



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TRABAJO EXPERIMENTAL PREVIO LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERA CIVIL**

TEMA:

**ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DE UNA
CUBIERTA DESARROLLADA CON ESTRUCTURA METÁLICA Y
ESTRUCTURA DE BAMBÚ PARA “UN ÁREA DE USO RECREACIONAL”
EN LA HOSTERÍA FLOR DE CANELA.**

AUTORA: Elizabeth Jaramillo Vaca

TUTORA: Ing. M.Sc. Maritza Elizabeth Ureña Aguirre

AMBATO - ECUADOR

Septiembre – 2022

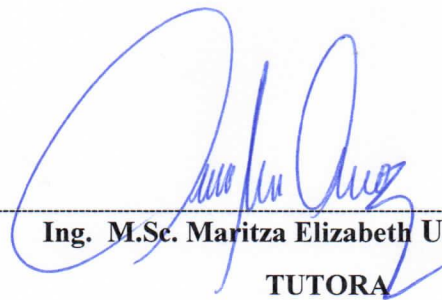
CERTIFICACIÓN

En mi calidad de Tutora del Trabajo Experimental, previo a la obtención del Título de Ingeniera Civil, con el tema: “ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DE UNA CUBIERTA DESARROLLADA CON ESTRUCTURA METÁLICA Y ESTRUCTURA DE BAMBÚ PARA “UN ÁREA DE USO RECREACIONAL” EN LA HOSTERÍA FLOR DE CANELA”, elaborado por la Srta. **Elizabeth Jaramillo Vaca**, portadora de la cédula de ciudadanía: C.I. 1716188535, estudiante de la carrera de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Certifico:

- Que el presente Trabajo Experimental es original de su autora.
- Ha sido revisado cada uno de sus capítulos componentes.
- Esta concluido en su totalidad.

Ambato, septiembre 2022

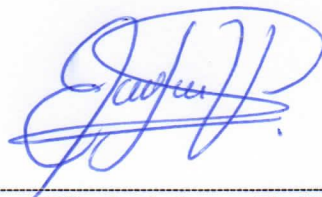


Ing. M.Sc. Maritza Elizabeth Ureña Aguirre
TUTORA

AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN

Yo, **Elizabeth Jaramillo Vaca** con C.I. 171618853-5, declaro que todas las actividades y contenidos expuestos en el presente Trabajo Experimental con el tema **“ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DE UNA CUBIERTA DESARROLLADA CON ESTRUCTURA METÁLICA Y ESTRUCTURA DE BAMBÚ PARA “UN ÁREA DE USO RECREACIONAL” EN LA HOSTERÍA FLOR DE CANELA**”, así como también tablas, gráficos, conclusiones y recomendaciones son de mi exclusiva responsabilidad como autora del proyecto, a excepción de las referencias bibliográficas citadas en el mismo.

Ambato, septiembre del 2022



Elizabeth Jaramillo Vaca

C.I. 1716188535

AUTORA

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que haga de este Trabajo Experimental o parte de él, un documento disponible para su lectura, consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los Derechos en línea patrimoniales de mi Trabajo Experimental, con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este documento dentro de las regulaciones de la Universidad, siempre y cuando esta reproducción no suponga una ganancia económica y se realice respetando mis derechos de autor.

Ambato, septiembre 2022



Elizabeth Jaramillo Vaca

C.I. 1716188535

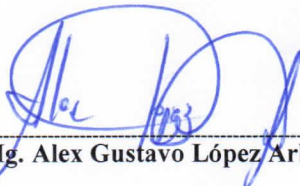
AUTORA

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

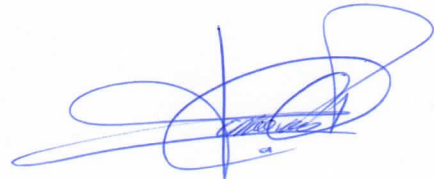
Los miembros del Tribunal de Grado aprueban el informe del Trabajo Experimental, realizado por la estudiante Elizabeth Jaramillo Vaca, de la carrera de Ingeniería Civil, bajo el tema: **“ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DE UNA CUBIERTA DESARROLLADA CON ESTRUCTURA METÁLICA Y ESTRUCTURA DE BAMBÚ PARA “UN ÁREA DE USO RECREACIONAL” EN LA HOSTERÍA FLOR DE CANELA”**.

Ambato, septiembre 2022.

Para constancia firman:



Ing. Mg. Alex Gustavo López Arboleda
MIEMBRO CALIFICADOR



Ing. Mg. Carlos Patricio Navarro Peñaherrera
MIEMBRO CALIFICADOR

DEDICATORIA

Este éxito va dedicado a los seres más importantes de mi vida:

*En primer lugar, esta victoria es para **DIOS**, mi creador, para Él que ha puesto seres maravillosos en mi camino, que permitieron que esta carrera sea culminada con éxito. A Él que me ha dado la fuerza cuando sentí desfallecer, la sabiduría cuando sentí que no la tenía, el amor cuando me sentí sola, a él que me dio su protección y su compañía todos los días de mi vida.*

*A mi hermosa **HIJA** que Dios me permitió tener 9 meses en mi vientre y 5 años en mi vida, Alejandra, que ha sido mi inspiración y el motor para cumplir cada objetivo que me he propuesto en mi vida. Se que tus abrazos, tus tiernos besos y sobre todo tus locuras permitieron que este proceso sea muy hermoso y que haya valido la pena cada instante.*

*A mis **PADRES** Franklin y Amparito por todo el sacrificio, el amor y la paciencia que nos han brindado a mí y a mi hija, porque han sabido instruirme con sabiduría y enseñarme con amor en cada etapa de mi vida. Se que sin ustedes no estaría donde estoy ahora y por ello este logro también lo comparto con ustedes.*

*A mis **ABUELITOS** Papi Calín y Mami Tere, que con todo su cariño nos recibieron a mi hija y a mí en estos 5 años de instrucción académica, a estos seres tan maravillosos que nos han llenado de amor, que me han dado fuerza y han sido un apoyo y soporte ilimitado desde hace 25 años.*

*A mis **HERMANOS** Carlos, Sebas y José que siempre me han dado su amor, cariño y apoyo incondicional, que con sus palabras me han hecho creer en el valor y en las capacidades que Dios me ha dado. A ellos que sin esperar nada a cambio cuidaron de mi hija cuando yo no podía.*

*A mis **TÍOS** Jenny y Pati, a mis **PRIMOS** Emiliano, Carlitos y David (+) que han sido un gran soporte moral y afectivo desde que soy niña y a pesar de las circunstancias adversas siempre han tenido un abrazo de ánimo y palabras de aliento para mí.*

*A mis **AMIGAS** (Kelly, Carito P, Carlita y Dianita), a aquellas compañeras de vida que siempre han estado dispuestas a darme un abrazo, palabras de ánimo y sobre todo su amistad.*

*A aquellas **AMIGAS** que he hecho en mi vida universitaria (Carito C y Estefy), que compartieron conmigo las malas noches y muchas veces las malas notas; además siempre han sido un apoyo académico y sobre todo emocional.*

Elizabeth Jaramillo Vaca

AGRADECIMIENTO

A **DIOS**, porque sé que sin Él no estaría culminando mis estudios profesionales.

A mi **AMADA HIJA**, Alejandra, por darme el impulso y su amor para sobrellevar esta etapa de mi vida.

A mis **PADRES**, Franklin y Amparito, por ser un apoyo incondicional y nunca dejar de confiar en mí y en mis capacidades.

A mis **ABUELITOS**, Carlitos y Teresita por su soporte absoluto en todas las fases de mi vida.

A mis **HERMANOS**: Andrés, Sebas y José; por su amor y la fuerza que me han dado.

A mis **TÍOS**, Paty y Jenny por siempre brindarme su amor y su cariño.

A mis **PRIMOS**: David (+), Carlitos, Emiliano. Por su amor sin condición, por los abrazos de fuerza y sus palabras de aliento.

A mis **AMIGAS** del colegio: Kelly, Carito, Carlita y Dianita que estuvieron pendientes y me brindaron su amistad incondicional desde que somos niñas.

A los fabulosos **AMIGOS** que he hecho en la Universidad, Carito, Fernando, Estefi y a todos mis compañeros de clase; que supieron brindarme su apoyo y su ayuda en aquellas cátedras que fueron difíciles para mí, y más que eso que se convirtieron en una parte muy importante en mi vida.

A la **UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**, por darme la oportunidad de cursar mis estudios Universitarios en este lugar.

A todos los que fueron mis **PROFESORES** que tienen amor por su vocación y me impartieron sus conocimientos con mucha paciencia y cariño.

A **MI TUTORA** de Tesis Ing. M.Sc. Maritza Ureña, que me brindo sus conocimientos y su soporte en todo el proceso en mi Proyecto de Titulación.

ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS

CERTIFICACIÓN	ii
AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN	iii
DERECHOS DE AUTOR.....	iv
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO	v
DEDICATORIA	vi
AGRADECIMIENTO.....	viii
ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS.....	ix
ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	xiii
INDICE DE TABLAS	xvi
RESUMEN.....	xxiv
ABSTRACT.....	xxv
CAPITULO I.- MARCO TEÓRICO	25
1.1. Antecedentes Investigativos	25
1.1.1. Fundamentación Teórica.....	4
1.1.1.1. Cubiertas	4
1.1.1.2. Bambú.....	7
1.1.1.2.2. Obtención de Guaduas Estructurales.....	9
1.1.1.3. Acero estructural	17
1.1.1.3.1. Tipos de acero estructural que existe.....	17
1.1.1.3.2. El acero como material estructural	18
1.1.1.3.3. Ventajas del acero estructural.....	18
1.1.1.3.4. Desventajas del acero como material estructural	19
1.1.1.3.5. Clasificación de las secciones según pandeo Local	19
1.2. Objetivos:	25
1.2.1. Objetivos Generales:	25
1.2.2. Objetivos Específicos:.....	25
CAPÍTULO II.-METODOLOGÍA	26
2.1. Equipos y Materiales	26
2.2. Métodos	29
2.2.1. Nivel o Tipo de Investigación	29

2.2.2.	FASE I.....	29
2.2.2.1.	Ubicación	29
2.2.2.2.	Geometría Inicial de la Cubierta.	30
2.2.3.	FASE II	30
2.2.3.1.	Fuerza sísmica (Sx-Sy)	34
2.2.3.3.	Cálculo del cortante basal	39
2.2.4.	FASE III.....	42
2.2.4.1.	Esfuerzos modificados	42
2.2.4.2.	Diseño de elementos con las diferentes solicitaciones:.....	49
2.2.4.3.	Diseño definitivo de los elementos	63
2.2.4.4.	Periodos.....	69
2.2.4.5.	Derivas	70
2.2.4.6.	Diseño de Columnas	71
2.2.4.7.	Diseño final de la columna.....	72
2.2.4.8.	Diseño de la cimentación	72
2.2.5.	FASE IV.....	79
2.2.5.1.	Diseño de miembros en acero	79
2.2.5.3.	Diseño definitivo de los elementos	94
2.2.6.	ETAPA V	104
2.3.	Población o muestra	104
2.3.1.	Población.....	104
2.3.2.	Muestra.....	105
2.4.	Hipótesis.....	105
CAPÍTULO III.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN		106
3.1.	Análisis y discusión de los resultados.....	106
3.1.1.	ETAPA I.....	106
3.1.1.1.	Geometría inicial de la cubierta	106
3.1.2.	ETAPA II.....	106
3.1.2.1.	Análisis de Cargas del Bambú	106
3.1.2.2.	Cortante Basal del Bambú.....	107
3.1.2.3.	Análisis de Cargas del Acero	108
3.1.2.4.	Cortante Basal del Acero	108
3.1.3.	ETAPA III- ESTRUCTURA DE BAMBÚ	109
3.1.3.1.	Periodo de vibración aproximado	109

3.1.3.2. Modos de vibración.....	110
3.1.3.3. Control de deriva de piso	111
3.1.3.4. Diseño final de miembros de gak.....	113
3.1.3.5. Diseño de la columna de hormigón armado.....	131
3.1.3.6. Diseño de la viga de hormigón armado.....	133
3.1.3.7. Diseño de la zapata de hormigón armado	135
3.1.3.8. Diseño placa base.....	141
3.1.3.9. Dimesiones finales de la GAK.....	143
3.1.4. ETAPA IV	143
3.1.4.1. Periodo de vibración aproximado	143
3.1.4.2. Modos de vibración.....	144
3.1.4.3. Control de deriva de piso	145
3.1.4.4. Diseño final de miembros de acero.....	147
3.1.4.5. Diseño de la columna de hormigón armado.....	164
3.1.4.6. Diseño de la viga de hormigón armado.....	167
3.1.4.7. Diseño de la zapata de hormigón armado	169
3.1.4.8. Diseño placa base.....	175
3.1.4.9. Dimensiones finales de la estructura de acero	177
3.1.5. ETAPA V	177
3.1.5.2. Presupuesto de la Estructura de Acero.....	179
3.1.5.3. Análisis Estructural	180
3.2. Verificación de hipótesis	183
CAPITULO IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	184
4.1. Conclusiones	184
4.2. Recomendaciones.....	185
BIBLIOGRAFÍA.....	186
ANEXOS.....	191
ANEXO 1. ENSAYO DE SUELOS DEL PUENTE DEL RÍO PUYO, DEL SR. FERNANDO COLOMA.....	191
ANEXO 2. Planos del Bambú.....	192
ANEXO 3. Planos del Acero.....	195
ANEXO 4. APUS de la Gak.....	198
ANEXO 5. APUS del acero	214

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Estructura de techo soportada por armaduras.	5
Ilustración 2. Armaduras de techo más comunes.	7
Ilustración 3. Morfología del Bambú.	8
Ilustración 4. Diferencia entre un culmo tierno, maduro y sobremaduro.....	9
Ilustración 5. Culmos que no se pueden utilizar en la construcción	10
Ilustración 6. Corte adecuado de la Gak.....	10
Ilustración 7. Piscinas de preservación.....	11
Ilustración 8. Correcto secado en caballetes.....	11
Ilustración 9. Almacenamiento de la Gak bajo techo.	12
Ilustración 10. Daño por hongos, división y blanqueo de bambú, expuesto al sol y a la lluvia por 10 años.	15
Ilustración 11. Ubicación del proyecto en el Mapa de Pastaza.	29
Ilustración 12. Cubierta metálica AR-2.....	31
Ilustración 13. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño. ...	35
Ilustración 14. Espectro de respuesta de aceleraciones de Puyo.....	39
Ilustración 15. Cargas nodales en la celosía de Bambú, software ETABS.	57
Ilustración 16. Características de la placa base, estructura de bambú.....	78
Ilustración 17. Catálogo de IPAC, acero A36	85
Ilustración 18. Características del cordón superior, Pre-diseño de la Estructura de acero.	87
Ilustración 19. Características del cordón inferior, Pre-diseño de la Estructura de acero.	89
Ilustración 20. Características del montante más crítico, Pre-diseño de la Estructura de acero. ..	90
Ilustración 21. Características de la diagonal más crítica, Pre-diseño de la Estructura de acero.	92
Ilustración 22. Carga Axial última y momentos 2-2 y 3-3 de la correa, diseño final de la estructura de acero.....	94
Ilustración 23. Módulo de sección plástica y elástico de la correa, diseño definitivo de la estructura de acero.....	95
Ilustración 24. Carga Axial última y momentos 2-2 y 3-3 del cordón superior, diseño final de la estructura de acero.	97
Ilustración 25. Módulo de sección plástica y elástico del cordón superior, diseño definitivo de la estructura de acero.	97
Ilustración 26. Carga Axial última y momentos 2-2 y 3-3 del cordón inferior, diseño final de la estructura de acero.	99

Ilustración 27. Módulo de sección plástica y elástico del cordón inferior, diseño definitivo de la estructura de acero.	99
Ilustración 28. Carga Axial última y momentos 2-2 y 3-3 del montante más crítico, diseño final de la estructura de acero.	101
Ilustración 29. Módulo de sección plástica y elástico del montante más crítico, diseño definitivo de la estructura de acero.	101
Ilustración 30. Carga Axial última y momentos 2-2 y 3-3 de la diagonal crítica, diseño final de la estructura de acero.	102
Ilustración 31. Módulo de sección plástica y elástico de la diagonal crítica, diseño definitivo de la estructura de acero.	103
Ilustración 32. Punto de control de las derivas de piso, de la estructura de bambú.	112
Ilustración 33. Derivas de piso inelásticas vs deriva de piso establecida por la NEC, Estructura de Bambú.	113
Ilustración 34. Características de la correa, diseño final del bambú.	113
Ilustración 35. Características del cordón superior, diseño final del bambú.	118
Ilustración 36. Características del cordón inferior, diseño final del bambú.	121
Ilustración 37. Características del montante más crítico, diseño final del bambú.	127
Ilustración 38. Características de la diagonal más crítica, diseño final del bambú.	129
Ilustración 39. Distribución del acero en la columna de hormigón, estructura de bambú.	132
Ilustración 40. Diagrama de interacción de la columna de hormigón, estructura de bambú.	133
Ilustración 41. Armado del a viga de hormigón, estructura de bambú.	133
Ilustración 42. Punto de control para las derivas de piso, estructura de acero.	146
Ilustración 43. Derivas de piso inelásticas vs deriva de piso establecida por la NEC, Estructura de Bambú.	147
Ilustración 44. Características de la correa, diseño final de la estructura de acero.	148
Ilustración 45. Características del cordón superior, estructura de acero.	152
Ilustración 46. Características del cordón inferior, estructura de acero.	155
Ilustración 47. Características de la diagonal más crítica, diseño final de la estructura de acero.	159
Ilustración 48. Características de la correa, diseño final de la estructura de acero.	162
Ilustración 49. Distribución del acero en la columna de hormigón, estructura de acero.	166
Ilustración 50. Diagrama de interacción de la columna de hormigón, estructura de acero.	167
Ilustración 51. Armado del a viga de hormigón, estructura de acero.	167
Ilustración 52. Comparación de derivas inelásticas en el eje X e Y, de ambas estructuras.	181

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Conicidad admisible de la Gak.....	12
Tabla 2. Calidad de la Gak (Grieta longitudinal).....	13
Tabla 3. Tiempo aproximado en el que el bambú necesita ser remplazado.	14
Tabla 4. Esfuerzos admisibles NEC-15, Fi (MPa), CH=12%	15
Tabla 5. Esfuerzos últimos, NEC-15, Fu (MPa), CH=12%	15
Tabla 6. Módulos de elasticidad, Ei (MPa), CH=12%	16
Tabla 7. Acero Estructural Utilizado para edificaciones	18
Tabla 8. Razones Ancho – Espesor: Elementos en Compresión.....	21
Tabla 9. Razones Ancho – Espesor: Elementos en Compresión	22
Tabla 10. Razones Ancho – Espesor: Elementos en Compresión.....	23
Tabla 11. Límite de deflexiones.	24
Tabla 12. Coordenadas del Proyecto obtenidas en campo.....	30
Tabla 13. Geometría Inicial de la Cubierta.....	30
Tabla 14. Valores de cargas (uniformes y/o concentrada) de acuerdo con la ocupación o los usos.	32
Tabla 15. Coeficiente de corrección σ	33
Tabla 16. Escala de Beaufort de los vientos.	33
Tabla 17. Determinación del factor de forma Cf.	34
Tabla 18. Factor de la zona sísmica de Puyo.....	36
Tabla 19. Valores de la relación de amplificación espectral para las provincias en Ecuador	37
Tabla 20. Tipo de suelo y factores de sitio Fa	37
Tabla 21. Tipo de suelo y factores de sitio Fd.....	38
Tabla 22. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fa.....	38
Tabla 23. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura	40
Tabla 24. Factor de reducción de respuesta R para estructuras diferentes a la edificación	40
Tabla 25. Configuraciones estructurales recomendadas	41
Tabla 26. Coeficientes de modificación por duración de carga.	43
Tabla 27. Esfuerzos modificados por duración de cargas permanentes para la cubierta de bambú en la ciudad de Puyo (Cd).....	44
Tabla 28. Temperatura media anual, humedad relativa promedio y humedad de equilibrio de la madera en Pastaza.....	44
Tabla 29. Coeficientes de modificación por contenido de humedad.	45
Tabla 30. Esfuerzos modificados por contenido de humedad $CH \geq 19\%$ (Cm)	45
Tabla 31. Coeficientes de modificación por temperatura	46

Tabla 32. Esfuerzos modificados por temperatura $t \leq 37$ (Ct).....	46
Tabla 33. Esfuerzos modificados por acción conjunta (Cr).....	47
Tabla 34. Coeficientes CL para diferentes relaciones d/b.	47
Tabla 35. Coeficiente de modificación (CL).....	47
Tabla 36. Coeficiente de modificación por cortante Cc.....	48
Tabla 37. Coeficiente de modificación por cortante (Cc).....	48
Tabla 38. Coeficiente de modificación por estabilidad de columna Cp,.....	48
Tabla 39. Coeficiente de modificación por forma (CF).....	49
Tabla 40. Esfuerzos admisibles modificados del proyecto	49
Tabla 41. Clasificación de columnas por esbeltez.	53
Tabla 42. Datos para el prediseño de la correa.	56
Tabla 43. Cálculo del módulo de sección requerido para la correa, Prediseño del Bambú.....	56
Tabla 44. Características de la correa, prediseño del Bambú.	56
Tabla 45. Carga última del Cordón Superior, Pre-diseño de la Estructura de bambú.	58
Tabla 46. Características del cordón superior, Pre-diseño de la Estructura de bambú.....	58
Tabla 47. Revisión de Esbeltez del cordón superior, Pre-diseño de la Estructura de bambú.	59
Tabla 48. Esfuerzo admisible actuante en el cordón superior, Pre-diseño de la Estructura de bambú.....	59
Tabla 49. Datos para el pre-dimensionamiento del Cordón inferior, prediseño de la Estructura de Bambú.	59
Tabla 50. Características del cordón inferior, Pre-diseño de la Estructura de bambú.....	60
Tabla 51. Esfuerzo admisible actuante en el cordón inferior, Pre-diseño de la Estructura de bambú.....	60
Tabla 52. Datos para el pre-dimensionamiento del montante más crítico, Pre-diseño de la Estructura de bambú.....	60
Tabla 53. Características del montante más crítico, Pre-diseño de la Estructura de bambú.....	61
Tabla 54. Revisión de Esbeltez del montante más crítico, Pre-diseño de la Estructura de bambú.....	61
Tabla 55. Esfuerzo admisible actuante en el montante más crítico, Pre-diseño de la Estructura de bambú.....	62
Tabla 56. Datos de la diagonal más crítica, Pre-diseño de la Estructura de bambú.	62
Tabla 57. Características de la diagonal más crítica, Pre-diseño de la Estructura de bambú.	62
Tabla 58. Esfuerzo admisible actuante de la diagonal más crítica, Pre-diseño de la Estructura de bambú.....	63
Tabla 59. Cargas actuantes sobre la correa, diseño definitivo de la estructura de Bambú (ETABS).	64

