losa para determinar las inercias de cada una de ellas.



**Figura 16. Elementos de viga y losa para determinar inercias**

En el Tabla 9 se presenta las dimensiones de los elementos de viga y losa, el cálculo de las inercias, el factor alfa para cada borde ( $\alpha_f$ ) y el factor alfa promedio ( $\alpha_{fm}$ ).

**Tabla 9. Calculo de inercias, factor alfa y factor ala promedio.**

		<b>B1</b>	<b>B2</b>	<b>B3</b>	<b>B4</b>	<b>B5</b>	<b>B6</b>	<b>B7</b>	<b>B8</b>
Losa	h	0.145	0.145	0.145	0.145	0.145	0.145	0.145	0.145
	b	2.875	3.25	3.84	4.25	2.125	5.555	1.625	2.125
Viga	h	0.4	0.5	0.5	0.5	0.5	0.4	0.5	0.35
	b	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
$I_{viga} = \frac{bh^3}{12}$		7.3E-4	8.2E-4	9.8E-4	1.1E-3	5.4E-4	1.4E-3	4.1E-4	5.4E-3
$I_{losa} = \frac{bh^3}{12}$		1.3E-3	2.6E-3	2.6E-3	2.6E-3	2.6E-3	1.3E-3	2.6E-3	8.9E-3
$\alpha_1 = \frac{I_{viga}}{I_{losa}}$		1.82	3.15	2.66	2.41	4.82	0.94	6.31	1.65

$\alpha_{promedio} =$	2.97	V.DESCOLGADA
-----------------------	------	--------------

De los resultados obtenidos se puede concluir que el factor  $\alpha_{promedio}$  es mayor a 2, por consiguiente es una viga descolgada.

### Espesor mínimo de losas

El ACI318 en el capítulo 9.5.3.3 especifica el espesor mínimo  $h$  para losas con vigas que se extienden entre los apoyos. Antes se debe comprobar el factor  $\alpha$  mostrado en la Ecuación 24, que es la relación que existe entre la inercia de la viga y la inercia de la losa. Si el factor  $\alpha$  es menor a 0.02 es una viga débil o viga banda, por tanto todos los esfuerzos se transfieren directamente a las columnas, entonces hay que cuidar el punsonamiento y no la deflexión de la losa:

$$\alpha < 0.02 \quad \text{es viga plana}$$

Si el factor está en un rango entre 0.20 y 2.00 entonces es una viga semi débil o semi descolgada, y los esfuerzos ocasionados por la losa son transferidas tanto a la viga como a la columna.

$$0.02 \leq \alpha \leq 2 \quad \text{viga semidescolgada}$$

Si el factor  $\alpha$  se encuentra dentro de los rangos establecidos, entonces el espesor mínimo  $h$  para losas con vigas que se extienden entre los apoyos no tiene que ser menor que la Ecuación 25 y no menor que 125 mm.

$$h = \frac{\text{Ln} \left( 0.8 + \frac{fy}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{\text{medio}} - 0.2)} \quad (25)$$

Por último, si el factor es mayor a 2 entonces es una viga fuerte o viga peraltada, la misma soporta todos los esfuerzos que la losa le transfiere:

$$\alpha > 2.00 \quad \text{viga descolgada}$$

Si el factor  $\alpha$  se encuentra dentro de los rangos establecidos, entonces el espesor mínimo  $h$  para losas con vigas que se extienden entre los apoyos no tiene que ser menor que la Ecuación 26

$$h_{equiv} = \frac{Ln\left(0.8 + \frac{fy}{1400}\right)}{36 + 9\beta} \quad (26)$$

y no menor que 90 mm o 9 cm

El termino ***Ln*** en la Ecuación 25 y 26 corresponden a la luz libre en la dirección larga medida cara a cara de las vigas. El termino  **$\beta$**  en la Ecuación 25 y 26 corresponde a la relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta con la losa determinada mediante la Ecuación 27.

$$\beta = \frac{\text{Luz viga sentido larga} - \text{ancho viga}}{\text{Luz viga sentido corta} - \text{ancho viga}} \quad (27)$$

En vista al resultado obtenido en el apartado anterior tenemos el valor del factor mayor a 2, por tanto se procede a la Ecuación 26 para determinar la altura de la losa peraltada. Antes se calcula la relación de luz larga y corta mediante la ecuación 27

$$\beta = \frac{6.00 \text{ m} - 0.25 \text{ m}}{4.5 \text{ m} - 0.25 \text{ m}}$$

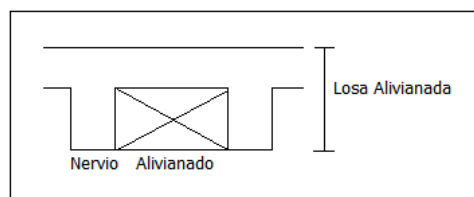
$$\beta = 1.35$$

$$h_{equiv} = \frac{6.00 * \left(0.8 + \frac{42}{1400}\right)}{36 + 9 * 1.35}$$

$$h_{equiv} = 0.103 \text{ m}$$

Se ha calculado el espesor mínimo que debe tener la losa maciza igual a 0.103 m o 10.3cm.

Es importante recalcar que la losa maciza no es factible económicamente debido a que se requiere mayor cantidad de acero y hormigón, por ende debe diseñarse una losa alivianada con bloque, casetón, espuma flex, etc., ver Figura 17.



**Figura 17. Losa alivianada.**

Una vez determinada la losa maciza por la Ecuación 26, se calcula la inercia de la misma mediante la fórmula 28. Los resultados se presenta en la Tabla 10.

$$I_{losa} = \frac{bh^3}{12} \quad (28)$$

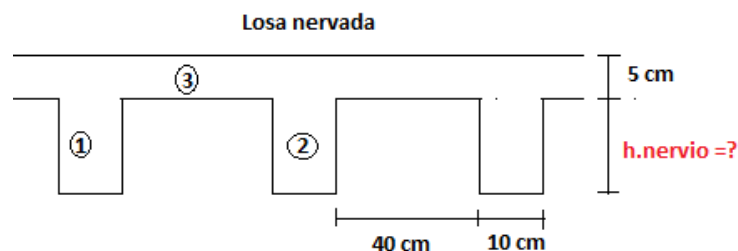
**Tabla 10. Cálculo de inercia de losa maciza.**

Inercia Losa Maciza :: $I = (b \times h^3) / 12$		
Base (b) =	100	Cm
Altura (h) =	10.3	Cm
Inercia =	9106.058	cm <sup>4</sup>

Trabajo sobre un metro de losa  
altura de Losa Maciza  
**Inercia Losa Maciza**

Ahora se busca una losa alivianada que tenga igual o mayor inercia que la losa maciza para que reparta la carga de la misma manera y el conjunto estructural trabaje igual. El cálculo de la misma es a prueba y error, se puede suponer las

dimensiones estándar de losas alivianadas de 15, 20, 25, 30 cm o más. Si no se cumple con los requerimientos antes mencionados o simplemente se diseña una losa nervada con menor inercia que la losa maciza, lo que se alcanza es el pandeo del elemento, fisuración, alabeo, etc., ver Figura 18.



**Figura 18. Losa Alivianada.**

El cálculo de la inercia de la losa alivianada se comienza suponiendo un peralte de 15 cm de altura que tiene como altura de nervio 10 cm, ver Tabla 11.

**Tabla 11. Dimensiones losa alivianada**

h.nervio =	<b>10</b>	Cm
b.nervio=	10	Cm
h.losa	5	Cm
b.losa	100	Cm

En la Tabla 12 se realiza los cálculos necesarios para determinar la inercia de una losa alivianada mostrado en la Figura 18.

**Tabla 12. Cálculo de inercia de losa nervada.**

Sección	Área (A)	$\bar{y}$ (cm)	$A \cdot \bar{y}$ (cm <sup>3</sup> )	$I_o$ (cm <sup>4</sup> )	$d^2 = (y - \bar{y})^2$ (cm <sup>2</sup> )	Inercia total (cm <sup>4</sup> )
1	100	5	500	833.33	28.698	3703.23

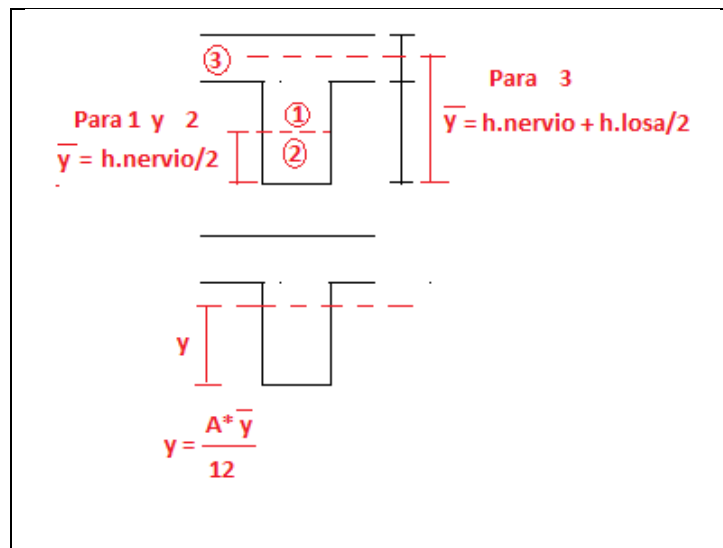
2	100	5	500	833.33	28.698	3703.23
3	500	12.5	6250	1041.66	4.5918	3337.59
A. Total	700		7250			10744.05

$$y = (A \cdot \bar{y})/A = 10.36 \text{ cm}$$

<b>Inercia los Nervada</b>	<b>10744.05</b>	<b>cm4</b>
----------------------------	-----------------	------------

SI CUMPLE, TRABAJAR CON ESTA LOSA

En la Figura 19 se presenta de manera más detallada las secciones 1, 2 y 3, las mismas se consideró para determinar la inercia de una losa alivianada.



**Figura 19. Centro de masa.**

Dónde: Inercia total =  $I_o + A \cdot d^2$ , por principio de Steiner,  $I_o$  es la inercia propia de cada elemento.

De acuerdo a los resultados obtenidos la inercia de losa nervada es mayor a la inercia de la losa maciza (**10744.05 cm<sup>4</sup> > 9106.06 cm<sup>4</sup>**).

La inercia de la losa peraltada es útil para poder comprobar la altura de la losa, por tanto utilizamos la ecuación de la inercia y se despejamos la altura:

$$I_{losa} = \frac{bh^3}{12} \quad (29)$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{12 * I_{losa}}{b}}$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{12 * 10744.05}{100}}$$

$$h = 10.88 \text{ cm}$$

Queda comprobado que la inercia calculada equivale a una losa maciza de altura 10.88 cm, la misma es mayor a 10.30 cm calculada anteriormente.

Además es importante hacer la comprobación de la luz máxima que debe tener la losa de acuerdo a su altura. La norma exige que la Altura de la losa maciza sea igual al 3% de la luz de la viga.

$$h = 0.03 * L(\text{luz de la viga}) \quad (30)$$

Para poder conocer la luz de la losa despejamos la ecuación y se tiene

$$L = \frac{h}{0.03}$$

$$L = \frac{10.88 \text{ cm}}{0.03 * 100}$$



$$L = 3.63 \text{ m}$$

Se concluye que, la losa maciza con altura de 10.80 cm o losa nervada de 15cm de altura pueden tener una luz máxima de 3.63 m.

En la Tabla 13 se ha calculado las losas nervadas estándar con sus respectivas inercias y las losas macizas equivalentes, así como las luces máximas para cada losa. Los cálculos desarrollados están en base a lo requerido por la NEC.

**Tabla 13. Dimensiones de losa nervada y losa maciza equivalente**

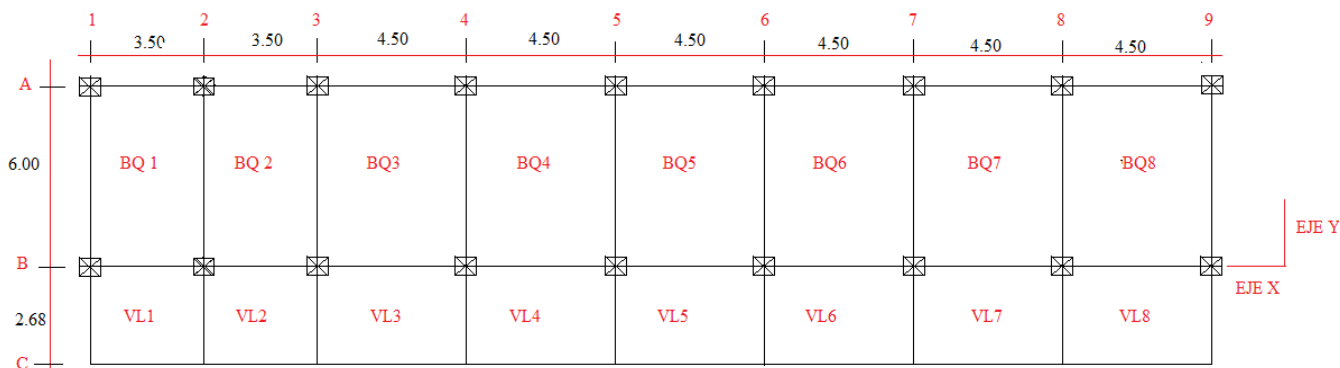
LOSA NERVADA			LOSA MACIZA	
Altura Losa	Altura Nervio	Inercia	Altura	Luz maxi Viga
h1 (cm)	h2 (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	h (cm)	L (m)
15	10	10744.05	10.88	3.63
20	15	25416.67	14.50	4.83
25	20	49097.22	18.06	6.02
30	25	83333.33	21.54	7.18
35	30	129564.39	24.96	8.32

En vista a que se tiene una luz corta de 4.50 m y una luz larga de 6.00 m, se procede a dividir la losa más larga en 2 partes iguales para ubicar una viga intermedia, de esa forma cumplir con los requerimientos de la norma.

Se concluye que la losa el diseño será una losa peraltada de 15 cm de alto con una viga intermedia en la luz más larga.

## 4.2 Dimensionamiento de vigas

El pre-dimensionamiento de vigas está directamente relacionado a luz y a la carga que actúa sobre ella. Para el cálculo de peso propio primero se debe predimensionar las vigas de acuerdo a las luces de las vigas que se muestran en la Figura 20.



**Figura 20. Vista en Planta de UEMT.**

La Tabla 14 presenta las características de la estructura, las mismas son útiles para el cálculo de las dimensiones de las vigas y otros elementos.

**Tabla 14. Datos de la estructura.**

Datos		
<b>f'c =</b>	<b>24</b>	<b>Mpa</b>
<b>fy =</b>	<b>42</b>	<b>Mpa</b>
<b>qa =</b>	<b>25</b>	<b>To/m2</b>
<b>#pisos =</b>	<b>2</b>	
<b>Ln =</b>	<b>6</b>	<b>M</b>
<b>L =</b>	<b>4.5</b>	<b>M</b>
<b>Altura Piso =</b>	<b>3.6</b>	<b>M</b>
<b>L.v</b>	<b>2.68</b>	<b>M</b>

Luz sentido y  
Luz sentido x  
Luz del volado

Los cálculos de las dimensiones de las vigas se presentan en la Tabla 15. Las ecuaciones utilizadas para el peralte de las vigas se toman de la Tabla 4 de esta

tesis. Así para una viga con un apoyo continuo la altura de la viga es igual a la luz máxima de la viga dividido para 12 y para el volado la altura de la viga es igual a la luz máxima dividido para 8. El ancho mínimo  $b$  debe ser 250 mm o  $0.3h$  ver Figura 3. Para este trabajo se ha utilizado que la  $b$  de la viga sea un medio de la altura de la viga. Los criterios aquí utilizados están explicado más detalladamente en la sección 2.3.4.1 de esta tesis.

**Tabla 15. Cálculo para el predimensionamiento de vigas.**

<b>Para Vigas que soportan elementos que No pueden resistir grandes deflexiones</b>			
<b>Viga sentido Y</b>			
$h = \frac{Ln}{12} =$	$6/12 = 0.50$	m	* altura de la viga es igual a la luz máxima de la viga dividido para 12.
$h_{adapt} =$	0.50	m	
$b \cong \frac{h}{2} =$	$0.50/2 = 0.25$	m	
<b>VIGA SENTIDO Y: 25x50</b>			
<b>Viga Sentido X</b>			
$h = \frac{Ln}{12} =$	$4.50/12 = 0.375$	m	* altura de la viga es igual a la luz máxima de la viga dividido para 8
$h_{adapt} =$	0.40	m	
$b \cong \frac{h}{2} =$	$0.40/2 \approx 0.25$	m	
<b>VIGA SENTIDO X: 25x40</b>			
<b>Viga en volado Sentido Y</b>			
$\frac{Lv}{8} =$	$2.68/8 = 0.335$	m	* altura de la viga es igual a la luz máxima de la viga dividido para 8
$h_{adapt} =$	0.35	m	
$b \cong \frac{h}{2} =$	$0.35/2 \approx 0.25$	m	
<b>VIGA SENTIDO X: 25x35</b>			

Los resultados de la Tabla 15 nos muestran las dimensiones de las vigas en sentido X (40cm x 25cm), en sentido Y (50cm x 25cm) y en volado (35cm x 25 cm).

Las dimensiones aquí obtenidas sólo son por motivo de prediseño, estos podrían cambiar para el diseño definitivo de la estructura según los requerimientos y los esfuerzos que recibirán los elementos.

### **4.3 Determinación de Cargas**

En este apartado se determina las cargas permanentes, cargas variables y accidentales que actuarán sobre la estructura, estos son: carga muerta, carga viva y carga sísmica.

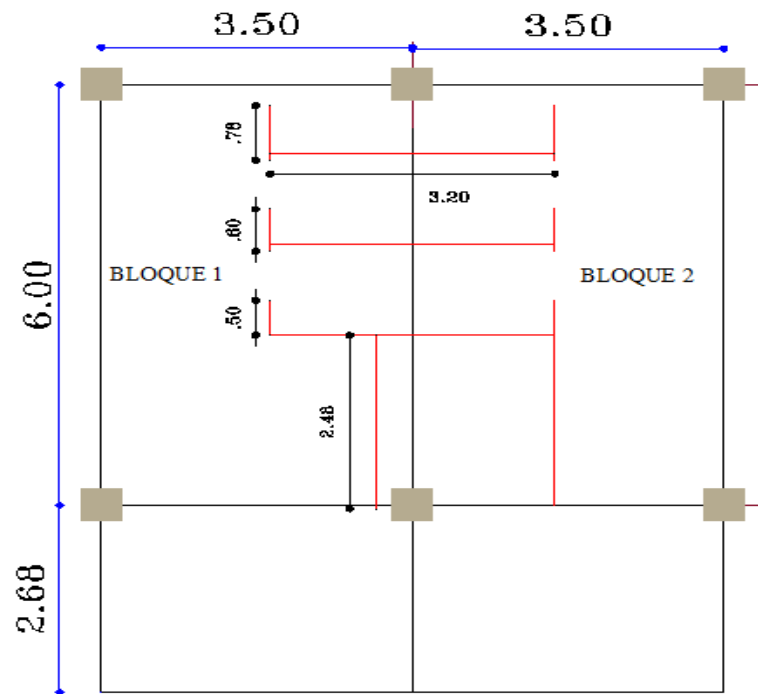
#### **4.3.1 Carga Muerta**

La carga muerta es un tipo de carga que estará si es posible durante toda la vida útil de la estructura. Hay dos tipos de cargas, el primero es la carga muerta de los elementos estructurales y la segunda son las cargas permanentes. Las cargas muertas de los elementos son: el peso propio de vigas, columnas, losas y cualquier otro elemento que esté de manera constante sujeta a la estructura. Las cargas permanentes son las cargas enlucidos, mampostería, recubrimientos y demás.

En este apartado se calcula todo las cargas muertas, debido a que se necesitará más adelante para el predimensionamiento de la columna.

##### **a) PESO DE PAREDES**

La Figura 21 presenta las dimensiones de las paredes sobre la losa.



**Figura 21. Dimensiones de paredes sobre losa.**

En la Tabla 16 se desarrolla los cálculos respectivos para determinar la carga total de paredes que será soportada por la columna. El cálculo se divide en dos partes, la primera es el cálculo del peso de las paredes que está apoyada sobre la losa, y la segunda es el cálculo del peso de paredes sobre la viga. Para las paredes sobre la losa se utiliza un bloque con espesor de 10 cm, con una altura de pared de 3.450 m y la longitud de la losa se describe en la Figura 16. Para las paredes sobre vigas se utiliza un bloque de 15 cm de espesor, las alturas de las paredes son 1.3m , 2.2m y 3.1m (esto se puede constatar en los planos arquitectónicos originales) y tienen diferentes longitudes como se puede observar en la tabla. Sumado los dos tipos de pesos se obtiene el total, la misma será transmitida a las columnas.

Tabla 16. Cálculo de peso de paredes

Peso Pared sobre Losa			Peso Pared Sobre Vigas			
Espesor bloque	<b>0.10</b>	m	Espesor bloque	<b>0.15</b>	m	
Densidad bloque	<b>1225</b>	kg/m <sup>3</sup>	Densidad bloque	<b>1225</b>	kg/m <sup>3</sup>	
Altura pared	3.45	m				
Pared sobre losa = $0.10 * 1225 * 3.45 = 422.625$						
Pared sobre losa:	422.625	kg/m				
			Altura Pared (m)	Pared en viga (kg/m)	Longitud Pared (m)	Peso (kg)
			3.1	569.63	27.5	15664.68
			2.2	404.25	25.95	10490.28
			2.2	404.25	7.42	2999.53
			1.3	238.88	24.3	5804.66
			Total	1617.01		
				<b>Peso Pared (kg)</b>		<b>34959.17</b>
Panel	Longitud (m)	Peso (kg)				
1	9.16	$9.16 * 422.625 = 3871.25$				
2	9.16	$9.16 * 422.625 = 3871.25$				
<b>Peso pared (kg)</b>		<b>7742.49</b>				
Área constr (Bloque 10cm)	80.71	m <sup>2</sup>	Área construcción (Bloque 15 cm)		277.62	
CARGA PAREDE EN LOSA	<b>95.93</b>	kg/m <sup>2</sup>	CARGA PARED EN VIGAS (kg/m <sup>2</sup> )		125.92	
<b>Carga Total Paredes</b>	<b>221.85</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>				

## b) PESO DE LOSA

El peso propio de la losa se determina a partir de las dimensiones calculadas anteriormente con una losa nervada de 15 cm de altura o una losa maciza equivalente de 10.88 cm de altura. Ver Tabla 17.

Tabla 17. Cálculo de peso losa.