Tabla 60. Características de la correa, diseño definitivo del bambú. Fuente: Autor	64
Tabla 61. Cargas actuantes sobre el cordón superior, diseño definitivo de la estructura de Bambú (ETABS).	65
Tabla 62. Características del cordón superior, diseño definitivo del bambú.....	65
Tabla 63. Cargas actuantes sobre el cordón inferior, diseño definitivo de la estructura de Bambú (ETABS).	66
Tabla 64. Características del cordón inferior, diseño definitivo del bambú.	66
Tabla 65. Cargas actuantes sobre el montante más crítico, diseño definitivo de la estructura de Bambú (ETABS).	67
Tabla 66. Características montante más crítico, diseño definitivo del bambú.	68
Tabla 67. Cargas actuantes sobre la diagonal más crítica, diseño definitivo de la estructura de Bambú (ETABS).	69
Tabla 68. Características de la diagonal más crítica, diseño definitivo del bambú. Fuente: Autor	69
Tabla 69. Coeficiente para estructuras de edificación, para el cálculo del periodo aproximado (método 1).	70
Tabla 70. Capacidad portante del Suelo.	76
Tabla 71. Esfuerzo ultimo y admisible para corte unidireccional.	76
Tabla 72. Esfuerzo ultimo y admisible para corte bidireccional	77
Tabla 73. Datos para el prediseño de la correa.	84
Tabla 74. Cálculo del módulo de sección plástica para la correa, prediseño acero. Fuente: Autor	85
Tabla 75. Cargas nodales en la celosía de acero, software ETABAS. Fuente Autor.	86
Tabla 76. Revisión de Esbeltez del cordón superior, Pre-diseño de la Estructura de acero.	87
Tabla 77. Revisión de la condición de pandeo por flexión del cordón superior, prediseño de la estructura de acero.	88
Tabla 78. Resistencia a la compresión del cordón superior, prediseño de la estructura de acero.	88
Tabla 79. Datos para el Cordón inferior, Pre-diseño de la Estructura de acero.	88
Tabla 80. Resistencia a la tensión del cordón inferior, prediseño de la estructura de acero.....	89
Tabla 81. Revisión de Esbeltez del cordón inferior, Pre-diseño de la Estructura de acero.	90
Tabla 82. Carga última del montante más crítico, Pre-diseño de la Estructura de acero. Fuente: Autor	90
Tabla 83. Revisión de la condición de pandeo por flexión del montante más crítico, prediseño de la estructura de acero.	91

Tabla 84. Revisión de la condición de pandeo por flexión del montante más crítico, prediseño de la estructura de acero.	91
Tabla 85. Resistencia a la compresión del montante más crítico, prediseño de la estructura de acero.	92
Tabla 86. Datos para la diagonal más crítica, Pre-diseño de la Estructura de acero.	92
Tabla 87. Resistencia a la tensión de la diagonal más crítica , prediseño de la estructura de acero.	93
Tabla 88. Revisión de Esbeltez de la diagonal más crítica, Pre-diseño de la Estructura de acero.	93
Tabla 89. Datos de la correa, diseño definitivo de la estructura de acero.	95
Tabla 90. Características del perfil utilizado para la correa, diseño definitivo del acero.	96
Tabla 91. Datos del cordón superior, diseño definitivo de la estructura de acero.	98
Tabla 92. Características del perfil utilizado para el cordón superior, diseño definitivo del acero.	98
Tabla 93. Datos del cordón inferior, diseño definitivo del cordón inferior.	100
Tabla 94. Características del perfil utilizado para el cordón inferior, diseño definitivo del acero.	100
Tabla 95. Datos del montante más crítico, diseño definitivo de la estructura de acero.	102
Tabla 96. Características del perfil utilizado para el montante más crítico, diseño definitivo del acero.	102
Tabla 97. Datos de la diagonal crítica, diseño definitivo de la estructura de acero.	103
Tabla 98. Características del perfil utilizado para la diagonal crítica, diseño definitivo del acero.	104
Tabla 99. Geometría inicial de la cubierta de acero y de bambú.	106
Tabla 100. Resumen del análisis de cargas de la estructura de bambú.	107
Tabla 101. Cálculos del cortante basal de la estructura de bambú.	107
Tabla 102. Resumen del análisis de cargas de la estructura de acero.	108
Tabla 103. Cálculos del cortante basal de la estructura de bambú.	109
Tabla 104. Periodo de vibración aproximado, según la NEC-SE-DS.	110
Tabla 105. Modos de vibración para la estructura de bambú, Software ETABS.	111
Tabla 106. Cálculo de la Deriva máxima inelástica en el eje X y eje Y, estructura de bambú. .	112
Tabla 107. Solicitaciones más críticas de la correa, Estructura de Bambú (ETABS).	114
Tabla 108. Propiedades mecánicas de la correa, estructura de bambú (ETABS).	114
Tabla 109. Esfuerzos admisibles actuantes en la correa, diseño definitivo del bambú.	115
Tabla 110. Demanda capacidad de la correa, diseño final del bambú.	115
Tabla 111. Diseño a cortante de la correa, diseño definitivo del bambú.	116

Tabla 112. Deflexiones instantáneas de la correa, diseño definitivo del bambú.....	117
Tabla 113. Deflexiones diferidas en el tiempo de la correa, diseño definitivo del bambú.....	117
Tabla 114. Solicitaciones más críticas del cordón superior, Estructura de Bambú (ETABS). ...	118
Tabla 115. Propiedades mecánicas del cordón superior, estructura de bambú (ETABS).	119
Tabla 116. Revisión de la Esbeltez del cordón superior, estructura de bambú (ETABS).	119
Tabla 117. Esfuerzo admisible actuante del cordón superior, estructura de bambú (ETABS)...	120
Tabla 118. Diseño a flexión del cordón superior, estructura de bambú (ETABS).	120
Tabla 119. Diseño a cortante para el cordón superior, estructura de bambú (ETABS).....	121
Tabla 120. Solicitaciones más críticas del cordón inferior, Estructura de Bambú (ETABS).	122
Tabla 121. Propiedades mecánicas del cordón inferior, estructura de bambú (ETABS).	122
Tabla 122. Revisión de la esbeltez del cordón inferior, estructura de bambú (ETABS).	123
Tabla 123. Esfuerzos admisibles actuantes en el cordón inferior, diseño definitivo del bambú.	123
Tabla 124. Demanda capacidad del cordón inferior, diseño final del bambú.	124
Tabla 125. Solicitaciones más críticas, Estructura de Bambú (ETABS).	125
Tabla 126. Propiedades mecánicas del cordón inferior, estructura de bambú (ETABS).	125
Tabla 127. Diseño a tensión del cordón inferior, estructura de bambú (ETABS).....	125
Tabla 128. Demanda Capacidad del cordón inferior, diseño final del bambú.	126
Tabla 129. Diseño a cortante del cordón inferior, diseño definitivo del bambú.	126
Tabla 130. Solicitaciones más críticas del montante más crítico, Estructura de Bambú (ETABS).	127
Tabla 131. Propiedades mecánicas del montante más crítico, estructura de bambú (ETABS). .	128
Tabla 132. Revisión de la esbeltez del del montante más crítico, estructura de bambú (ETABS).	128
Tabla 133. Demanda capacidad del del montante más crítico, diseño final del bambú.	129
Tabla 134. Solicitaciones más críticas de la diagonal más crítica, Estructura de Bambú (ETABS).	130
Tabla 135. Propiedades mecánicas de la diagonal más crítica, estructura de bambú (ETABS).	130
Tabla 136. Demanda capacidad a tensión de la diagonal más crítica, diseño final del bambú...	131
Tabla 137. Prediseño de la columna de hormigón armado.	131
Tabla 138. Características de la viga de hormigón, estructura de acero.	134
Tabla 139. Cálculo del acero requerido para la viga de hormigón armado, estructura de acero.	135
Tabla 140. Cálculo del diseño a corte de la viga de hormigón armado, estructura de bambú. ...	135
Tabla 141. Diseño de la cimentación, estructura de bambú.....	137
Tabla 142. Análisis de presiones en el sentido X de la cimentación, estructura de acero.	137
Tabla 143. Análisis de presiones en el sentido Y de la cimentación, estructura de bambú.....	138

Tabla 144. Esfuerzos últimos producidos en el sentido X por corte unidireccional y bidireccional, estructura de bambú.	139
Tabla 145. Esfuerzos últimos producidos en el sentido Y por corte unidireccional y bidireccional, estructura de bambú.	140
Tabla 146. Diseño a flexión en el sentido X de la cimentación, estructura de acero.	140
Tabla 147. Diseño a flexión en el sentido Y de la cimentación, estructura de bambú	141
Tabla 148. Área mínima requerida para la placa base.	141
Tabla 149. Dimensiones Finales para la placa base.....	142
Tabla 150. Espesor de la placa base	143
Tabla 151. Dimensiones finales de la Gak.	143
Tabla 152. Periodo de vibración aproximado, estructura de acero (NEC).....	144
Tabla 153. Modos de vibración, estructura de Bambú (ETABS).	145
Tabla 154 . Cálculo de la Deriva máxima inelástica en el eje X y eje Y, estructura de acero.	146
Tabla 155. Características de la correa, diseño final de la estructura de acero.	148
Tabla 156. solicitaciones más críticas y propiedades mecánicas de la correa, estructura de acero.	148
Tabla 157. Revisión de la Esbeltez de la correa, estructura de acero.....	149
Tabla 158. Diseño a flexión biaxial de la correa, estructura de acero.....	149
Tabla 159. Diseño por resistencia a corte de la correa, estructura de acero.	150
Tabla 160. Chequeo de deflexiones por carga viva, estructura del acero.	151
Tabla 161. Chequeo de deflexiones para carga viva más carga muerta, estructura de acero.	151
Tabla 162. Características del cordón superior, estructura de acero.	152
Tabla 163. Solicitaciones más críticas y propiedades mecánicas del cordón superior, estructura de acero.....	153
Tabla 164. Revisión de la Esbeltez del cordón superior, estructura de acero.	153
Tabla 165. Cálculo del momento resistente del cordón superior, estructura de acero.	153
Tabla 166. Revisión de la Esbeltez del cordón superior, estructura de acero.	154
Tabla 167. Cálculo de la demanda capacidad del cordón superior, estructura de acero.....	154
Tabla 168. Características del cordón inferior, diseño final de la estructura de acero.	155
Tabla 169. Solicitaciones más críticas y propiedades mecánicas del cordón inferior, estructura de acero.....	156
Tabla 170. Revisión de la Esbeltez del cordón inferior, estructura de acero.	156
Tabla 171. Cálculo del momento resistente del del cordón inferior, estructura de acero.....	157
Tabla 172. Revisión de la Esbeltez del cordón inferior, estructura de acero.	157
Tabla 173. Cálculo de la demanda capacidad del cordón inferior, estructura de acero.....	157
Tabla 174. Características de la diagonal más crítica, diseño final de la estructura de acero. ...	159

Tabla 175. Solicitaciones más críticas y propiedades mecánicas de la diagonal más crítica, estructura de acero.....	160
Tabla 176. Revisión de la Esbeltez de la diagonal más crítica, estructura de acero.	160
Tabla 177. Cálculo del momento resistente del cordón superior, estructura de acero.	160
Tabla 178. Revisión de la Esbeltez de la diagonal más crítica, estructura de acero.	161
Tabla 179. Cálculo de la demanda capacidad de la diagonal más crítica, estructura de acero. ..	161
Tabla 180. Características de la correa, diseño final de la estructura de acero.	162
Tabla 181. solicitaciones más críticas y propiedades mecánicas de la correa, estructura de acero.....	163
Tabla 182. Revisión de la Esbeltez de la correa, estructura de acero.....	163
Tabla 183. Cálculo del momento resistente del cordón superior, estructura de acero.	163
Tabla 184. Revisión de la Esbeltez de la correa, estructura de acero.....	164
Tabla 185. Cálculo de la demanda capacidad del cordón superior, estructura de acero.....	164
Tabla 186. Prediseño de la columna de hormigón, estructura de acero.	165
Tabla 187. Características de la viga de hormigón, estructura de acero.	168
Tabla 188. Cálculo del acero requerido para la viga de hormigón armado, estructura de acero.....	168
Tabla 189. Cálculo del diseño a corte de la viga de hormigón armado, estructura de acero.	169
Tabla 190. Diseño de la cimentación, estructura de acero.	171
Tabla 191. Análisis de presiones en el sentido X de la cimentación, estructura de acero.	171
Tabla 192. Análisis de presiones en el sentido Y de la cimentación, estructura de acero.	172
Tabla 193. Esfuerzos últimos producidos en el sentido X por corte unidireccional y bidireccional, estructura de acero.	173
Tabla 194. Esfuerzos últimos producidos en el sentido Y por corte unidireccional y bidireccional, estructura de acero.	174
Tabla 195. Diseño a flexión en el sentido X de la cimentación, estructura de acero.	174
Tabla 196. Diseño a flexión en el sentido Y de la cimentación, estructura de acero.	175
Tabla 197. Área mínima requerida para la placa base.	175
Tabla 198. Dimensiones Finales para la placa base.....	176
Tabla 199. Espesor de la placa base	177
Tabla 200. Resumen de dimensiones finales de los perfiles de acero.....	177
Tabla 201. Presupuesto final de la estructura de bambú.....	178
Tabla 202. Presupuesto final de la estructura de acero.	180
Tabla 203. Comparación de las derivas inelásticas de la estructura de acero y estructura de bambú.....	180
Tabla 204. Comparación de los pesos de la estructura de Gak y la estructura de Acero	181

Tabla 205. Comparación de los cortantes basales de la estructura de Gak y la estructura de Acero.....	182
Tabla 206. Presupuesto final del acero y de la Gak.....	183

RESUMEN

La necesidad de un lugar donde habitar y la crisis ambiental son problemas actuales que se deben controlar y mitigar en el sector de la construcción, en el presente trabajo de investigación se realizó un análisis comparativo estructural y económico de una cubierta proyectada con dos materiales estructurales. Un material utilizado ampliamente, el acero y un material que está ganando mercado en los últimos años por su gran potencial de reforestación y usos en la construcción como es el bambú. En la investigación se hizo un análisis de la configuración y el sistema estructural óptimo para la cubierta, luego se realizó un análisis estructural mediante los métodos estático, y dinámico lineal cumpliendo los controles normativos de la norma ecuatoriana de la construcción para garantizar una estructura segura con un comportamiento sismo resistente.

Finalmente se concluyó el trabajo con una comparación de la respuesta estructural y la económica de las dos cubiertas. Con este trabajo se busca brindar una alternativa de construcción de bajo impacto con el ambiente y servirá para que los futuros ingenieros logren mitigar los problemas ambientales que tenemos actualmente.

Palabras Clave: Cubierta, acero, comparación, bambú, Gak

ABSTRACT

The need for a place to live and the environmental crisis are current problems that must be controlled and mitigated in the construction sector, in the present research work a comparative structural and economic analysis of a roof projected with two structural materials was carried out. A widely used material, steel and a material that is gaining market in recent years for its great potential for reforestation and uses in construction such as bamboo. In the research, an analysis of the configuration and the optimal structural system for the roof was made, then a structural analysis was carried out using the static and linear dynamic methods complying with the regulatory controls of the Ecuadorian construction standard to guarantee a safe structure with a resistant earthquake behavior.

Finally, the work was concluded with a comparison of the structural and economic response of the two roofs. This work seeks to provide a low-impact construction alternative with the environment and will serve for future engineers to mitigate the environmental problems we currently have.

Keywords: Cover, steel, comparison, bamboo, Gak.

CAPITULO I.- MARCO TEÓRICO

1.1. Antecedentes Investigativos

Según la Tesis realizada en España “Bambú, una cultura, una evolución” Los primeros vestigios en la historia sobre el uso del bambú en construcciones datan de los años 9500 a. C en Ecuador. Después de esto, en los años 600 a.C, en la India, empiezan a aprovecharse las ventajas del bambú para la construcción de viviendas y templos. Luego en los países asiáticos, a finales del siglo XV, se empieza a usar

materiales procedentes de esta planta. En el siglo XI a XII se usaba en Colombia, de la mano de los españoles, con cables torsionados y trenzados con bambú. En el siglo XIX y en las primeras décadas del siglo XX en Colombia se logran avances en la altura de edificación con estos materiales. En 1914 a 1918 se empezó a usar el bambú como refuerzo del hormigón, obteniendo una incompatibilidad entre ambos por la humedad que estos abarcan. Por esta razón en 1978, se empieza a ensayar cables de bambú como refuerzo del hormigón, consiguiendo una mejor adherencia. Siendo recién para el año 2000 cuando la construcción con este material se pudo dar en Holanda. [1]

Paradójicamente cuando se daban avances en altura con el bambú (siglo XX), se originaban las cubiertas en las civilizaciones antiguas de la zona Mediterránea, en Europa. [2] Desde allí se ha evolucionado las metodologías constructivas, los materiales y las Normas que regularían el diseño estructural de las mismas en los diferentes países.

En la Norma Ecuatoriana de la construcción, el uso de la GaK (*Guadua angustifolia* Kunth) como un material de construcción se da desde la época precolombina hasta la actualidad y se puede visualizar diversas construcciones en ciudades importantes como Guayaquil, Jipijapa y Montecristi.[3]

El bambú se usa en algunas partes del mundo, sin embargo, donde los terremotos son comunes, la gente ha utilizado el bambú como un material que aporta al comportamiento sismorresistente de las estructuras. Parece irrazonable afirmar que un material simple, poco sofisticado como son las estructuras de madera o bambú podría ser más seguro que elementos sofisticados como el hormigón armado. En grandes terremotos las nuevas estructuras de hormigón armado no han resistido, como ha sido el caso de, Izmit y Düzce Terremotos dados en Turquía de 1999, el terremoto de Bhuj en India de 2001, y el terremoto de Cachemira en Pakistán de 2005.[4]

Mediante el trabajo de titulación de los ingenieros: Ing. Daniel Joel Once y José Fernando Vásquez, en la escuela de ingeniería Civil y Gerencia de Construcciones en la Universidad del Azuay (año 2014), con el tema “Diseño Estructural y Modelación Sísmica en Acero de la Cubierta del Coliseo de la Universidad del Azuay” se dice

que el viento es un factor preponderante para el diseño de los miembros estructurales, debido que se tiene una estructura ligera la cual no tiene comportamientos desfavorables ante una acción sísmica. [5]

En el artículo científico publicado en Scielo, “Resistencia de una conexión empernada solicitada a cizalladura doble paralela a la fibra para estructuras de guadua angustifolia” (2015), establece que la influencia del diámetro externo del culmo en la resistencia mecánica de la conexión está directamente relacionada con la tendencia de la guadua a presentar mayores espesores de pared cuando los diámetros exteriores son mayores.[6]

A la vez como expresó Andrés Cabrera, sobre la bambú en Cuenca (2018): La construcción con caña guadúa se presenta como una alternativa eco amigable y económica para solventar los problemas de vivienda que afectan a la mayoría de países Latinoamericanos, siendo hasta un 45% más económico que construir con materiales convencionales.[7]

Paradójicamente en el mismo año (2018), en la Universidad técnica de Ambato, en la carrera de ingeniería Civil, Juan Eduardo Vásquez en su Tesis de investigación “Análisis y diseño estructural de una “cubierta tipo” de bambú, para canchas de uso múltiple mediante el uso de los programas Revit, robot y Etabs” y se obtuvo como resultados que los programas de análisis estructural utilizados son aptos para obtener resultados confiables y similares entre ambos, además esta tesis fue basada en la normativa ecuatoriana NEC-SE-GUADUA y NSR-10 cap. G.12. [8]

Adicional a esto se ha tomado como referencia el artículo científico con el título “Análisis técnico y económico del diseño por desempeño de edificios con estructura de acero utilizando arriostramientos concéntricos” en donde en el año 2019, se resume que en la actualidad se usa con mayor frecuencia las estructuras metálicas en la construcción, debido a algunas ventajas tales como: secciones menores en columnas, pueden cubrir grandes distancias, peso de estructura, relativa facilidad de montaje y rapidez de ejecución.[9]

En el año 2020, Gabriela Tite realizó un estudio con el tema: “Dimensiones para la gestión del turismo accesible en complejos turísticos del Ecuador” en donde mediante un censo se confirmó que el sector turístico generaría un mayor interés al

fomentar ofertas que se acomoden a las necesidades del turista respaldando políticas públicas que establecen la accesibilidad universal, el derecho al deporte, ocio, turismo, salud, educación, etc.[10]

En la revista técnica de la Facultad de Ingeniería, la Universidad Técnica de Ambato publicó (2021) “Análisis técnico-económico de naves industriales mediante interpolación no lineal de Lagrange”, en donde en lo que respecta al precio de las naves, se deberá tomar en cuenta el valor correspondiente de costo del acero dependiendo únicamente de la zona en la que se vaya a ejecutar el proyecto.[11]

Como es claro notar según investigaciones previas, la importancia de esta investigación radica en el hecho que los alojamientos son más atractivos al tener lugares de recreación deportiva. Lo cual la Hostería flor de Canela posee, sin embargo, Pastaza se encuentra en una zona Netamente pluvial por lo que es necesario tener cubiertas para la protección de los usuarios de estos espacios.

Además, esta hostería es construida con materiales autóctonos, para la adaptación de la cubierta con el entorno, se han buscado alternativas sustentables y más económicas para este trabajo.

En consecuencia, se plantea un proyecto en el cual se pueda comparar dos materiales (estructura metálica y bambú) en la construcción de una cubierta. De manera que se pueda obtener una estructura segura, económica y factible que cumpla con los requisitos funcionales y estéticos fijados en este proyecto.

1.1.1. Fundamentación Teórica

1.1.1.1.Cubiertas

Dentro de las cubiertas existen varios tipos como son: cubiertas formadas por cerchas o cuchillos, cubierta en diente de sierra, cubierta tipo pórtico.[12]

Las cubiertas sirven para poder usarlas en ámbitos industriales, deportivos y sociales.

1.1.1.1.1. Elementos estructurales de importancia

Además, el elemento en estudio debe tener ciertos elementos estructurales de importancia como son: Techumbre, montante, correas, diagonal, arriostramiento,

cordón superior e inferior, como se muestra en la Ilustración 1. Estructura de techo soportada por armaduras [13]

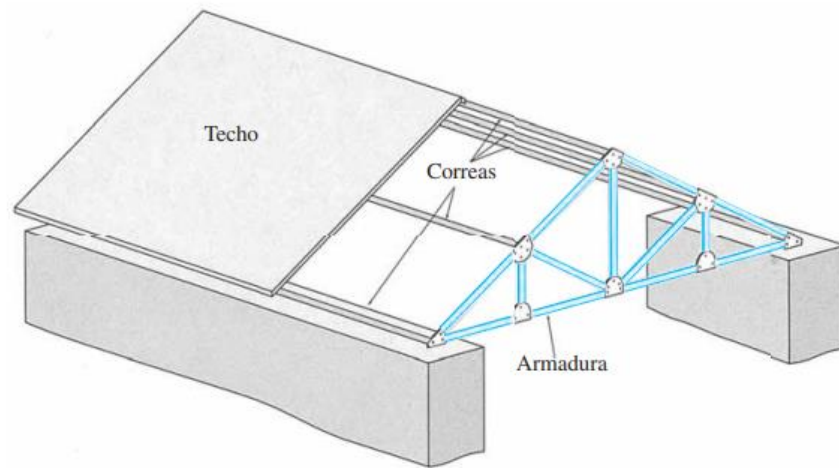


Ilustración 1. Estructura de techo soportada por armaduras.

Fuente [12]

1.1.1.1.2. Tipos de cubierta

Cubiertas planas: En principio este tipo de cubiertas se construían en zonas donde los niveles de precipitaciones eran bajos, por otra parte, no solo desempeñan el papel de protección contra los agentes climáticos o para privacidad, sino que también debemos considerarla como un elemento estructural que soporta su peso propio y las sobrecargas que actúan sobre el mismo, ya sea por el uso, el viento, la nieve, las vibraciones de la calle, sismos, etc., se trata de una solución ventajosa para cubiertas de eje rectilíneo de vanos intermedios

- Cubiertas curvas o inclinadas: Son cubiertas autoportantes de eje curvilíneo conferido por el equipamiento de fabricación y complementada por un conjunto de tirantes que absorben los esfuerzos horizontales y son de acero de alta resistencia, también están conformadas por contravientos los que constituyen un sistema de reserva de seguridad, que se destina a transmitir directamente a las estructuras de soporte de la cobertura los esfuerzos excesivos debidos a la acción del viento.
- Cubiertas autoportantes: Constituyen un cerramiento o techo tipo membrana que distribuye uniformemente las tensiones recibidas, bien de origen térmico o climático de cualquier orden. Estas tensiones son repartidas sobre las paredes de

forma uniforme, contribuyendo éstas al reparto de cargas y a su transmisión lineal y uniforme a los cimientos. De este modo las riostras también cooperan y contribuyen a la distribución de las cargas de cubierta.

- Cubiertas tipo Sándwich: Es aquella en la que como el propio nombre indica tiene dos placas de fibra cemento o chapas metálicas en la parte superior e inferior y en el interior el aislamiento, que puede ser un alma de poliuretano, poliestireno expandido o fibra de vidrio o lanas de minerales. Este tipo de cubierta también se utiliza como rehabilitamiento de cubiertas sin tener que desmontar las existentes. Este tipo de sistema de cubiertas inclinadas tipo sándwich, formadas por dos chapas metálicas trapeziales con inclusión de lana de vidrio, es muy utilizado en la construcción de naves industriales.
- Cubiertas espaciales: Parecido a un cerchado tridimensional, denominamos Estructura Espacial al elemento resistente formado por la yuxtaposición en el espacio de módulos con distintas formas geométricas. Éstas, a su vez, están constituidas por la unión de nudos y barras de acero. Según la disposición de estos elementos entre sí mismos pueden ser de base cuadrada o triangular.
- Cubiertas Telescópicas: Son cubiertas formadas por piezas longitudinalmente sucesivas que pueden recogerse encajando cada una en la anterior, con lo cual se reduce su largura. Estas cubiertas permiten desplegarse y recogerse según sean las necesidades del usuario. Su uso principal es ayudar a la climatización de piscinas.

Estos tipos de cubiertas pueden ser utilizadas con varios materiales entre ellos el acero y la madera, específicamente el bambú, que conciernen a esta investigación.

Tipo de armaduras de cubierta más usadas:

Dentro de las armaduras más utilizadas en techos se tiene las especificadas en la Ilustración 2. Armaduras de techo más comunes, que son: armadura pendolón, armadura Howe, armadura Warren, Armadura Pratt, armadura Fink.

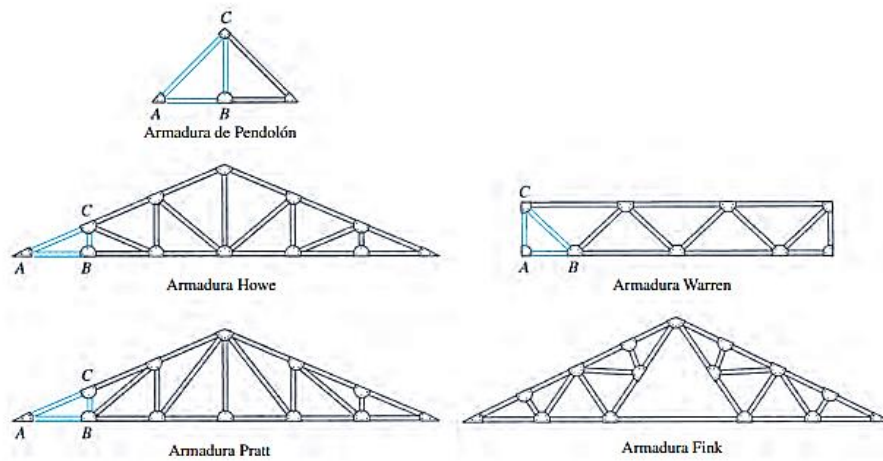


Ilustración 2. Armaduras de techo más comunes.

Fuente [12]

1.1.1.2. Bambú

La caña guadua angustifolia kunth (GaK) es nativa de países como Ecuador y Colombia, tiene un gran potencial de uso en construcción debido a las características físicas y mecánicas que posee.

Además, con este material se puede diseñar, edificaciones con superficies mayores a 200 m², luces en planta mayores a 3 m y tipologías arquitectónicas cuyo modelo será replicado en más de 15 unidades o más de 3 000 m² de área construida.

La caña guadua no presenta un comportamiento isotrópico, sus características físico-mecánicas pueden variar entre tallos e incluso en un mismo tallo debido a factores como: el diámetro del culmo, el espaciamiento entre nudos, edad de la planta, espesor de paredes.

La caña guadua presenta una alta resistencia a esfuerzos de tracción paralela a la fibra, siendo un material apto para la construcción de estructuras en las cuales predominen esfuerzos axiales como en el caso de armaduras. [14]

1.1.1.2.1. Partes de la caña

Para entender el comportamiento de la GaK, es importante saber la morfología de la misma. Lo que ayudará a saber que partes serán usadas en la construcción. Esta morfología se la puede ver en la Ilustración 3. Morfología del Bambú



Ilustración 3. Morfología del Bambú.

Fuente: [8]

Culmo: Tallo del bambú que se encuentra formado por nudos y entrenudos, que emerge del rizoma; es decir que es el tallo de un árbol.

Cepa: Primer segmento basal del culmo de guadua con longitudes que oscilan entre 3 a 4 m; es la parte de la guadua que muestra el mayor diámetro y espesor de pared.

Basa: Segundo segmento del culmo de GaK, a continuación de la cepa, con una longitud entre 4 y 6 m.

Dermis o Tripa: parte blanda del Bambú.

Diafragmas interiores del culmo: Tabiques o membranas interiores del tallo de bambú ubicados a la altura de cada uno de los nudos.

Entrenudo: Porción del culmo comprendida entre dos nudos; también se le conoce como canuto o cañuto, su longitud varía a lo largo del culmo y se va incrementando en el entrenudo subsiguiente de la parte alta.

Epidermis: Piel o parte externa del culmo.

Nudo: Parte del culmo de la guadua, donde las fibras se entrecruzan.

Sobrebasa: Tercer segmento del culmo de guadua, localizado a continuación de la basa con longitudes hasta de 4 m.

Tocón: Porción inferior de un tallo de árbol o bambú que queda en el terreno luego de ser cortado.

Varillón: Segmento terminal del culmo de guadua, localizado a continuación de la sobrebasa, con longitudes hasta de 4 m. Se utiliza tradicionalmente en cubiertas como soporte de tejas de barro.[8]

1.1.1.2.2. Obtención de Guaduas Estructurales

- Elección del bambú

Para que sea idóneo para la construcción se debe tener un culmo tierno, de color verde opaco con líneas blancas imperceptibles y sus hojas serán de forma triangular, estas características mostrarán que el culmo está maduro y que puede tener las características mecánicas adecuadas para la construcción.

Además, para la selección del culmo se deben verificar una edad de 4 a 6 años. Caso contrario si tienen un color blanquecino amarillento este ya será un culmo viejo. O a su vez se puede presentar un culmo de color verde brillante que indica que este tallo está demasiado tierno para su construcción. [3]

En la Ilustración 4. Diferencia entre un culmo tierno, maduro y sobremaduro. se puede ver la diferencia entre un culmo tierno, maduro y un culmo sobremaduro.



Ilustración 4. Diferencia entre un culmo tierno, maduro y sobremaduro.

Fuente: [15]

- Corte del Bambú

Antes de cortar es importante verificar que no tenga huecos ni rajaduras, deformaciones o conicidad alta, con entrenudos mayores a 50 cm o con pudrición o síntomas de enfermedad. La Ilustración 5. Culmos que no se pueden utilizar en la

construcción muestra aquellos guadúas que por ningún motivo podrán ser utilizadas en la construcción ya que muestran huecos, deformaciones y una posible enfermedad en la planta, lo que puede hacer que esta no cumpla con las especificaciones mecánicas mínimas de la Norma.



Ilustración 5. Culmos que no se pueden utilizar en la construcción

Fuente: [15]

El corte del bambú debe realizarse al ras y por encima del primer o segundo nudo ubicado sobre el nivel del suelo, considerando una ligera inclinación del corte para que la lluvia no penetre y la dañe. [15]

Después del primer corte se realiza un segundo corte y se libera el tallo. En la Ilustración 6. Corte adecuado de la Gak se puede observar un corte correcto de la Gak.[16]



Ilustración 6. Corte adecuado de la Gak

Fuente: [15]

- **Preservación del Bambú**

La preservación es el procedimiento que garantiza la protección y conservación de la Gak, para evitar daños de factores (xilófagos o similares) que destruyan o afecten las características físico-mecánicas de los elementos constructivos de GaK.

La preservación es con aditivos y puede ser por inmersión o presión.

El procedimiento por inmersión es el siguiente: se perfora longitudinalmente el diafragma de los culmos con una varilla de 12 a 16 mm, se debe limpiar, se introducen los culmos en un tanque de preservación con ácido bórico, y bórax. Se sumergirá de 5 días a 6 horas (60°C a 80°C) tal y como se muestra en la Ilustración 7. Piscinas de preservación.



Ilustración 7. Piscinas de preservación

Fuente: [15]

- **Secado del Bambú**

Deberán ser secados hasta tener un nivel de humedad menor al lugar en donde se destinará la construcción. El secado puede ser al ambiente colocando en caballetes y alternando de manera diaria su posición como se observa en la Ilustración 8. Correcto secado en caballetes, durante 15 días. Un correcto secado impedirá que se formen deformaciones y fisuras.[3]



Ilustración 8. Correcto secado en caballetes

Fuente: [15]

- **Almacenamiento**

De forma vertical u horizontal, protegiéndolos de la humedad y el sol ya que esto puede provocar rajaduras y torceduras. Además, se deben colocar separadores que permitan el buen flujo de aire, similares a los de la Ilustración 9. Almacenamiento de la Gak bajo techo. [15][16]



Ilustración 9. Almacenamiento de la Gak bajo techo.

Fuente: [15]

1.1.1.2.3. Características mínimas de la Gak

- Conicidad Admisible

Además, los culmos deberán estar en el lugar de la construcción al menos 15 días antes para que se regule la humedad al lugar en donde será usado, estos deberán estar correctamente secados y almacenados. No pueden presentar deformaciones mayores al 0.33%. Y deberá tener los valores máximos en la conicidad de la Tabla 1. Conicidad admisible de la Gak:

Parte de la Guadúa	Conicidad
Cepa	0.17%
Basa	0.33%
Sobrebase	0.50%

Tabla 1. Conicidad admisible de la Gak

Fuente: [3]

- Calidad de la Gak

Además, se debe verificar que cumpla con las características establecidas en la Tabla 2. Calidad de la Gak (Grieta longitudinal)

Tipo	Se permite	Límites	Recomendación
Grieta Longitudinal	Sí	La grieta debe estar contenida entre dos nudos, si la grieta pasa al canuto siguiente no debe tener una longitud superior al 20% del culmo	Si los culmos presentan fisuras después de instalados, estos pueden ser tratados con abrazaderas o zunchos metálicos

Tabla 2. Calidad de la Gak (Grieta longitudinal).

Fuente: [3]

Estos culmos por ninguna razón podrán tener perforaciones por insectos o aves, además no puede presentar hongos o grados de pudrición.

- **Factor de reducción de las fuerzas sísmicas R**

La norma establece para pórticos con diagonales en un sistema entramado o en un sistema de poste y viga utilizando un coeficiente de reducción R igual a 2 y una limitación al número de pisos igual a 2. En el caso que el sistema sea proporcionado por muros de madera o muros de bahareque encementado se debe tomar un valor de 1.5.[3]

1.1.1.2.4. Propiedades físicas

Contenido de humedad

La humedad es una propiedad que debe ser analizada ya que el comportamiento mecánico de la guadua GaK depende del contenido de humedad de esta. Esta propiedad relaciona la masa de agua contenida en la pieza y la masa de la misma en estado seco (anhidra), expresada en porcentaje. La humedad del tallo de guadua disminuye con la altura y con la edad. La humedad cambia con las épocas del año, si hay lluvia hay mayor humedad; y menos durante los tiempos de sequía.

La contracción del tallo en su longitud se puede pasar por alto; pero la contracción del

diámetro puede ser del 5% hasta el 15%, cuando se disminuye la humedad del tronco, (del 7% hasta el 20%). Esta contracción es importante considerando el uso en

hormigón armado. La contracción de troncos verdes o jóvenes es mayor que en los troncos maduros; estos últimos tiene buena resistencia a la tracción y flexión. Además, el incremento de la resistencia a la presión está en relación con la disminución de la humedad, en forma parecida al proceso de endurecimiento de la madera.

Masa por volumen

La densidad básica es de = 750-900 kg/m³ [8]

Durabilidad

El tiempo que durará el bambú antes de que necesite ser reemplazado dependerá del entorno y el tipo de tratamiento que se le dé, según la Tabla 3 se puede observar los tiempos aproximados en un ambiente agresivo. Esto indica por qué el bambú debería preferiblemente ser utilizado en un ambiente interno y seco. [17]

	Sin tratar	Tratado con Boro
Interior	2-6 años	≥ 30 años
Externo sobre el suelo	0.5-4 años	2-15 años
Externo en contacto con el suelo	<0.5 años	<1 año

Tabla 3. Tiempo aproximado en el que el bambú necesita ser reemplazado.

Fuente: [17]

Además, la acción de estar en contacto directo con la intemperie puede ser la pudrición y la debilidad antes de cumplir con su vida útil, este efecto se lo puede verificar en la Ilustración 10. Daño por hongos, división y blanqueo de bambú, expuesto al sol y a la lluvia por 10 años.



Ilustración 10. Daño por hongos, división y blanqueo de bambú, expuesto al sol y a la lluvia por 10 años.

Fuente: [17]

1.1.1.2.5. Propiedades mecánicas de la Guadúa Gak

Esfuerzos admisibles y módulos de elasticidad

Todos aquellos elementos que cumplan con las características establecidas anteriormente deben utilizar los esfuerzos admisibles de la Tabla 4. Esfuerzos admisibles NEC-15, F_i (MPa), CH=12%

F_b Flexión	F_t Tracción	F_c Compresión	F_{p^*} Compresión \perp	F_v Corte
15	19	14	1.4	1.2

Tabla 4. Esfuerzos admisibles NEC-15, F_i (MPa), CH=12%

Fuente: [3]

Dónde:

|| Compresión paralela al eje longitudinal.

\perp Compresión perpendicular al eje longitudinal.

*La resistencia a la compresión perpendicular está calculada para entrenudos rellenos con mortero de cemento.

Donde:

Los esfuerzos últimos son los establecidos por la Tabla 5. Esfuerzos últimos, NEC-15, F_u (MPa), CH=12%

F_b Flexión	F_t Tracción	F_c Compresión	F_v Corte
45	117	37	7

Tabla 5. Esfuerzos últimos, NEC-15, F_u (MPa), CH=12%.

Fuente: [3]

Esfuerzos admisibles para el diseño

Las características elásticas de la madera o en este caso guadua GaK están representadas por, el módulo de Elasticidad, el módulo de Corte y el módulo de Poisson. En el caso de la guadua Gak esta presenta 3 módulos de elasticidad, 3 módulos de corte y 6 módulos de poissón, dado que se trata de un material Orto trópico, es decir que presenta diferentes características en ambos sentidos. [9]

Módulo de elasticidad

La selección del módulo de elasticidad depende del criterio del ingeniero calculista en el caso de calcular las deflexiones en los elementos según las condiciones de servicio u el nivel de seguridad, sino se realizan ensayos se puede utilizar los valores de la Tabla 6. Módulos de elasticidad, E_i (MPa), CH=12%. [3]

Tabla 6: Módulos de elasticidad, E_i (MPa), CH=12%

Módulo percentil 5 $E_{0.5}$	Módulo percentil 5 $E_{0.05}$	Módulo mínimo E_{min}
12.000	7.500	4.000

Tabla 6. Módulos de elasticidad, E_i (MPa), CH=12%

Fuente: [3]

1.1.1.2.6. Ventajas del Bambú

- El Bambú crece muy rápido por lo que después de 4 a 7 años se puede obtener el material para la construcción.
- Es un material liviano y flexible, presentando una relación muy baja entre masa-flexibilidad comparado con la madera. Este hecho provoca que los edificios de bambú tengan muy buen comportamiento frente a terremotos.
- La capa exterior rígida presenta una resistencia a la tensión muy elevada, con valores similares a los del acero.
- El bambú presenta una resistencia extrema a la abrasión.

1.1.1.2.7. Desventajas del Bambú

- Pueden dañar ecosistemas enteros, si no se planta de forma adecuada.
- El comportamiento estructural del bambú puede variar mucho dependiendo de la especie, de la localización, de agentes atmosféricos, edad, entre otros.

- Es sensible a ataques de hongos por lo que es importante que tenga un tratamiento para evitar su daño.
- El bambú es vulnerable a los rayos ultravioleta y la lluvia, por lo tanto, debe tener protección.
- La sección cónica de los bambúes puede cambiar de diámetro a lo largo de la longitud del tallo.
- Los culmos no crecen totalmente rectos.
- Los permisos de construcción y los cálculos estructura les son difíciles de obtener en Europa y EEUU, ya que todavía no existen regulaciones oficiales.[18]

1.1.1.3.Acero estructural

Se entiende que una estructura metálica es cada estructura donde todos o la gran mayoría de las partes que la forman son de materiales de origen metálico, comúnmente de acero y en menor cantidad estructuras de aluminio y otros metales. En nuestro país las estructuras metálicas han sido empleadas dentro del sector industrial ya que brindan excelentes características para la construcción, son muy funcionales y permite un menor costo de mano de obra para ser fabricadas en comparación a otro tipo de estructuras; en la actualidad varios proyectos de ingeniería o arquitectura han sido construidos con estructuras metálicas.