Para el peso propio de la losa		
Densidad del Hormigón:	2400	kg/m <sup>3</sup>

Altura de la Losa nervada :	0.15	M
Altura losa Equivalentes (Maciza):	0.1088	M
Peso Propio Losa = 2400 kg/m <sup>3</sup> * 0.1088 m =	261.12	kg/m <sup>2</sup>
Peso Propio Losa	<b>261.12</b>	<b>Kg/m<sup>2</sup></b>

### c) PESO DE VIGAS

El peso propio de las vigas se obtiene a partir de las dimensiones de la viga, es decir su sección transversal, longitud, densidad de hormigón y el área de construcción. Ver Tabla 18.

**Tabla 18. Cálculo de peso de vigas.**

Longitud de vigas		
Longitud viga en x =	34.00	M
longitud viga en y =	6.00	M
longitud viga volado en y =	2.68	M
Área edificio	295.12	m <sup>2</sup>
Densidad del Hormigón:	2400.00	kg/m <sup>3</sup>

Peso de Vigas		
$Peso\ Viga = \left(\sum L\right) \times (b_{viga}) \times (h_{viga}) \times (Densida\ hormigon)$		
Peso Viga sentido x = (34.00m*2) *0.25m*0.40m*2400 kg/m <sup>3</sup> = 16320.00 kg		
Peso Viga sentido y = (6.00m*9) *0.25m*0.50m*2400 kg/m <sup>3</sup> = 16200.00 kg		
Peso Viga sentido y = (2.68m*9) *0.25m*0.35m*2400 kg/m <sup>3</sup> = 5065.20 kg		
Peos Viga Intermedia sentido x = 34.00m*0.25m*0.40m*2400 kg/m <sup>3</sup> = 8160.00 kg		
$Peso\ Propio\ Vigas = \frac{Peso\ totales\ sobre\ viga}{Area\ total\ edificio}$		
$Peso\ Propio\ Vigas = \frac{(16320.00 + 16200.00 + 5065.20 + 8160.00)kg}{295.12\ m}$		
<b>Peso propio Vigas</b>	<b>155.01</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>

### d) PESO DE COLUMNAS

Es necesario calcular el peso propio de la columna de la parte superior, la misma será transmitida a la parte inferior, para la cual suponemos las dimensiones de la columna superior de 45cm x 45cm, sin embargo estas dimensiones pueden cambiar para cálculos definitivos. Ver tabla 19.

**Tabla 19. Cálculo de peso de columnas.**

Columna		
Ancho	0.45	m
Largo	0.45	m
Altura columna	3.6	m
#Columnas	18	
densidad hormigón	2400	kg/m <sup>3</sup>
Peso columna calculado = $(0.45 \times 0.45 \times 3.6) \times 2400 \times 18 = 31492.8$ kg		
Peso Columna calculado	31492.8	kg
área construcción	295.12	m <sup>2</sup>
Peso propio columna = $31492.8 \text{ kg} / 295.12 \text{ m}^2 = 106.7118$ kg/m <sup>2</sup>		
<b>Peso propio Columna</b>	<b>106.7118</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>

#### e) RESUMEN DE CARGAS

En la Tabla 20 se presenta un resumen de cargas que se ha calculado. Se ha puesto valores aproximados para las cargas de pisos y acabados, esto basado en las experiencias de los profesionales.

**Tabla 20. Resumen de cargas.**

RESUMEN DE CARGAS		
Cargas de los elementos		
Peso Propio (Losa 15cm)	<b>261.12</b>	kg/m <sup>2</sup>
Peso Vigas:	<b>155.01</b>	kg/m <sup>2</sup>
Peso Columnas	<b>106.71</b>	kg/m <sup>2</sup>
Cargas permanentes		
Peso de Pisos:	<b>40</b>	kg/m <sup>2</sup>



Peso Acabados:	<b>40</b>	kg/m <sup>2</sup>
Peso Paredes o mampostería	<b>221.85</b>	Kg/m <sup>2</sup>

Los valores de las cargas muertas aquí calculadas de losas, vigas y columnas son necesarias sólo con el propósito de poder realizar el pre-dimensionamiento de vigas y columnas. Estos valores no se deberán introducir al ETABS ya que el programa calcula de forma automática de todos los elementos estructurales dependiendo las secciones ingresadas por el usuario. Lo que sí se debe introducir al Etabs son las cargas de pesos permanentes como son: peso de acabado bisos, de acabados o revestimientos y mampostería.

#### **4.3.2 Carga Viva**

La carga viva se define por el tipo de uso que se va a dar al edificio. Se toma en cuenta los pesos que actuarán sobre la estructura así como de las personas, nieve, granizos, muebles, equipos y todas las cargas transitorias que actuarán sobre ella. Debido a que las cargas son temporales y, a diferencia de la carga muerta, es más dificultoso estimarla ya que puede variar durante la vida útil de la estructura. Para cubrir estas incertidumbres las normas de la construcción proporcionan cargas factoradas con un coeficiente de mayoración más alto. Debido a que la estructura de esta tesis es de uso educativo, entonces se tomará las cargas que se encuentran especificados en la NEC13 como uso de unidad educativa en la cual recomienda una sobrecarga mínima uniformemente distribuida como la que se muestra en el Tabla 21.

**Tabla 21. Sobre carga mínima.****[Modificado NEC-13]**

Ocupación o Uso	Carga Uniforme (kN/m <sup>2</sup> )
Unidades educativas	
Aulas	2.00
Corredores segundo piso y superior	4.00
Corredor primer piso	4.80

Debido a que las unidades educativas cuentan sólo con un piso las cargas a considerar son:

$$\text{Carga Viva aulas} = 2 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Carga Viga aulas} = 2 * 1000/9.8 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

$$\text{Carga Viga aulas} = 204.08 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva corredor primer piso} = 4.8 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Carga viga corredor primer piso} = 4.8 * 1000/9.8 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

$$\text{Carga Viga} = 489.79 \text{ kg/m}^2$$

Los valores redondeados que se deberán ingresar al ETABS son: 200 kg/cm<sup>2</sup> para aulas y 480 kg/cm<sup>2</sup> para corredor primer piso. No hay corredores para segundo piso, por tanto no se calcula pero se coloca el valor de 2.2 kg/m<sup>2</sup> en los volados.

### 4.3.3 Carga sísmica o Cargas horizontales

Para la obtención de los coeficientes sísmicos estáticos, se ha usado LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCION NEC-SE-DS para poder verificar la propia seguridad de la estructura.

Las cargas sísmicas se determina mediante 2 tipos de análisis: estático y dinámico. El análisis estático permite determinar el cortante basal que es la carga lateral estática que será aplicado en cada piso de la estructura, la misma se determina por la ecuación presentada en la NEC y descrita en esta tesis en la ecuación 6, en el cálculo ya considera el espectro de respuesta.

$$V = \frac{I S_a}{R \phi_p \phi_E} W \quad (31)$$

**Dónde**  $S_a(T_a)$  **es el** espectrometro de diseño en aceleracion,  $\phi_p$  y  $\phi_E$  **son** Coeficientes de configuracion en planta y elevacion,  $I$  es el coeficiente de importancia,  $R$  **es el** Factor de reduccion de resistencia sismica,  $V$  **es el** cortante basal total del diseño,  $W$  **es la** Carga sismica reactiva. En la seccion 2.3.2 se explicó más detalladamente sobre el peligro sísmico y los requisitos de diseño sismo resistente y en la misma se determinó algunos valores de acuerdo a la estructura que se está analizando en esta tesis. Se calcula el cortante basal con los siguientes datos:

$$I = 1.30$$

$$R = 8$$

$$\phi_p = 1$$

$$\phi_e = 1$$

Para determinar  $S_a$  la NEC proporciona las ecuaciones de aceleración espectral, con un amortiguamiento del 5 % con respecto al amortiguamiento crítico:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad (32)$$

$$S_a = \eta Z F_a \left( \frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{para } T > T_c \quad (33)$$

Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones:

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{para } T > T_c \quad (34)$$

Donde  $\eta$  es la Razón entre la aceleración espectral  $S_a$  ( $T = 0.1$  s) y el PGA para el período de retorno seleccionado, **Fa es el** coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto, **Z es la** aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad  $g$ , **T<sub>c</sub>** es el período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño, **T** es el período fundamental de vibración de la estructura, **r** el Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto: si **r = 1** para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E, si **r = 1.5** para tipo de suelo E, **Fd es el** coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio, **Fs es el** Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos, y **Sa** Espectro de respuesta

elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g) (NEC13).

El periodo de vibración T se estima mediante la ecuación:

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (35)$$

Donde  $h_n$  es altura máxima de edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros,  $\alpha$  son constantes que dependen del tipo de sistema estructural y  $C_t$  es el coeficiente que depende del tipo de edificio.

En vista a que el proyecto se desarrolla en la Amazonía, se analizará la zona de Pastaza en la cual el tipo de suelo más común en esta zona es de tipo F, esto depende del estudio del suelo estipulado por los especialistas en suelos, sin embargo el tipo de suelo considerado es de tipo E en vista a que se ha desarrollado el mejoramiento de suelo con subbase Tipo III, la zona sísmica es número II, con esta información podemos determinar los valores de r, Z, Fa, Fd y Fs:

**Tabla 22. Valores para cálculo de Tc y Sa.**

r	$\eta$	Z	Fa	Fd	Fs
1	2.6	0.25	1.4	1.75	1.6

Se procede a determinar el Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones Tc mediante la ecuación 34:

$$T_C = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{para } T > T_c$$

$$T_c = 0.55 * 1.6 \frac{1.75}{1.4} \quad \text{para } T > T_c$$

$$T_c = 1.10 \text{ s}$$

Cálculo del periodo de vibración T se estima mediante la ecuación 35:

$$T = C_t h_n^a$$

Donde  $h_n$  es la altura del edificio mide 7.20 m,  $a$  impedancia de semi espacio es de 0.900 y  $C_t$  Coeficiente que depende del tipo de edificio es 0.055.

$$T = 0.55 * 7.20^{0.90}$$

$$T = 0.33 \text{ s}$$

Como  $1.10 \text{ s} > 0.33\text{s}$  se usa la ecuación 32:

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

$$S_a = 2.6 * 0.25 * 1.4$$

$$S_a = 0.91$$

Ya obtenido todos los datos se calcula el cortante basal V mediante la ecuación 31:

$$V = \frac{I S_a}{R \phi_P \phi_E} W$$

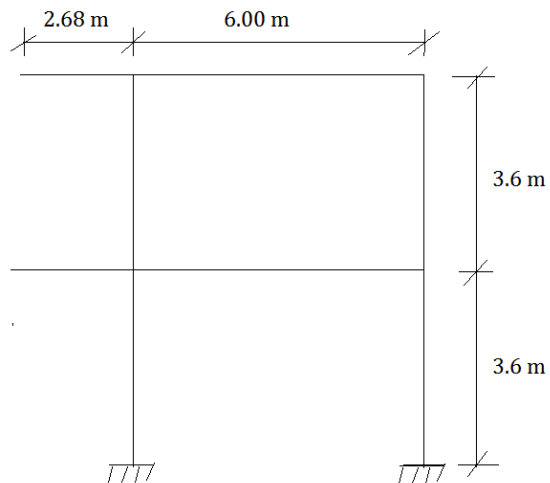
$$V = \frac{1.30 * 0.91}{8 * 1 * 1} W$$

$$V = 0.148 * W$$

El valor de coeficiente del cortante basal determinado es para el sismo de 10% de probabilidad de excedencia en 50 años en el que se espera una aceleración en roca de 0.4g.

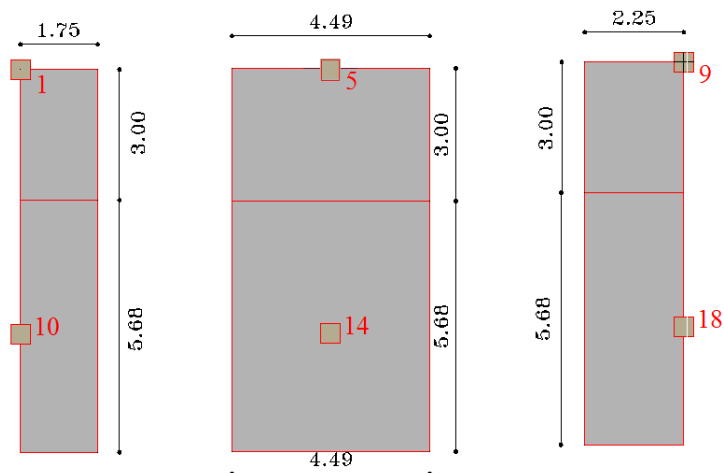
#### 4.4 Diseño de columnas

En el presente trabajo se desarrolla el dimensionamiento de la columna. La Figura 22 presenta la altura de las columnas.



**Figura 22. Vista lateral de la estructura.**

Para determinar la carga muerta de la estructura es necesario conocer el área de aporte, en la Figura 23 se presenta la configuración de cada uno de ellos:



**Figura 23. Área de aporte para las columnas.**

En el Tabla 23 se presenta el área de aporte de las secciones críticas y se toma el valor más alto, los resultados nos indica que la columna 14 presenta mayor área de aporte.

**Tabla 23. Cálculo de área de aporte.**

Área de aporte		
COLUMNA	AREA APORTE (m2)	MAYOR ÁREA APORTE (m2)
1	$3.00 \cdot 1.75 = 5.25$	<b>25.56</b>
5	$4.49 \cdot 3.00 = 13.5$	
9	$2.225 \cdot 3.00 = 6.75$	
10	$1.75 \cdot 5.68 = 9.94$	
14	$4.49 \cdot 5.68 = 25.56$	
18	$2.25 \cdot 5.68 = 12.78$	

Se cuantifica la carga muerta para cada piso, para el primer piso la carga muerta está compuesta por las siguientes cargas presentada con la ecuación 36, los datos son tomados de la Tabla 19:



$$CM \text{ PISO } 1 = (\text{Peso Propio losa} + \text{Peso Pisos} + \text{Peso Acabados} + \text{Peso Vigas} + \text{Peso Paredes} + \text{Peso Columnas}) \quad (36)$$

$$CM \text{ PISO } 1 = (261.12 + 40 + 40 + 155.01 + 221.85 + 106.71) \text{ kg/m}^2$$

$$CM \text{ PISO } 1 = 824.69 \text{ kg/m}^2$$

Para el segundo piso la carga muerta está compuesta por las siguientes cargas, ecuación 37:

$$CM \text{ PISO } 2 = (\text{Peso Propio Losa} + \text{Peso Acabados} + \text{Peso Vigas}) \quad (37)$$

$$CM \text{ PISO } 2 = (261.12 + 40 + 155.0)$$

$$CM \text{ PISO } 2 = 411.12 \text{ kg/m}^2$$

La carga total es la suma de carga muerta del piso uno y 2, mediante la ecuación 38:

$$CM \text{ TOTAL} = (CM \text{ PISO } 1 + CM \text{ PISO } 2) * \text{ÁREA APORTE}$$

$$CM \text{ TOTAL} = (824.69 + 411.12) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 25.56 \text{ m}^2$$

$$CM \text{ TOTAL} = 31587.30 \text{ kg}$$

La carga viva se obtuvo en el apartado 5.3.2 con un valor de 680.00 kg/m<sup>2</sup>, esto multiplicado por el área tributaria se tiene lo siguiente:

$$CV = 680 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 25.56 \text{ m}^2 * 2 \text{ pisos}$$

$$CV = 34761.60 \text{ kg}$$

Para el dimensionamiento de la sección transversal de la columna se trabaja con la carga mayorada especificada por la norma, se tiene:

$$Pu = 1.2 * CM + 1.6 * CV \quad (38)$$

$$Pu = 1.2 * 31587.3 + 1.6 * 34761.60 \text{ kg}$$

$$\mathbf{Pu = 93523.32kg}$$

Se determina el área de la sección transversal de la columna mediante la fórmula 19:

$$A_g = \frac{P_u}{76} \quad (39)$$

$$A_g = \frac{\mathbf{93523.32}}{76}$$

$$\mathbf{A_g = 1230.57cm^2}$$

Para una columna cuadrada determinamos la dimensión de sus lados mediante la ecuación:

$$A = b^2 \quad (40)$$

$$b = \sqrt{A}$$

$$b = \sqrt{\mathbf{1230.57cm^2}}$$

$$b = 35.07cm$$

Por razones de seguridad la dimensión de la columna mayoramos a 45 cm, así las columnas tienen dimensiones aproximados de 45 cm x 45 cm.

## 5 ANALISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

En este apartado se desarrolla la simulación de la estructura con el software ETABS, ingresando todas las informaciones obtenidas, de esa forma realizar el análisis y el diseño definitivo de la estructura.

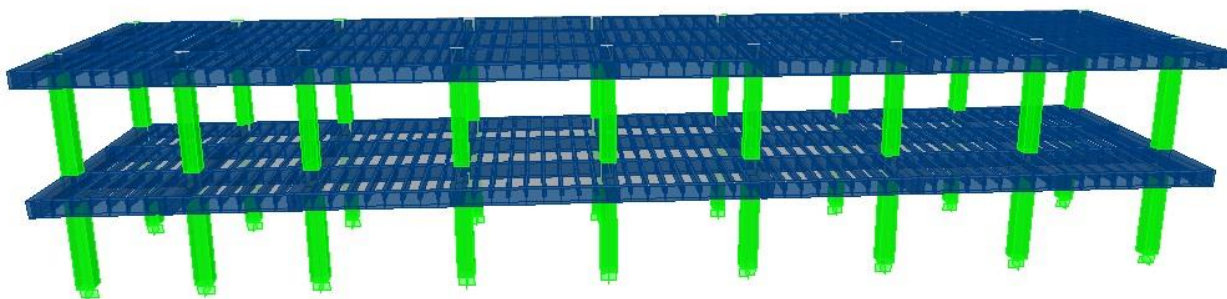
Antes de comenzar se realiza un pequeño resumen, dando a conocer las características principales del cálculo y diseño de la presente estructura, la misma está relacionada a la fuerza del sismo con la naturaleza plástica basado en la teoría de la última resistencia. Se trata del cálculo estructural de una edificación que consiste en una losa de entrepiso y una losa de cubierta de hormigón armado.

La edificación tendrá un uso educativo, en la cual las cargas son para las áreas de aulas 200 kg/m<sup>2</sup> y para los corredores de la planta baja 480 kg/m<sup>2</sup>, según el código NEC-SE-DS. Para las cargas muertas permanentes (cargas de piso, mampostería y recubrimientos) se ha tomado un valor de 240 kg/cm<sup>2</sup>, tal como lo especifica el código de la construcción para este tipo de edificaciones, aunque en los cálculos para el prediseño determinamos un valor más elevado.

Como refuerzo se ha considerado el acero con un límite de fluencia de 4200 Kg/cm<sup>2</sup> obtenido con un proceso metalúrgico que cumpla con las normas ASTM A615-68 y el hormigón con una resistencia cilíndrica a los 28 días de 210 Kg/cm<sup>2</sup>, las longitudes de traslape y adherencia serán de 40 diámetros de varilla en cuestión. Con estas puntuaciones la estructura ha sido calculada bajo los siguientes parámetros: carga vertical, carga horizontal (sismo).

Para obtener las secciones definitivas de vigas y columnas deben escoger para que cumplan y pasen los requerimientos por resistencia, posteriormente se debe controlar la deriva de piso, para finalizar con el chequeo de nudos. Dependiendo el caso se deben verificar todos los 3 filtros antes mencionados al mismo tiempo, nos dará como resultado un factor crítico y entonces se elegirá las secciones más eficientes, resultando así el diseño definitivo

Se presenta el modelo del edificio desarrollado en ETABS, ver Figura 24.

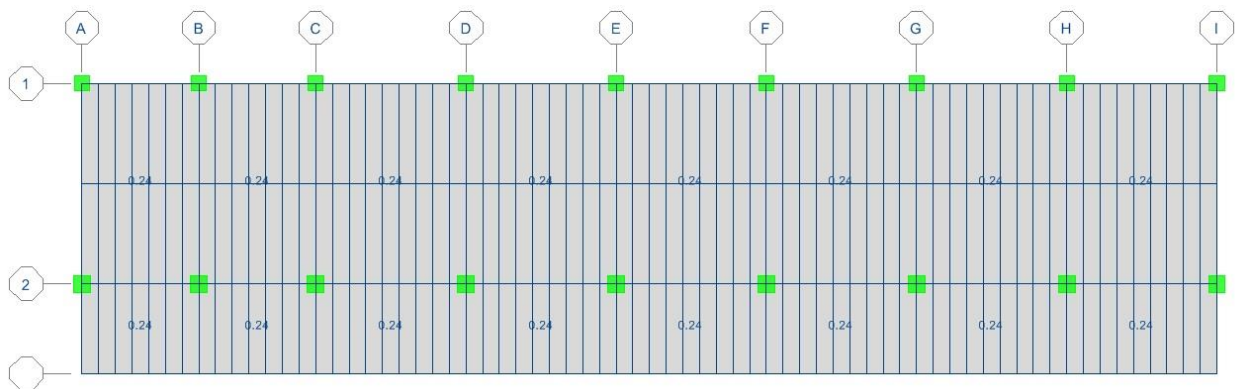


*Figura 24. Modelo del edificio en ETABS*

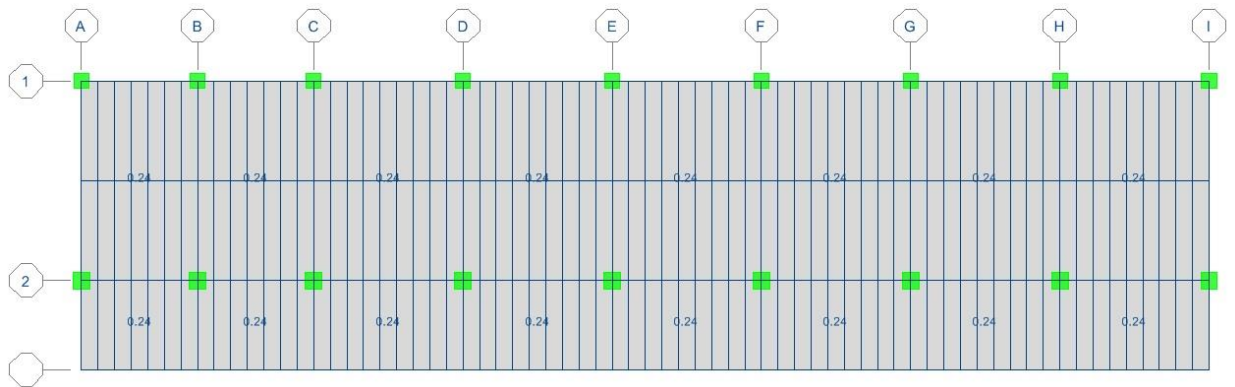
## **5.1 Carga Vertical**

### **5.1.1 Carga Muerta**

En la Figura 25 y 26 se presenta las cargas permanentes ingresadas al ETABAS para niveles de piso N+3.60 y N+7.20 con su respectivo valor de 240 Kg/cm<sup>2</sup> o 0.24 T/cm<sup>2</sup>.



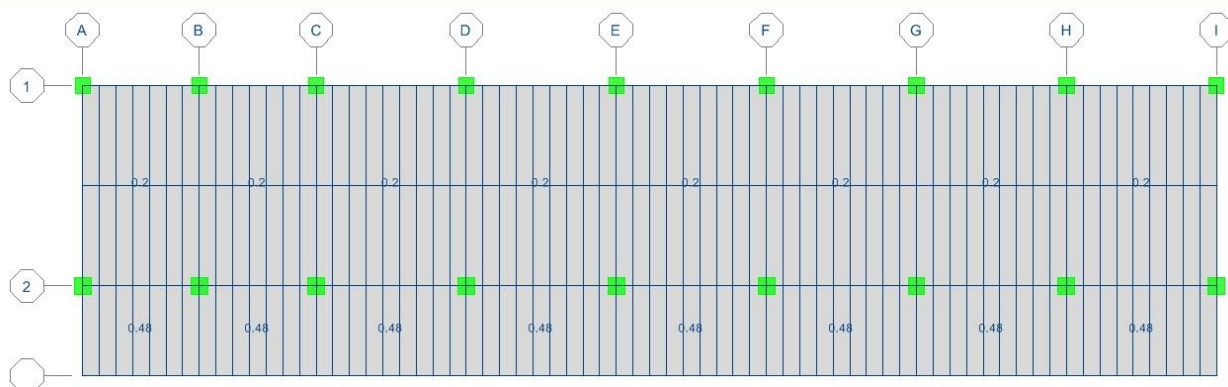
**Figura 25. Losa +3.60 Carga Muerta**



**Figura 26. Losa +7.20 Carga Muerta.**

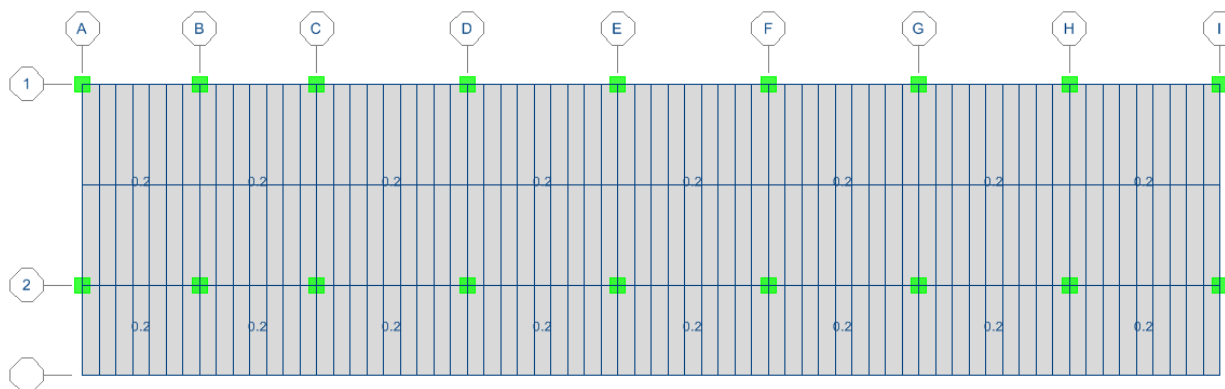
### 5.1.2 Carga Viva

En las figura 27 presenta las cargas vivas en el nivel N+3.60, para aulas con un valor de 0.2 T/cm<sup>2</sup> y para corredores con un valor de 0.48 T/cm<sup>2</sup>.



**Figura 27. Losa +3.60 Carga Viva**

En las figura 28 presenta las cargas vivas en el nivel N+7.20 con un valor de 0.2 T/cm<sup>2</sup>, es el nivel en la que se encuentra la losa de techo.



**Figura 28. Losa +7.20 Carga Viva.**

### 5.1.3 Vigas, Losas y Columnas

Han sido calculadas para una carga viva de 200 Kg/m<sup>2</sup>, una carga muerta de 640 kg/m<sup>2</sup>, sin tomar en cuenta el peso de las vigas principales y secundarias que ha sido considerado en el diseño de las mismas. Las columnas como vigas y toda la

estructura se ha diseñado con el programa de cálculo estructural ETABS respetando todas sus solicitudes de acero de refuerzo y de secciones de hormigón.

#### 5.1.4 Vigas

Los elementos que se han colocado son los siguientes:

Viga descolgada de 20 x 40 cm, sentido X en N+3.60

Viga descolgada de 25x40 cm, sentido X en N+3.60

Viga descolgada de 25x45 cm, sentido X en N+3.60 y en sentido Y en N+7.20.

Viga descolgada de 30x50 cm en el sentido Y en N+3.60.

Las dimensiones de los elementos se han determinado luego de realizar la modelación con los valores de vigas obtenidas en el prediseño. Una vez que cumplieron con los requisitos establecidos por resistencia, deriva de piso y de nudos. En un principio se había determinado vigas de V25X40 sentido X, V25X50 sentido Y y volado V25X35. Ver Figura 29 y 30.

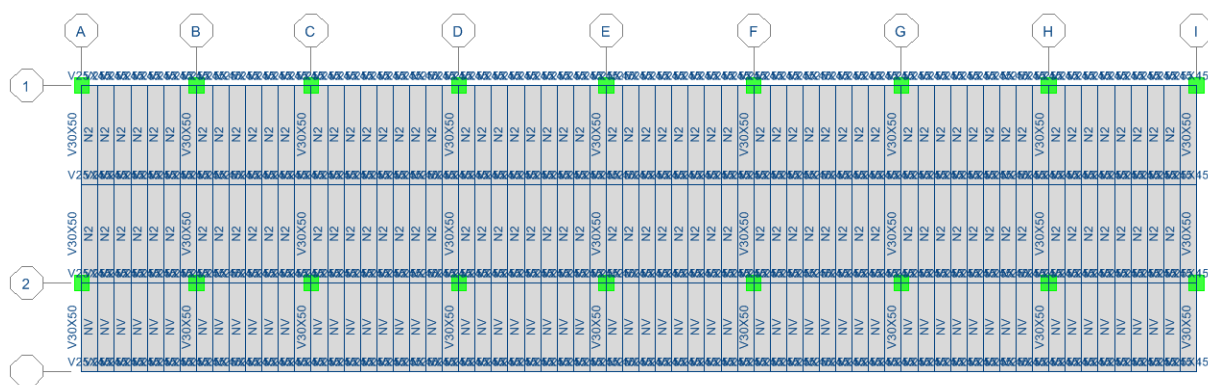
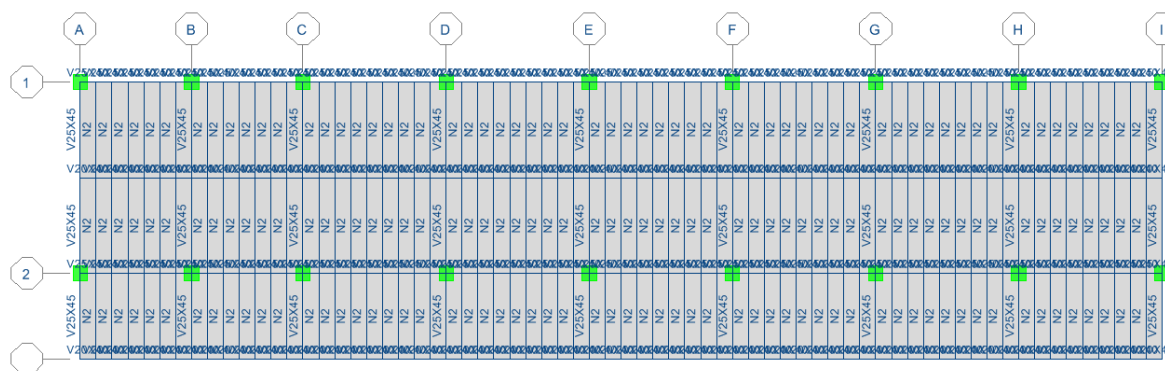


Figura 29. Vigas N+3.60



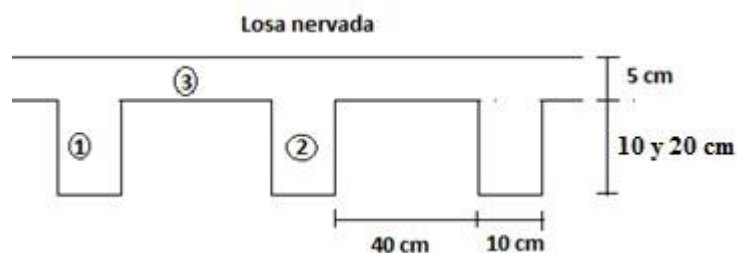
**Figura 30. Vigas N+7.20**

### 5.1.5 Losas

Los elementos que se han colocado en la estructura son los siguientes:

- Nervios de 10 x 15 cm en las aulas y en los volados N+7.20 representado por N2, ver Figura 24 y 25.
- Nervios de 10 x 25 cm en los volados del corredor del primer piso N+3.60 representado por NV, ver Figura 25.

Estos elementos forman una losa aligerada como muestra la Figura 31.

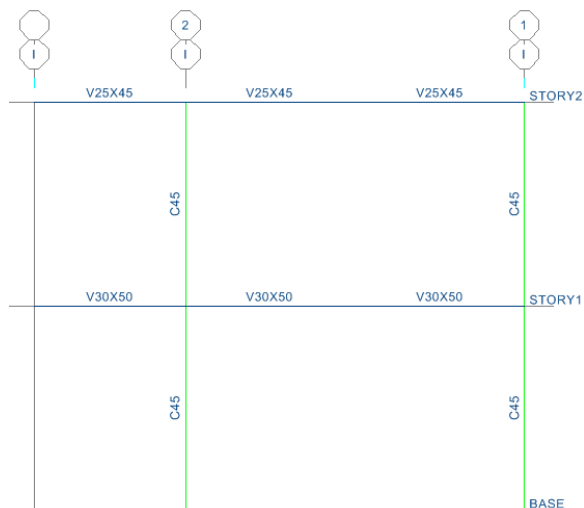


**Figura 31. Losa Aligerada**



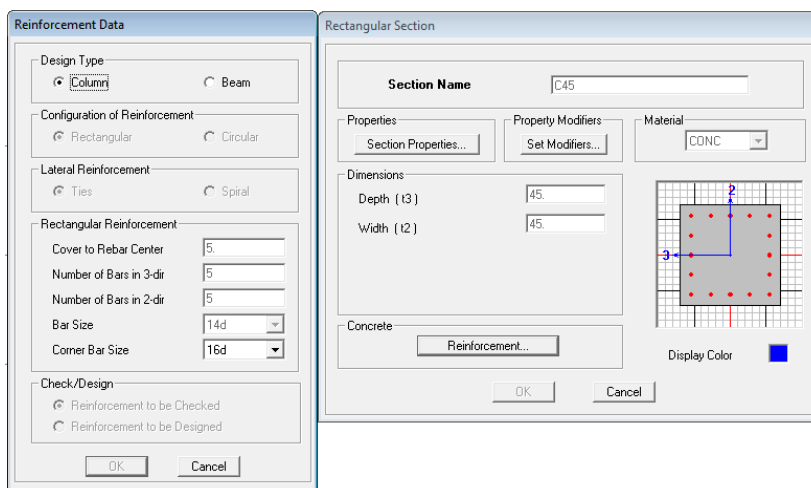
### 5.1.6 Columnas

Los elementos de las columnas representadas en la figura 32, describen dos tipos de columnas, la primera C45 tiene las dimensiones de 45x45



**Figura 32. Columnas en todo el edificio. .**

El armado de la columna se presenta en la figura 33, consta de  $12\phi 14 + 4\phi 16$ .



**Figura 33. Características de la columna.**

## 5.2 Carga Horizontal

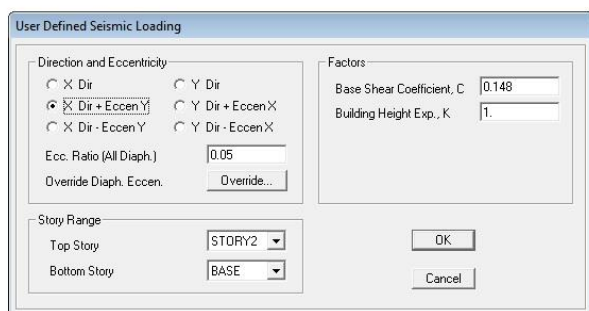
Los coeficientes sísmicos obtenidos a través de un análisis estático en el capítulo 4.3.3 de esta tesis nos proporcionó como resultados la cortante basal:

$$V = 0.148 * W$$

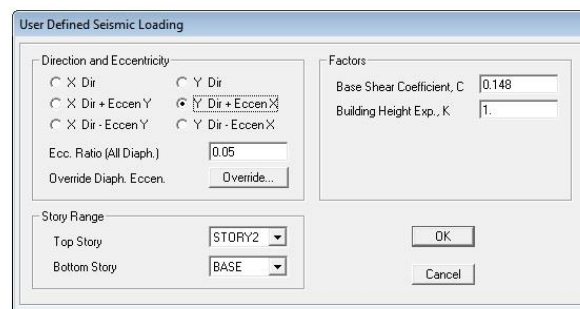
Donde se consideró el periodo natural de la edificación, y se estimó una respuesta del sismo. El propósito principal de este diseño se basó en la absorción de las fuerzas sísmicas considerando un porcentaje cercano entre los pórticos exteriores perimetrales y los interiores ya que la estructura cuenta con vanos de luces medianas.

Para asegurar la racional tenacidad de las uniones entre vigas y columnas se recurre a un hormigón de  $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$  así como a un acero de  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  como límite de fluencia.

El cortante basal cargado al programa es de 0.148 como se muestra a continuación, ver Figura 34 y 35.



**Figura 34. Cortante basal en X**



**Figura 35. Cortante basal en Y**

Mediante la ayuda del programa tomamos el peso del edificio considerando el 100% de la carga muerta y el 25 % de la carga viva tal como recomienda el NEC-SE-DS. Ver Tabla 24.

**Tabla 24. Peso del edificio generado por ETABS.**

CARGAS REACTIVAS								
Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
BASE	1	REACT	0.44	0.27	21.22	-247.41	55.41	1.38
BASE	2	REACT	0.24	0.40	8.95	-262.69	28.43	1.46
BASE	3	REACT	0.07	0.05	33.60	-223.23	11.72	1.27
BASE	4	REACT	0.04	0.10	15.35	-229.12	4.04	1.34
BASE	5	REACT	0.23	-0.13	37.51	-203.72	31.29	1.32
BASE	6	REACT	0.13	-0.01	17.10	-218.57	14.68	1.39
BASE	7	REACT	0.02	-0.26	41.18	-191.51	5.84	1.45
BASE	8	REACT	0.01	-0.10	18.81	-210.47	-0.54	1.51
BASE	9	REACT	0.02	-0.29	41.04	-192.13	5.32	1.60
BASE	10	REACT	-0.01	-0.09	18.62	-215.10	-3.38	1.64
BASE	11	REACT	0.02	-0.27	41.07	-198.77	5.06	1.74
BASE	12	REACT	-0.03	-0.07	18.59	-221.93	-6.70	1.75
BASE	13	REACT	0.01	-0.22	41.17	-209.03	4.75	1.89
BASE	14	REACT	-0.05	-0.03	18.56	-231.41	-9.69	1.87
BASE	15	REACT	-0.01	-0.08	41.63	-232.58	1.59	2.01
BASE	16	REACT	-0.06	0.00	18.98	-241.28	-12.06	2.00
BASE	17	REACT	-0.66	0.28	24.65	-281.73	-75.69	2.01
BASE	18	REACT	-0.40	0.45	10.32	-301.36	-52.32	2.03
					<b>468.35</b>			

$$W = 468.35 \text{ t}$$

Cortante basal seria:  $V=0.148 \times 468.35 = 69.3158 \text{ T}$

El cortante basal proporcionado por el programa debido a cargas sísmicas en sentido X y en sentido Y, se presenta en la Tabla 25.

**Tabla 25. Cortante basal generado por ETABS**

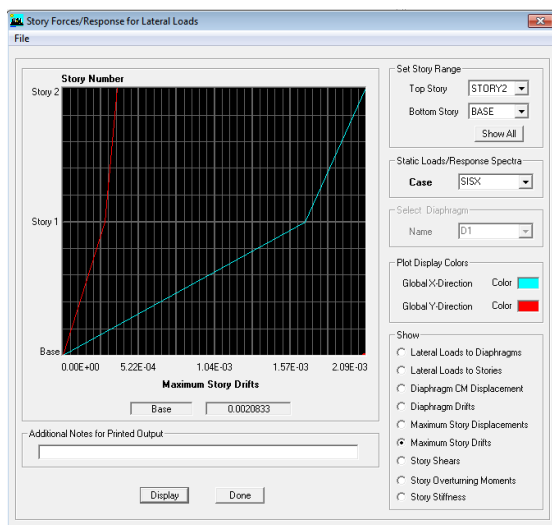
CORTE BASAL DEL PROGRAMA								
Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY2	SISX	Top	0.00	-41.23	0.00	18325.20	0.00	0.00
STORY2	SISX	Bottom	0.00	-41.23	0.00	18325.20	0.00	-14841.86
STORY2	SISY	Top	0.00	0.00	-41.23	-69673.37	0.00	0.00
STORY2	SISY	Bottom	0.00	0.00	-41.23	-69673.37	14841.86	0.00
STORY1	SISX	Top	0.00	-65.87	0.00	29083.65	0.00	-14841.86
STORY1	SISX	Bottom	0.00	-65.87	0.00	29083.65	0.00	-38555.44
STORY1	SISY	Top	0.00	0.00	-65.87	-111215.72	14841.86	0.00
STORY1	SISY	Bottom	0.00	0.00	-65.87	-111215.72	38555.44	0.00

Según la NEC-SE-DS el cortante basal proporcionado por el sismo debe ser mayor al 80% del Cortante basal mínimo calculado, en este caso:

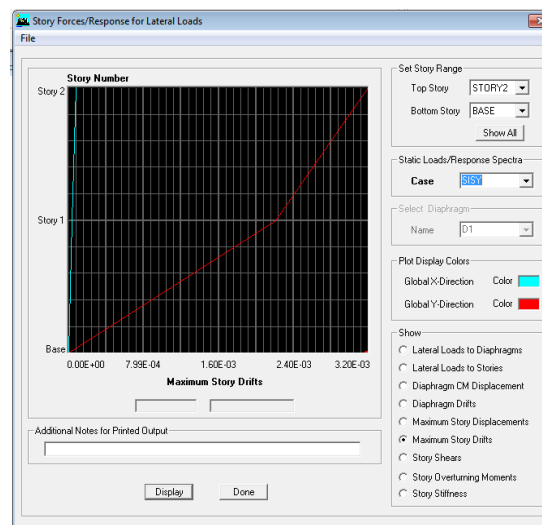
$$0.80 \cdot 69.3158 = 55.45$$

$$65.87 > 55.45 \text{ ok}$$

Las derivas obtenidas de los resultados de la carga sísmica en los dos sentidos X y Y son las que se presentan en la Figura 36 y 37:



**Figura 36. Derivas de piso en X**



**Figura 37. Deriva de Piso Y**

De la tabla 26 se puede apreciar que las derivas en los dos sentidos son menores al 2%.

**Tabla 26. Derivas máximas con sismo en X y sismo en Y**

CUADRO DE DERIVAS DEL EDIFICIO								
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY2	Max Drift X	SISX	27	3400	0	720	<b>0.002089</b>	
STORY2	Max Drift Y	SISX	27	3400	0	720		0.000373
STORY2	Max Drift X	SISY	19	0	0	720	0.000076	
STORY2	Max Drift Y	SISY	27	3400	0	720		<b>0.003196</b>
STORY2	Max Drift X	SPTX	27	3400	0	720	0.00162	
STORY2	Max Drift Y	SPTX	19	0	0	720		0.001728
STORY2	Max Drift X	SPTY	74	100	0	720	0.000357	
STORY2	Max Drift Y	SPTY	27	3400	0	720		0.00315
STORY1	Max Drift X	SISX	11	2050	268	360	0.001669	
STORY1	Max Drift Y	SISX	18	3400	868	360		0.00029
STORY1	Max Drift X	SISY	2	0	868	360	0.000036	
STORY1	Max Drift Y	SISY	17	3400	268	360		0.00221
STORY1	Max Drift X	SPTX	11	2050	268	360	0.001248	
STORY1	Max Drift Y	SPTX	1	0	268	360		0.001196
STORY1	Max Drift X	SPTY	3	350	268	360	0.000193	
STORY1	Max Drift Y	SPTY	17	3400	268	360		0.002128

La máxima deriva elástica en x es de 0.002089.

La deriva inelástica sería  $0.002089 \times 0.75 \times 8 = 0.01253 = 1.25\%$  OK.

La máxima deriva elástica en Y es de 0.003196.

La deriva inelástica sería  $0.003196 \times 0.75 \times 8 = 0.0191 = 1.92\%$  OK.

Se ha podido comprobar que estamos dentro de los límites establecidos por el código que es de 2%.

### 5.3 Diseño

Los porcentajes de áreas de aceros proporcionadas por el programa de algunos porticos para vigas y columnas son las presentadas a continuación comprobando que nos encontramos bajo la norma de ductilidad  $A_s \max = 0.5 \text{ pb}$ .

#### 5.3.1 Chequeo de Nudo

Antes de determinar el diámetro de varillas para columnas y vigas, se debe chequear el diámetro de varillas de refuerzo que atraviesan los nudos para un buen desempeño, según lo recomendado por ACI 352 según la siguiente fórmula:

$$\frac{h_b}{d_b \text{ (barras de columna)}} \geq \frac{20f_y}{420} \geq 20 \text{ MPa} \quad (41)$$

Al despejar  $d_b$  y usando  $f_y$  en mega pascales (411.6Mpa) se tiene:

$$\frac{h_b}{d_b \text{ (barras de columna)}} \geq \frac{20 * 411.6 \text{ MPa}}{420} \geq 20 \text{ MPa}$$

$$\frac{h_b}{d_b \text{ (barras de columna)}} \geq 19.6 \geq 20$$

$$d_b \leq \frac{h_b}{19.6}$$

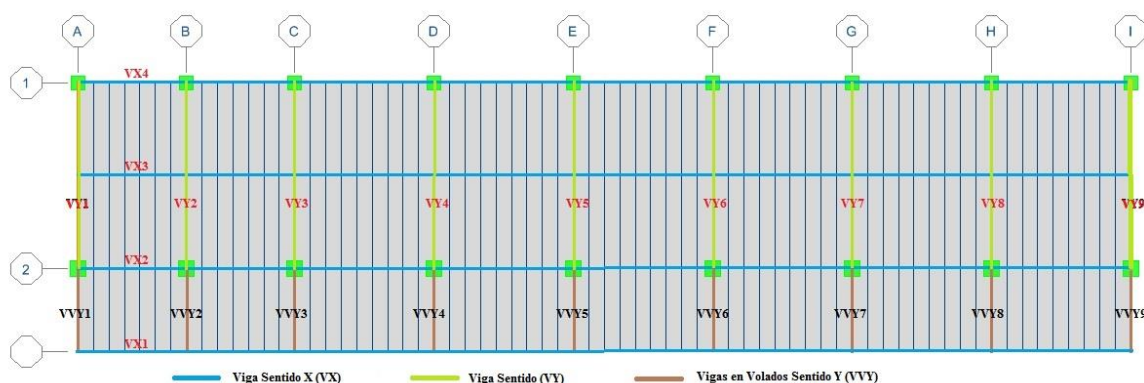
Donde  $h_b$  es el peralte de la viga. Según los cálculos se obtiene que el diámetro máximo de varillas en las columnas serán como se muestra en la Tabla 27:

**Tabla 27. Diámetro máxima de varillas en columnas.**

Sección de vigas	$d_b$ (mm)
20x40	20.40
25x45	22.95
35x45	22.95
35x50	25.51

### 5.3.2 Acero en vigas

Los valores de área de acero longitudinal y transversal (estribos) para vigas se toman de la modelación de la estructura realizada con ETABS, previamente verificado que cumplan con los requisitos de cortante por capacidad. Se ha determinado 4 tipos de secciones: vigas sentido X (VX), vigas sentido Y (VY), y vigas en volados sentido Y (VVY), cada uno con sus respectivos numeraciones como se muestra en la gráfica.