1.1.1.3.1. Tipos de acero estructural que existe

Existen varios tipos de acero estructural usados en: perfiles, placas y tuberías estructurales dentro de nuestro mercado local. Los más importantes son los siguientes:

- ASTM A36: El A36 es uno de los tipos de acero primarios para todos los tipos de estructuras. Casi todos los tamaños y tipos de perfiles y placas están disponibles en el A 36.
- ASTM A572: Este acero está disponible en varios grados, dependiendo del tamaño del perfil y el espesor de la placa. Además, se encuentra disponible en todos los tamaños de perfiles y espesores de placa hasta 4 pulgadas. Este es el grado de acero estructural más usado en el mercado de los EE UU actualmente, a pesar de que está siendo rápidamente reemplazado por A 992 para perfiles W.

- ASTM A992: Es el acero más moderno (1998) adicionalmente a la lista de los aceros estructurales. Está diseñado específicamente para la construcción, y se aplica en perfiles W. Para todos los fines prácticos es una excelente soldabilidad y las características de ductilidad, al tener menor contenido de carbono, y mayor control en el Molibdeno.[19]

1.1.1.3.2. El acero como material estructural

Entre las más importantes propiedades estructurales del acero se tienen las siguientes:

Módulo de elasticidad, E. El rango típico para todos los aceros (relativamente independiente de la resistencia de fluencia) es de 193 000 a 207 000 MPa.

Módulo de cortante, G. El módulo de cortante de cualquier material elástico se calcula con la siguiente ecuación:

Límite de fluencia F_y , es el esfuerzo a partir del cual el material presenta un gran incremento en sus deformaciones, sin existir incrementos correspondientes en el esfuerzo.

En la Tabla 7 se especifican los límites fluencia para aceros estructurales que se utilizan en edificaciones. [20]

Acero	F_y (Ksi)	F_u (Ksi)
ASTM A36	36	58 – 65
ASTM A992	50	65
ASTM A572 Gr.42	42	60
ASTM A572 Gr.50	50	65
ASTM A572 Gr.60	60	75

Tabla 7. Acero Estructural Utilizado para edificaciones

Fuente: [20]

1.1.1.3.3. Ventajas del acero estructural

1. Masa por volumen

Dentro de las propiedades físicas más importantes que posee como ventajas, se encuentra:

2. Alta resistencia

La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que el costo será relativamente bajo.

3. Tenacidad

Poseen resistencia y ductilidad. Es decir que un miembro de acero cargado aun cuando tiene grandes deformaciones puede resistir grandes fuerzas.

4. Ductilidad

Gran capacidad para soportar grandes deformaciones sin fallar bajo esfuerzos de tensión altos. Para esto debe ser un acero dulce o con bajo contenido de carbono.

5. Durabilidad

Si el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado durará indefinidamente.

1.1.1.3.4. Desventajas del acero como material estructural

6. Costo de la protección contra el fuego

Aunque los miembros estructurales son incombustibles al tener contacto con el fuego, la resistencia de la estructura reduce la resistencia.

7. Fatiga

La estructura al someterse a un gran número de inversiones de esfuerzo o grandes cambios de magnitud (en tensión). Se reduce las resistencias estimadas de los miembros.

8. Fractura frágil

Bajo ciertas condiciones, puede perder su ductilidad en donde existan lugares de concentración de esfuerzos.

9. Corrosión

La mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión al estar expuestos al aire y al agua, por ello debe pintarse periódicamente. [21]

1.1.1.3.5. Clasificación de las secciones según pandeo Local

Para miembros sujetos a compresión axial, las secciones se clasifican como no esbeltas o esbeltas. Para estos elementos la razón ancho espesor no debe superar λ_r en caso de que no se cumpla esta condición el elemento será esbelto. Si la razón ancho espesor de uno o más de uno de los elementos comprimidos excede λ_p , pero no supera λ_r de la Tabla 8. Razones Ancho – Espesor: Elementos en Compresión.

Autor: [22][23], la sección se denomina no compacta.

Para miembros sujetos a flexión, las secciones se clasifican como compactas, no compactas y esbeltas. Para que una sección califique como compacta, sus alas deben de estar continuamente conectadas al alma (o las almas) y la razón ancho-espesor de sus elementos comprimidos no debe de exceder la razón ancho-espesor λ_p . [22]

Para poder clasificarlos con las cualidades anteriores, se tienen la Tabla 8. Razones Ancho – Espesor: Elementos en Compresión.

Autor: [22][23] la Tabla 9. Razones Ancho – Espesor: Elementos en Compresión y la Tabla 10. Razones Ancho – Espesor: Elementos en Compresión., las cuáles permitirán elegir según las secciones a las que correspondan, cuáles son los límites que clasifiquen a los elementos como Compactos y no Compactos, o como esbeltos y no esbeltos. Según esta clasificación que se tenga se podrá elegir las fórmulas a utilizarse para elegir los momentos axiales, demanda capacidad, entre otras fórmulas establecidas por la norma AISC-360-16.

Elementos sometidos a compresión Biaxial:

Razones Ancho – Espesor: Elementos en Compresión					
Miembros sometidos a compresión Biaxial					
Casos	Descripción del Elemento	Razón Ancho Espesor	Razón Ancho-Espesor Límite λ (compacta / no compacta (esbelto / no esbelto))	Ejemplo	
Elementos No-Atiesados	1	Alas de perfiles laminados, planchas conectadas a perfiles laminados, alas de pares de ángulos conectados continuamente, alas de canales y alas de secciones T.	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2	Alas de perfiles I soldados y planchas o ángulos conectados a secciones soldadas.	b/t	$0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ [a]	
	3	Alas de perfiles ángulo laminados; alas de pares de ángulos con separadores y todo tipo de elementos no atiesados.	b/t	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4	Alma de Secciones T.	d/t	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos Atiesados	5	Almas de secciones I con doble simetría y secciones canal.	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6	Paredes de secciones HSS rectangulares y cajones de espesor uniforme	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7	Alas de sobre planchas y planchas diafragma entre líneas de conectores o soldadura	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8	Todo elemento atiesador.	b/t	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9	Tubos circulares.	D/t	$0.11 \frac{E}{F_y}$	

Tabla 8. Razones Ancho – Espesor: Elementos en Compresión.

Autor: [22][23]

Elementos sometidos a flexión:

Elementos no atiesados:

Razones Ancho – Espesor: Elementos en Compresión

Miembros sometidos a flexión

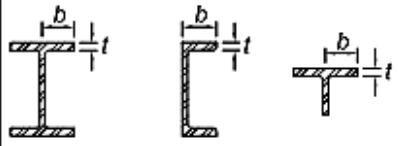
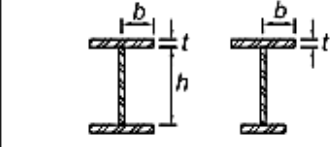
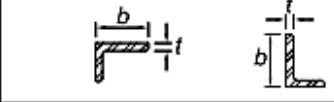
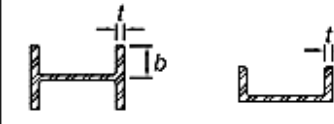
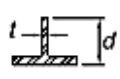
Casos	Descripción del Elemento	Razón Ancho Espesor	Razón Ancho - Espesor Límite		Ejemplo	
			λ (compacta / no compacta)	λ (esbelto / no esbelto)		
Elementos No-Atiesados	10	Flexión en alas de perfiles laminados, canales y tes.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	11	Alas de secciones I soldadas con doble y simple simetría.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}$	^(a) ^(b) 
	12	Alas de ángulos simples.	b/t	$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	13	Alas de toda doble t y canal en torno a su eje más débil.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	14	Almas de tes.	d/t	$0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.52 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Tabla 9. Razones Ancho – Espesor: Elementos en Compresión

Fuente: [22][23]

Elementos atiesados:

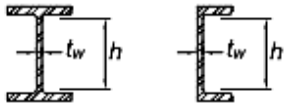
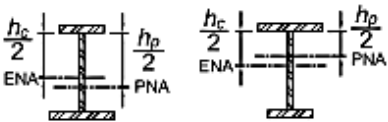
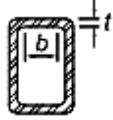
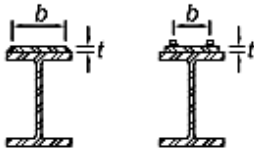
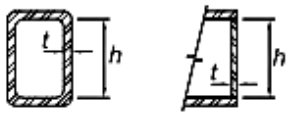
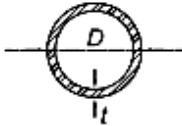
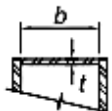
Razones Altura – Espesor: Elementos en Compresión						
Miembros sometidos a flexión						
Caso	Descripción del Elemento	Razón Ancho Espesor	Razón Ancho - Espesor Límite		Ejemplo	
			λ (compacta / no compacta)	λ (esbelto / no esbelto)		
Elementos Atiesados	15	Almas de doble T simétricas y canales.	h/t_w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	16	Almas de secciones doble T con un solo eje de simetría.	h_c/t_w	$\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ [c] $\left(0.54 \frac{M_p}{M_y} - 0.09\right)^2$ $\leq \lambda_r$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	17	Alas de secciones tubulares y secciones cajón de espesor uniforme.	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	18	Alas de sobreplanchas y planchas diafragma entre líneas de conectores y soldadura.	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	19	Almas de tubos rectangulares y secciones cajón.	h/t	$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	20	Tubos circulares.	D/t	$0.07 \frac{E}{F_y}$	$0.31 \frac{E}{F_y}$	
	21	Alas de sección cajón.	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Tabla 10. Razones Ancho – Espesor: Elementos en Compresión.

Fuente: [22][23]

1.1.1.3.6. Límites de deflexión

Las deflexiones de los miembros estructurales no deben exceder la más restrictiva de las limitaciones de la Tabla 11.[24]

Miembros	Condiciones de carga		
	L	D + L	S o W
Para miembros de piso	$\frac{L}{360}$	$\frac{L}{240}$	—
Para miembros de techo que soportan plafón de yeso*	$\frac{L}{360}$	$\frac{L}{240}$	$\frac{L}{360}$
Para miembros de techo que soportan plafones que no son de yeso*	$\frac{L}{240}$	$\frac{L}{180}$	$\frac{L}{240}$
Para miembros de techo que no soportan plafones*	$\frac{L}{180}$	$\frac{L}{120}$	$\frac{L}{180}$
*Todos los miembros de techo deberán investigarse en cuanto al encharcamiento.			

Tabla 11. Límite de deflexiones.

Fuente: [24]

1.2. Objetivos:

1.2.1. Objetivos Generales:

Analizar el comportamiento estructural y la factibilidad económica de una cubierta en estructura metálica y estructura de Bambú un área recreacional, en la Hostería Flor de Canela.

1.2.2. Objetivos Específicos:


Realizar el diseño estructural de la cubierta con bambú mediante un software de análisis estructural.

Realizar el diseño estructural de la cubierta metálica mediante un software de análisis estructural.

Realizar el análisis técnico y económico para ambos sistemas.

CAPÍTULO II.-METODOLOGÍA

2.1. Equipos y Materiales

MATERIALES	
<p>Materiales: Cinta Métrica Marca: TRUPER Especificaciones: Cinta de fibra de vidrio de 50 metros de largo.</p>	<p>Materiales: Libreta de Campo Marca: ESTILO Especificaciones: Cuaderno pequeño a cuadros de 50 hojas</p>
	
<p>Utilización: Se la utilizó para tomar las medidas de la plancha de hormigón armada ya existente, en la Hostería Flor de Canela.</p>	<p>Utilización: La libreta de campo fue utilizada en la Fase I, en la cual se realizó la recolección de información. Aquí se anotaron los datos obtenidos en campo.</p>

EQUIPOS	
<p>Equipo: Computador Marca: HP Modelo: OMEN by HP Laptop 15-dc0xxx Número del Producto: 5HS21UA#ABA Número de serie: 5CD8475NRX Memoria Total: 32GB Nombre del procesador: Intel(R) Core (TM) i7-8750H CPU @ 2.20GHz</p>	<p>Equipo: Celular Marca: Xiaomi Modelo: Redmi Note 8 Número de serie: 1ed83fc0 Memoria Total: 128GB Nombre del procesador: Octa-core Max 2.01 GHz.</p>
	
<p>Utilización: Se la utilizó para realizar el diseño estructural en bambú y en estructura metálica. Además, se la usó para realizar los presupuestos de estos.</p>	<p>Utilización: Este celular fue utilizado para tomar las coordenadas en campo y para las fotografías del proyecto.</p>

PROGRAMAS

<p align="center">Software EXCEL</p> <p>Microsoft® Excel® para Microsoft 365 MSO (versión 2206 compilación 16.0.15330.20216) de 64 bits</p> <p>Usuario ID: ejaramillo8535@uta.edu.ec</p> <p>Nombre de usuario: Universidad Técnica de Ambato</p>	<p>Software especializado para el cálculo estructural (ETABSV19)</p> <p>ETABS Ultimate 2016 – Network (Academic 10 User).</p> <p>Duración de la licencia: 1 año</p> <p>Nombre de usuario: Universidad Técnica de Ambato</p>
	
<p>Utilización: Se la utilizó para realizar el diseño estructural en bambú y en estructura metálica. Además, se la usó para realizar los presupuestos de ambas estructuras.</p>	<p>Utilización: Este software se utilizó para el modelado estructural de ambas estructuras, tanto la de bambú como la estructura Metálica.</p>

2.2.Métodos

2.2.1. Nivel o Tipo de Investigación

La investigación de este proyecto se fundamenta en 5 fases, en donde en la primera y segunda fase se buscó cumplir con la descripción del proyecto y la recolección de la información. En la tercera, cuarta y quinta fase se busca cumplir los objetivos específicos del mismo. Es decir que se busca una alternativa viable para una cubierta para “canchas deportivas” con dos materiales diferentes en este caso, son el bambú y el acero estructural.

2.2.2. FASE I

Dentro de la primera fase se estableció el lugar en el que se desarrolló el estudio y la selección de la estructura y sus características.

2.2.2.1. Ubicación

El diseño fue para la provincia de Pastaza, en la ciudad de Puyo específicamente en el Paseo Turístico del río Puyo, en la Hostería Flor de Canela, Ilustración 11.

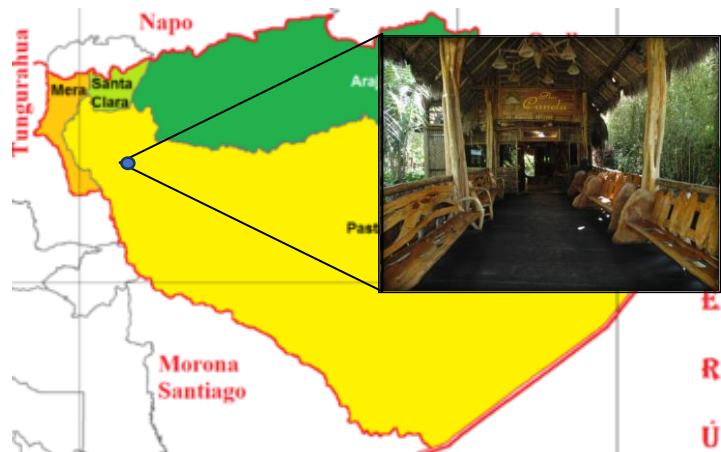


Ilustración 11. Ubicación del proyecto en el Mapa de Pastaza.

Fuente: Autor

Las coordenadas obtenidas en campo fueron las obtenidas en la Tabla 12:

Coordenadas del Proyecto
E: 166394.41 m
N: 9836468.93 m

Z: 931 m

Tabla 12. Coordenadas del Proyecto obtenidas en campo.

Fuente: Autor

2.2.2.2. Geometría Inicial de la Cubierta.

Para este proyecto en Tabla 13 se estableció las características de la cubierta, como son las medidas, el tipo de cubierta, la altura y el tipo de viga de celosía que se utilizó para el proyecto. Además, se estableció que las columnas serán de hormigón y soportarán la viga de celosía.

Características de la Cubierta	
Tipo de Cubierta	2 aguas
Luz	15 metros
Separación entre vanos	5 metros
Altura de la Cubierta	5.30 metros
Viga de Celosía	Tipo Pratt

Tabla 13. Geometría Inicial de la Cubierta.

Fuente: Autor

2.2.3. FASE II

Como segunda fase, se realizó el análisis de cargas, en donde se estableció: la carga permanente, carga viva, carga sísmica, carga de viento, carga de ceniza y granizo en la estructura; además se determinó la carga lateral según la zona sísmica del lugar en donde estará ubicada la cubierta, obteniendo un prediseño de correas, cerchas tanto para la estructura de Bambú y para la estructura de acero. Este punto ayudará a desarrollar la etapa III y IV.

Recolección de datos para Análisis de cargas

Las construcciones en general deberán diseñarse para resistir las combinaciones de: cargas permanentes, cargas variables (cargas vivas, también llamadas sobrecargas de uso, cargas estáticas por viento y cargas de granizo) y cargas sísmicas. [25]

Cálculo de la carga permanente (CM)

Se determinó la carga permanente CM de la cubierta metálica, la cual incluyó el peso de la cubierta metálica AR-2 de 0.3mm, según la Ilustración 12. Cubierta metálica

AR-2. en el catálogo de Novacero, se tiene un peso de $2,95 \frac{kg}{m^2}$, se asumió un peso de instalaciones de $15 \frac{kg}{m^2}$, y un peso de la cumbrera de $1 \frac{kg}{m^2}$, el peso propio de los elementos estructurales se determinará en el software de cálculo.

PANEL AR - 2

Su geometría es ideal cuando se tienen grandes distancias entre apoyos. Por esta razón tiene gran acogida en la construcción de naves industriales, estadios, iglesias, etc. El **PANEL AR - 2** tiene la cresta trapezoidal más alta de toda la línea Estilpanel.



Su fácil instalación y su sistema de sujeción a través de pernos y conectores tipo omega, permiten un mejor trabajo estructural del techo.

AR - 2						
Cuadro de espesores, peso y distancia máxima entre apoyos						
Espesor (mm)	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60
Peso (Kg/m ²)	2.95	3.45	3.94	4.43	4.93	5.91
Distancia (m)	1.20	1.40	1.80	2.10	2.40	2.60



Ilustración 12. Cubierta metálica AR-2.

Fuente: [26]

$$Total\ Carga\ Permanente\ (CM) = W_{Cubierta\ Metálica} + W_{Instalaciones} + W_{Cumbrero}$$

$$Total\ Carga\ Permanente\ (CM) = 2.95 \frac{kg}{m^2} + 15 \frac{kg}{m^2} + 1 \frac{kg}{m^2} = 18.95 \frac{kg}{m^2}$$

Ec. 1

Cálculo de la carga viva (CV)

Se determinó la carga viva según la norma NEC-SE-CG la cual establece que para una ocupación de cubiertas planas, inclinadas o curvas con la Tabla 14, la cual establece el siguiente valor.

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)	Carga concentrada (kN)
Cubiertas		
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.70	
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	3.00	
Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión.	4.80	
Cubiertas destinadas para propósitos especiales		
Toldos y carpas	i	i
Construcción en lona apoyada sobre una estructura ligera	0.24 (no reduc.)	
Todas las demás	1.00	
Elementos principales expuestos a áreas de trabajo		8.90
Carga puntual en los nudos inferiores de la celosía de cubierta, miembros estructurales que soportan cubiertas sobre fábricas, bodegas y talleres de reparación vehicular		1.40
Todos los otros usos		1.40
Todas las superficies de cubiertas sujetas a mantenimiento de trabajadores		
En la región andina y sus estribaciones, desde una cota de 1000 m sobre el nivel del mar, no se permite la reducción de carga viva en cubiertas para prevenir caídas de granizo o ceniza.		

Tabla 14. Valores de cargas (uniformes y/o concentrada) de acuerdo con la ocupación o los usos.

Fuente:[25]

$$Total\ Carga\ Viva\ (CV) = 70 \frac{kg}{m^2}$$

Cálculo de la presión de viento (W)

Se determinó la presión de viento según la norma NEC-SE-CG con la siguiente ecuación:

$$P = \frac{1}{2} \rho V_b^2 C_e C_f \quad \text{Ec. 2}$$

En donde:

Coefficiente de corrección (ρ)

Además, se determinó un coeficiente de corrección mediante una interpolación lineal en el cual se obtuvo un valor de 0.924, como se puede observar en la Tabla 15

$$y = y_1 + \frac{x - x_1}{x_2 - x_1} * y_2 - y_1 \quad \text{Ec. 3}$$

$$\sigma = 0,924$$

Altura (m)	Sin obstrucción (Categoría A)
5	0.91
5.80	0.924
10	1

Tabla 15. Coeficiente de corrección σ

Fuente: Autor y [25]

Velocidad básica del viento (V_b)

Para el cálculo de la velocidad básica del viento se consideró una velocidad de viento $35 \frac{m}{s}$ ya que, mediante una observación visual en la escala de Beaufort (Tabla 16 Tabla 16. Escala de Beaufort de los vientos., se pudo determinar que existen pequeños movimientos en los árboles. La misma es mayor a la velocidad básica del viento que establece la normativa de $21 \frac{m}{s}$.