**Figura 38. Denominación de secciones de vigas.**

En las Tablas 28, 29 y 30 se presentan un resumen de las dimensiones de vigas en sentido X, Y y volados, tanto del nivel N+3.60 y N+7.20.

Vigas sentido X, N+3.60 y N+7.2

**Tabla 28. Viga sentido x, N+3.60 y N+7.20**

VIGAS SENTIDO X (N+3.60)			
VX1	VX2	VX3	VX4
45X45	45X45	45X45	45X45

VIGAS SENTIDO X (N+7.20)			
VX1	VX2	VX3	VX4
20X40	25X45	20X40	25X45

Vigas sentido Y, N+3.60 y N+7.20

**Tabla 29. Vigas sentido Y, N+3.60 y N+7.20**

VIGAS SENTIDO Y N+3.60
VY1 - VY9
30X50

VIGAS SENTIDO Y N+7.20
VY1 - VY9
25x45

Vigas en volado sentido Y, Y, N+3.60 y N+7.20.

**Tabla 30. Viga en volado sentido Y, N+3.60 y N+7.20**

VOLADOS SENTIDO Y N+3.60
VVY1 - VV9
30X50

VOLADOS SENTIDO Y N+7.20
VVY1 - VV9
25X45



Una vez clasificado las secciones se tendrá un sólo valor de área de acero, tanto para momento negativo en los dos apoyos y momento positivo en el centro. Las simplificaciones realizadas han requerido una inspección, si bien en un comienzo los valores parecían muy variables entre sí, luego de cambiar a diámetros reales de varillas, se ha podido observar que son válidas y se igualan en su mayoría. Las cuantías de acero verdaderas obtenidas de las varillas de acero reales, se las introduce nuevamente como dato al ETABS y se verifica de nuevo para que cumplan con los chequeos de nudos, derivas, resistencias y cortante por capacidad de vigas.

En las tablas siguientes se presenta el área de acero tomado del ETABS para vigas en sentido X, tanto en los apoyos y en el centro de las vigas, ver tabla 31, 32, 33 y 34.

**Tabla 31. Área de acero en viga VX1.**

AREA DE ACERO EN VIGAS (cm <sup>2</sup> ) - VX1											
Vigas	Nivel	Acero	A-B		B-C		C-D		D-E		AP
			AP	CEN	AP	CEN	AP	CEN	AP	CEN	
V25X45	N+3.60	Sup.	2.61	0	2.44	0	3.3	0	3.35	0	
		Inf.	1.29	1.82	1.21	0.96	1.63	1.92	1.77	1.64	
V20X40	N+7.2	Sup.	1.56	0	1.62	0	2.28	0	2.48	0	
		Inf.	0.77	1.3	0.8	0.68	1.12	1.34	1.28	1.12	
			E-F		F-G		G-H		H-I		
V25X45	N+3.60	Sup.	3.35	0	3.35	0	3.35	0	3.33	0	3.16
		Inf.	1.82	1.58	1.82	1.59	1.8	1.83	1.64	2.72	1.56
V20X40	N+7.2	Sup.	2.48	0	2.48	0	2.48	0	2.33	0	1.93
		Inf.	1.28	1.13	1.27	1.13	1.27	1.27	1.15	2.01	0.95

**Tabla 32. Área de acero en viga VX2**

AREA DE ACERO EN VIGAS (cm <sup>2</sup> ) - VX2											
Vigas	Nivel	Acero	A-B		B-C		C-D		D-E		AP
			AP	CEN	AP	CEN	AP	CEN	AP	CEN	
V25X45	N+3.60	Sup.	5.69	0.57	5.69	0.41	5.98	0	6.22	0	

		Inf.	3.98	2.69	3.54	2.19	3.35	2.96	3.35	2.9	
V20X40	N+7.2	Sup.	3.94	0.13	4.19	0.11	4.65	0	4.91	0	
		Inf.	2.93	2.33	2.76	1.8	2.93	2.69	2.93	2.62	
			<b>E-F</b>		<b>F-G</b>		<b>G-H</b>		<b>H-I</b>		
V25X45	N+3.60	Sup.	6.22	0	6.23	0	6.23	0	6.57	0	6.07
		Inf.	3.35	2.9	3.35	2.9	3.35	2.9	3.35	3.33	3.35
V20X40	N+7.2	Sup.	4.9	0	4.91	0	4.9	0	5.25	0	4.45
		Inf.	2.93	2.62	2.93	2.62	2.93	2.61	2.93	2.93	2.87

**Tabla 33. Área de acero en vigas VX23.**

AREA DE ACERO EN VIGAS (cm2) - VX3											
Vigas	Nivel	Acero	A-B		B-C		C-D		D-E		
			AP	CEN	AP	CEN	AP	CEN	AP	CEN	
V25X45	N+3.60	Sup.	3.35	0	3.35	0	3.69	0	4.18	0	
		Inf.	1.72	1.93	1.73	1.19	2.41	2.43	2.72	2.2	
V20X40	N+7.2	Sup.	2.48	0	2.48	0	3.4	0	3.91	0	
		Inf.	1.25	2.31	1.47	1.16	2.2	2.48	2.48	2.23	
			<b>E-F</b>		<b>F-G</b>		<b>G-H</b>		<b>H-I</b>		
V25X45	N+3.60	Sup.	4.18	0	4.14	0	4.17	0	4.32	0	3.35
		Inf.	2.72	2.21	2.69	2.21	2.71	2.22	2.8	3.35	2.17
V20X40	N+7.2	Sup.	3.85	0	3.85	0	3.88	0	4.01	0	2.62
		Inf.	2.48	2.24	2.48	2.24	2.48	2.23	2.48	2.6	1.71

**Tabla 34. Área de acero en vigas VX4.**

AREA DE ACERO EN VIGAS (cm2) - VX4											
Vigas	Nivel	Acero	A-B		B-C		C-D		D-E		
			AP	CEN	AP	CEN	AP	CEN	AP	CEN	
V25X45	N+3.60	Sup.	4.86	0.75	4.8	0.59	4.75	0.06	4.7	0.05	
		Inf.	4.04	1.87	3.61	1.5	3.49	1.73	3.35	1.69	
V20X40	N+7.2	Sup.	3.26	0.33	3.53	0.28	3.53	0	3.73	0	
		Inf.	2.93	1.68	2.88	1.24	2.77	1.7	2.42	1.66	
			<b>E-F</b>		<b>F-G</b>		<b>G-H</b>		<b>H-I</b>		
V25X45	N+3.60	Sup.	4.7	0.05	4.69	0.05	4.69	0.04	4.86	0.18	4.86
		Inf.	3.35	1.7	3.35	1.7	3.35	1.69	3.35	1.97	3.35
V20X40	N+7.2	Sup.	3.69	0	3.67	0	3.66	0	3.91	0	3.51
		Inf.	2.39	1.65	2.38	1.66	2.37	1.64	2.54	1.99	2.58

Para seguir con el procedimiento, en primer lugar se debe colocar el acero mínimo a lo largo de toda la viga tanto para momento positivo y negativo y luego se chequea el acero faltante para cubrir la demanda de acero arrojada por programa el ETABS. El cálculo del acero mínimo se obtiene a partir de la ecuación:

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} bd \text{ (cm}^2\text{)} \quad (42)$$

Donde  $b$  es el ancho de viga,  $d$  es el peralte efectivo y  $f_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero medido en kg/cm<sup>2</sup>.

En el siguiente cuadro se presenta el acero mínimo en todas las vigas del edificio.

<b>V20X40</b>	<b>V25X40</b>
$A_{s_{min}} = \frac{14}{4200} 20cm \times (40 - 4)cm$ $A_{s_{min}} = 2.4 \text{ cm}^2$	$A_{s_{min}} = \frac{14}{4200} 25cm \times (40 - 4)cm$ $A_{s_{min}} = 3.00 \text{ cm}^2$
<b>V25X45</b>	<b>V30X50</b>
$A_{s_{min}} = \frac{14}{4200} 25cm \times (45 - 4)cm$ $A_{s_{min}} = 3.42 \text{ cm}^2$	$A_{s_{min}} = \frac{14}{4200} 30cm \times (50 - 4)cm$ $A_{s_{min}} = 4.6 \text{ cm}^2$

Se tiene el área del acero mínimo para cada tipo de viga y las varillas equivalentes, ver Tabla 35.

**Tabla 35. Acero mínimo para vigas**

Sección Vigas (cm)	As min (cm <sup>2</sup> )	Varillas	As (cm <sup>2</sup> )
20x40	2.40	2φ12 y 1φ10	3.05
25X40	3.00	2φ14	3.08
25X45	3.42	2φ14 y 1φ10	3.86
30X50	4.60	3φ14	4.62

Utilizando el cuadro de acero mínimo en vigas se procede a determinar las varillas reales que se ubicarán en las vigas. En los cuadros siguientes se puede apreciar las varillas mínimas en vigas y el área de acero faltante en los apoyos, es decir las varillas de refuerzos, las mismas están pintadas con color celeste.

Las varillas de acero mínimo se presenta en la columna (φ) y las áreas acero faltante en vigas se presenta en color celeste, ver tabla 36, 37, 38 y 39.

**Tabla 36. Varillas mínimas y acero faltante VX1.**

Nivel	Vigas	φ	As Cm <sup>2</sup>	Acero	A-B		B-C		C-D		D-E		
					AP	CEN	AP	CEN	AP	CEN	AP	CEN	
N+3.60	V25X45	2φ14 + 1φ10	3.86	Sup.	0	0	0	0	0	0	0	0	
		2φ14+ 1φ10	3.86	Inf.	0	0	0	0	0	0	0	0	
N+7.2	V20X40	2φ12+ 1φ10	3.05	Sup.	0	0	0	0	0	0		0	
		2φ12 + 1φ10	3.05	Inf.	0	0	0	0	0	0	0	0	
					E-F		F-G		G-H		H-I		
N+3.60	V25X45	2φ14 + 1φ10	3.86	Sup.	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		2φ14+ 1φ10	3.86	Inf.	0	0	0	0	0	0	0	0	0
N+7.2	V20X40	2φ12+ 1φ10	3.05	Sup.	0	0	0	0	0	0		0	0
		2φ12 + 1φ10	3.05	Inf.	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabla de varillas y áreas de acero faltante en vigas VX2.

**Tabla 37. Varillas mínimas y acero faltante VX2.**

Nivel	Vigas	$\phi$	As Cm2	Acero	A-B		B-C		C-D		D-E		
					AP	CEN	AP	CEN	AP	CEN	AP	CEN	
N+3.60	V25X45	2 $\phi$ 16	4.02	Sup.	1.67	0	1.67	0	1.96	0	2.2	0	
		2 $\phi$ 16	4.02	Inf.	0.0	0	0	0	0	0	0	0	
N+7.2	V25X40	2 $\phi$ 14	3.08	Sup.	0.86	0	1.11	0	1.57	0	1.83	0	
		2 $\phi$ 14	3.08	Inf.	0	0	0	0	0	0	0	0	
					E-F		F-G		G-H		H-I		
N+3.60	V25X45	2 $\phi$ 16	4.02	Sup.	2.2	0	2.21	0	2.21	0	2.55	0	2.05
		2 $\phi$ 16	4.02	Inf.	0	0	0	0	0	0	0	0	0
N+7.2	V25X40	2 $\phi$ 14	3.08	Sup.	1.82	0	1.83	0	1.82	0	2.17	0	1.37
		2 $\phi$ 14	3.08	Inf.	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabla de varillas y áreas de acero faltante en vigas VX3.

**Tabla 38. Varillas mínimas y acero faltante VX3.**

Nivel	Vigas	Varillas	As Cm2	Acero	A-B		B-C		C-D		D-E		
					AP	CEN	AP	CEN	AP	CEN	AP	CEN	
N+3.60	25X45	2 $\phi$ 14 + 1 $\phi$ 10	3.86	Sup.	0	0	0	0	0	0	0.32	0	
		2 $\phi$ 14 + 1 $\phi$ 10	3.86	Inf.	0	0	0	0	0	0	0	0	
N+7.2	20X40	2 $\phi$ 12 + 1 $\phi$ 10	3.05	Sup.	0	0	0	0	0.35	0	0.86	0	
		2 $\phi$ 12 + 1 $\phi$ 10	3.05	Inf.	0	0	0	0	0	0	0	0	
					E-F		F-G		G-H		H-I		
N+3.60	25X45	2 $\phi$ 14 + 1 $\phi$ 10	3.86	Sup.	0.32	0	0.28	0	0.31	0	0.46	0	0
		2 $\phi$ 14 + 1 $\phi$ 10	3.86	Inf.	0	0	0	0	0	0	0	0	0
N+7.2	20X40	2 $\phi$ 12 + 1 $\phi$ 10	3.05	Sup.	0.8	0	0.8	0	0.83	0	0.96	0	0
		2 $\phi$ 12 + 1 $\phi$ 10	3.05	Inf.	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabla de varillas y áreas de acero faltante en vigas VX4.

**Tabla 39. Varillas mínimas y acero faltante VX4.**

Nivel	Vigas	Var.	As Cm2	Acero	A-B		B-C		C-D		D-E		
					AP	CEN	AP	CEN	AP	CEN	AP	CEN	
N+3.60	25X45	2 $\phi$ 16	4.02	Sup.	0.84	0	0.78	0	0.73	0	0.68	0	
		2 $\phi$ 16	4.02	Inf.	0.02	0	0	0	0	0	0	0	
N+7.2		2 $\phi$ 14	3.08	Sup.	0.18	0	0.45	0	0.45	0	0.65	0	

	25X40	2φ14	3.08	Inf.	0	0	0	0	0	0	0	0	
					<b>E-F</b>		<b>F-G</b>		<b>G-H</b>		<b>H-I</b>		
N+3.60	25X45	2φ16	4.02	Sup.	0.68	0	0.67	0	0.67	0	0.84	0	0.84
		2φ16	4.02	Inf.	0	0	0	0	0	0	0	0	0
N+7.2	25X40	2φ14	3.08	Sup.	0.61	0	0.59	0	0.58	0	0.83	0	0.43
		2φ14	3.08	Inf.	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Cálculo de varillas de refuerzos en los apoyos se presenta en las tablas 40, 41 y 42. Los cuadros en rosado indican que en ese punto se desarrollarán los traslapes de varillas, por lo mismo no requieren las varillas de refuerzo en vista a que al realizar el traslape cubre el área de acero faltante en ese punto. También hay que recordar que en la viga VX1 no se requiere varilla de refuerzo en vista a que la varilla de acero mínimo cubre los esfuerzos requeridos. Los cuadros pintados de celeste indican las varillas de refuerzo.

Tabla de varillas de refuerzo en los apoyos VX2.

**Tabla 40. Varilla de acero faltante (en apoyos) para VX2.**

ACERO de REFUERZO EN APOYOS (cm <sup>2</sup> ) - VX2													
Nivel	Vigas			Acero	A-B		B-C		C-D		D-E		
					AP	CEN	AP	CEN	AP	CEN	AP	CEN	
N+3.60	25X45	2φ12	2.26	Sup.	2φ12		2φ12				2φ12		
		0	0	Inf.									
N+7.2	25X40	1φ14	1.54	Sup.	1φ14		1φ14				2φ12		
		0	0	Inf.									
					<b>E-F</b>		<b>F-G</b>		<b>G-H</b>		<b>H-I</b>		
N+3.60	25X45	2φ12	2.26	Sup.			2φ12				2φ12		2φ12
		0	0	Inf.									
N+7.2	20X40	2φ12	2.26	Sup.			2φ12				2φ12		2φ12
		0	0	Inf.									

Tabla de varillas de refuerzo en los apoyos VX3.

**Tabla 41. Varilla de acero faltante (en apoyos) para VX3.**

ACERO REFUERZO EN APOYOS (cm2) - VX3													
Nivel	Vigas			Acero	A-B		B-C		C-D		D-E		
					AP	CEN	AP	CEN	AP	CEN	AP	CEN	
N+3.60	V25X45	1φ10	0.79	Sup.									
		0	0	Inf.									
N+7.2	V25X40	1φ10	0.79	Sup.							1φ10		
		0	0	Inf.									
					E-F		F-G		G-H		H-I		
N+3.60	V25X45	1φ10	0.79	Sup.			1φ10				1φ10		
		0	0	Inf.									
N+7.2	V20X40	1φ10	0.79	Sup.			1φ10				1φ10		
		0	0	Inf.									

Tabla de varillas de refuerzo en los apoyos VX4.

**Tabla 42. Varilla de acero faltante (en apoyos) para VX4.**

AREA DE REFUERZO EN APOYOS (cm2) - VX4													
Nivel	Vigas			Acero	A-B		B-C		C-D		D-E		
					AP	CE	AP	CE	AP	CE	AP	CE	
N+3.60	V25X45	1φ12	1.13	Sup.	1φ12		1φ10				1φ10		
		0	0	Inf.									
N+7.2	V25X40	1φ10	0.79	Sup.	1φ10		1φ10				1φ10		
		0	0	Inf.									
					E-F		F-G		G-H		H-I		
N+3.60	V25X45	1φ10	0.79	Sup.			1φ10				1φ12		1φ12
		0	0	Inf.									
N+7.2	V20X40	1φ10	0.79	Sup.			1φ10				1φ10		1φ10
		0	0	Inf.									

Área de acero en vigas en el sentido Y. Es importante mencionar que se ha clasificado las vigas en dos grupos: vigas de VY1 al VY3 y VY4 a VY9. En el primer caso las vigas están sometidos a menos esfuerzo porque el área de la losa y las cargas a absorber son menores, sucede lo contrario en el segundo caso.

En la tabla 43 se presenta las áreas de acero en cm<sup>2</sup> para vigas VY1 - VY3 en el centro y en los apoyos, tanto superiores como inferiores.

**Tabla 43. Área de acero en VY1, VY2 y VY3.**

VIGAS	Nivel		VOLADO 3		VY3	
			CEN	AP	CEN	AP
V30X50	N+3.60	Sup.	7.25	16.42	4.72	6.72
		Inf.	4.16	7.56	5.33	5.08
V25X45	N+7.2	Sup.	5.6	14.85	3.35	5.41
		Inf.	3.21	6.81	6.18	3.35

En la tabla 44 se presenta las áreas de acero en cm<sup>2</sup> para vigas VY4 – VY9 en el centro y en los apoyos, tanto superiores como inferiores.

**Tabla 44. Área de acero en VY4-VY9.**

VIGAS	Nivel		VOLADO 8		VY8	
			CEN	AP	CEN	AP
V30X50	N+3.60	Sup.	7.8	18.44	4.72	7.49
		Inf.	4.52	8.39	6.04	5.48
V25X45	N+7.2	Sup.	6.05	16.37	3.62	6.2
		Inf.	3.35	7.61	7.23	3.48

La Tabla 45 es de varillas y áreas de acero faltante para vigas VY1 – VY3.

**Tabla 45. Varillas mínimas y acero faltante en VY1, VY2 y VY3.**

Nivel	VIGAS	Varillas	Area		VOLADO 3		VY3	
					CEN	AP	CEN	AP
N+3.60	V30X50	4φ14	6.16	Sup.	1.09	10.26	0	0.56
		4φ14	6.16	Inf.	0	1.4	0	0
N+7.2	V25X45	3φ14	4.62	Sup.	0.98	10.23	0	0.79
		3φ14	4.62	Inf.	0	2.19	1.56	0

Tabla 46 es de varillas y áreas de acero faltante para vigas VY4 – VY9.



**Tabla 46. Varillas mínimas y acero faltante en VY4 - VY9.**

Nivel	VIGAS	Varillas			VOLADO 3		VY3	
					CEN	AP	CEN	AP
N+3.60	V30X50	4 $\phi$ 14	6.16	Sup.	1.64	12.28	0	1.33
		4 $\phi$ 14	6.16	Inf.	0	2.23	0	0
N+7.2	V25X45	3 $\phi$ 14	4.62	Sup.	1.43	11.75	0	1.58
		3 $\phi$ 14	4.62	Inf.	0	2.99	2.61	0

En la tabla 47 y 48 se presenta las varillas de refuerzo faltante que generalmente se da en los apoyos, sin embargo, también se requiere en la parte inferior del centro de la viga en la dirección Y.

**Tabla 47. Varilla de acero faltante (en apoyos) para VY1, VY2 y VY3.**

Nivel	VIGAS		VOLADO 3		VY3	
			CEN	AP	CEN	AP
N+3.60	V30X50	Sup.		4 $\phi$ 16 + 2 $\phi$ 12		1 $\phi$ 10
		Inf.		1 $\phi$ 14		
N+7.2	V25X45	Sup.		4 $\phi$ 16 + 2 $\phi$ 12		1 $\phi$ 10
		Inf.		2 $\phi$ 12	1 $\phi$ 14	

Tabla 48 es de varillas de refuerzo en los apoyos de las vigas VY4 – VY9.