ESCALA DE BEAUFORT

Número Beaufort	Velocidad Km/h	Denominación	Aspecto del mar	Efectos en tierra
0	0 a 1	Calma	Despejado	Calma, el humo asciende verticalmente
1	2 a 5	Ventolina.	Pequeñas olas pero sin espuma	El humo indica la dirección del viento
2	6 a 11	Flojito (Brisa muy débil)	Crestas de apariencia vítreas, sin romper	Se mueven las hojas de los árboles, empiezan a moverse los molinos
3	12 a 19	Flojo (Brisa débil)	Pequeñas olas, crestas rompientes	Se agitan las hojas Ondulan banderas
4	20 a 28	Bonancible (Brisa moderada)	Borreguillos numerosos, olas cada vez más largas	Se levanta polvo y papeles, se agitan las copas de los árboles
5	29 a 38	Fresquito (Brisa fresca)	Olas medianas y alargadas, borreguillos muy abundantes	Pequeños movimientos de los árboles, superficie de los lagos ondulada
6	39 a 49	Fresco (Brisa fuerte)	Comienzan a formarse olas grandes, crestas rompientes, espuma.	Se mueven ramas de árboles, dificultad para mantener abierto el paraguas
7	50 a 61	Frescachón (Viento fuerte)	Mar gruesa con espuma arrastrada, en dirección del viento	Se mueven los árboles grandes, dificultad para andar contra el viento

Tabla 16. Escala de Beaufort de los vientos.

Fuente: [27]

Coeficiente de forma para Barlovento y sotavento. (C_f)

Estos coeficientes están establecidos por la Tabla 17.

Construcción	Barlovento	Sotavento
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0.3 a 0	-0.6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0.3 a +0.7	-0.6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0.8	-0.6

Tabla 17. Determinación del factor de forma C_f .

Fuente:[25]

Presión a barlovento

Para el cálculo de la presión a barlovento se utilizó un coeficiente de forma $c_f = 0,30$, según la inclinación de la cubierta.

Presión a sotavento

Para el cálculo de la presión a barlovento se utilizó un coeficiente de forma $c_f = -0,60$, según la inclinación de la cubierta.

2.2.3.1. Fuerza sísmica (S_x - S_y)

Espectro de respuesta de aceleraciones de la ciudad de Puyo

Para determinar el espectro de respuestas de aceleraciones se construye la gráfica determinando la aceleración S_a , en los diferentes periodos, y utilizando los coeficientes $r, \eta, Z, F_a, F_d, F_s$. [28]

Para esto se toma en consideración el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño en la Ilustración 13.

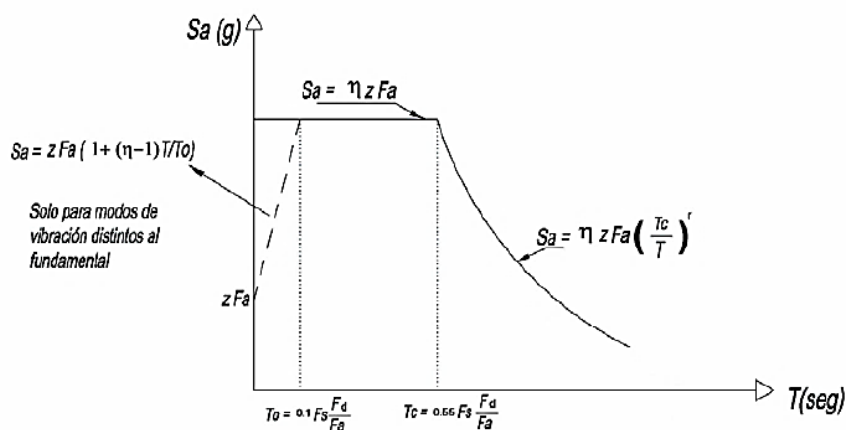


Ilustración 13. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Fuente:[28]

Para los periodos de vibración distintos al fundamental, se ocupará:

$$S_a = Z F a \left(1 + \frac{(\eta - 1)T}{T_o} \right) \quad \text{Ec. 4}$$

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

Para $0 \leq T \leq T_c$

$$S_a = Z \eta F a \quad \text{Ec. 5}$$

Para $T > T_c$

$$S_a = Z \eta F a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{Ec. 6}$$

Donde:

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

r Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto

$r = 1$ para tipo de suelo A, B o C

$r = 1.5$ para tipo de suelo D o E.

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

T Periodo fundamental de vibración de la estructura

T_c Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Z Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

Los límites para el periodo de vibración TC y TL (éste último a ser utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos definido en la sección se obtienen de las siguientes expresiones:

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ec. 7}$$

Donde:

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

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

Fs Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo 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

Tc Es el periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

TL Es el periodo límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamiento. [28]

Para determinar la fuerza sísmica se obtendrán, según la NEC-SE-DS los siguientes valores:

- Factor de la zona sísmica de la ciudad de Puyo, especificado en la Tabla 18.

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
Puyo	Puyo	Pastaza	Pastaza	0.30

Tabla 18. Factor de la zona sísmica de Puyo

Fuente:[28]

- Valores de la relación de amplificación espectral: La ciudad de Puyo es una ciudad de las provincias Orientales por ende se utilizó los valores del Oriente en la Tabla 19.

	Costa	Sierra, Esmeraldas y Galápagos	Oriente
η	1.80	2.48	2.60

Tabla 19. Valores de la relación de amplificación espectral para las provincias en Ecuador

Fuente:[28]

$$\eta = 2.60$$

- Tipo de suelo
Según el estudio de mecánica de suelos para el puente sobre “El Río Puyo” en el ANEXO 1[29], se establece un suelo:

TIPO E.

$$r=1.5$$

- Coeficiente de amplificación del suelo, según la Tabla 20

$$F_a=1.25$$

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 Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Tabla 20. Tipo de suelo y factores de sitio F_a

Fuente:[28]

- Factor de desplazamientos para diseño en roca, según la Tabla 21.

$$F_d=1,7$$

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 Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 21. Tipo de suelo y factores de sitio Fd

Fuente:[28]

3. Factor de comportamiento no lineal de los suelos, según la Tabla 22.

$$F_s=1,70$$

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 Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 22. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fa.

Fuente:[28]

Para determinar el espectro de respuesta de aceleraciones de la ciudad de Puyo se utilizó los siguientes coeficientes, un factor de zona sísmica $Z=0,30$, el suelo del sitio donde se va a implantar el proyecto tiene un perfil de suelo tipo E, con un coeficiente de amplificación de Suelo en la zona de periodo corto $F_a=1,25$ con un factor de desplazamientos para diseño en roca $F_d=1,7$ y un factor de comportamiento no lineal de los suelos. $F_s=1,70$.

En el espectro de respuesta de aceleraciones de Puyo la aceleración $S_a=0.975g$ es constante hasta un valor de periodo estructural de 1.27 sg y luego tiene una caída no lineal hasta llegar a un valor de $S_a=0.376g$ para un periodo de 2.4 sg.

Este espectro de respuesta de la ciudad de Puyo se puede observar en la Ilustración 14 en donde se pueden observar todos los valores especificados anteriormente.

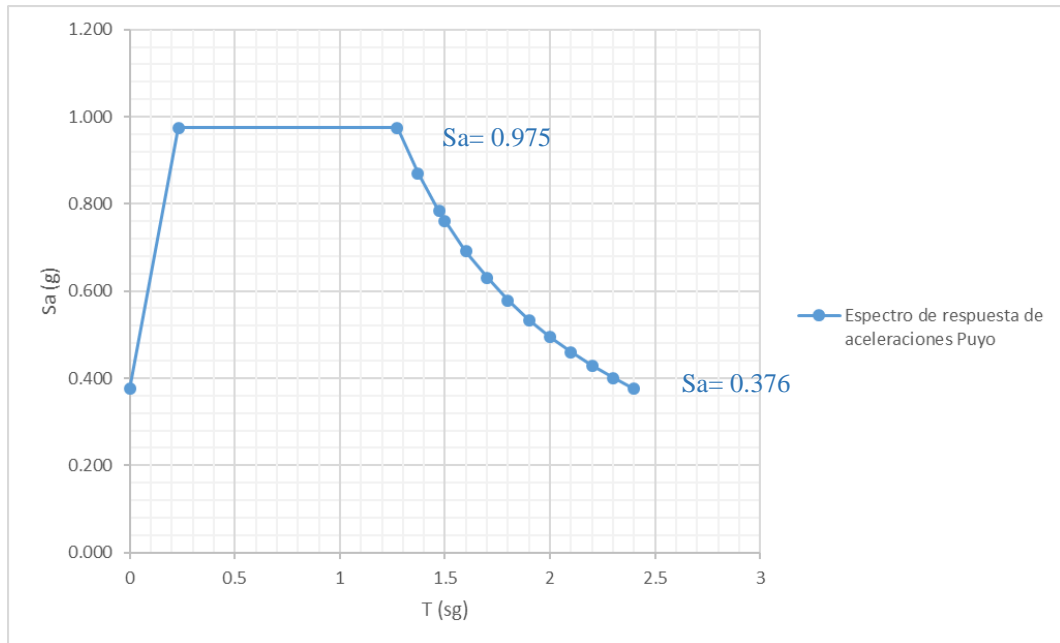


Ilustración 14. Espectro de respuesta de aceleraciones de Puyo.

Fuente: Autor.

2.2.3.3. Cálculo del cortante basal

Para calcular el cortante basal se utilizó la ecuación descrita en la NEC-SE DS:

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \phi_P \phi_E} W \quad \text{Ec. 8}$$

En donde:

El coeficiente de Importancia (I)

Coficiente relativo a las consecuencias de un daño estructural y al tipo de ocupación. Establecido en la Tabla 23 en donde se especifica que esta estructura clasifica en “otras estructuras” ya que no se encuentra en edificaciones esenciales o estructuras de ocupación especial, ya que trata de una cubierta deportiva muy pequeña.

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

Tabla 23. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Fuente:[28]

Factor de reducción de la resistencia sísmica (R)

Este valor se clasifica, según el tipo de estructura al que pertenece, en este caso es

“otras no descritas en este documento”, como establece la Tabla 24.

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R	
Reservorios y depósitos, incluidos tanques y esferas presurizadas, soportados mediante columnas o soportes arriostrados o no arriostrados.	2
Silos de hormigón fundido en sitio y chimeneas que poseen paredes continuas desde la cimentación	3.5
Estructuras tipo cantiléver tales como chimeneas, silos y depósitos apoyados en sus bordes	3
Naves industriales con perfiles de acero	3
Torres en armadura (auto-portantes o atirantadas)	3
Estructuras en forma de péndulo invertido	2
Torres de enfriamiento	3.5
Depósitos elevados soportados por una pila o por apoyos no arriostrados	3
Letreros y carteleras	3.5
Estructuras para vallas publicitarias y monumentos	2
Otras estructuras no descritas en este documento	2

Tabla 24. Factor de reducción de respuesta R para estructuras diferentes a la edificación

Fuente:[28]

Coefficiente de regularidad en planta ϕ_P y Coeficiente de regularidad en elevación ϕ_E , aquellos establecidos en la Tabla 25.

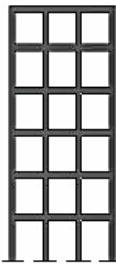
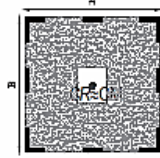
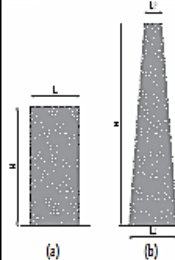
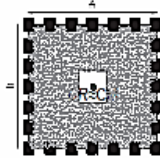
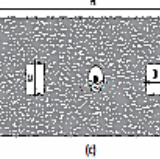
CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_E=1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_P=1$	
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporricados, es constante en todos los niveles. $\phi_E=1$		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante 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 25. Configuraciones estructurales recomendadas

Fuente:[28]

$$\phi_P = 1$$

$$\phi_E = 1$$

Respuesta de aceleraciones S_a (T_a)

La aceleración se obtiene del Espectro de Respuesta de aceleraciones para la ciudad de Puyo, en función al periodo de la estructura.

Carga sísmica reactiva (General)

$$W=D$$

D: Será el peso de la estructura

Ec. 9

El Peso de la estructura se obtendrá con la siguiente fórmula:

$$D = Pp + Cm \quad \text{Ec. 10}$$

Donde:

Pp: Peso Propio de la Estructura

Cm: sobrecarga de la estructura

Finalmente, el coeficiente de importancia es $I=1$, La estructura es regular en planta y en elevación por lo que $\phi_P = 1, \phi_E = 1$, el factor de reducción de la resistencia sísmica $R=2$, y la carga sísmica reactiva se la determina con el caso general $W=D$, donde D es el peso de la estructura.

2.2.4. FASE III

Para esta etapa se estableció el modelado estructural de una cubierta en estructura de bambú para ello, se realizó un prediseño estructural y un diseño definitivo.

Se realizó el prediseño estructural según la Norma Ecuatoriana de la construcción vigente, ocupando los tipos de carga (Carga muerta, carga viva, carga sísmica, carga de viento, carga de ceniza y granizo) en la estructura, se determinará la carga lateral según la zona sísmica del lugar en donde estará ubicada la cubierta, obteniendo un prediseño de correas, cerchas y columnas.

Para el Diseño definitivo, mediante el programa ETABS, se realizará el análisis de la configuración estructural y geométrica optima que debe tener la estructura de bambú basándose en normas nacionales e internacionales. Se realizará un diseño sismorresistente mediante el método estático y dinámico establecido en la norma ecuatoriana de la construcción. Y con las solicitaciones más críticas se realizará el dimensionado de los elementos solicitados a flexión, compresión, tensión y a corte mediante hojas de cálculo. Por último, se chequeará controles normativos como el control de derivas máximas de piso. En este punto se obtendrá el diseño definitivo de la cubierta de bambú y las características de sus elementos.

2.2.4.1. Diseño estructural de la cubierta en bambú

Para realizar el diseño estructural de la cubierta en bambú primero se realizó el prediseño de la estructura mediante un análisis simplificado de las fuerzas que se van a tener en la estructura para poder pre-dimensionar las secciones. Y luego se realizó un diseño definitivo mediante un proceso iterativo se llega a las dimensiones finales las cuales se han dimensionado para lograr que la estructura cumpla todos los chequeos normativos de la NEC-SE-GUADUA y sean capaz de resistir las solicitaciones últimas.

2.2.4.1. Esfuerzos modificados

En base en los valores de esfuerzos admisibles de la NEC-SE-GUADUA, afectados por los coeficientes de modificación a que haya lugar por razón del tamaño, nudos, grietas, contenido de humedad, duración de carga, esbeltez y cualquier otra condición modificatoria, se determinan las solicitaciones admisibles de todo miembro estructural, con la siguiente fórmula.

$$F'_i = F_i C_D C_m C_t C_L C_F C_r C_p C_c \quad \text{Ec. 11}$$

Donde:

i : Subíndice que depende del tipo de solicitación (b para flexión, t para tracción paralela a las fibras, c para compresión paralela a las fibras, p para compresión perpendicular a las fibras, v para cortante paralelo a las fibras)

C_D : Coeficiente de modificación por duración de carga

C_m : Coeficiente de modificación por contenido de humedad

C_t : Coeficiente de modificación por temperatura

C_L : Coeficiente de modificación por estabilidad lateral de vigas

C_F : Coeficiente de modificación por forma

C_r : Coeficiente de modificación por redistribución de cargas, acción conjunta

C_p : Coeficiente de modificación por estabilidad de columnas

C_c : Coeficiente de modificación por cortante

F'_i : Esfuerzo admisible modificado para la solicitación i

F_i : Esfuerzo admisible en la solicitación i

Por duración de cargas (Cd)

Estas están establecidas por la Tabla 26, para una duración de carga permanente.

Duración de carga	Flexión	Tracción	Compresión 	Compresión ⊥	Corte	Carga de diseño
Permanente	0.90	0.90	0.9	0.9	0.90	Muerta
Diez años	1.00	1.00	1.0	0.9	1.00	Viva
Dos meses	1.15	1.15	1.15	0.9	1.15	Construcción
Siete días	1.25	1.25	1.25	0.9	1.25	
Diez minutos	1.60	1.60	1.6	0.9	1.60	Viento y Sismo
Impacto	2.00	2.00	2.0	0.9	2.00	Impacto

Tabla 26. Coeficientes de modificación por duración de carga.

Fuente: [3]

Para este proyecto al ser una cubierta que debe durar más de diez años se establece una duración permanente, teniendo como resultado los coeficientes establecidos en la Tabla 27. Esfuerzos modificados por duración de cargas permanentes para la cubierta de bambú en la ciudad de Puyo (Cd). para cada esfuerzo admisible.

Esfuerzos modificados por duración de cargas permanentes (Cd)						
	Flexión	Tracción	Compresión	Compresión	Corte	Carga de diseño
Cd	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	Muerta

Tabla 27. Esfuerzos modificados por duración de cargas permanentes para la cubierta de bambú en la ciudad de Puyo (Cd).

Fuente: Autor

Por contenido de humedad (Cm)

Los valores de esfuerzos admisibles y módulos de elasticidad reportados NEC-SE-GUADUA fueron calculados para un contenido de humedad de la GaK de CH=12%. Si las condiciones medioambientales en el sitio de construcción hacen variar el contenido de humedad de la GaK por encima del 12%, se deben ajustar los valores. En la ciudad de Puyo se tienen las condiciones de humedad y temperatura establecidas en la Tabla 28.

	Temperatura Media Anual	Humedad Relativa Promedio	Humedad de equilibrio de la madera (media)
Localidad	°C	Anual %	Anual %
Pastaza	20.10	85.8	19.8
Puyo	20.4	86.20	20.10

Tabla 28. Temperatura media anual, humedad relativa promedio y humedad de equilibrio de la madera en Pastaza

Fuente: [3]

Según la tabla anterior se tiene unos coeficientes de modificación de $CH \geq 19\%$, como en la Tabla 29

Tabla 9: Coeficientes de modificación por contenido de humedad

Esfuerzos		CH ≤ 12%	CH = 13%	CH = 14%	CH = 15%	CH = 16%	CH = 17%	CH = 18%	CH ≥ 19%
Flexión	F_b	1.0	0.96	0.91	0.87	0.83	0.79	0.74	0.70
Tracción	F_t	1.0	0.97	0.94	0.91	0.89	0.86	0.83	0.80
Compresión 	F_c	1.0	0.96	0.91	0.87	0.83	0.79	0.74	0.70
Compresión ⊥	F_p	1.0	0.97	0.94	0.91	0.89	0.86	0.83	0.80
Corte	F_y	1.0	0.97	0.94	0.91	0.89	0.86	0.83	0.80
Módulo de elasticidad	$E_{0.5}$	1.0	0.99	0.97	0.96	0.94	0.93	0.91	0.90
	$E_{0.05}$								
	E_{min}								

Tabla 29. Coeficientes de modificación por contenido de humedad.

Fuente: [3]

En donde se tiene un contenido de humedad superior al 19%, por lo que se utilizaron los valores de la Tabla 30.

Esfuerzos modificados por contenido de humedad $CH \geq 19\%$ (C_m)					
	Flexión	Tracción	Compresión	Compresión	Corte
C_m	0.70	0.80	0.70	0.80	0.80

Tabla 30. Esfuerzos modificados por contenido de humedad $CH \geq 19\%$ (C_m)

Fuente: Autor

Por temperatura (C_t)

En caso de que los elementos estructurales de Gak estes sometidos a altas temperaturas, los valores de esfuerzos admisibles y módulos de elasticidad deben ser corregidos con los coeficientes de la Tabla 31.

Esfuerzos		Condiciones de servicio	C _t		
			T ≤ 37C	37C ≤ T ≤ 52C	52C ≤ T ≤ 65C
Flexión	F _b	Húmedo	1.0	0.60	0.40
		Seco		0.85	0.60
Tracción	F _t	Húmedo		0.85	0.80
		Seco		0.90	
Compresión paralela	F _c	Húmedo		0.65	0.40
		Seco		0.80	0.60
Compresión perpendicular	F _p	Húmedo		0.80	0.50
		Seco		0.90	0.70
Corte	F _y	Húmedo		0.65	0.40
		Seco		0.80	0.60
Módulo de elasticidad	E	Húmedo		0.80	0.80
		Seco		0.90	

Tabla 31. Coeficientes de modificación por temperatura

Fuente: [3]

Dentro de la temperatura de la ciudad de Puyo, según la Tabla 28 se tiene una temperatura menor a 37 C. Por lo que se usa un coeficiente de uno para todos los esfuerzos admisibles como se observa en la Tabla 32.

Esfuerzos modificados por temperatura $t \leq 37$ (C _t)					
	Flexión	Tracción	Compresión	Compresión	Corte
C _t	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabla 32. Esfuerzos modificados por temperatura $t \leq 37$ (C_t)

Fuente: Autor

Por acción conjunta (C_r)

Los esfuerzos admisibles podrán incrementarse en un 10% cuando exista una acción de conjunto garantizada de cuatro o más elementos de igual rigidez, como en el caso de viguetas y pies derechos en entramados (C_r=1.1), siempre y cuando la separación entre elementos no sea superior a 0.6 m.

Se escogió un valor de 1.0 para todos los esfuerzos, debido a que no se tiene viguetas y pies derechos en entramados. (Tabla 33. Esfuerzos modificados por acción conjunta (Cr))

Esfuerzos modificados por acción conjunta (Cr)					
	Flexión	Tracción	Compresión	Compresión	Corte
Cr	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabla 33. Esfuerzos modificados por acción conjunta (Cr)

Fuente: Autor

Coefficiente de modificación (CL)

Para cuando tengan secciones compuestas se deberá realizar la relación entre d/b y verificar el coeficiente en la Tabla 34.

d/b	CL
1	1.00
2	0.98
3	0.95
4	0.91
5	0.87

Tabla 34. Coeficientes CL para diferentes relaciones d/b.