**Tabla 48. Varilla de acero faltante (en apoyos) para VY4-VY9.**

Nivel	VIGAS		VOLADO 3		VY3	
			CEN	AP	CEN	AP
N+3.60	V30X50	Sup.		4 $\phi$ 16 + 2 $\phi$ 14		1 $\phi$ 14
		Inf.		2 $\phi$ 12		
N+7.2	V25X45	Sup.		4 $\phi$ 16 + 2 $\phi$ 14		1 $\phi$ 14
		Inf.		2 $\phi$ 14	2 $\phi$ 14	

### 5.3.3 Refuerzo transversal en vigas (estribos)

En el diseño de pórticos especiales se debe garantizar el diseño sismo resistente por tanto hay que verificar la capacidad de la viga para las fuerzas cortantes que actúan en los extremos de la viga considerando los momentos probables y la cargas distribuidas. A este proceso de chequeo se le denomina diseño de estribos por capacidad. Es de suma importancia su verificación ya que son zonas críticas a cortante que se desarrollan principalmente muy cercano a los apoyos de vigas generando fisuras a 45 grados de inclinación en el hormigón, esto podría llevar al colapso de sistema de pisos, la misma no debe suceder en un edificio sismo resistente y debe ser controlado adecuadamente al momento del diseño.

El ACI recomienda que se deba colocar el acero mínimo calculado mediante la ecuación 43:

$$\frac{A_{v,min}}{s} = 0.196 \sqrt{f'c} \frac{b_w}{f_{yt}} \quad (43)$$

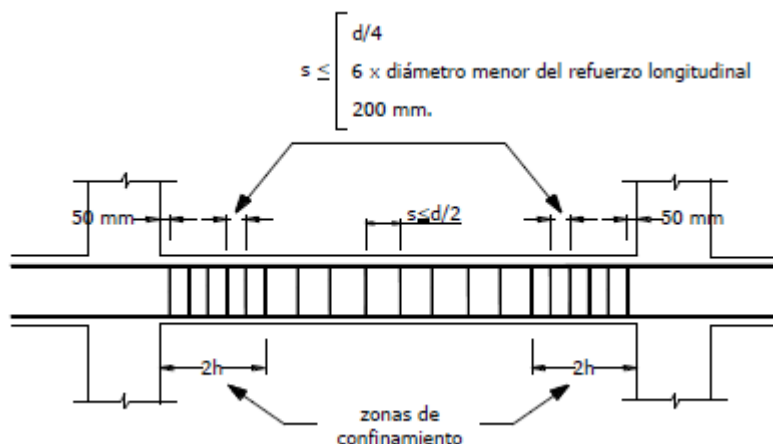
$$\frac{A_{v,min}}{s} = 0.196 \sqrt{210} \frac{30 \text{ cm}}{4200 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\frac{A_{v,min}}{s} = 0.02 \frac{\text{cm}}{\text{cm}^2}$$

#### Espaciamiento requerido

En el capítulo de hormigón armado la NEC especifica que el refuerzo transversal como mínimo debe ser varilla de 10 mm o más. En este trabajo se utiliza una varilla de 10 mm que tiene como área 0.79 cm<sup>2</sup>.

También la NEC especifica los espaciamientos mínimos que debe tener los refuerzos transversales, tal como se presenta en la figura:



**Figura 39. Detalle espaciamiento en vigas.**

**Fuente: NEC13.**

De la Figura 39 se concluye que el espaciamiento de los refuerzos transversales a una distancia  $2h$  medido desde la cara externa de la columna el espaciamiento deberá ser el menor de;  $d/4$ ,  $6 \times$  diámetro menor de varilla longitudinal o de 200mm. En el resto de la viga debe ser menor o igual que  $d/2$  y el primer estribo deberá colocarse a 50mm de la cara de la columna.

Espaciamiento de estribos cerca de los apoyos en la dirección X, para los niveles N+3.60 y N+7.20, ver Tabla 49.

**Tabla 49. Espaciamiento de los estribos cerca de los apoyos en dirección X.**

Espaciamiento estribos en el apoyo de vigas: VX1 y VX3				Espaciamiento estribos en el apoyo de vigas: VX2 y VX4			
Nivel	Vigas	$\Phi$	Espaciamiento rige el menor valor	Nivel	Vigas	$\Phi$	Espaciamiento rige el menor valor
N+3.60	25X45	$\phi 14$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>s \leq \frac{d}{4} = \frac{40}{4} = 10.0 \text{ cm}</math></li> <li>• <math>s \leq 6 \times \phi_{vl} = 6 \times 1.4</math></li> </ul>	N+3.60	25X45	$\phi 16$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>s \leq \frac{d}{4} = \frac{40}{4} = 10.0 \text{ cm}</math></li> <li>• <math>s \leq 6 \times \phi_{vl} = 6 \times 1.6</math></li> </ul>

			$= 8.4 \text{ cm}$ <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>s \leq 20 \text{ cm}</math></li> </ul> <p>A una distancia de 2h medido de la cara de la columna es decir: 90 cm.</p>			$= 9.6 \text{ cm}$ <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>s \leq 20 \text{ cm}</math></li> </ul> <p>A una distancia de 2h medido de la cara de la columna es decir: 90 cm.</p>	
N+ 7.2	20X40	φ12	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>s \leq \frac{d}{4} = \frac{35}{4} = 8.75 \text{ cm}</math></li> <li>• <math>s \leq 6 \times \phi_{vl} = 6 \times 1.2 = 7.2 \text{ cm}</math></li> <li>• <math>s \leq 20 \text{ cm}</math></li> </ul> <p>A una distancia de 2h medido de la cara de la columna es decir: 80 cm.</p>	N+ 7.2	25X40	φ14	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>s \leq \frac{d}{4} = \frac{35}{4} = 8.75 \text{ cm}</math></li> <li>• <math>s \leq 6 \times \phi_{vl} = 6 \times 1.4 = 8.4 \text{ cm}</math></li> <li>• <math>s \leq 20 \text{ cm}</math></li> </ul> <p>A una distancia de 2h medido de la cara de la columna es decir: 80 cm.</p>

Espaciamiento de estribos cerca de los apoyos en la dirección Y, para nivel N+3.60 y N+7.20, ver Tabla 50.

**Tabla 50. Espaciamiento de los estribos cerca de los apoyos en dirección Y.**

Espaciamiento estribos en el apoyo de vigas: VY1 – VY9			
Nivel	Vigas	Φ	Espaciamiento rige el menor valor
N+ 3.60	30X50	φ14	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>s \leq \frac{d}{4} = \frac{45}{4} = 11.25 \text{ cm}</math></li> <li>• <math>s \leq 6 \times \phi_{vl} = 6 \times 1.4 = 8.4 \text{ cm}</math></li> <li>• <math>s \leq 20 \text{ cm}</math></li> </ul> <p>A una distancia de 2h medido de la cara de la columna es decir: 100 cm.</p>
N+ 7.2	25X45	φ14	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>s \leq \frac{d}{4} = \frac{40}{4} = 10.0 \text{ cm}</math></li> <li>• <math>s \leq 6 \times \phi_{vl} = 6 \times 1.4 = 8.4 \text{ cm}</math></li> <li>• <math>s \leq 20 \text{ cm}</math></li> </ul> <p>A una distancia de 2h medido</p>

			de la cara de la columna es decir: 90 cm.
--	--	--	---

Espaciamiento de estribos en el centro de la viga en la dirección X, para nivel N+3.60 y N+7.20, ver Tabla 51.

**Tabla 51. Espaciamiento de los estribos centro de la viga en dirección X.**

Espaciamiento estribos en el centro de la viga VX1, VX2, VX3 y VX4		
Nivel	Vigas	Espaciamiento (cm)
N+ 3.60	25X45	• $s \leq \frac{d}{2} = \frac{40}{2} = 20.0 \text{ cm}$
N+ 7.2	20X40	• $s \leq \frac{d}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$

Espaciamiento de estribos en el centro de la viga en la dirección Y, para nivel N+3.60 y N+7.20, ver Tabla 52.

**Tabla 52. Espaciamiento de los estribos centro de la viga en dirección Y.**

Espaciamiento estribos en el centro de la viga: VY1-VY9		
Nivel	Vigas	Espaciamiento (cm)
N+ 3.60	30X50	• $s \leq \frac{d}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$
N+ 7.2	25X45	• $s \leq \frac{d}{2} = \frac{40}{2} = 20.0 \text{ cm}$

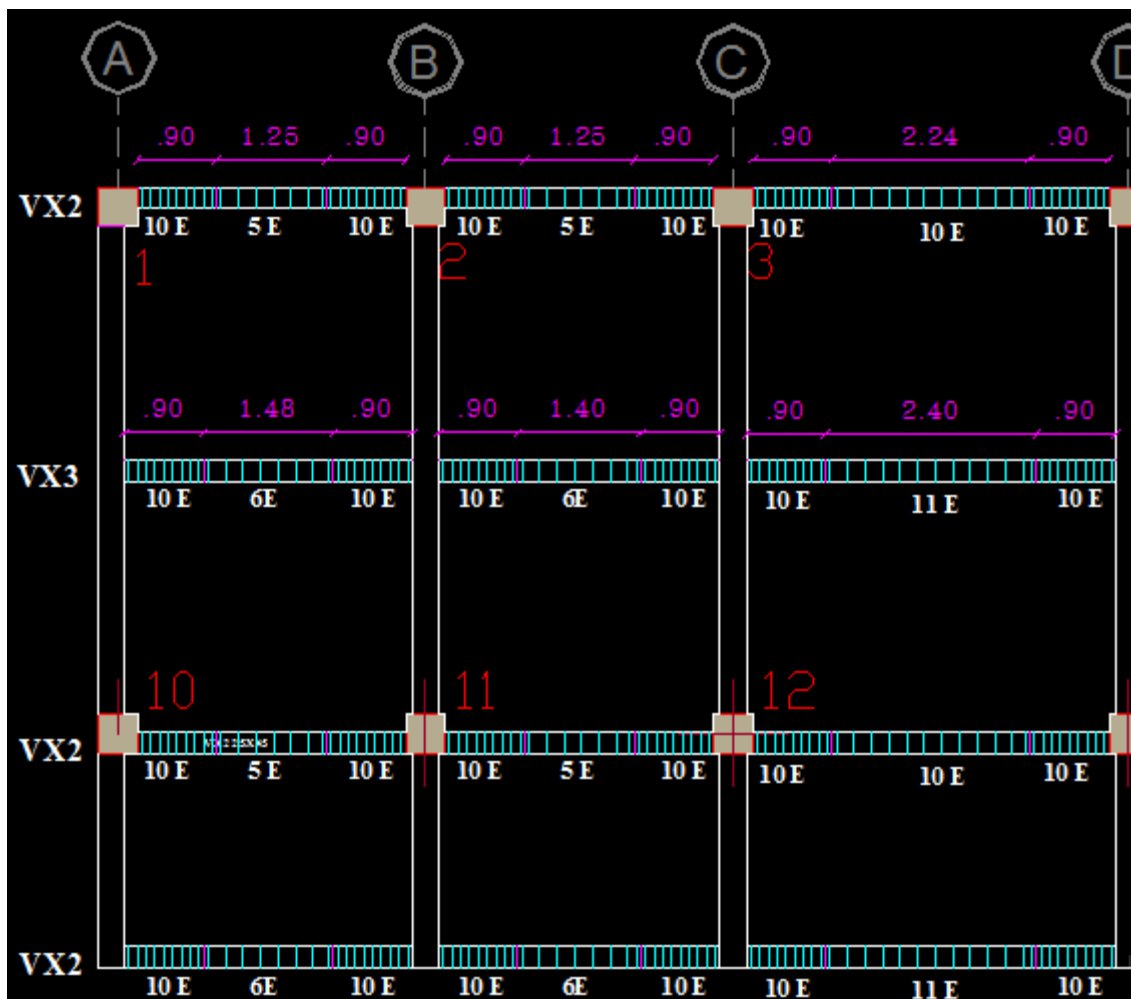
En los cuadros anteriores se puede apreciar el espaciamento de los estribos cerca de los apoyos y en el centro de cada tipo de viga. En la tabla 53 se presenta un resumen en la que se detalla el espaciamento del estribo según su ubicación, su

diámetro y la distancia que se debe colocar según la ubicación, es decir, para vigas VX1 y VX3 el  $E \phi 10 C/10-20-10$  indica que se debe colocar estribo de 10 mm de diámetro cada 10 cm cerca de los apoyos y en el reto de la viga cada 20 cm. Y los valores de 90 – 90, indican que cerca de los apoyos se debe colocar estribos cada 10 cm hasta una distancia de 90 cm, así sucesivamente.

**Tabla 53. Resumen de diámetro y ubicación de estribos.**

Viga	VX1 Y VX3	VX2 Y VX4	VY1 – VY9
N+3.60	8.4 cm – 20 cm $E \phi 10 C/10-20-10$ 90 – – 90	9.6 cm – 20 cm $E \phi 10 C/10-20-10$ 90 – – 90	8.4 cm – 22.5 cm $E \phi 10 C/10-20-10$ 100 – – 100
N+7.20	7.2 cm – 17.5 cm $E \phi 10 C/8-15-8$ 80 – – 80	8.4 cm – 17.5 cm $E \phi 10 C/8-15-8$ 80 – – 80	8.4 cm – 20.0 cm $E \phi 10 C/8-20-8$ 90 – – 90

En la Figura 40 se presenta los detalles de los estribos y sus espaciamientos respectivos en el nivel N+3.60 sentido X.



**Figura 40. Ubicación de estribos en vigas en la dirección X, N+3.60.**

La Tabla 54 representa la cantidad de estribos colocado en cada viga y la cantidad total de estribos necesarios en el nivel N+3.60 sentido X, para vigas de dimensión V25x45.

**Tabla 54. Cantidad de estribos en vigas en sentido X, N+3.60.**

CANTIDAD DE ESTRIBOS EN VIGAS N+3.60 (VX)										
Nivel	Dimension	Viga	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H	H-I
N+3.60	V25X45	VX1	25	25	30	30	30	30	30	30
	V25X45	VX2	26	26	31	31	31	31	31	31
	V25X45	VX3	25	25	30	30	30	30	30	30

	V25X45	VX4	26	26	31	31	31	31	31	31
<b>Total EST. V25X45</b>	<b>936</b>									

En la Figura 41 se presenta los detalles de los estribos y sus espaciamientos respectivos en el nivel N+7.20 sentidos X.

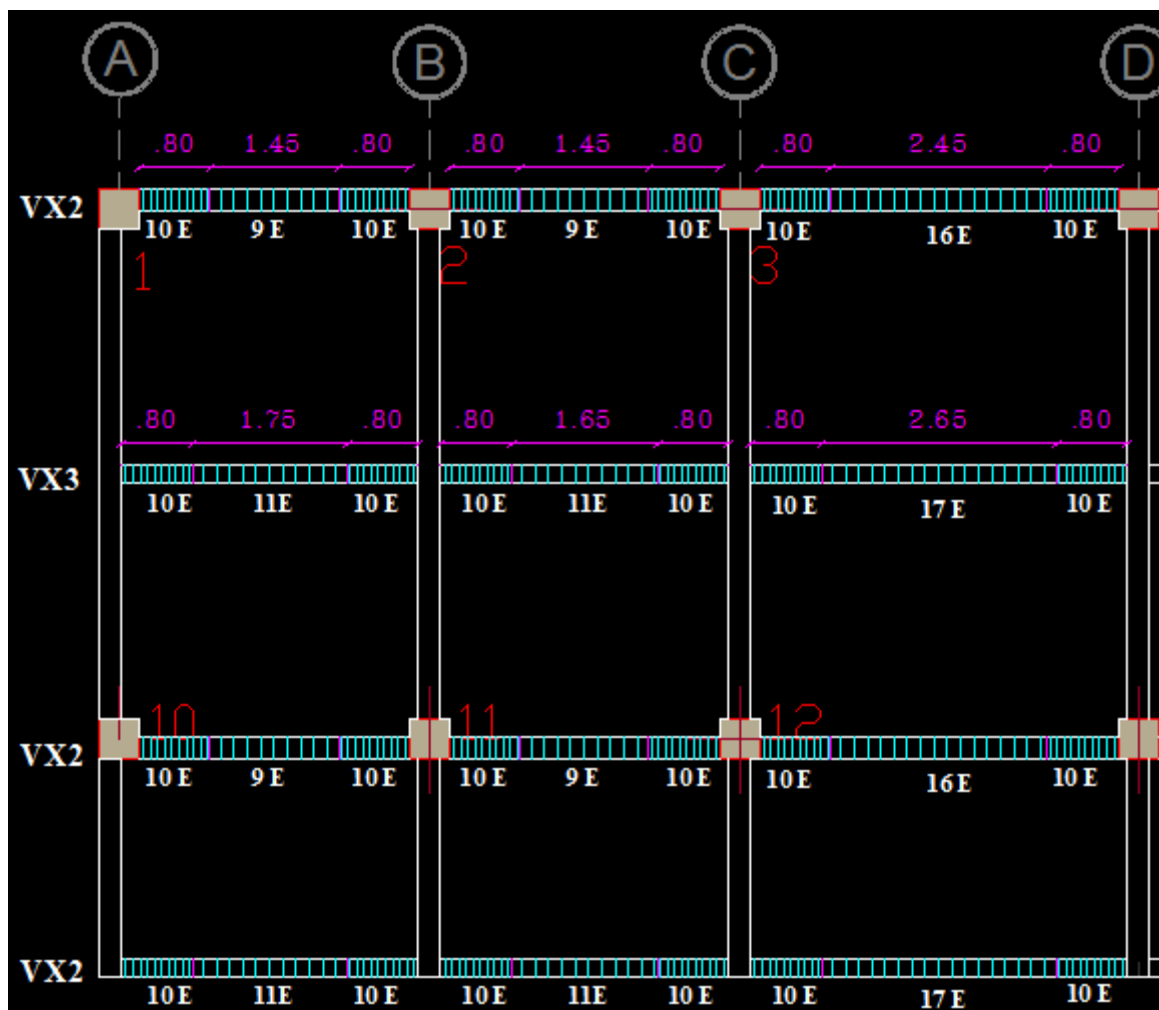


Figura 41. Ubicación de estribos en vigas en la dirección X, N+7.20.

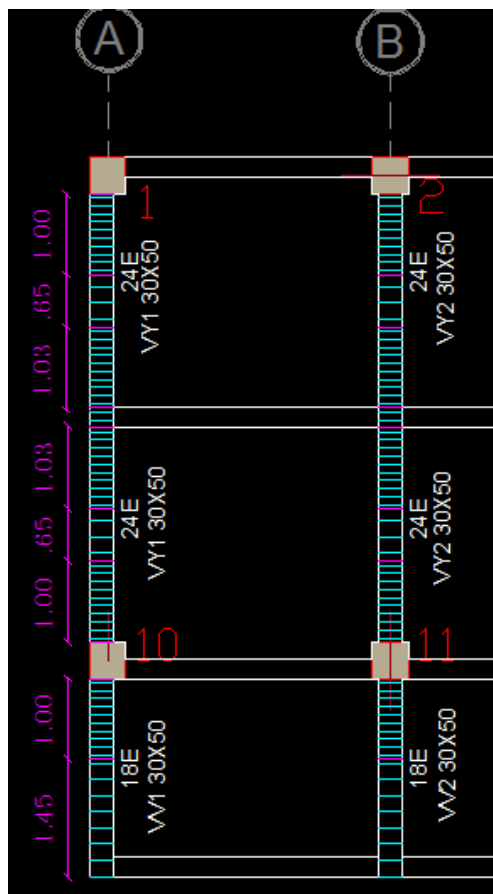


La Tabla representa la cantidad de estribos colocado en cada viga y la cantidad total de estribos necesarios en el nivel N+7.20 sentido X, para dos tipos de vigas V20x40 y V25x40.

**Tabla 55. Cantidad de estribos en vigas en sentido X, N+7.20.**

<b>CANTIDAD DE ESTRIBOS EN VIGAS N+7.2 (VX)</b>										
Nivel	Dimension	Viga	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H	H-I
N+7.2	V20x40	VX1	29	29	36	36	36	36	36	36
	V25X40	VX2	31	31	37	37	37	37	37	38
	V20X40	VX3	29	29	36	36	36	36	36	36
	V25X40	VX4	31	31	37	37	37	37	37	38
<b>Total EST. V20X40</b>		<b>548</b>								
<b>Total EST. V25X40</b>		<b>570</b>								
<b>Total Estribos</b>		<b>1118</b>								

En la Figura 42 se presenta los detalles de los estribos y sus espaciamentos respectivos en el nivel N+3.60 sentidos Y.



**Figura 42. Ubicación de estribos en vigas en la dirección Y, N+3.60**

La Tabla 56 representa la cantidad de estribos colocado en cada viga y la cantidad total de estribos necesarios en el nivel N+3.60 sentido X, para de vigas de dimensión V30x45, incluye las vigas en volado.

**Tabla 56. Cantidad de estribos en vigas en sentido Y, N+3.60.**

CANTIDAD DE ESTRIBOS EN VIGAS SENTIDO Y					
Nivel	Vigas	VOLADO	CANTIDAD	VIGA	CANTIDAD
N+3.60	V30X50	VV1	18	VY1	48
	V30X50	VV2	18	VY2	48
	V30X50	VV3	18	VY3	48
	V30X50	VV4	18	VY4	48
	V30X50	VV5	18	VY5	48
	V30X50	VV6	18	VY6	48

V30X50	VV7	18	VY7	48
V30X50	VV8	18	VY8	48
V30X50	VV9	18	VY9	48
<b>TOTAL EST. V30X50</b>				<b>594</b>

En la Figura 43 se presenta los detalles de los estribos y sus espaciamientos respectivos en el nivel N+7.20 sentidos Y.

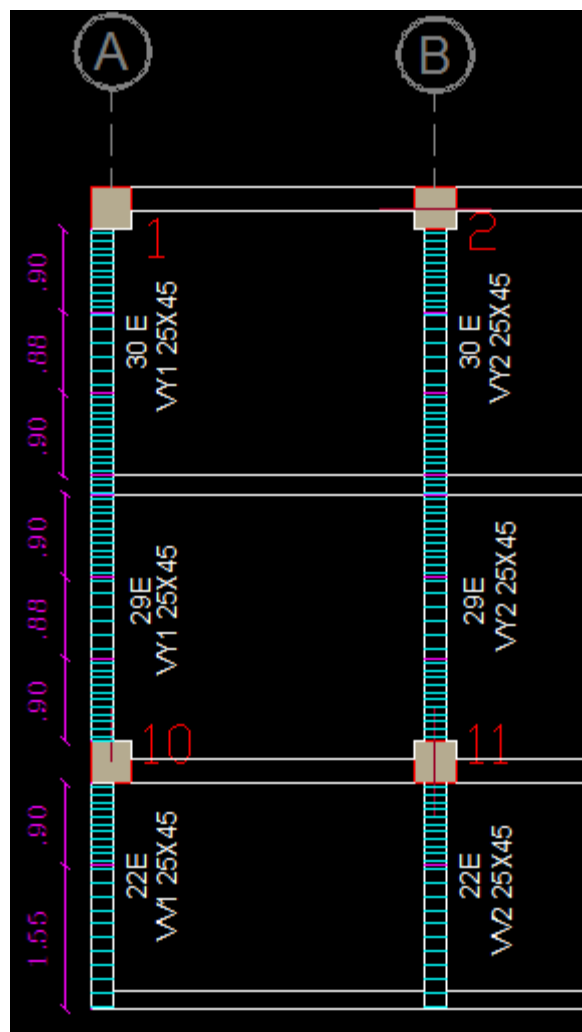


Figura 43. Ubicación de estribos en vigas en la dirección Y, N+7.20.