Fuente: [3]

Al tener el valor de d/b igual a 2, se tiene un valor de 0.98. (Tabla 35. Coeficiente de modificación (CL))

Coefficiente de modificación (CL)					
	Flexión	Tracción	Compresión	Compresión	Corte
Cr	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98

Tabla 35. Coeficiente de modificación (CL)

Fuente: Autor

Coefficiente de modificación por cortante (Cc)

Al realizar una relación entre el momento de inercia y el diámetro exterior se tiene un número superior al 15, y la norma establece que en caso de que esta relación sea 15 o menor se obtendrá este factor de la Tabla 36. Coeficiente de modificación por

cortante C_c . Caso contrario el valor será 1.00, Tal y como se ha realizado el cálculo para los esfuerzos modificados en este proyecto, en la Tabla 37.

l/D_e	C_c
5	0.70
7	0.75
9	0.81
11	0.86
13	0.91
15	0.93

Tabla 36. Coeficiente de modificación por cortante C_c .

Fuente: [3]

Coeficiente de modificación por cortante (C_c)					
	Flexión	Tracción	Compresión	Compresión	Corte
C_c	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabla 37. Coeficiente de modificación por cortante (C_c)

Fuente: [3]

Coeficiente de modificación por estabilidad de columnas (C_p)

Como lo recomienda la guía de diseño y construcción de estructuras de Guadúa se establece un valor de 1.0 para el coeficiente de modificación por estabilidad de columnas (Tabla 38. Coeficiente de modificación por estabilidad de columna C_p).

[30]

Coeficiente de modificación por estabilidad de columnas (C_p)					
	Flexión	Tracción	Compresión	Compresión	Corte
C_p	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabla 38. Coeficiente de modificación por estabilidad de columna C_p ,

Fuente: Autor

Coeficiente de modificación por forma (CF)

Como lo recomienda la guía de diseño y construcción de estructuras de Guadúa se establece un valor de 1.0 para el coeficiente de modificación por forma (Tabla 39).

[30]

Coeficiente de modificación por forma (CF)					
	Flexión	Tracción	Compresión	Compresión	Corte
CF	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabla 39. Coeficiente de modificación por forma (CF)

Fuente: Autor

Obteniendo como esfuerzos admisibles modificados los calculados en la

Tabla 40. Esfuerzos admisibles modificados del proyecto

Fuente: Autor

ESFUERZOS ADMISIBLES MODIFICADOS									
FLEXION		TRACCION		COMPRESION (Paralelo)		COMPRESION (Perpendicular)		CORTE	
F_i (MPa)=	9.261	Fi (MPa)=	13.40 64	Fi (MPa)=	8.6436	Fi (MPa)=	0.98784	Fi (MPa)=	0.8467
CD	0.9	CD	0.9	CD	0.9	CD	0.9	CD	0.9
CM	0.7	CM	0.8	CM	0.7	CM	0.8	CM	0.8
CT	1	CT	1	CT	1	CT	1	CT	1
CL	0.98	CL	0.98	CL	0.98	CL	0.98	CL	0.98
CF	1	CF	1	CF	1	CF	1	CF	1
Cr	1	Cr	1	Cr	1	Cr	1	Cr	1
Cp	1	Cp	1	Cp	1	Cp	1	Cp	1
Cc	1	Cc	1	Cc	1	Cc	1	Cc	1
F_{ki} (MPa)=	15	Fki (MPa)=	19.00	Fki (MPa)=	14.00	Fki (MPa)=	1.40	Fki (MPa)=	1.20

Tabla 40. Esfuerzos admisibles modificados del proyecto

Fuente: Autor

2.2.4.2. Diseño de elementos con las diferentes solicitaciones:

Tracción Paralela a las fibras:

Es el esfuerzo último de tensión paralela a las fibras a la que resiste la guadua GaK por la aplicación de gradual de cargas mediante la denominada “Máquina Universal”.

$$\sigma_{ult} = \frac{F_{ult}}{A} \quad \text{Ec.} \quad \mathbf{12}$$

Donde:

σ_{ult} = Esfuerzo último de tensión en MPa

F_{ult} = Carga máxima en N

$A =$ Promedio del área transversal medida en mm^2

Compresión:

Es el esfuerzo último de compresión que resiste la guadua GaK al ser sometida a cargas de compresión paralela a las fibras.

$$\sigma_{ult} = \frac{F_{ult}}{A} \quad \text{Ec. 13}$$

Donde:

σ_{ult} = Esfuerzo último de compresión en MPa

F_{ult} = Carga máxima en N

A = Promedio del área transversal medida en mm^2

Corte paralelo a la fibra:

Es el esfuerzo último de compresión que resiste la guadua GaK al ser sometida a cargas de compresión paralela a las fibras.

$$\tau_{ult} = \frac{F_{ult}}{A} \text{ en MPA}$$

Donde:

τ_{ult} = Esfuerzo máximo de corte en MPa

F_{ult} = Carga máxima en N

A = Promedio del área transversal medida en mm^2

Diseño de elementos sometidos a Flexión:

1.1.1. Esfuerzo a flexión actuante

El esfuerzo a flexión actuante sobre cualquier sección de GaK , no debe exceder el valor del esfuerzo a flexión admisible.

$$fb = \frac{M}{s} \leq F'b \quad \text{Ec. 15}$$

fb : Esfuerzo a flexión actuante, en MPa

M : Momento actuante sobre el elemento en N mm

$F'b$: Esfuerzo admisible modificado, en MPa

S : Módulo de sección en mm^3

Momento de inercia

$$I = \frac{\pi}{64} (D^4 - (D - 2t)^4) \quad \text{Ec.}$$

Donde: 16

I = Momento de inercia en mm

$\pi = 3.141592$

D = Diámetro externo de la guadua GaK

d = Diámetro interno de la guadua GaK

t = Espesor de la guadua GaK (D-d)

Momento Resistente

$$\sigma_{ult} = \frac{M_{ult} * c}{I} \text{ en MPA} \quad \text{Ec. 17}$$

σ_{ult} = Esfuerzo máximo de Flexión en MPA

M_{ult} = Momento último de flexión en N*mm

c = Centro de gravedad que se encuentra a D/2 en mm

I = Momento de inercia en mm⁴

Esfuerzo cortante paralelo a las fibras

El esfuerzo cortante paralelo a las fibras actuantes sobre cualquier sección de GaK rolliza, no debe exceder el valor del esfuerzo cortante paralelo a las fibras admisibles.

$$f_v = \frac{2V}{3A} \left(\frac{3D_e^2 + 6D_e t + 4t^2}{D_e^2 + 2D_e t + 2t} \right) \leq f'v \quad \text{Ec. 18}$$

Donde:

f_v : Esfuerzo cortante paralelo a las fibras actuante, en MPa

A : Área de la sección transversal del elemento de guadúa rolliza, en mm²

D_e : Diámetro externo promedio de la sección de guadúa rolliza, en mm

t : Espesor promedio de la sección de guadúa rolliza, en mm

$f'v$: Esfuerzo admisible para corte paralelo a las fibras, modificado por los coeficientes que correspondan, en MPa

v : Fuerza cortante en la sección considerada, en N

Aplastamiento

Los esfuerzos de compresión perpendicular a las fibras (f_p), deben verificarse especialmente en los apoyos y lugares en los que haya cargas concentradas en áreas pequeñas.

$$f_p = \frac{3 R D_e}{2 t^2 L} \leq F_p \quad \text{Ec. 19}$$

Donde:

F_p : Esfuerzo admisible en compresión perpendicular a la fibra, modificado por los coeficientes que correspondan, en MPa

f_p : Esfuerzo actuante en compresión perpendicular a la fibra, en MPa

D_e : Diámetro externo promedio de la sección de guadúa rolliza, en mm

t : Espesor promedio de la sección de guadúa rolliza, en mm

L : Longitud de apoyo, en mm

R : Fuerza aplicada en el sentido perpendicular a las fibras, en N

Diseño de elementos solicitados por fuerza Axial:

Elementos solicitados a tensión axial

El esfuerzo de tensión axial actuante para cualquier sección de GaK rolliza, no debe exceder el valor del esfuerzo admisible a tensión axial.

$$f_t = \frac{T}{An} \leq F't \quad \text{Ec. 20}$$

f_b : Esfuerzo a tensión actuante, en MPa

T : Fuerza de tensión axial aplicada, en N

Ft : Esfuerzo de tensión admisible, modificado por los coeficientes a que haya lugar, en MPa

An : Área neta del elemento, en mm²

Longitud Efectiva

$$l_e = l_u k \quad \text{Ec. 21}$$

l_u : Longitud no soportada lateralmente del elemento, en mm

k : Coeficiente de longitud efectiva, según las restricciones en los apoyos

l_e : Longitud efectiva

Esbeltez

Para un culmo:

En columnas constituidas por un culmo, la medida de esbeltez está dada por la fórmula:

$$\lambda = l_e r$$

λ : Relación esbeltez del elemento Ec. 22

l_e : Longitud efectiva del elemento, en mm

r : Radio de giro de la sección, en mm

El radio de giro va dadlo por la siguiente ecuación:

$$r = \frac{\sqrt{(D_e^2 + (D_e - 2t)^2)}}{4} \quad \text{Ec. 23}$$

Donde:

D_e : Diámetro externo promedio de la sección de guadúa rolliza, en mm

t : Espesor promedio de la sección de guadúa rolliza, en mm

r : Radio de giro de la sección

Dos o más culmos

$$r = IA \quad \text{Ec. 24}$$

Donde:

r : Radio de giro de la sección, en mm

I : Inercia de la sección

A : Área neta de la sección transversal de guadúa

Clasificación de columnas

Según su relación de esbeltez, las columnas de GaK rolliza pueden estar clasificadas en cortas, intermedias o largas, como establece la Tabla 41. Clasificación de columnas por esbeltez.

Fuente: [3]

Columna	Esbeltez
Corta	$\lambda < 30$
Intermedia	$30 < \lambda < C_k$
Larga	$C_k < \lambda < 150$

Tabla 41. Clasificación de columnas por esbeltez.

Fuente: [3]

La esbeltez C_k es el límite entre las columnas intermedias y las columnas largas, y está dada por la siguiente formula:

$$C_k = 2.565 \sqrt{\frac{E_{0.5}}{F'_c}} \quad \text{Ec. 25}$$

Donde:

F'_c : Esfuerzo admisible en compresión paralela a las fibras, modificado, en MPa

$E_{0,5}$: Módulo de elasticidad percentil 5, en MPa

Esfuerzos máximos

Columnas cortas ($\lambda < 30$)

$$f_c = \frac{N}{An} \leq Fc' \quad \text{Ec. 26}$$

Donde:

f_c : Esfuerzo de compresión paralela a la fibra actuante en MPa

N : Fuerza de compresión paralela a la fibra actuante, en N

An : Área neta de la sección transversal, en mm²

Fc' : Esfuerzo de compresión paralela al fibra admisible, modificado, en MPa

Columnas intermedias ($30 < \lambda < 3Ck$)

$$f_c = \frac{N}{An(1 - \frac{2}{5}[\frac{\lambda}{Ck}]^3)} \leq Fc' \quad \text{Ec. 27}$$

f_c : Esfuerzo de compresión paralela a la fibra actuante en MPa

N : Fuerza de compresión paralela a la fibra actuante, en N

An : Área neta de la sección transversal, en mm²

Fc' : Esfuerzo de compresión paralela al fibra admisible, modificado, en MPa

λ : Esbeltez

Ck : Esbeltez que marca el límite entre columnas intermedias y columnas largas

Diseño de elementos solicitados por flexión y carga axial:

Elementos solicitados a flexión con tensión axial

$$\frac{f_t}{F'_t} + \frac{f_b}{F'_b} \leq 1,0 \quad \text{Ec. 28}$$

Donde:

f_t : Esfuerzo a tensión actuante, en MPa

F'_t : Esfuerzo de tensión admisible, modificado por los coeficientes que correspondan, en MPa

f_b : Esfuerzo a flexión actuante, en MPa

F'_b : Esfuerzo a flexión admisible modificado, en MP

Elementos solicitados a flexo-compresión

$$\frac{f_c}{F'_c} + \frac{km f_b}{F'_b} \leq 1,0 \quad \text{Ec. 29}$$

Donde:

f_c : Esfuerzo de compresión paralela a la fibra actuante, en MPa

F'_c : Esfuerzo de compresión paralela a la fibra admisible, modificado, en MPa

f_b : Esfuerzo a flexión actuante, en MPa

F'_b : Esfuerzo a flexión admisible modificado, en MP

Km : Coeficiente de magnificación de momentos

Para obtener esta fórmula se tienen las siguientes ecuaciones:

Coeficiente de magnificación de momentos

$$k_m = \frac{1}{1 - 1.5 \left(\frac{Na}{N_{er}} \right)} \quad \text{Ec. 30}$$

Na : Carga de compresión actuante, en N

N_{er} : Carga crítica de Euler

Carga Crítica de Euler

$$N_{er} = \frac{\pi^2 E_{0.05} I}{le^2} \quad \text{Ec. 31}$$

N_{er} : Carga crítica de Euler, en N

$E_{0.05}$: Módulo de elasticidad del percentil 5, en MPa

I : Momento de inercia de la sección, en mm^4

le : Longitud efectiva del elemento, en mm

2.2.4.3. PREDIMENSIONAMIENTO

Pre-dimensionamiento de la correa.

Para el pre-dimensionamiento de la correa se eligió la combinación más crítica, que genera flexión, utilizando el método ASD, la cual fue la combinación $(Cm + 0.525W + 0.75Cv)$, y se determinó las solicitaciones del momento ultimo y cortante último, para determinar un módulo de sección plástica requerido y poder dimensionar una correa.

Además, se consideró una separación de la correa menor a la sugerida por el catálogo, en donde para los laterales se tiene una distancia de 1.02 (Ilustración 12) y para el centro una distancia de 1.12 m, adicional a esto se colocó una longitud de Correa establecido por el diseñador, y un límite de fluencia según el perfil utilizado.

Descripción	Nomenclatura	Valor	Unidades	Normativa
Separación de la correa	S	1.12	m	Autor

Longitud de la correa	L	2.5	m	Autor
Esfuerzo Admisible Modificado	$F'b$	9.26	MPa	Autor

Tabla 42. Datos para el prediseño de la correa.

Fuente: Autor.

Se procedió al cálculo la carga lineal, momento último, Cortante último, Límite de Fluencia del Acero y módulo de sección plástica, con las siguientes fórmulas:

Descripción	Ecuación	Respuesta	Unidades	Normativa	N.º Ecuación
Carga Ultima(w)	$C_m + 0.525W + 0.75C_v$	92.04	Kg/m ²	NEC-SE-GUADUA	Ec. 32
Carga Lineal	$q = q w$	103.09	Kg/m	DISEÑADOR	Ec. 33
Momento último	$M = \frac{qL^2}{8}$	80.54	Kgm	NDS	Ec. 34
Cortante ultimo	$V = \frac{qL}{2}$	128.86	Kg	NDS	Ec. 35
Módulo de sección requerido	$S = \frac{M}{F'b}$	85.32	cm ³	NEC-SE-GUADUA	Ec. 36

Tabla 43. Cálculo del módulo de sección requerido para la correa, Prediseño del Bambú.

Fuente: Autor.

Se eligió una correa con las características establecidas en la Tabla 44. Características de la correa, prediseño del Bambú.

Fuente: Autor.

Descripción	Ecuación	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Número de culmos	N.Culmo	2		Autor
Diámetro externo	De	10	cm	Autor
Espesor	t	1	cm	Autor
Módulo de sección colocado	S	199.33	cm ³	E 100 BAMBU

Tabla 44. Características de la correa, prediseño del Bambú.

Fuente: Autor.

El módulo de sección requerido es de 85.35 cm^3 , primero se probó con una sección de una caña la cual no cumplió con el módulo de sección requerido, por ello se determinó una correa con las anteriores características de la Tabla 44. Características de la correa, prediseño del Bambú.

Fuente: Autor. y se obtiene un módulo de sección de 199.33 cm^3 superando al módulo de sección requerido.

Pre-dimensionamiento de la viga celosía

Para pre dimensionar la viga de celosía se idealizó la viga de celosía simplemente apoyada, se determinó las cargas nodales en el cordón superior según la carga viva y muerta aplicada en la estructura y por último se realizó un análisis estructural para determinar las solicitaciones de la viga de celosía crítica (2-3) y se realizó el pre-dimensionamiento del cordón superior, cordón inferior, montante y diagonales más críticos de esta viga de celosía.

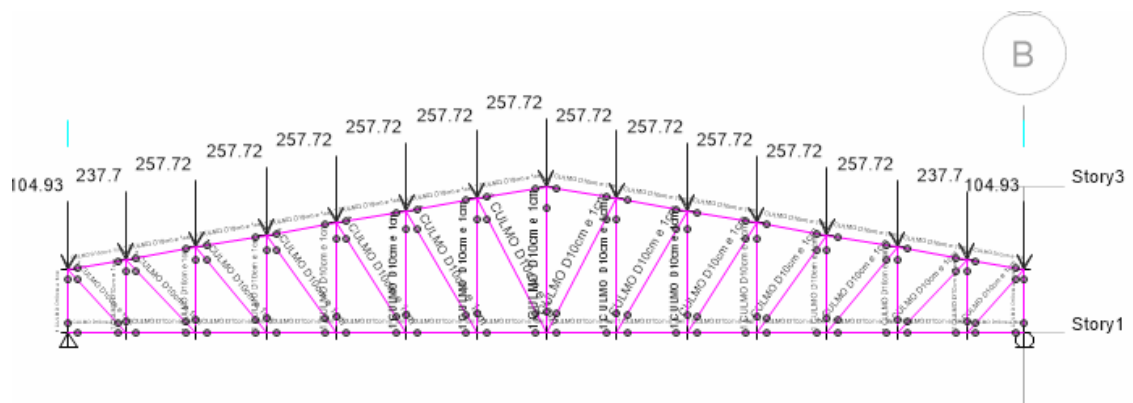


Ilustración 15. Cargas nodales en la celosía de Bambú, software ETABS.

Fuente: Autor

Para realizar estos pre-dimensionamientos se realizó las revisiones por esbeltez, por resistencia a la compresión y tracción.

Cordón Superior 2-3

Para realizar este pre-dimensionamiento se estableció que es un elemento sometido a compresión por lo que se obtuvo la carga última del elemento del programa ETABS:

Cordón superior más Crítico Pórtico 2-3

Descripción	Formula	Valor obtenido	Unidades	Normativa
Carga ultima	Pu	2909.04	Kg	ETABS

Tabla 45. Carga última del Cordón Superior, Pre-diseño de la Estructura de bambú.

Fuente: Autor

De estos datos se eligió un cordón superior con las siguientes características:

Descripción	Ecuación	Respuesta	Unidades	Normativa
Numero de culmos	N.Culmo	4	U	Autor
Diámetro externo	De	10.00	cm	Autor
Espesor	t	1.00	cm	Autor
Inercia	I	3986.70	cm ³	ETABS
Área	An	113.1	cm ²	ETABS

Tabla 46. Características del cordón superior, Pre-diseño de la Estructura de bambú.

Fuente: Autor

Una vez elegidas las características del cordón superior se realiza la revisión de esbeltez, en donde se obtienen los siguientes valores, que clasificarán al miembro como corto, intermedio o largo.

Revisión de esbeltez				
Descripción	Ecuación	Respuesta	Unidades	Normativa
Factor Longitud efectiva	K	1		
Longitud soportada	Lu	426.26	cm	
Radio de giro	r	5.94	cm	
Razón de Esbeltez	$\lambda = \frac{KLu}{r}$	71.80		NEC-SE-GUADUA
Módulo de elasticidad	E0.05	7500.00	MPa	NEC-SE-GUADUA
Esfuerzo admisible modificado	F'c	8.64	MPa	NEC-SE-GUADUA
Esbeltez Ck	$Ck = 2.565 \sqrt{\frac{E_{0.05}}{F'c}}$	75.57		NEC-SE-GUADUA

Tabla 47. Revisión de Esbeltez del cordón superior, Pre-diseño de la Estructura de bambú.

Fuente: Autor

Al ser un elemento intermedio se establece que la resistencia a la compresión es calculada con la siguiente fórmula:

Resistencia a la compresión				
Descripción	Formula	Valor obtenido	Unidades	Normativa
Esfuerzo admisible actuante	$f_c = \frac{N}{An(1 - \frac{2}{5} [\frac{\lambda}{c_k}]^3)}$	3.84	MPa	NEC-SE-GUADUA

Tabla 48. Esfuerzo admisible actuante en el cordón superior, Pre-diseño de la Estructura de bambú.

Fuente: Autor

El valor obtenido que comprime al cordón superior es de 3.84 MPa, que es menor al esfuerzo admisible modificado del elemento, que en este caso es de 8.64 MPa.

Cordón inferior

Para realizar este pre-dimensionamiento se estableció que es un elemento sometido a tensión y se obtuvo la carga última del elemento del programa ETABS:

Cordón superior más Crítico Pórtico 2-3				
Descripción	Formula	Valor obtenido	Unidades	Normativa
Carga última	Pu	3058.2	Kg	ETABS
Esfuerzo admisible modificado	F't	13.41	MPa	NEC-SE-GUADUA

Tabla 49. Datos para el pre-dimensionamiento del Cordón inferior, prediseño de la Estructura de Bambú.

Fuente: Autor

De estos datos se eligió un cordón inferior con las siguientes características:

Descripción	Ecuación	Respuesta	Unidades	Normativa
Numero de culmos	N.Culmo	4		Autor
Diámetro externo	De	10.00	cm	Autor
Espesor	t	1.00	cm	Autor

Área	An	113.10	cm ²	NEC-SE-GUADUA
-------------	----	--------	-----------------	---------------

Tabla 50. Características del cordón inferior, Pre-diseño de la Estructura de bambú.

Fuente: Autor

Al ser un miembro sometido a tracción se calcula el esfuerzo admisible de la siguiente forma:

Cordón superior más Crítico Pórtico 2-3				
Descripción	Formul a	Valor obtenido	Unidade s	Normativa
Esfuerzo admisible actuante	$Ft = \frac{T}{An}$	2.756	MPa	NEC-SE- GUADUA

Tabla 51. Esfuerzo admisible actuante en el cordón inferior, Pre-diseño de la Estructura de bambú.

Fuente: Autor.

El valor obtenido que tensiona al cordón inferior es 2.756 MPa, que es menor al esfuerzo admisible modificado del elemento, que en este caso es de 13.41 MPa.

Montante más crítico

Para realizar este pre dimensionamiento del montante más crítico se estableció que es un elemento sometido a compresión y se obtuvo la carga última del elemento del software ETABS:

Montante más Crítico Pórtico 2-3				
Descripción	Formula	Valor obtenido	Unidades	Normativa
Carga ultima	Pu	1760.09	Kg	ETABS

Tabla 52. Datos para el pre-dimensionamiento del montante más crítico, Pre-diseño de la Estructura de bambú.

Fuente: Autor

De estos datos se eligió un montante con las siguientes características:

Descripción	Ecuación	Respuesta	Unidades	Normativa
Numero de culmos	N.Culmo	1.00		Autor
Diámetro externo	De	12.00	cm	Autor
Espesor	t	1.20	cm	Autor

Inercia	I	600.95	cm ³	E 100 BAMBU
Área	An	40.71	cm ²	

Tabla 53. Características del montante más crítico, Pre-diseño de la Estructura de bambú.

Fuente: Autor

Una vez elegidas las características del montante se realiza la revisión de esbeltez, en donde se obtienen los siguientes valores, que clasificarán al miembro como corto, intermedio o largo.

Revision de esbeltez				
Descripción	Ecuación	Respuesta	Unidades	Normativa
Factor Longitud efectiva	K	1		
Longitud soportada	Lu	100	cm	
Radio de giro	r	3.84	cm	
Razón de Esbeltez	$\lambda = \frac{KLu}{r}$	26.03		NEC-SE-GUADUA
Módulo de elasticidad	E0.05	7500.00	MPa	NEC-SE-GUADUA
Esfuerzo admisible modificado	F'c	8.64	MPa	NEC-SE-GUADUA
Esbeltez Ck	$Ck = 2.565 \sqrt{\frac{E_{0.05}}{F'c}}$	75.57		NEC-SE-GUADUA

Tabla 54. Revisión de Esbeltez del montante más crítico, Pre-diseño de la Estructura de bambú.

Fuente: Autor.

Al ser un elemento corto se establece que la resistencia a la compresión es calculada con la siguiente fórmula:

Resistencia a la compresión				
Descripción	Formul a	Valor obtenido	Unidades	Normativa
Esfuerzo admisible actuante	$f_c = \frac{N}{An}$	4.41	MPa	NEC-SE-GUADUA

Tabla 55. Esfuerzo admisible actuante en el montante más crítico, Pre-diseño de la Estructura de bambú.

Fuente: Autor.

El valor obtenido que comprime al montante más crítico es de 4.41 MPa, que es menor al esfuerzo admisible modificado del elemento, que en este caso es de 8.64 MPa.

Diagonal más crítica

Para realizar este pre dimensionamiento se estableció que es un elemento sometido a tracción por lo que se obtuvo la carga última del elemento del programa ETABS:

Diagonal más Crítico Pórtico 2-3				
Descripción	Formula	Valor obtenido	Unidades	Normativa
Carga última	Pu	1926.29	Kg	ETABS
Esfuerzo admisible modificado	F't	13.41	MPa	NEC-SE-GUADUA

Tabla 56. Datos de la diagonal más crítica, Pre-diseño de la Estructura de bambú.

Fuente: Autor

De estos datos se eligió una diagonal con las siguientes características:

Descripción	Ecuación	Valor obtenido	Unidades	Normativa
Numero de culmos	N.Culmo	1		
Diámetro externo	De	10.00	cm	
Espesor	t	1.00	cm	
Área	An	28.27	cm ²	

Tabla 57. Características de la diagonal más crítica, Pre-diseño de la Estructura de bambú.

Fuente: Autor

Al ser un miembro sometido a tracción se calcula el esfuerzo admisible de la siguiente forma:

Diagonal más Crítico Pórtico 2-3				
Descripción	Formul a	Valor obtenido	Unidade s	Normativa

Esfuerzo admisible actuante	$Ft = \frac{T}{An}$	6.945	MPa	NEC-SE-GUADUA
------------------------------------	---------------------	-------	-----	---------------

Tabla 58. Esfuerzo admisible actuante de la diagonal más crítica, Pre-diseño de la Estructura de bambú.

Fuente: Autor.

El valor obtenido que tensiona al elemento es 6.945 MPa, que es menor al esfuerzo admisible modificado del elemento, que en este caso es de 13.41 MPa.

Para finalizar esta etapa se realizó el análisis de la configuración estructural y geométrica óptima que deberá tener la cubierta de bambú. En donde se realizó un diseño sismorresistente mediante el método estático y dinámico establecido en la norma ecuatoriana de la construcción. Y con las solicitaciones más críticas se dimensionó los elementos solicitados a flexión, compresión, tensión y a corte mediante hojas electrónicas según la NEC-SE-GUADUAS.

2.2.4.3. Diseño definitivo de los elementos

Se tomarán las acciones del ETABS, como son Carga Axial, momento 2, momento 3, módulo de sección plástica, módulo de sección elástico para cada elemento y se procederá con el diseño según el tipo de fuerza aplicado sobre cada miembro estructural.

Correa

Como se puede observar en la Tabla 59, se tomaron los valores de Carga Axial, Momento 3-3 y momento 2-2 de la correa en el SOFTWARE ETABS y se colocó los esfuerzos modificados obtenidos anteriormente.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Carga Axial última	Pu	0.043	T	ETABS
Momento 3-3 ultimo	Mu33	0.053	Tm	ETABS
Momento 2-2 ultimo	Mu22	0.064	Tm	ETABS
Esfuerzo admisible modificado	$F't$	13.41	MPa	Autor
Esfuerzo admisible modificado	$F'b$	9.26	MPa	Autor

Tabla 59. Cargas actuantes sobre la correa, diseño definitivo de la estructura de Bambú (ETABS).

Fuente: Autor.

Además, se determinó las características de la correa, como se muestra en la Tabla 62. Características del cordón superior, diseño definitivo del bambú.

Fuente: Autor

Descripción	Ecuación	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Numero de culmos	N.Culmo	2.00		AUTOR
Diámetro externo	De	10.00	cm	AUTOR
Espesor	t	1.00	cm	AUTOR
Área	An	56.55	cm ²	NEC-SE-GUADUA
Inercia	I	1993.30	m ³	ETABS
Módulo de elasticidad	$E_{0.05}$	7500.00	MPa	NEC-SE-GUADUA

Tabla 60. Características de la correa, diseño definitivo del bambú.

Fuente: Autor

Diseño por resistencia a flexión Biaxial

Se determina si el miembro está tensionado o comprimido, después se calcula la demanda capacidad del elemento considerando las acciones combinadas. Realizando un diseño por flexión y carga axial.

Diseño por deflexiones

Se determina las deflexiones instantáneas y diferidas en el tiempo y se las compara con el límite normativo de la IBC, según el tipo de techo que se tendrá. Esto se realizará tanto para carga viva como para carga muerta.

Cordón superior

Como se puede observar en la Tabla 59. Cargas actuantes sobre la correa, diseño definitivo de la estructura de Bambú (ETABS).

Fuente: Autor., se tomaron los valores de Carga Axial, Momento 3-3 y momento 2-2 del cordón superior en el SOFTWARE ETABS y se colocó los esfuerzos modificados obtenidos anteriormente.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Carga Axial ultima	P_u	1.728	T	SOFTWARE
Momento 3-3 ultimo	M_{u33}	0.247	Tm	SOFTWARE
Momento 2-2 ultimo	M_{u22}	0.201	Tm	SOFTWARE
Esfuerzo admisible modificado	F'_c	8.64	MPa	Autor
Esfuerzo admisible modificado	F'_b	9.26	MPa	Autor

Tabla 61. Cargas actuantes sobre el cordón superior, diseño definitivo de la estructura de Bambú (ETABS).

Fuente: Autor.

Además, se determinó las características cordón superior, como se muestra en la Tabla 62. Características del cordón superior, diseño definitivo del bambú.

Fuente: Autor

Descripción	Ecuación	Respuesta	Unidades	Normativa
Numero de culmos	N.Culmo	4		AUTOR
Diámetro externo	D_e	12.00	cm	AUTOR
Espesor	t	1.00	cm	AUTOR
Área	A_n	138.23	cm ²	NEC-SE-GUADUA
Inercia	I	7084.30	m ³	ETABS
Módulo de elasticidad	$E_{0.05}$	7500.00	MPa	NEC-SE-GUADUA

Tabla 62. Características del cordón superior, diseño definitivo del bambú.

Fuente: Autor

Diseño por resistencia a flexión Biaxial

Se determina si el miembro está tensionado o comprimido, después se calcula la demanda capacidad del elemento considerando las acciones combinadas. Realizando un diseño por flexión y carga axial.

CORDÓN INFERIOR

Como se puede observar en la Tabla 63. Cargas actuantes sobre el cordón inferior, diseño definitivo de la estructura de Bambú (ETABS).

Fuente: Autor. se tomaron los valores de Carga Axial, Momento 3-3 y momento 2-2 del cordón inferior en el SOFTWARE ETABS y se colocó los esfuerzos modificados obtenidos anteriormente.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Carga Axial ultima	P_u	4.704	T	SOFTWARE
Momento 3-3 ultimo	M_{u33}	0.215	Tm	SOFTWARE
Momento 2-2 ultimo	M_{u22}	0.033	Tm	SOFTWARE
Esfuerzo admisible modificado	$F't$	13.41	MPa	Autor
Esfuerzo admisible modificado	$F'b$	9.26	MPa	Autor

Tabla 63. Cargas actuantes sobre el cordón inferior, diseño definitivo de la estructura de Bambú (ETABS).

Fuente: Autor.

Además, se determinó las características del cordón inferior, como se muestra en la Tabla 64

Descripción	Ecuación	Respuesta	Unidades	Normativa
Numero de culmos	N.Culmo	4		
Diámetro externo	D_e	10.00	cm	
Espesor	t	1.00	cm	
Área	A_n	113.10	cm ²	

Tabla 64. Características del cordón inferior, diseño definitivo del bambú.

Fuente: Autor

Diseño por resistencia a flexión Biaxial

Se determina si el miembro está tensionado o comprimido, después se calcula la demanda capacidad del elemento considerando las acciones combinadas. Realizando un diseño por flexión y carga axial.

MONTANTE MÁS CRÍTICO

Como se puede observar en la Tabla 65, se tomaron los valores de Carga Axial, Momento 3-3 y momento 2-2 del montante más crítico en el SOFTWARE ETABS y se

colocó los esfuerzos modificados obtenidos anteriormente.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Carga Axial última	P_u	2.572	T	SOFTWARE
Momento 3-3 ultimo	M_{u33}	0.000	Tm	SOFTWARE
Momento 2-2 ultimo	M_{u22}	0.000	Tm	SOFTWARE
Esfuerzo admisible modificado	F'_c	8.64	MPa	Autor
Esfuerzo admisible modificado	F'_b	9.26	MPa	Autor

Tabla 65. Cargas actuantes sobre el montante más crítico, diseño definitivo de la estructura de Bambú (ETABS).

Fuente: Autor.

Además, se determinó las características del montante más crítico, como se muestra en la Tabla 66. Características montante más crítico, diseño definitivo del bambú.

Fuente: Autor

Descripción	Ecuación	Respuesta	Unidades	Normativa
Numero de culmos	N.Culmo	1		
Diámetro externo	De	12.00	cm	

Espesor	t	1.20	cm	
Área	A_n	40.72	cm ²	
Inercia	I	600.95	m ³	
Módulo de elasticidad	$E_{0.05}$	7500.00	MPa	

Tabla 66. Características montante más crítico, diseño definitivo del bambú.

Fuente: Autor

Diseño por resistencia a flexión Biaxial

Se determina si el miembro está tensionado o comprimido, después se calcula la demanda capacidad del elemento considerando las acciones combinadas. Realizando un diseño por flexión y carga axial.

DIAGONAL

Como se puede observar en la Tabla 67. Cargas actuantes sobre la diagonal más crítica, diseño definitivo de la estructura de Bambú (ETABS).

Fuente: Autor., se tomaron los valores de Carga Axial, Momento 3-3 y momento 2-2 de la diagonal más crítica en el SOFTWARE ETABS y se

colocó los esfuerzos modificados obtenidos anteriormente.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Carga Axial ultima	P_u	2.792	T	SOFTWARE
Momento 3-3 ultimo	M_{u33}	0.000	Tm	SOFTWARE
Momento 2-2 ultimo	M_{u22}	0.000	Tm	SOFTWARE
Esfuerzo admisible modificado	$F't$	13.41	MPa	Autor
Esfuerzo admisible modificado	$F'b$	9.26	MPa	Autor

Tabla 67. Cargas actuantes sobre la diagonal más crítica, diseño definitivo de la estructura de Bambú (ETABS).

Fuente: Autor.

Además, se determinó las características de la diagonal más crítica, como se muestra en la Tabla 68. Características de la diagonal más crítica, diseño definitivo del bambú.

Fuente: Autor
Tabla 62. Características del cordón superior, diseño definitivo del bambú.

Fuente: Autor

Descripción	Ecuación	Respuesta	Unidades	Normativa
Numero de culmos	N.Culmo	1		
Diámetro externo	De	10.00	cm	
Espesor	t	1.00	cm	
Área	An	28.27	cm ²	
Inercia	I	1993.30	m ³	
Módulo de elasticidad	$E_{0.05}$	7500.00	MPa	

Tabla 68. Características de la diagonal más crítica, diseño definitivo del bambú.

Fuente: Autor

Diseño por resistencia a flexión Biaxial

Se determina si el miembro está tensionado o comprimido, después se calcula la demanda capacidad del elemento considerando las acciones combinadas. Realizando un diseño por flexión y carga axial.

2.2.4.4. Periodos

Con la ecuación de la NEC se tiene un valor de periodo de vibración aproximado y luego con el SOFTWARE DE CÁLCULO ETABS se obtiene el periodo real de la estructura. Con la ecuación de la NEC se tiene un valor de periodo de vibración aproximado.

$$T = C_t h_n^\alpha \quad \text{Ec.}$$

Donde:

C_t : Coeficiente que depende del número de pisos

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

T : Periodo de vibración

Para la estructura en estudio el punto a tomarse, para los modos de vibración de la estructura, será el más crítico. En este caso será la conexión entre la columna y la viga de celosía (2-3) que son los puntos con mayor carga actuante.

Y para el coeficiente que depende del número de pisos y el coeficiente α se tomará la estructura de pórticos especiales, sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores. Como se observa en la Tabla 69.

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

Tabla 69. Coeficiente para estructuras de edificación, para el cálculo del periodo aproximado (método 1).

Fuente: [28]

$$C_t = 0.055$$

$$\alpha = 0.90$$

2.2.4.5. Derivas

Para las derivas se analizó el punto más crítico y se obtuvo los desplazamientos, con estos se calculó la deriva elástica en X y en Y y las Derivas máximas inelásticas en X y en Y verificando que no sobrepase el límite permitido en la NEC-SE-DS. Estos desplazamientos se obtuvieron mediante el programa ETABS.

Para la deriva elástica en el punto x se ocupó la formula siguiente:

$$\Delta_{Ex} = \frac{Dx}{H} \quad \text{Ec.}$$

Donde: 38

Δ_{Ex} : Deriva elástica en x

Dx : Desplazamiento en x

H : Altura de piso

Para la deriva elástica en el punto Y se ocupó la formula siguiente:

$$\Delta_{Ex} = \frac{Dy}{H} \quad \text{Ec. 39}$$

Donde:

Δ_{Ey} : Deriva elástica en y

Dx : Desplazamiento en y

H : Altura de piso

Para la deriva máximas inelásticas en X se ocupa la siguiente fórmula:

$$\Delta_M = \Delta_{Ex} R (0.75) \quad \text{Ec. 40}$$

Donde:

Δ_{Ex} : Deriva elástica en X

R : Coeficiente de respuesta sísmica

Para la deriva máximas inelásticas en Y se ocupa la siguiente fórmula:

$$\Delta_M = \Delta_{Ey} R (0.75) \quad \text{Ec. 41}$$

Donde:

Δ_{Ey} : Deriva elástica en Y

R : Coeficiente de respuesta sísmica

2.2.4.6. Diseño de Columnas

Predimensionamiento

Se determinó el área y la sección mínima de columna debido a la carga axial actuante producto de la combinación más crítica y su área tributaria de aportación. Para la determinación del área mínima se utilizó el criterio $Ag = 20P$ establecido por el ingeniero Guerra en el libro manual para el diseño sismorresistente de edificios utilizando el programa ETABS. [31]

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

$$A_g = 20 \times P \quad \text{Ec. 42}$$

P= fuerza ejercida sobre el miembro (T)

A_g = Área requerida de la sección de hormigón armado (cm^2)

Para determinar el área requerida se obtuvo:

a) La carga última con la siguiente fórmula:

$$1.2C_m + 1.6C_v \quad \text{Ec. 43}$$

b) El área tributaria fue determinada por:

$$\frac{x_1}{2} * \left(\frac{y_1}{2} + \frac{y_2}{2} \right) \quad \text{Ec. 44}$$

2.2.4.7. Diseño final de la columna

Después de realizar el diseño sismo resistente y que la estructura cumpla todos los chequeos normativos, realizamos el diseño final de la columna, determinando la demanda más crítica en el diagrama de interacción.

2.2.4.8. Diseño de la cimentación

Primero se determinó el área y la dimensión mínima de la cimentación aislada con ayuda de la carga de servicio y el esfuerzo máximo admisible del suelo. Así como la resistencia de los materiales de la cimentación hormigón $F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y acero $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Carga de servicio

$$P_s = P_{cm} + P_{cv} \quad \text{Ec. 45}$$

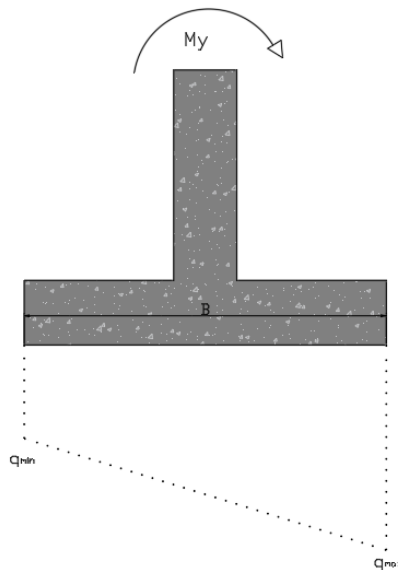
$$A = \frac{P \times 1.2}{\sigma_{suelo}} \quad \text{Ec. 46}$$

$$B = \sqrt{A}$$

Ec.
47

Luego de determinar las dimensiones mínimas mediante un proceso interactivo determinamos las dimensiones finales de la cimentación hasta que se cumpla que la presión ejercida en el suelo es menor a la capacidad portante para cargas gravitacionales y para cargas sísmicas, este proceso se lo realiza tanto en el sentido x como en el sentido y.

Para el caso gravitacional se tiene una distribución de presiones trapezoidal.



Excentricidad

$$e_x = \frac{My}{P}$$

Ec.
48

Excentricidad Máxima

$$e_{max} = \frac{B}{6}$$

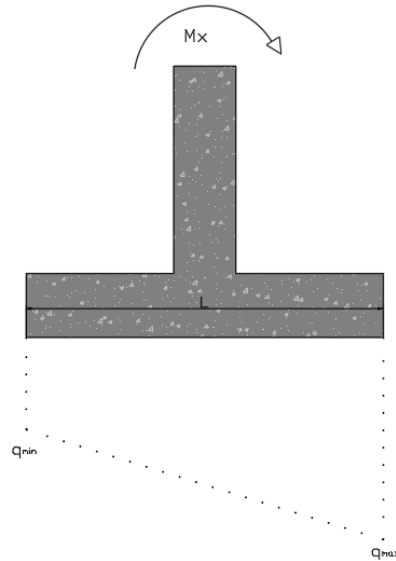
Ec.
49

Presiones mínimas y máximas

$$q_{max} = \frac{Pu}{A} \left[1 + \frac{6 e_x}{B} \right]$$

Ec.
50

$$q_{min} = \frac{Pu}{A} \left[1 - \frac{6 e_x}{B} \right] \quad \text{Ec. 51}$$



Excentricidad

$$e_y = \frac{Mx}{P} \quad \text{Ec. 52}$$

Excentricidad Máxima

$$e_{max} = \frac{L}{6} \quad \text{Ec. 53}$$

Presiones mínimas y máximas

$$q_{max} = \frac{Pu}{A} \left[1 + \frac{6 e_y}{L} \right] \quad \text{Ec. 54}$$

$$q_{min} = \frac{Pu}{A} \left[1 - \frac{6 e_y}{L} \right] \quad \text{Ec. 55}$$

Para el caso sísmico se tiene una distribución de presiones triangular.

Excentricidad

$$e_x = \frac{My}{P} \quad \text{Ec. 56}$$

Excentricidad Máxima

$$e_{max} = \frac{B}{3} \quad \text{Ec. 57}$$

Presiones mínimas y máximas

$$q_{max} = \frac{4P}{3L * (B - 2ex)} \quad \text{Ec. 58}$$

Excentricidad

$$e_y = \frac{Mx}{P}$$

Excentricidad Máxima

$$e_{max} = \frac{L}{3} \quad \text{Ec. 59}$$

Presiones mínimas y máximas

$$q_{max} = \frac{4P}{3B * (L - 2ey)} \quad \text{Ec. 60}$$

Descripción	Formula		Unidades
Capacidad portante	v	200	KN/m ²
Capacidad portante sismo	v_{sismo}	266	KN/m ²

Tabla 70. Capacidad portante del Suelo.