La Tabla 57 se representa la cantidad de estribos colocado en cada viga y la cantidad total de estribos necesarios en el nivel N+7.20 sentido X, para de vigas de dimensión V25x45, incluye las vigas en volado.

**Tabla 57. Cantidad de estribos en vigas en sentido Y, N+7.20.**

CANTIDAD DE ESTRIBOS EN VIGAS SENTIDO Y					
Nivel	Vigas	VOLADO	CANTIDAD	VIGA	CANTIDAD
N+7.2	V25X45	VV1	22	VY1	59
	V25X45	VV2	22	VY2	59
	V25X45	VV3	22	VY3	59
	V25X45	VV4	22	VY4	59
	V25X45	VV5	22	VY5	59
	V25X45	VV6	22	VY6	59
	V25X45	VV7	22	VY7	59
	V25X45	VV8	22	VY8	59
	V25X45	VV9	22	VY9	59
<b>TOTAL EST. V25X45</b>					<b>729</b>

### 5.3.4 Área de acero en columnas

En esta sección se determinará la cantidad de acero longitudinal y transversal en elementos de flexo compresión según las estipulaciones de la NEC13.

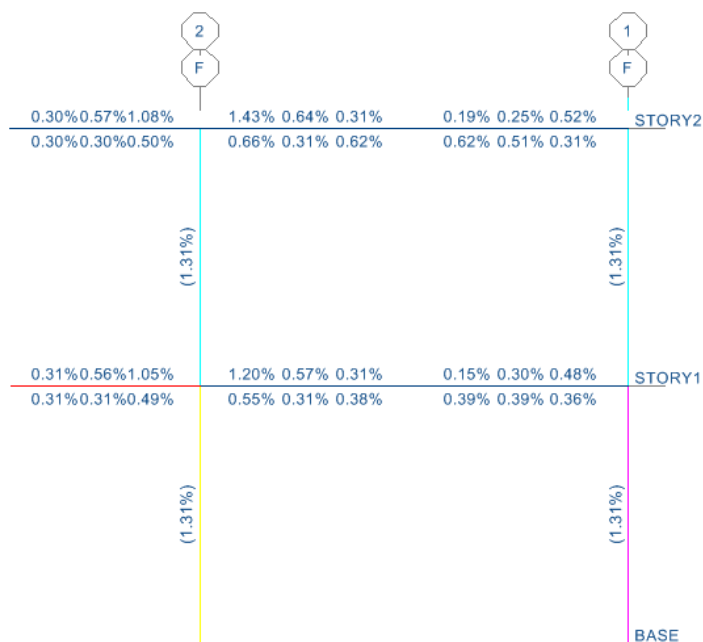
#### Cuantía de refuerzo longitudinal

La NEC en el capítulo correspondiente a hormigón armado especifica que la cuantía máxima de refuerzo longitudinal debe cumplir el siguiente requisito:

$$0.01 \leq \frac{\rho_g}{A_g} \leq 0.03 \quad (44)$$

Dónde  $\rho_g$  es el área de refuerzo longitudinal y  $A_g$  es el área bruta de la sección.

Los resultados obtenidos del ETABS muestran que el porcentaje de acero en las columnas está dentro del rango requerido y tiene un valor de 1.31% de área de acero, esto equivale a una cuantía de acero de  $26.52 \text{ cm}^2$ , ver Figura 44.



**Figura 44. Porcentaje de acero en columnas generado por ETABS.**

Transformado a varillas reales se tiene lo equivalente a lo determinado por ETABS:

$$12\emptyset 14 = 18.473 \text{ cm}^2$$

$$4\emptyset 16 = 8.042 \text{ cm}^2$$

$$\text{Total} = 26.515 \text{ cm}^2$$

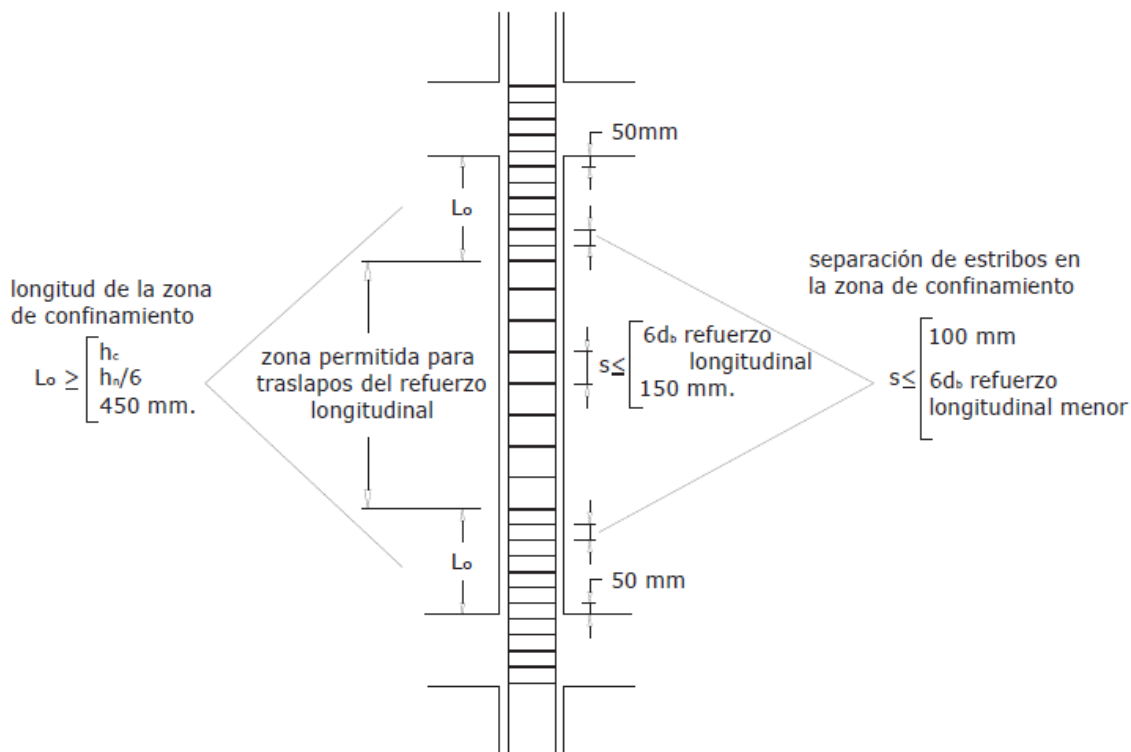
En la Tabla 58 se presenta el número de varillas de acero que se necesita en las columnas de la estructura.

**Tabla 58. Cantidad de varillas de acero en columnas.**

	Cantidad varilla c/columna	Cantidad de columnas	Total varillas
Varilla $\phi 14$	12	18	216
Varilla $\phi 16$	4	18	72

### Refuerzo transversal y confinamientos

Para el refuerzo transversal y confinamiento en columnas o elementos de flexo-compresión se debe cumplir lo estipulado en la NEC y la misma se puede apreciar con mayor detalle en la figura 45:



**Figura 45. Requerimientos de refuerzo transversal y confinamientos en vigas.**

**Fuente: NEC13.**

### Longitud zona confinamiento

La longitud de la zona de confinamiento se representa con la letra  $L_o$ , la longitud medida desde la cara del nudo no puede ser menor que: la máxima dimensión de su sección transversal, una sexta parte de la luz libre del elemento y 450 mm. En la tabla 41 se presenta los cálculos de la longitud de confinamiento.

**Tabla 59. Longitud zona de confinamiento.**

Nivel N+3.60	Nivel N+7.20
<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>L_o \geq h_c = 45 \text{ cm}</math></li> <li>• <math>L_o \geq \frac{h_n}{6} = \frac{(3.60 \text{ m} - 0.5 \text{ m})}{6} = 51.66 \text{ cm}</math></li> <li>• <math>L_o \geq 450 \text{ mm} = 45 \text{ cm}</math></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>L_o \geq h_c = 45 \text{ cm}</math></li> <li>• <math>L_o \geq \frac{h_n}{6} = \frac{(3.60 \text{ m} - 0.45 \text{ m})}{6} = 52.5 \text{ cm}</math></li> <li>• <math>L_o \geq 450 \text{ mm} = 45 \text{ cm}</math></li> </ul>

En la Tabla 59 se puede apreciar los cálculos realizados para determinar la longitud de la zona de confinamiento, se concluye que la distancia no puede ser menor a 45 cm, por seguridad se redondea a 53 cm.

### Separación de estribos

La separación de estribos en la zona de confinamiento no debe exceder la menor de: la cuarta parte de la dimensión mínima del elemento, seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor, y 100 mm.

- |   |
|---|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>s \leq 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm}</math></li> <li>• <math>s \leq 6d_b = 6 * 14 \text{ mm} = 8.4 \text{ cm}</math></li> </ul> |
|---|

Por seguridad se elige una separación entre estribos de 8.00 cm en la zona de confinamiento  $L_o$ . El primer estribo se coloca a 5cm de la cara del nudo.

En la zona restante la distancia entre los estribos están calculadas en la siguiente tabla:

<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>s \leq 150 \text{ mm} = 15 \text{ cm}</math></li> <li>• <math>s \leq 6d_b = 6 * 14\text{mm} = 8.4\text{cm}</math></li> </ul>
---

La distancia entre los estribos más allá de  $L_o$  se toma como 15.00 cm teniendo en consideración que en ese punto tampoco se debe tomar como un valor mayor a 200 mm o 20 cm, esto según la NEC.

### Refuerzo transversal en columnas

Además del chequeo de la cortante por resistencia (fuerzas actuantes), el código ACI352 impone que el área del refuerzo en forma de estribos de confinamiento rectangulares en la región definida anteriormente no puede ser menor que ninguna de las ecuaciones 45 y 46:

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (45)$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \quad (46)$$



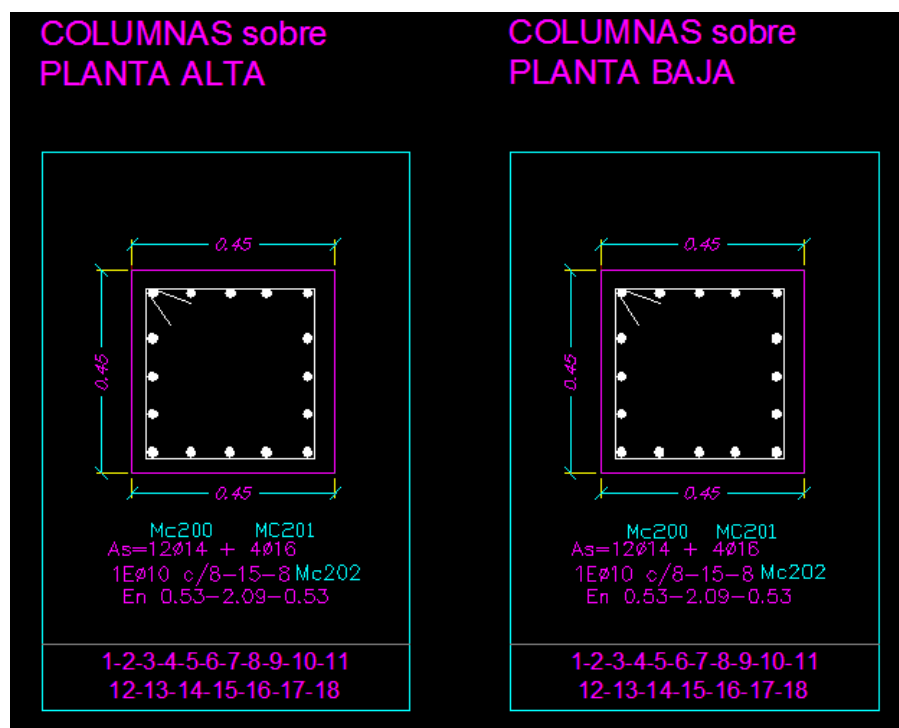
Donde  $s$  es el espaciamiento entre estribos en cm,  $b_c$  es el ancho de la columna confinada en cm, y  $A_{ch}$  es el área confinada del núcleo de concreto en  $cm^2$  y  $f'_c$  el esfuerzo a la compresión del hormigón en  $kg/cm^2$ . Al despejar  $s$  se tiene:

En la tabla 60, considerando los valores establecidos para nuestro diseño se el confinamiento en columnas según las ecuaciones 45 y 46:

**Tabla 60. Chequeo de confinamiento en columnas.**

<b>CHEQUEO DE CONFINAMIENTO</b>			
Requerimientos para el cálculo:			
A	45	cm	Ancho columna
B	45	cm	Ancho columna
R	2.5	cm	Recubrimiento
$A_g = a*b =$	2025	$cm^2$	Área viga
$A_c = (a-2*r)*(b-2*r)$ =	1600	$cm^2$	
$f'_c =$	210	$kg/cm^2$	
$f_y =$	4200	$kg/cm^2$	
$s =$	8	cm	Separación estribos
$b_c = (b - 2*r) =$	40	cm	Ancho columna confinada
$A_{sh1} = \frac{0.3 * b_c * s * f'_c}{f_y} \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 1.275 \text{ cm}^2$			
$A_{sh2} = \frac{0.9 * b_c * s * f'_c}{f_y} = 1.44 \text{ cm}^2$			
<b>Ash</b>	<b>1.44</b>	<b>cm2</b>	<b>As confinamiento requerida</b>
$\Phi$ estribos =	10	mm	Área de estribo
Ase =	0.79	$cm^2$	
Ramales = Ash/Ase	1.83	# ramales	
Se necesita::	2	Ramales	

Los cálculos realizados nos permiten concluir que el diámetro de estribo es de 10 mm y no requiere amarres suplementarios en vista a que el estribo seleccionado cubre el área total de varilla requerida. Es decir el estribo  $\Phi$  10 tiene como área 0.79 y multiplicando por 2 ramales se tiene 1.58 cm<sup>2</sup> que es mayor a 1.44 cm<sup>2</sup> requerida, ver Figura 46.



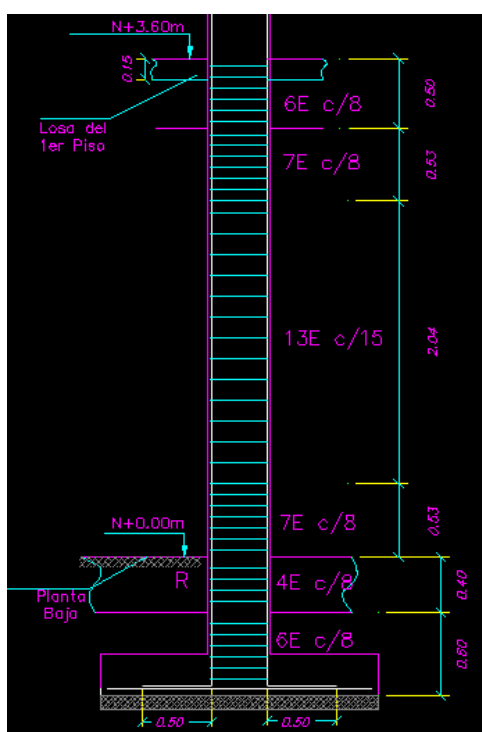
**Figura 46. Detalle de estribos.**

En la Tabla 61 se presenta los cálculos de estribos para columnas en la planta baja y planta alta.

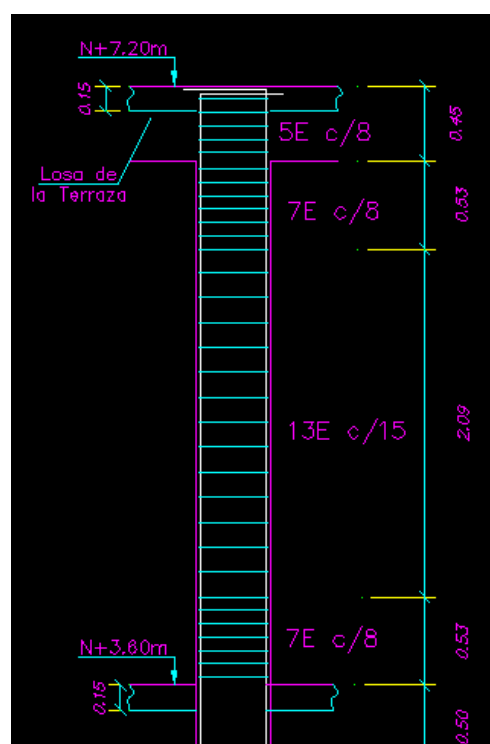
**Tabla 61. Cantidad de estribos en columnas.**

	Cantidad estribos	Numero columnas	Total estribos c/planta
Columnas planta baja	43	18	774
Columnas planta alta	32	18	576
		<b>Total estribos</b>	<b>1350</b>

En las figuras 47 y 48 se presenta los detalles de la colocación de estribos en las columnas.



**Figura 47. Estribos en columnas hasta N+3.60.**



**Figura 48. Estribos en columnas de N+3.60 a N+7.20**

### 5.3.5 Volumen de hormigón

En esta sección se presenta los cálculos realizados del volumen de hormigón en vigas, columnas, cimientos y vigas de cimentación del total del edificio.

#### 5.3.5.1 Volumen de hormigón en vigas

##### Hormigón en vigas en N + 3.60

En la Tabla 62 se presenta el volumen de hormigón en vigas en la dirección X y Y para el nivel N+3.60. En las tablas las iniciales corresponden: *a* es el ancho de la viga, *h* es la altura de la viga, *L* es la luz de la viga, *#V* es la cantidad de vigas y *Vol.* es el volumen de la viga. Para calcular el volumen se ha multiplicado el ancho, la altura, la longitud de la viga y la cantidad de viga.

**Tabla 62. Cálculo de volumen de hormigón en vigas para el nivel N+3.60.**

VX				VX				VX				VX			
N+ 3.6	a	0.25	m	a	0.25	m	a	0.25	m	A	0.25	m			
	h	0.45	m	h	0.45	m	h	0.45	m	H	0.45	m			
	L	3.28	m	L	3.2	m	L	4.2	m	L	4.28	m			
	#V	4		#V	4		#V	20		#V	4				
	Vol.	1.48	m <sup>3</sup>	Vol.	1.44	m <sup>3</sup>	Vol.	9.45	m <sup>3</sup>	Vol.	1.93	m <sup>3</sup>			
VY				Volado VY											
N+ 3.6	a	0.3	m	a	0.3	m									
	H	0.5	m	h	0.5	m									
	L	5.55	m	L	2.45	m									
	#V	9		#V	9										
	Vol.	7.49	m <sup>3</sup>	Vol.	3.31	m <sup>3</sup>									

<b>Volúmen total en N+3.6</b>	<b>25.09</b>	<b>m<sup>3</sup></b>
-------------------------------	--------------	----------------------

## Hormigón en vigas N + 7.2

En la Tabla 63 se presenta el volumen de hormigón en vigas en la dirección X y Y para el nivel N+7.2.

**Tabla 63. Tabla 64. Cálculo de volumen de hormigón en vigas para el nivel N+7.20.**

HORMIGON VIGAS VX				VX			VX			VX		
N+ 7.2	A	0.2	m	a	0.2	m	A	0.2	m	A	0.2	m
	H	0.4	m	h	0.4	m	H	0.4	m	H	0.4	m
	L	3.35	m	L	3.25	m	L	4.25	m	L	4.35	m
	#V	2		#V	2		#V	10		#V	2	
	Vol	0.54	m3	Vol	0.52	m3	Vol	3.4	m3	Vol	0.7	m3
VX				VX			VX			VX		
N+ 7.2	A	0.25	m	a	0.25	m	A	0.25	m	A	0.25	m
	H	0.4	m	h	0.4	m	H	0.4	m	H	0.4	m
	L	3.35	m	L	3.25	m	L	4.25	m	L	4.35	m
	#V	2		#V	2		#V	10		#V	2	
	Vol	0.67	m3	Vol	0.65	m3	Vol	4.25	m3	Vol	0.87	m3
VY				Volado VY								
N+ 7.2	A	0.25	m	a	0.25	m						
	H	0.45	m	h	0.45	m						
	L	5.55	m	L	2.45	m						
	#V	9		#V	9							
	Vol	5.62	m3	Vol	2.48	m3						
<b>Volumen N+7.2</b>	<b>19.69</b>	<b>m3</b>										

<b>Vol. Total Vigas</b>	<b>44.78</b>	<b>m3</b>
-------------------------	--------------	-----------

Se puede apreciar que el volumen total en vigas es lo que se muestra en la tabla, es decir de 44.78 m3.

### 5.3.5.2 Volumen de hormigón en columnas

En la siguiente tabla se calcula el volumen del hormigón en las columnas de todo el edificio, hay que considerar que la dimensión en todas las columnas es de 45cmx45cm, para su cálculo se ha multiplicado el área de la sección transversal de la columna, la altura, y la cantidad de columnas por niveles.

**Tabla 65. Cálculo de volumen de hormigón columnas.**

<b>HORMIGON EN COLUMNAS f'c = 210 kg/cm<sup>2</sup></b>			
N+7.2	Ancho	0.45	m
	Altura	3.6	m
	# columnas	18	
	Volumen	13.122	m <sup>3</sup>
N+3.6	Ancho	0.45	m
	Altura	3.6	m
	# columnas	18	
	Volumen	13.122	m <sup>3</sup>
N-1.00	Ancho	0.45	m
	Altura	1	m
	# columnas	18	
	Volumen	3.645	m <sup>3</sup>
<b>Vol. Total Columnas</b>		<b>29.889</b>	<b>m<sup>3</sup></b>

La cantidad de hormigón en las columnas del edificio es de 29.889 m<sup>3</sup>.

### 5.3.5.3 Volumen total en losas.

En esta sección se calcula el volumen del hormigón en las losas nivel N+3.60 y N+7.20. Los cálculos se ha dividido en 3 partes: hormigón en los nervios, hormigón para una losa de 5cm en el nivel N+3.60 y N+7.20.

Para determinar la cantidad de hormigón en los nervios, se ha contabilizado la cantidad de nervios en las losas de las aulas y la cantidad de nervios en las losas de los volados. Se debe tener en cuenta también que los nervios en el volado en el nivel N+3.60 es de 20 cm y en el resto del edificio son de 10 cm. Esta diferencia se debe a que en ese punto se concentra una mayor cantidad de carga viva, en vista a que es un corredor. Para determinar el volumen se ha multiplicado el alto, ancho, el largo de los nervios y la cantidad de nervios, obteniendo su valor en m<sup>3</sup>, ver Tabla 66.

**Tabla 66. Cálculo de hormigón en nervios.**

<b>Hormigón en nervios N2</b>				<b>Hormigón en nervios NV VOLADO</b>			
N+3.6	Ancho	0.1	m	N+3.6	Ancho	0.1	M
	Altura	0.1	m		Altura	0.2	M
	Largo	2.85	m		Largo	2.2	M
	# vigas	120			# vigas	60	
	Volumen	<b>3.42</b>	m <sup>3</sup>		Volumen	<b>2.64</b>	m <sup>3</sup>
<b>Hormigón en nervios N2</b>				<b>Hormigón en nervios N2 VOLADO</b>			
N+7.2	Ancho	0.1	m	N+3.6	Ancho	0.1	M
	Altura	0.1	m		Altura	0.1	M
	Largo	2.88	m		Largo	2.25	M
	# vigas	120			# vigas	60	
	Volumen	<b>3.46</b>	m <sup>3</sup>		Volumen	<b>1.35</b>	m <sup>3</sup>
<b>Volumen Nervios</b>		<b>10.87</b>	<b>m<sup>3</sup></b>				

En la Tabla 67 se presenta los cálculos para una losa de 5 cm de espesor en el nivel N+3.60. El cálculo del volumen de hormigón es el producto de la multiplicación del área de la losa, por la altura y la cantidad de losas existentes. Para el cálculo del área de la losa se ha utilizado la herramienta AutoCAD. Las letras en la tabla corresponden a: A es el área de la losa, h es la altura de la losa, #A es la cantidad de losa y Vol. Es el volumen de la losa calculada.

**Tabla 67. Cálculo losa 5cm, nivel N+3.60**

<b>Hormigón losa 5cm N+3.60</b>			<b>Hormigón losa 5cm N+3.60</b>			<b>Hormigón losa 5cm N+3.60</b>			<b>Hormigón losa 5cm N+3.60</b>		
A	9.29	m2	A	9.09	m2	A	11.94	m2	A	12.13	m2
h	0.05	M	h	0.05	m	H	0.05	m	H	0.05	m
# A	2		# A	2		# A	10		# A	2	
Vol.	0.93	m3	Vol.	0.91	m3	Vol.	5.97	m3	Vol.	1.21	m3

<b>Hormigón losa volado 5cm N+3.60</b>			<b>Hormigón losa volado 5cm N+3.60</b>			<b>Hormigón losa volado 5cm N+3.60</b>			<b>Hormigón losa volado 5cm N+3.60</b>		
A	7.2	m2	A	7.04	m2	A	9.24	m2	A	9.4	m2
h	0.05	M	h	0.05	m	H	0.05	M	H	0.05	m
# A	1		# A	1		# A	5		# A	1	
Vol.	0.36	m3	Vol.	0.35	m3	Vol.	2.31	m3	Vol.	0.47	m3

<b>Volumen N+3.60</b>	<b>12.51</b>	<b>m3</b>
-----------------------	--------------	-----------

En la Tabla 68, se tiene los cálculos para determinar el volumen de hormigón en la losa, en el nivel N+7.20. Se procede de la misma forma que en la Tabla 67.



**Tabla 68. Cálculo hormigón losa 5 cm, nivel N+7.20**

Hormigón losa 5cm N+7.20			Hormigón losa 5cm N+7.20			Hormigón losa 5cm N+7.20			Hormigón losa 5cm N+7.20		
A	9.57	m 2	A	9.3	m 2	A	12.1 8	m 2	A	12.4 5	m2
H	0.05	M	h	0.0 5	m	h	0.05	M	H	0.05	m
# A	2		# A	2		# A	10		# A	2	
Vol.	0.96	m 3	Vol.	0.9 3	m 3	Vol.	6.09	m 3	Vol.	1.25	m3

Hormigón losa volado 5cm N+7.20			Hormigón losa volado 5cm N+7.20			Hormigón losa volado 5cm N+7.20			Hormigón losa volado 5cm N+7.20		
A	7.54	m 2	A	7.3 1	m 2	A	9.56	m 2	A.	9.78	m 2
h	0.05	M	h	0.0 5	m	H	0.05	m	H	0.05	m
# A	1		# A	1		# A	5		# A	1	
Vol.	0.38	m 3	Vol.	0.3 7	m 3	Vol.	2.39	m 3	Vol.	0.49	m 3

<b>Volumen N+3.60</b>	<b>12.8 4</b>	<b>m3</b>
-----------------------	-------------------	-----------

Haciendo la sumatoria de los volúmenes de hormigón de los nervios, losa N+3.60 y N+7.20 se tiene un total de **36.22 m3** de hormigón en la losa para todo el edificio.

### 5.3.6 Consideraciones para la armadura y planillado de acero

Hasta el momento se ha determinado la cantidad de acero longitudinal que serán colocados en vigas, columnas, losas y cimentaciones. En esta sección se detalla los requisitos para determinar la longitud de desarrollo, distancia para el

empalmo por traslapo y los ganchos estándar. De esta forma se completa los cálculos de las varillas de acero faltantes.

#### **5.3.6.1 Longitud de desarrollo**

La longitud embebida o desarrollado desde la sección crítica es la se presenta en las Figuras 49, 50 y 51.

Distancia mínima antes de gancho estándar medida desde la sección crítica, es decir desde la cara de la columna debe ser 25 veces el diámetro de la varilla tanto en vigas y columnas, ver Tabla 69.

### Columna Continua

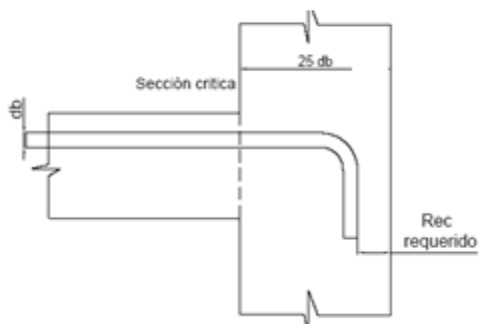


Figura 49. Longitud desarrollo en columnas continuas.

### Columna Discontinua

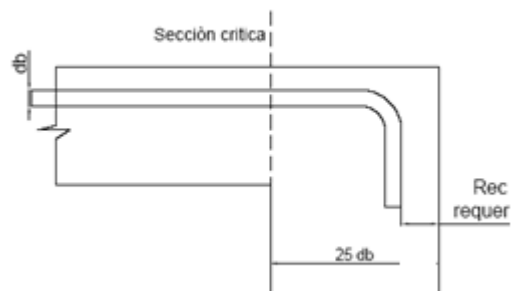


Figura 50. Longitud de desarrollo en vigas discontinuas.

### Zapata

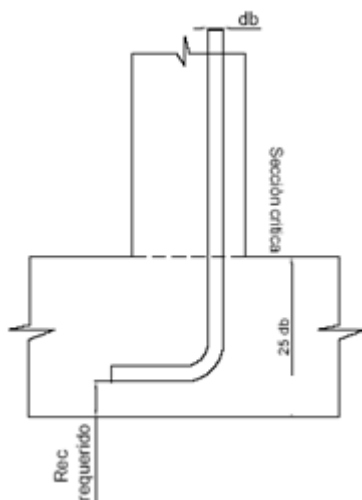


Figura 51. Longitud de desarrollo en Zapatas.

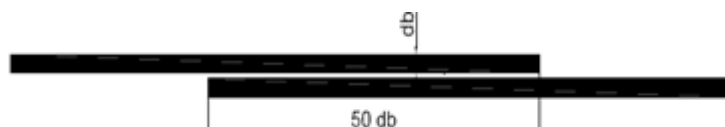
Tabla 69. Tabla de traslapo según diámetro de varilla.

db (mm)	Traslapo 25 db (cm)
10	25
12	30
14	35
16	40

### 5.3.6.2 Empalmo por traslapo

Los aceros longitudinales que se colocan en los elementos de las estructuras no siempre son continuos, en muchos casos se debe unir las barrillas para cubrir la longitud necesaria. Entonces es necesario una longitud mínima de traslape que resista las fuerzas actuantes. La longitud de empalmo por traslapo puede variar de acuerdo a los diámetros de la varilla que se quiere empalmar, la resistencia del concreto y por el tipo de elemento siendo viga o columna. Para determinar las dimensiones de traslapo las normas como la NEC13 y ACI318 en la sección de traslapo indican los criterios a utilizar.

La longitud de traslapo debe ser 50 veces el diámetro de la varilla ( $50d_b$ ), como la que se puede observar en la Figura 52.



**Figura 52. Longitud de traslapo.**

En la Tabla 70 siguiente se tiene las distintas longitudes ya calculadas de acuerdo a las varillas requeridas.

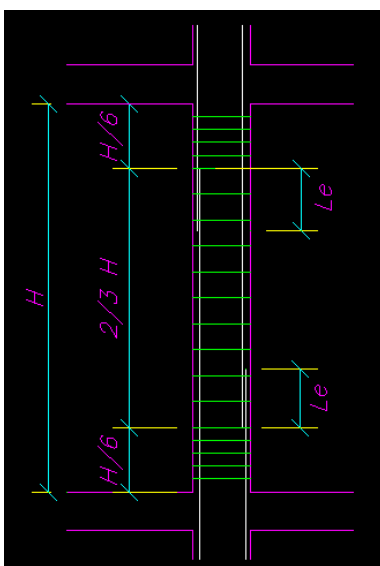
**Tabla 70. Longitudes requeridas para el traslapo.**

<b>db (mm)</b>	<b>Traslape 50 db (cm)</b>
10	50
12	60
14	70

16	80
----	----

Los tipos de empalmes a considerar en este trabajo son las requeridas por la NEC para vigas y columnas.

Para el traslape en columna, la NEC13 exige que las varillas se debe empalmar en los dos tercios centrales de la columna, y de forma alternada. Las letras  $H$  y  $Le$  en la Figura 53 representan la altura medida del piso al techo y la longitud del empalme respectivamente.



**Figura 53. Distancias para empalmes en columnas.**

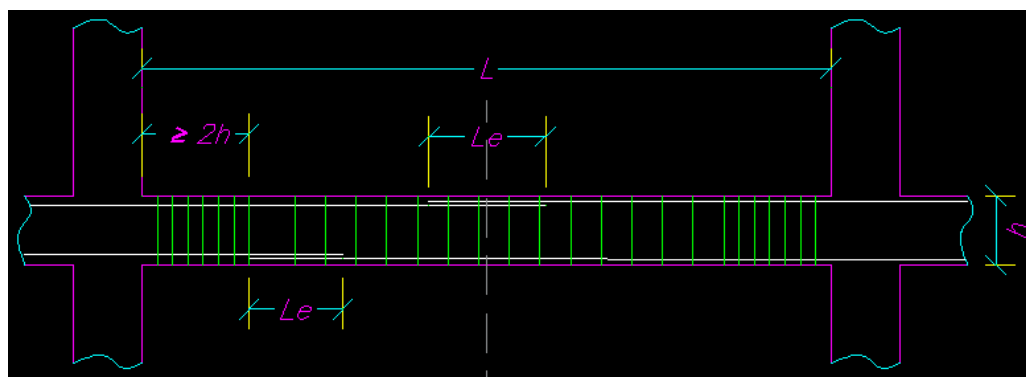
En la Tabla 71 siguiente se presenta la longitud del empalme que se debe desarrollar a partir de una distancia de  $H/6$  medido desde la cara de la viga.

**Tabla 71. Longitud de traslape en columnas.**

Columnas	db (mm)	H/6 (cm)	Le (cm)
----------	---------	----------	---------

45x45	12 $\phi$ 14	0.53	70
45x45	4 $\phi$ 16	0.53	80

Para el traslape en vigas, la NEC exige que NO se debe hacer traslapes en los nudos, a una distancia menor que  $2h$  medida desde la cara de la columna ( $h$  es el peralte de la viga) y en sitios donde el análisis indique la posibilidad de formación de rótulas plásticas, ver Figura 54.



**Figura 54. Requerimiento de traslapes en vigas.**

En la Tabla 72 se presenta la longitud del empalme que debe realizarse en el acero inferior a 2 veces la altura de la viga medida desde la cara de la columna y en el acero superior en la mitad de la luz de la viga.

**Tabla 72. Longitud de traslape en vigas.**

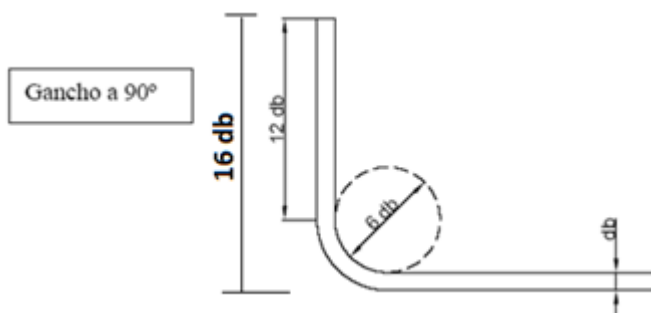
Nivel	Vigas	db (mm)	$\geq 2h$ (cm)	Le (cm)
N+7.2	VX1 y VX3 (V20x40)	12	80	60
	VX3 Y VX4 (V25X40)	14	80	70
N+3.60	VX1 y VX3 (V25x45)	14	90	70

VX2 y VX4 (V25x45)	16	90	80
--------------------	----	----	----

### 5.3.6.3 Ganchos estándar: doblado y anclaje de barras.

Para alcanzar un adecuado anclaje de refuerzo en el concreto y evitar fisuras al momento de realizar el doblado de las varillas, las normas nos rigen a cumplir con los diámetros mínimos de doblado y una longitud mínima de en el extremo del doblado. Esto es importante al momento de realizar los estribos para vigas, columnas y ganchos para barras principales. Ver Figura 55 y 56, las Tablas 73 y 74.

Gancho a 90° para varillas principales:



**Figura 55. Gancho a 90° para varillas principales.**

**Tabla 73. Longitud de gancho a 90°**

db (mm)	Gancho 16db (cm)
10	16
12	19
14	22
16	26

Ganchos a 135° para estribos.

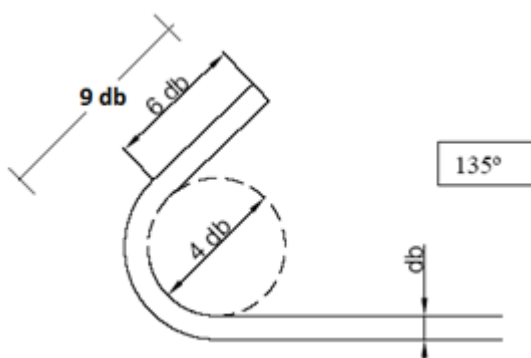


Figura 56. Gancho 135° para estribos.

Tabla 74. Longitud de gancho a 135°

db (mm)	Gancho 9db (cm)	6db (cm)
8	7	5
10	9	6
12	11	7

### 5.3.7 Planilla de hierro

En este apartado se presenta los resultados obtenidos del planillado de acero, en la cual se ha considerado todas las estipulaciones establecidas por NEC13 y el ACI318, las mismas fueron detalladas en los capítulos anteriores.

En la Tabla 75 se presenta el formato para la planilla de hierro de vigas, columnas y vigas, losas y cimentaciones.

Tabla 75. Formato para el planillado de hierro

Mc	TIP	$\phi$ (mm)	DIMENSIONES						Long. P (m)	Cant U	Long Total (m)	Peso (Kg/m)	Tot (Kg)
			A	b	c	d	e	F					

## 6. RESULTADOS

En esta sección se presenta un resumen de los resultados obtenidos para el diseño de la estructura de la UEMT, no se incluye la parte de la cimentación porque



se ha omitido para futuras investigaciones y trabajos. Hay que recordar que en esta sección se ha considerado todos los criterios explicadas en la sección anterior. El uso del AutoCAD ha facilitado para determinar la cantidad de acero en los elementos estructurales, para apreciar mejor se adjunta el plano estructural en la cual se detalla el armado de las varillas.

### 6.1 Dimensiones de los elementos estructurales

En esta sección se presenta un resumen de las dimensiones finales de los elementos estructurales de columnas, vigas y losas, ver las Tablas 76, 77 y 78 respectivamente, también (Ver Anexo 9).

**Tabla 76. Dimensiones de columnas en cm**

<b>Columnas</b>	<b>Dimensión</b>
Planta baja	45x45
Planta alta	45x45

**Tabla 77. Dimensión de vigas en cm.**

<b>Vigas</b>	<b>N+3.60</b>	<b>N+7.20</b>
VX1 y VX3	25X45	20X40
VX2 y VX4	25X45	25X40
VY	30x50	25x45

**Tabla 78. Dimensión de losas en cm.**

<b>Losa alivianada</b>	<b>N+3.60</b>	<b>N+7.20</b>
Altura nervio volado (cm)	20	10
Altura nervio en Aulas (cm)	10	10
Losa (cm)	5	5

## 6.2 Planilla de acero de columnas

Siguiendo el formato de la Tabla 75 del apartado anterior, se ha podido realizar el planillado de hierro en columnas, ver Tabla 79.

**Tabla 79. Planilla de hierro en columnas.**

Mc	TIPO	Φ (mm)	DIMENSIONES						Long. P (m)	Cantidad U	Long Total (m)	Peso (Kg/m)	Total (Kg)
			A	b	C	D	e	F					
200	L	14	0.5	8.13	0.5				9.13	216	1972.08	1.21	2386.217
201	L	16	0.5	8.13	0.5				9.13	72	657.36	1.58	1038.629
202	O	10	0.4	0.4	0.4	0.4		0.1	1.8	1350	2430	0.62	1506.6
											<b>Total</b>	<b>4931.44</b>	

Los resultados obtenidos indica que, se requiere 1350 unidades de estribos de 10 mm de diámetro, 72 varillas de 16 mm de diámetro y 216 varillas de 14 mm de diámetro con 9.13 m de longitud cada varilla, teniendo un total de 4931.44 kg de acero en las columnas (Ver Anexo 9).

## 6.3 Planilla de acero en vigas, nervios y losas

Siguiendo el mismo criterio de cálculo para las columnas, se procede a determinar la cantidad de acero en vigas, nervios y losas. Llegando a obtener un total de 7827.178 kg de acero en los elementos de la estructura antes mencionadas. Los cálculos se pueden apreciar en el Anexo (Ver Anexo 7). Además es importante mencionar que se ha utilizado la herramienta del AutoCAD para facilitar los cálculos y se puede apreciar el armado del acero en los planos estructurales (ver Anexo 9).

## 6.4 Volumen de hormigón

En la Tabla 80 se presenta un resumen de la cantidad de hormigón que se necesita en los elementos estructurales de la estructura, de columna, vigas y losas.

**Tabla 80. Volumen de hormigón en los elementos estructurales.**

<b>Volumen total columnas</b>	<b>29.889</b>	<b>m3</b>
<b>Volumen total en Vigas</b>	<b>44.78</b>	<b>m3</b>
<b>Volumen total en losas</b>	<b>36.22</b>	<b>m3</b>
<b>Total de hormigón</b>	<b>110.89</b>	<b>m3</b>

El total del hormigón de la estructura es de 110.89 m<sup>3</sup>, sin considerar la cimentación y para un  $f'c$  de 210 kg/cm<sup>2</sup>.

En resumen se tiene el volumen total de los materiales en la Tabla 81.

**Tabla 81 Costo de la estructura de la UEMT.**

<b>RUBRO DESCRIPCION</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>
Hormigón Simple en columnas $f'c= 210$ kg/cm <sup>2</sup>	m3	29.89
Hormigón Simple en losa $f'c= 210$ kg/cm <sup>2</sup>	m3	36.22
Hormigón Simple en vigas $f'c= 210$ kg/cm <sup>2</sup>	m3	44.78
Acero de refuerzo en varillas corrugadas $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup> (provisión, conf y colocación)	kg	12758.62

## 7. DISCUSIÓN

En esta sección es importante mostrar los cálculos de los planos estructurales originales para entrar en discusión.

**Tabla 82. Dimensión original de columnas.****Fuente: Análisis precios unitarios CANTARIDA CIA.LTDA.**

<b>Columnas</b>	<b>Dimensión</b>
Planta baja	50x50
Planta alta	45x45

**Tabla 83. Dimensión original de vigas.****Fuente: Análisis precios unitarios CANTARIDA CIA.LTDA.**

<b>Vigas</b>	<b>N+3.60</b>	<b>N+7.20</b>
VX1 y VX3	20x40	20x40
VX2 y VX4	25X50	25X45
VY	35x55	30x50

**Tabla 84. Dimensión original de losa y nervios****Fuente: Análisis precios unitarios CANTARIDA CIA.LTDA.**

<b>Losa alivianada</b>	<b>N+3.60</b>	<b>N+7.20</b>
Altura nervio volado (cm)	10	10
Altura nervio en Aulas (cm)	10	10
Losa (cm)	5	5

**Tabla 85. Resumen de volúmenes de materiales****Fuente: Análisis precios unitarios CANTARIDA CIA.LTDA.**

<b>RUBRO DESCRIPCION</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>
Hormigón Simple en columnas f 'c= 240 kg/cm <sup>2</sup> (Inc. Encofrado)	m <sup>3</sup>	38.70
Hormigón Simple en losa f 'c= 240 kg/cm <sup>2</sup> (Inc. Encofrado)	m <sup>3</sup>	49.77
Hormigón Simple en vigas f 'c= 240 kg/cm <sup>2</sup> incluye encofrado	m <sup>3</sup>	53.02
Acero de refuerzo en varillas corrugadas fy=4200 kg/cm <sup>2</sup> (provisión, conf y colocación)	kg	12718.28

La cantidad de acero de refuerzo tiene un valor de 12718.28 kg, esto se debe a que se descontó la cantidad de acero de la cimentación, debido a que no se calculó en este trabajo, esto nos permitirá tener una comparación más real de la estructura. Así de un total de acero 14711.34 kg se le descontó la cantidad de acero de la cimentación de 1993.06 kg consiguiendo el valor antes mencionado.

Los valores que tenemos en la Tabla 85 incluyen el volumen de encofrado esto se diferencia a los valores calculado en este trabajo. También es importante hacer la comparación entre las Tablas 76, 77 y 78 con las tablas 82,83 y 84, las mismas indican que las dimensiones determinadas en la investigación son menores a las que se tiene en los planos originales.

## **8. CONCLUSIONES**

En este trabajo investigativo con fines educativos se ha podido cumplir con los objetivos planteados inicialmente. El diseño estructural de la Unidad Educativa del Milenio se diseñó haciendo uso el software ETABS y la NEC 2013 y se ha podido apreciar algunas diferencias en comparación con los diseños estructurales originales. Además en este trabajo se ha podido conocer más sobre las Unidades Educativas del Milenio en el Ecuador (UEME), en especial de la Unidad Educativa del Milenio “Toñampare.

Ha sido un trabajo muy enriquecedor porque se realizó una investigación completa en todos los campos de la ingeniería estructural, desde conocer varios de los capítulos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC13) y el ACI318,

desde el prediseño de la estructura, el manejo del software ETABS para la modelación, hasta realizar el diseño definitivo de la estructura.

La investigación y la familiarización con las herramientas para el diseño de la estructura ha llevado más tiempo de lo esperado. En la primera etapa, investigar cada uno de los capítulos de la NEC y entender el significado de cada uno de estos ha sido la etapa más complicada. La segunda etapa fue el prediseño de la estructura y se pudo poner en práctica el capítulo de hormigón armado. Como tercera etapa fue la determinación de las cargas estáticas, variables y de sismo, para eso se usó dos capítulos de la NEC (Cargas Gravitacionales y Diseño Sismo Resistente). La cuarta etapa, se desarrolló la modelación de la estructura, en la cual se ingresó los datos arquitectónicos y los cálculos realizados en las etapas anteriores. Todo este proceso ha requerido un chequeo repentino para que cumplan con los requisitos establecidos por la norma, de esa manera se ha podido obtener los resultados finales que permitirán hacer la comparación con el diseño estructural original de la UEMT.

Para obtener las secciones definitivas de vigas y columnas se ha podido realizar el chequeo por resistencia, por el control de la deriva de piso y por el chequeo de nudos.

### **8.1 Comparación entre el diseño original y el diseño propuesta.**

Finalmente se puede realizar la comparación entre el diseño estructural original y el diseño estructural propuesta en este trabajo.

En la Tabla 86 se puede apreciar las dimensiones de las columnas, podemos concluir que se ha pudo reducir la dimensión de las columnas para la planta baja a

45x45 cm, y para la parte superior mantenemos la dimensión de la estructura original.

**Tabla 86. Tabla comparativa de las dimensiones de columnas.**

<b>Columnas</b>	<b>Diseño original</b>	<b>Diseño propuesto</b>
Planta baja	50x50	45x45
Planta alta	45x45	45x45

En la Tabla 87 se presenta las dimensiones de las vigas para los niveles N+30 y N+7.20 simbolizadas por VX para vigas en el sentido X, y por VY para vigas en sentido Y. Hay diferencias notables en las dimensiones, por ejemplo para vigas VX1 y VX3 en el nivel N+3.60 no se ha podido reducir las dimensiones, más bien se ha aumentado de 20x40 a 25x45, sin embargo las dimensiones de las vigas VX2 y VX4 para el mismo nivel se ha reducido de 25x50 a 25x45. Para vigas VX2 y VX4 en el nivel N+7.20 se ha mantenido la dimensión en 20X40, sin embargo hay una variación en las vigas VX2 y VX4 ya que se redujo la dimensión de 30x50 a 25x45 en cm. Para las vigas VY también se ha podido optimizar, tenemos en el nivel N+3.60 una disminución de 35x55 a 30x50 y en el nivel N+7.20 una reducción de 30x50 a 25x45 en cm

**Tabla 87. Tabla comparativa de las dimensiones de vigas.**

<b>Vigas</b>	<b>Diseño original</b>		<b>Diseño Propuesto</b>	
	<b>N+3.60</b>	<b>N+7.20</b>	<b>N+3.60</b>	<b>N+7.20</b>
VX1 y VX3	20x40	20x40	25x45	20x40
VX2 y VX4	25X50	25X45	25x45	25x40
VY	35x55	30x50	30x50	25x45

De la Tabla 88, se concluye que no hay mucha variación en las dimensiones de la losa alivianada, manteniendo los 10 cm de altura en los nervios, 5 cm de losa maciza y el aliviamiento de 40 cm de ancho por 10 cm de alto, excepto en los volados del nivel n+3.60, en dicho punto se presenta mayor cantidad de carga viva porque es el corredor donde se genera mayor concurrencia de estudiantes en las horas picos. La losa en este punto requiere una dimensión mucho más grande teniendo un aumento en la dimensión de los nervios de 10 cm a 20 cm, y la losa de 5 cm. En este punto hay que recalcar que existen discrepancias y una diferencia muy grande respecto al diseño original, ya que las dimensiones originales no han podido pasar el chequeo por resistencia.

**Tabla 88. Tabla comparativa de las dimensiones de losas.**

<b>Losa alivianada</b>	<b>Diseño original</b>		<b>Diseño Propuesto</b>	
	<b>N+3.60</b>	<b>N+7.20</b>	<b>N+3.60</b>	<b>N+7.20</b>
Altura nervio volado (cm)	10	10	20	10
Altura nervio en Aulas (cm)	10	10	10	10
Losa (cm)	5	5	5	5

En la Tabla 89 se presenta los volúmenes de hormigón para losas, vigas y columnas, así también los volúmenes de acero de refuerzo. Como ya se pudo comprobar en las Tablas 86, 87 y 88 se ha logrado la optimización en algunos de los elementos estructurales, esto da como resultado una reducción en el volumen de hormigón, por ejemplo en las columnas se ha disminuido de 38.70 m<sup>3</sup> a 29.89 m<sup>3</sup>, esto además es porque, en el diseño original se incluye el volumen de los encofrados para todos los elementos, cosa que no se consideró en nuestro diseño.



**Tabla 89. Tabla comparativa de los volúmenes de los materiales.**

<b>RUBRO DESCRIPCION</b>	<b>Unidad</b>	<b>Diseño original Cantidad</b>	<b>Diseño Propuesto Cantidad</b>
Hormigón Simple en columnas f 'c= 240 kg/cm <sup>2</sup> (Inc. Encofrado)	m <sup>3</sup>	38.70	29.89
Hormigón Simple en losa f 'c= 240 kg/cm <sup>2</sup> (Inc. Encofrado)	m <sup>3</sup>	49.77	36.22
Hormigón Simple en vigas f 'c= 240 kg/cm <sup>2</sup> incluye encofrado	m <sup>3</sup>	53.02	44.78
Acero de refuerzo en varillas corrugadas fy=4200 kg/cm <sup>2</sup> (provisión, conf y colocación)	Kg	12718.28	12758.62

Hay que resaltar algo muy importante, en este trabajo se consideró además una resistencia a la compresión del hormigón  $f'c$  de 210 kg/cm<sup>2</sup> a diferencia de  $f'c$  de 240 kg/cm<sup>2</sup> en el diseño original. Esto por un lado puede reducir los costos en la fabricación del hormigón, sin embargo esto también implica a que se requiera mayor cantidad de acero en los elementos estructurales. La cantidad de acero requerido en nuestro trabajo es 12758.62 kg, un valor similar al diseño original, sobrepasando una cantidad aproximado de 40.34 kg. Se puede decir que es un valor despreciable, más bien se ha podido optimizar el diseño reduciendo los elementos estructurales, y esto implica una reducción en los costos constructivos. Para tener una mejor apreciación sobre las diferencias entre los dos diseños estructurales acudir a los planos adjuntos (Ver Anexo 8 y Anexo 9).

Las Unidades Educativas del Milenio estandarizado para el Ecuador, de acuerdo a los resultados obtenidos requieren un análisis y diseño de acuerdo al lugar dónde se va a desarrollar el proyecto. En nuestro trabajo se ha podido optimizar las

dimensiones de los elementos estructurales, sólo de un edificio, hay que tener en cuenta que el proyecto de la Unidad Educativa del Milenio Toñampare cuenta con 16 instalaciones, 2 de la cuales son edificios de dos pisos y el resto de una sola planta. Si se analiza todas las estructuras se puede optimizar los diseños estructurales por tanto reducir los costos constructivos, a esto multiplicando por cientos de UEMT construidas o por construir se puede reducir posibles costos dependiendo la zona geográfica donde se está ejecutando el proyecto. A diferencia de la UEM-Toñampare, la realidad es otra, en vista a que se encuentra ubicada en una zona rural donde no se tiene acceso vial, ni electricidad, los costos pueden dispararse porque el costo del material constructivo puesto en obra es elevada.

## **9. RECOMENDACIONES**

En este trabajo no se ha podido desarrollar un trabajo completo, en vista a que se ha omitido los cálculos estructurales de la cimentación. Queda pendiente un trabajo investigativo en este campo, sería muy satisfactorio hacer trabajos futuros en este tema. Como bien se conoce, el diseño estructural está considerado para un tipo de suelo E, como las que se tiene en la amazonía ecuatoriana, la misma muchas de las veces requiere el mejoramiento de suelo, esto dependerá de los estudios realizado por los profesionales de mecánica de suelos, quienes deben recomendar el tipo de cimentación a realizar, esto puede ser zapatas aisladas, vigas de cimentación, loza de cimentación o Pilotes.

Además un trabajo pendiente para el futuro es realizar un análisis de costos para conocer con más exactitud cuánto se pudo optimizar económicamente.

Realizar un análisis de precios unitarios de acuerdo al lugar donde se está desarrollando el proyecto, considerando el transporte, la meteorología y la ubicación misma del proyecta

## 10. BICLIOGRAFÍA

- ACI318. (2008). *Building code requirements for reinforced concrete*. American Concrete Institute. Michigan.
- Adamu, A. et al. (1994). *Optimal design of reinforced concrete beam using continuum-type optimality criteria*, *Struct. Optim.*, 7, 91-102.
- Ayala Santiago. *200 Escuelas del Milenio se construirán en el 2014*. 16/01/2014. Recuperado de <http://www.elciudadano.gob.ec/200-escuelas-del-milenio-se-construiran-en-el-2014/>
- Chon, M.Z. (1965). *Optimum limit design for reinforced concrete continuous beams*, *Proceedings of Institution for Civil Engineers*. London, 30, 675-707.
- Chon, M.Z, Macrae, A.J. (1984), Optimization of structural concrete beams, *J. Struct. Engng.*, ASCE. 110, (7), 1573-1588.
- Chou, T. (1977), *Optimum reinforced concrete T - beam sections*, *J. Struct. Div.*, ASCE, 103, (8), 1605-1617.
- E. Wasiutynsh y A. Brandt. (1963). "*The Present State of Knowledge in the Field of Optimum Design of Structures*", *Applied Mechanics Reviews*.
- Ecuador Universitario. (2014). *Presidente inaugura nueva Unidad Educativa del Milenio en Quito*. Publicado el 3 abril, 2014. Recuperado de [http://ecuadoruniversitario.com/noticias\\_destacadas/presidente-inaugura-nueva-unidad-educativa-del-milenio-en-quito/](http://ecuadoruniversitario.com/noticias_destacadas/presidente-inaugura-nueva-unidad-educativa-del-milenio-en-quito/)

F. 1. Niordson y P. Pedersen. (1 973). "A Review of Optimal Structural Design" en *Proc. of the Thirteenth Int. Congress of Theor. and Applied Mech., Moscow, 1972*. Publ. by Springer-Verlag, Berlín.

Friel, L.L. (1974), *Optimal singly reinforced concrete sections*, *ACI J., Proc.*, 71, (11), 556-558.

Gimena F, Gonzaga P y Lázaro G. (2004). *Análisis estructural sistemático. Teorías, técnicas y aplicaciones. Su mapa conceptual como herramienta didáctica y de investigación.*

Gallagher R. H. (1985). *Diseño Estructural Óptimo-Una Reseña*. Revista internacional de métodos numéricos para cálculos y diseño en ingeniería. Vol. 1, 1, 3-20.

Gaylord, Edwin Jr. Gaylord, Charles Robinson, Jeremy. ( 2011). *Estructuras de concreto (hormigón): manual práctico*. McGraw-Hill Interamericana. México, [46].

Fuente recurso electrónico USFQ: << [www.ebrary.com](http://www.ebrary.com)>>

Haug, E.J., Arora, J.S. (1979), *Applied optimal design*, John Wiley & Sons.

Hermel Flores. (2013). *Aplicación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC)*

*permitirá mejorar calidad de las construcciones y proteger la vida de las personas. Quito. Recuperado de*

<http://www.camicon.ec/index.php/component/k2/item/126-aplicacion-de-la-norma-ecuatoriana-de-la-construccion-nec-permitira-mejorar-calidad-de-las-construcciones-y-proteger-la-vida-de-las-personas>

Informes de CANTARIDA Ltda. Empresa constructora de la Unidad Educativa del Milenio Toñampare.

- Kanagaundaeam, S, Karihaloo, B. L. (1990), *Minimum cost design of reinforced concrete structures. Struct. Optim.*, 2, (3), 173-184.
- Kirsh, U. (1981), *Optimum structural design*, McGraw Hill.
- L. A. Schmit , "*Structural Optimization, Some Key Ideas and Insights*" en *New Directions in Optimum Structural Design*, E. Atrek, et al., Eds. J. Wiley Book Co., London, (1984).
- Merino, R. (2014). *Impacto técnico y económico en el diseño de estructuras con sismos con probabilidad de excedencia variable en la ciudad de Quito*. Tesis de grado de ingeniería civil de la Universidad San Francisco de Quito.
- Moharrami, H., Grierson, D. (1993), *Computer-automated design of reinforced concrete frameworks, J. Struct. Engng.*, 119, 7, 2036-2058.
- Ministerio de Educación. (2014). *Proyecto emergente de Unidades Educativas del Milenio y Establecimientos Réplica*. <<<http://educacion.gob.ec/proyecto-emergente-de-unidades-educativas-del-milenio-y-establecimientos-replica/>>>
- Nacionalidad Waorani del Ecuador (NAWE). Puyo-Ecuador.  
<<<http://www.nacionalidadwaorani.org/index.html>>>
- Norma Ecuatoriana de la Construcción 2013 (NEC). Quito, Ecuador 2013.
- Plan Nacional del Buen Vivir. Quito, Ecuador 2012.
- Pérez M. Juan Bautista y Sabador Moreno. (2006). *Calidad del diseño en la construcción*. Ediciones Díaz de Santos. España. Fuente recurso electrónico USFQ: <[www.ebrary.com](http://www.ebrary.com)>>

- R. H. Gallagher. (1985). *Diseño Estructural Óptimo-Una Reseña*. Revista internacional de métodos numéricos para cálculos y diseño en ingeniería. Vol. 1, 1, 3-20.
- Rodrigo Reinoso y Romel Tintin. (2012). *La Inserción de la Tecnología de la Información en los Procesos Educativos Públicos en el Ecuador*. Instituto de Altos Estudios Nacionales (IAEN).
- Secretaria Nacional de Planificación y Desarrollo. (2013). *Plan nacional Para el Buen Vivir* <<http://www.buenvivir.gob.ec/>>
- Tapia, G. (2014). *Diseño sismo resistente de edificios con muros estructurales, período de retorno variable y el impacto en los costos de construcción, considerando el diseño de conexiones viga-muro*. Tesis de grado de ingeniería civil de la Universidad San Francisco de Quito.
- Torrano S y Marti P. *Diseño óptimo de geometría y de propiedades de estructuras de hormigón armado*. Murcia, España.
- W. Prager y C. Sheu. (1968). "*Recent Development in Optimal Structural Design*", *Applied Mechanics Reviews*.
- Yang, M. (1982), *Optimization of reinforced concrete structures*. Tesis doctoral. University of Illinois at Urbana-Champaign.

## 11. ANEXOS

### ANEXO 1: TIPOS DE PERFILES DE SUELO

Tipo de Perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500$ m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfil de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, O	$760$ m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios.	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 200$ kPa
D	perfiles de suelos regidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, O	$360$ m/s $> V_s \geq 10$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100\text{KPa} > S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, O	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas.	$IP > 20$ ; $w \geq 40\%$ ; $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1- Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2-Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H> 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas)	
	F3-Arcillas de muy alta plasticidad (H>7.5 m con índice de plasticidad IP >75)	
	F4-Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H>30m)	
	F5- Suelos con contrastes de impedancia o ocurriendo dentro de los primeros 30 m superior del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
F6- Rellenos colocados sin control ingenieril.		



## ANEXO 2: COEFICIENTE DE PERFIL DE SUELO (Fa, Fd y Fc)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección <a href="#">10.5.4</a>					

Tabla 3: Tipo de suelo y Factores de sitio  $F_a$

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 4 : Tipo de suelo y Factores de sitio  $F_d$

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 5 : Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo  $F_c$

### ANEXO 3: FACTOR DE IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

### ANEXO 4: REGULACION EN PLANTA Y ELEVACION.

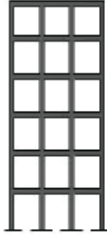
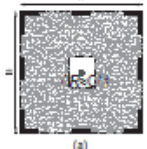
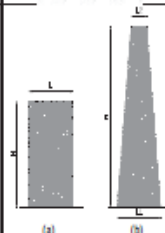
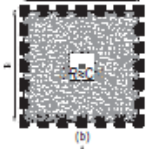
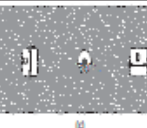
CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_e=1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_p=1$	
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. $\phi_e=1$		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\phi_p=1$	
La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_e=1$			
			

Tabla 11 : Configuraciones estructurales recomendadas



### ANEXO 7. Planilla de acero de vigas, nervios y losas.

Mc	TIP	Φ (mm)	DIMENSIONES						Long. P (m)	Cant. U	Long Total (m)	Peso (Kg/m)	Total (Kg)
			a	b	c	d	e	f					
300	L	16	0.4	8.15					8.55	4	34.20	1.58	54.036
301	I	16		11					11	8	88.00	1.58	139.04
302	L	16		10.2					10.2	4	40.80	1.58	64.464
303	L	16	0.4	7.6					8	4	32.00	1.58	50.56
304	I	16		9.9					9.9	8	79.20	1.58	125.136
305	L	16		10.2					10.2	4	40.80	1.58	64.464
306	I	12		0.8					0.8	3	2.40	0.89	2.136
307	I	12		1.6					1.6	2	3.20	0.89	2.848
307A	I	10		1.6					1.6	1	1.60	0.62	0.992
308	I	12		2					2	9	18.00	0.89	16.02
308A	I	10		2					2	2	4.00	0.62	2.48
309	I	12		1					1	3	3.00	0.89	2.67
310	L	14	0.4	8.15					8.55	4	34.20	1.21	41.382
310A	L	10	0.4	8.15					8.55	2	17.10	0.62	10.602
311	I	14		11.2					11.2	8	89.60	1.21	108.416
311A	I	10		11.2					11.2	4	44.80	0.62	27.776
312	L	14	0.4	10.2					10.6	4	42.40	1.21	51.304
312A	I	10		10.2					10.2	2	20.40	0.62	12.648
313	L	14	0.4	7.6					8	4	32.00	1.21	38.72
313A	L	10	0.4	7.6					8	2	16.00	0.62	9.92
314	I	14		9.9					9.9	8	79.20	1.21	95.832
314A	I	10		9.9					9.9	4	39.60	0.62	24.552
315	L	14	0.4	10.2					10.6	4	42.40	1.21	51.304
315A	L	10	0.4	10.2					10.6	2	21.20	0.62	13.144
316	C	14	0.45	9.4	0.45				10.3	24	247.20	1.21	299.112
317	I	16		4					4	36	144.00	1.58	227.52
317A	I	12		4					4	6	24.00	0.89	21.36
317B	I	14		4					4	12	48.00	1.21	58.08
318	I	10		2.2					2.2	3	6.60	0.62	4.092
318A	L	14	0.4	1.4					1.8	6	10.80	1.21	13.068
321	C	14	0.4	8.8	0.4				9.6	48	460.80	1.21	557.568
323	C	10	0.1	9.4	0.1				9.6	12	115.20	0.62	71.424
324	C	10	0.1	3.35	0.1				3.55	60	213.00	0.62	132.06
325	C	10	0.1	1.6	0.1				1.8	60	108.00	0.62	66.96
326	C	10	0.1	1.5	0.1				1.7	12	20.40	0.62	12.648
327	C	10	0.1	8	0.1				8.2	48	393.60	0.62	244.032
328	C	10	0.1	0.8	0.1				1	48	48.00	0.62	29.76
329	L	14	0.4	8.15					8.55	4	34.20	1.21	41.382

330	I	14		11				11	8	88.00	1.21	106.48
331	L	14	0.4	10.2				10.6	4	42.40	1.21	51.304
332	L	14	0.4	7.6				8	4	32.00	1.21	38.72
333	I	14		9.9				9.9	8	79.20	1.21	95.832
334	L	14	0.4	9.6				10	4	40.00	1.21	48.4
335	I	14		0.8				0.8	1	0.80	1.21	0.968
335A	I	10		0.8				0.8	1	0.80	0.62	0.496
336	I	14		1.6				1.6	1	1.60	1.21	1.936
336A	I	10		1.6				1.6	1	1.60	0.62	0.992
337	I	12		2				2	6	12.00	0.89	10.68
337A	I	10		2				2	6	12.00	0.62	7.44
338	I	12		1				1	2	2.00	0.89	1.78
338A	I	10		1				1	1	1.00	0.62	0.62
339	L	12		0.4	8.15			8.55	4	34.20	0.89	30.438
339A	L	10		0.4	8.15			8.55	2	17.10	0.62	10.602
340	I	12		11				11	8	88.00	0.89	78.32
340A	I	10		11				11	4	44.00	0.62	27.28
341	L	12	0.4	10.15				10.55	4	42.20	0.89	37.558
341A	L	10	0.4	10.15				10.55	2	21.10	0.62	13.082
342	L	12	0.4	7.6				8	4	32.00	0.89	28.48
342A	L	10	0.4	7.6				8	2	16.00	0.62	9.92
343	I	12		9.9				9.9	8	79.20	0.89	70.488
343A	I	10		9.9				9.9	4	39.60	0.62	24.552
344	L	12	0.4	9.6				10	4	40.00	0.89	35.6
344A	L	10	0.4	9.6				10	2	20.00	0.62	12.4
349	I	14	0.4	9.4	0.4			10.2	54	550.80	1.21	666.468
350	I	16		4				4	36	144.00	1.58	227.52
350A	I	12		4				4	6	24.00	0.89	21.36
350B	I	14		4				4	12	48.00	1.21	58.08
351	I	14		5.6				5.6	15	84.00	1.21	101.64
352	I	10		2.2				2.2	3	6.60	0.62	4.092
354	I	14		1.4				1.4	6	8.40	1.21	10.164
356	C	10	0.1	9.4	0.1			9.6	12	115.20	0.62	71.424
357	C	10	0.1	9.4	0.1			9.6	48	460.80	0.62	285.696
358	C	10	0.1	3.35	0.1			3.55	60	213.00	0.62	132.06
359	C	10	0.1	1.6	0.1			1.8	60	108.00	0.62	66.96
360	C	10	0.1	1.5	0.1			1.7	12	20.40	0.62	12.648
361	C	10	0.1	0.8	0.1			1	48	48.00	0.62	29.76
362	O	10	0.45	0.25	0.45	0.25	0.1	1.5	594	891.00	0.62	552.42
363	O	10	0.4	0.2	0.4	0.2	0.1	1.3	1665	2164.50	0.62	1341.99
364	O	10	0.35	0.15	0.35	0.15	0.1	1.1	508	558.80	0.62	346.456
365	O	10	0.35	0.2	0.35	0.2	0.1	1.2	490	588.00	0.62	364.56
											<b>Total (Kg)</b>	<b>7827.178</b>

**ANEXO 8. Planos estructurales originales de la UEMT.**

**ANEXO 8. Planos estructurales propuestas de la UEMT.**