Fuente: Autor

Una vez definido las dimensiones del cimiento se determinó el peralte y se realizó una variación mediante un proceso interactivo hasta que se cumpla que el esfuerzo del concreto sea menor al esfuerzo ultimo ejercido por la combinación más crítica para los casos de cortante unidireccional y bidireccional

Corte unidireccional

$$vc = 0.53\sqrt{f'c} \quad \text{Ec. 61}$$

Esfuerzo ultimo unidireccional

$$vu = \frac{Vu}{bd} \quad \text{Ec. 62}$$

En donde se determinó la resistencia al corte unidireccional del concreto con la siguiente formula.

$$\phi vc = 0.53f'c \quad \text{Ec. 63}$$

Descripción	Formula	Unidades	Normativa
Esfuerzo ultimo unidireccional	vu	0.720	Kg/cm ²
Resistencia al corte unidireccional del concreto	$\phi vc = 0.53f'c$	5.760	Kg/cm ²

Tabla 71. Esfuerzo ultimo y admisible para corte unidireccional.

Fuente: [17]

Corte bidireccional

$$V_c = 1.1 \lambda \sqrt{F'_c} \quad \text{Ec. 64}$$

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{F'_c} \quad \text{Ec. 65}$$

$$V_c = 0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{F'_c} \quad \text{Ec. 66}$$

Esfuerzo ultimo bireccional

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d} \quad \text{Ec. 67}$$

Resistencia al corte bidireccional del concreto

$$\phi v_c = 1.06 f_c \quad \text{Ec. 68}$$

Esfuerzo ultimo bidireccional	$v_u = \frac{V_u}{b_o d}$	0.983	Kg/cm²
Resistencia al corte bidireccional del concreto	$\phi v_c = 1.06 f_c$	11.521	Kg/cm ²

Tabla 72. Esfuerzo ultimo y admisible para corte bidireccional

Fuente: [17]

Finalmente se determinó el armado de la cimentación y se verificó que se cumpla con el acero mínimo establecido en la norma ACI 318-14.

Acero requerido

$$A_s = \frac{0.85 f'c . c . b . d}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0.85 . \phi . f'c . c . b . d^2}} \right] \quad \text{Ec. 69}$$

Acero mínimo

$$A_{s_{min}} = 0.0018 b . d \quad \text{Ec. 70}$$

PLACA BASE

La placa base se realizará según la guía de diseño N.1 de la norma AISC. El caso de diseño es un diseño por carga axial, primero se determina el área mínima de la placa base (A_1) en función a la carga axial aplicada.

$$A_{1(req)} = \frac{Pu}{\phi 0.85 f'c} \quad \text{Ec. 71}$$

Luego se optimiza las dimensiones de la placa base (N,B) determinando los coeficientes Δ, m, n

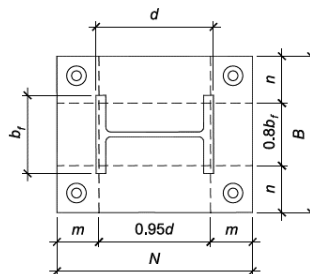


Ilustración 16. Características de la placa base, estructura de bambú.

Finalmente determinamos el espesor requerido para que la placa base sea capaz de soportar la sollicitación

$$t_{req} = l \sqrt{\frac{2Pu}{0.90 Fy BN}} \quad \text{Ec. 72}$$

2.2.5. FASE IV

Para esta etapa se realizó el modelado estructural de una cubierta en estructura metálica para ello, se realiza un prediseño estructural y un diseño definitivo.

Como siguiente punto se realizará un prediseño estructural según la Norma Ecuatoriana de la construcción vigente, ocupando los tipos de carga (Carga muerta, carga viva, carga sísmica, carga de viento, carga de ceniza y granizo) en la estructura, se determinará la carga lateral según la zona sísmica del lugar en donde estará ubicada la cubierta, para realizar una mayoración de cargas. Una vez determinado las fuerzas en los elementos estructurales se realizará el dimensionamiento de cada elemento según catálogos comerciales. En este punto se busca obtener un prediseño óptimo de los elementos estructurales.

Dentro del prediseño estructural se usará la NEC y la AISC 360-16, se determinará en primer lugar las fuerzas de los elementos estructurales y después se realizará el dimensionamiento de cada elemento según catálogos comerciales. En este punto se busca obtener un prediseño óptimo de los elementos estructurales.

2.2.5.1. Diseño de miembros en acero

Diseños para miembros a compresión

Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos

Esta Sección aplica para miembros solicitados en compresión formados por elementos no esbeltos.

La resistencia de compresión nominal, P_n , debe ser determinada basada en el estado límite de pandeo por flexión:

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \quad \text{Ec. 73}$$

La razón de esbeltez debe ser menor de 200.

$$\text{Razón de Esbeltez} = \frac{K.L}{r} \leq 200 \quad \text{Ec. 74}$$

Donde:

K = factor de longitud efectiva

Lc = KL = longitud efectiva del miembro, cm (mm).

L = longitud no arriostrada lateralmente del miembro, cm (mm).

r = radio de giro, cm (mm).

Para los elementos sometidos a compresión la **tensión por pandeo Fcr** se determina si:

(a) Cuando $\frac{K.L}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = (0.685 \frac{F_y}{F_e}) F_y \quad \text{Ec. 75}$$

(b) Cuando $\frac{K.L}{r} \geq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad \text{Ec. 76}$$

Donde:

$$\text{Condición: } 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ec. 77}$$

Ag = área bruta de la sección transversal de un miembro, cm² (mm²)

E = Módulo de elasticidad del acero

r = radio de giro, cm³ (mm³)

Fy = Tensión mínima de fluencia especificado para el tipo de acero empleado kgf/cm²

Fe = tensión de pandeo elástico determinada de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{k \cdot L}{r}\right)^2} \quad \text{Ec. 78}$$

Diseño a corte

Se transforman las secciones del perfil a cm y se obtiene el área de corte.

$$A_w = h \cdot t_w \quad \text{Ec. 79}$$

Para la Resistencia nominal al corte del alma sin acción de tracciones para miembros de sección doble T y canales.

$$\phi V_n = \phi * 0.6 * F_y * A_w * C_{v1} \quad \text{Ec. 80}$$

En donde para almas de todos los otros perfiles de sección doble t y canales.

(a) Cuando $\frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{K_v \frac{E}{F_y}}$

$$C_{v1} = 1$$

Diseños para miembros a tracción

La resistencia de diseño en tracción o la resistencia admisible en tracción de miembros traccionados debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los límites de fluencia en tracción calculando en la sección bruta y ruptura en tracción calculando en la sección neta.

(a) Para fluencia en tracción en la sección bruta:

$$P_n = F_y A_g \quad \text{Ec. 81}$$

(b) Para ruptura en tracción en la sección neta

$$P_n = F_u A_g \quad \text{Ec. 82}$$

Diseños para miembros a flexión

Flexión en el eje mayor

1. Fluencia

$$Mn = Mp = Fy \cdot Zx \quad \text{Ec. 83}$$

Donde:

Fy = tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero usado.

Zy = Módulo de sección plástico entorno al eje x, cm³

En caso se que no se cumple esa condición el momento nominal 2-2 será el de la Ec. 86.

Para que se cumpla la Ec. 85 se debe cumplir que $Lp < Lb$ para el momento 3-3.

En donde la Longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia (Lp) tendrá la siguiente fórmula y ayudará a elegir una longitud Lb de diseño, que sea constructiva y menor a Lb .

$$Lp = 1.76 \sqrt{\frac{E}{Fy}} \quad \text{Ec. 84}$$

Flexión en el eje menor

Cuando se tienen miembros de sección y canales flectados en todo a su eje menor como es el caso del momento 2

1. Fluencia

$$Mn = Mp = Fy \cdot Zy \leq 1.6 Fy \cdot Zy$$

$$Mn = Mp = Fy \cdot Zy \quad \text{Ec. 85}$$

$$Mn = Mp = 1.6 Fy \cdot Zy \quad \text{Ec. 86}$$

Donde Sy = Módulo de sección elástico respecto del eje y, cm³

Z_y = Módulo de sección plástico respecto del eje y, cm³

Perfiles tubulares cuadrados y rectangulares

1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z \quad \text{Ec. 87}$$

Donde: 87

Z = módulo plástico de la sección en torno al eje de flexión (cm³)

2. Pandeo local del Ala

(a) Para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local del ala.

(b) Para secciones con alas no compactas

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S) \left(3.57 \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4.0 \right) \leq M_p \quad \text{Ec. 88}$$

Diseños para miembros con solicitaciones combinadas

Las ecuaciones que nos ayudan a determinar la demanda capacidad para miembros sometidos a solicitaciones combinadas son la siguiente.

En donde:

(a) Cuando $\frac{P_u}{P_r} \geq 0.20$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{u_{3-3}}}{M_{r_{3-3}}} + \frac{M_{u_{2-2}}}{M_{r_{2-2}}} \right) \leq 1.0 \quad \text{Ec. 89}$$

(b) Cuando $\frac{P_u}{P_r} < 0.20$

$$\frac{P_r}{2 P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{C_y} \right) \leq 1. \quad \text{Ec. 90}$$

Control de deflexiones

Para calcular las deflexiones se tiene la siguiente fórmula:

$$\Delta = \frac{5 q E^4}{384 E I} \quad \text{Ec. 91}$$

Según la IBC 2009 se debe cumplir con los siguientes límites, al ser este una estructura que no tiene cielo falso se considera que será para miembros que no soportan plafones:

a. Para carga viva:

Según la IBC 2009 no se debe superar con la siguiente relación:

$$\frac{L}{180} \quad \text{Ec. 92}$$

b. Para carga muerta más carga viva

Según la IBC 2009 no se debe superar con la siguiente relación:

$$\frac{L}{120} \quad \text{Ec. 93}$$

2.2.5.2. Predimensionamiento de los elementos estructurales.

Pre-dimensionamiento de la correa.

Para el pre-dimensionamiento de la correa se eligió la combinación más crítica, que genera flexión, para el diseño por última resistencia la cuál fue la combinación 2, y se determinó las solicitaciones del momento ultimo y cortante último, para determinar un módulo de sección plástica requerido y poder dimensionar una correa.

Además, se consideró una separación de la correa menor a la sugerida por el catálogo en donde para los laterales se tiene una distancia de 1.02 (Ilustración 12) y para el centro una distancia de 1.12 m, una longitud de Correa establecido por el diseñador, y un límite de fluencia según el perfil utilizado.

Descripción	Nomenclatura	Valor	Unidades	Normativa
Separación de la correa	S	1.12	m	Diseñador
Longitud de la correa	L	5.00	m	Diseñador
Límite de fluencia del acero	Fy	2 531.00	Kg/cm ²	Catálogo

Tabla 73. Datos para el prediseño de la correa.

Fuente: Autor.

Se procedió al cálculo la carga lineal, momento último, cortante último, y con estas solicitaciones se determinó un módulo de sección plástica, con las siguientes fórmulas.

Descripción	Ecuación	Respuesta	Unidades	Normativa	N.º Ecuación
Carga Ultima (Combo 2)	$1.2C_m + 1.6C_v$	134.74	Kg/m ²	NEC-SE-CG	Ec. 94
Carga Lineal	$q = w s$	150.91	Kg/m	AUTOR	
Momento ultimo	$M = \frac{qL^2}{8}$	471.59	Kgm	NDS	
Cortante ultimo	$V = \frac{qL}{2}$	377.27	Kg	NDS	
Módulo de sección plástica	$Z_x = \frac{Mu}{F_y \phi}$	20.70	cm ³	AISC 360-16	Ec. 95

Tabla 74. Cálculo del módulo de sección plástica para la correa, prediseño acero.

Fuente: Autor

Como se puede observar en la Ilustración 17. Catálogo de IPAC, acero A36 se eligió una correa C 100x50x5 laminada en caliente con un acero A36 la cual posee un módulo de sección plástica Z_x de 27,06 cm³, el cuál es mayor que el requerido.

Designaciones		Espesor	Peso	Área	Propiedades Estáticas						
H	B	e	P	A	Eje x-x			Eje y-y			Distancia de eje menor y superior
					Momento de inercia	Módulo de resistencia	Radio de giro	Momento de inercia	Módulo de resistencia	Radio de giro	
mm	mm	mm	kg/m	cm ²	I	W	i	I	W	i	X
					cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm
100	50	1,50	13,78	2,93	47,08	9,42	4,01	7,42	2,02	1,59	1,32
		1,80	16,45	3,49	55,80	11,16	4,00	8,81	2,40	1,59	1,33
		2,00	18,22	3,87	61,50	12,30	3,99	9,72	2,66	1,58	1,34
		2,50	22,58	4,79	75,29	15,06	3,96	11,93	3,28	1,58	1,37
		3,00	26,87	5,70	88,47	17,69	3,94	14,07	3,89	1,57	1,39
		4,00	35,20	7,47	113,04	22,61	3,89	18,08	5,07	1,56	1,44
		5,00	43,23	9,18	135,28	27,06	3,84	21,77	6,19	1,54	1,48
		6,00	50,95	10,82	155,27	31,05	3,79	25,14	7,25	1,52	1,53

Ilustración 17. Catálogo de IPAC, acero A36

Pre-dimensionamiento de la viga celosía

Para pre dimensionar la viga de celosía se idealizó la viga de celosía simplemente apoyada, se determinó las cargas nodales en el cordón superior según la carga viva y muerta aplicada en la estructura y por último se realizó un análisis estructural para determinar las solicitaciones internas de la viga de celosía crítica (2-3) y realizar el

pre-dimensionamiento del Cordón superior, Cordón inferior, montante y diagonales más críticos de esta viga de celosía.

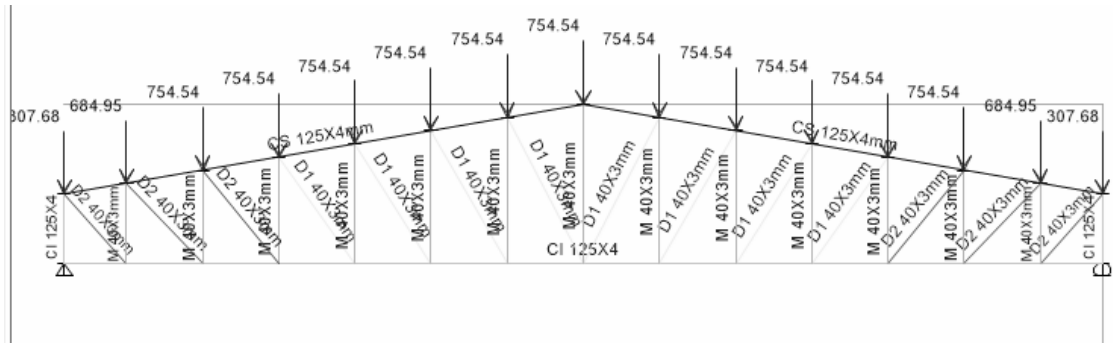


Tabla 75. Cargas nodales en la celosía de acero, software ETABS.

Fuente Autor.

CORDÓN SUPERIOR EJE 2-3

Para realizar este predimensionamiento se determinó que es un elemento sometido a compresión por lo que se obtuvo la carga última, límite de fluencia y el módulo de elasticidad. Lo que permitió elegir un perfil para realizar las revisiones por esbeltez, pandeo y finalmente la resistencia a la compresión.

Cordón superior más Crítico Pórtico 2-3				
Descripción	Formula	Valor obtenido	Unidades	Normativa
Carga ultima	P_u	8512.56	Kg	ETABS
Límite de fluencia	F_y	3515	Kg/cm ²	NOVACERO
Módulo de elasticidad	E	2100000	Kg/cm ²	AISC 360-16
Factor de reducción	ϕ	0.9		AISC 360-16

Tabla 76. Carga última del Cordón Superior, Pre-diseño de la Estructura de acero.

Fuente: Autor

En donde se eligió una tubería cuadrada para el pre-dimensionamiento del cordón superior con las características especificadas en la Ilustración 18.

Designaciones		Área	Peso	Propiedades Estáticas		
				Eje x-x = y-y		
B	e	A	P	Momento de inercia	Módulo de resistencia	Radio de giro
mm	mm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm
125	3,00	14,41	11,31	354,53	56,73	4,96
	4,00	18,95	14,87	457,33	73,17	4,91
	5,00	23,36	18,33	552,87	88,46	4,87
	6,00	27,63	21,69	641,41	102,63	4,82

Ilustración 18. Características del cordón superior, Pre-diseño de la Estructura de acero.

Fuente: Catálogo de IPAC, acero A572 Gr 50.

Para la revisión de esbeltez se debe obtener el factor de longitud efectiva, longitud del cordón superior, radio de giro y la razón de la esbeltez la cual no debe exceder a 200. Que es lo establecido por la norma. Estos valores son obtenidos en el catálogo utilizado.

Revisión de esbeltez					
Descripción	Formula	Valor obtenido	Unidades	Normativa	Ecuación
Factor Longitud efectiva	K	1		AUTOR	
Longitud	L	750.00	cm	AUTOR	
Radio de giro	r	4.91	cm	AUTOR	
Razón de Esbeltez	KL/r	152.75		AISC 360-16	Ec. 74

Tabla 76. Revisión de Esbeltez del cordón superior, Pre-diseño de la Estructura de acero.

Fuente: Autor.

La revisión de pandeo por flexión requiere verificar una tensión de pandeo elástico, como se observa en la Tabla 77. Revisión de la condición de pandeo por flexión del

Revisión de la condición de pandeo por flexión					
Descripción	Formula	Valor obtenido	Unidades	Normativa	Ecuación
Condición	$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	115.124		AISC 360-16	Ec. 77

Tensión de pandeo elástico	F_e	888.299	Kg/cm ²	AISC 360-16	Ec. 78
-----------------------------------	-------	---------	--------------------	-------------	---------------

Tabla 77. Revisión de la condición de pandeo por flexión del cordón superior, prediseño de la estructura de acero.

Fuente: Autor.

Para la resistencia a la compresión se determina el área del perfil y el esfuerzo crítico.

Resistencia a la compresión					
Descripción	Formula	Valor obtenido	Unidades	Normativa	Ecuación
Área del tubo	A_g	18.95	cm ²	AISC 360-16	
Esfuerzo crítico	$F_{cr} = 0.877 F_e$	779.66	Kg/cm ²	AISC 360-16	
Resistencia a la compresión	ϕP_n $= \phi F_{cr} A_g$	13297.11	Kg	AISC 360-16	

Tabla 78. Resistencia a la compresión del cordón superior, prediseño de la estructura de acero.

Fuente: Autor.

CORDÓN INFERIOR

Para realizar este predimensionamiento se determinó que el miembro está sometido a fuerzas de tracción, se determinó la carga última, límite de fluencia, el factor de reducción de la resistencia y el área requerida.

Cordón inferior (Pórtico 2 y 3)				
Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Carga última	P_u	8948.66	Kg	
Límite de fluencia	F_y	3515	Kg/cm ²	
Factor de reducción	ϕ	0.9		AISC 360-16
Área requerida	$A_r = \frac{P_u}{F_y \phi}$	2.83	cm ²	

Tabla 79. Datos para el Cordón inferior, Pre-diseño de la Estructura de acero.

Fuente: Autor

Se eligió una tubería rectangular debido a que se está buscando un comportamiento similar al bambú con perfiles tubulares huecos, además que el perfil cuadrado tiene mejor comportamiento a la torsión.

Designaciones		Área	Peso	Propiedades Estáticas		
				Eje x-x = y-y		
B	e	A	P	Momento de inercia I	Módulo de resistencia W	Radio de giro i
mm	mm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm
125	3,00	14,41	11,31	354,53	56,73	4,96
	4,00	18,95	14,87	457,33	73,17	4,91
	5,00	23,36	18,33	552,87	88,46	4,87
	6,00	27,63	21,69	641,41	102,63	4,82

Ilustración 19. Características del cordón inferior, Pre-diseño de la Estructura de acero.

Fuente: Catálogo de IPAC, acero A572 Gr 50.

Para determinar la resistencia a la tensión se determinó el área del tubo y el límite de fluencia del acero.

Resistencia a la tensión					
Descripción	Formula	Valor obtenido	Unidades	Normativa	Ecuación
Área del tubo	A_g	18.95	cm ²	Catálogo	
Resistencia a la tensión.	$\phi P_n = \phi F_y \cdot A_g$	59948.33	Kg	AISC 360-16	

Tabla 80. Resistencia a la tensión del cordón inferior, prediseño de la estructura de acero.

Fuente: Catálogo de IPAC, acero A572 Gr 50.

Para la revisión de esbeltez se debe obtener la longitud del cordón superior, radio de giro y la razón de la esbeltez la cual no debe exceder a 300. Que es lo establecido por la norma. Estos valores son obtenidos por el catálogo utilizado.

Revision de esbeltez					
Descripción	Formula	Valor obtenido	Unidades	Normativa	Ecuación
Longitud	L	750	cm	AUTOR	

Radio de giro	r	4.91	cm	AUTOR	
Razón de Esbeltez	L/r	150		AISC 360-16	

Tabla 81. Revisión de Esbeltez del cordón inferior, Pre-diseño de la Estructura de acero.

Fuente: Autor.

MONTANTE MÁS CRÍTICO

Para realizar este predimensionamiento de este elemento se estableció que es un elemento sometido a compresión por lo que se obtuvo la carga última, límite de fluencia y el módulo de elasticidad. Lo que permitió elegir un perfil para realizar las revisiones por esbeltez, pandeo y finalmente la resistencia a la compresión.

Montante más crítico del Pórtico 2-3				
Descripción	Formula	Valor obtenido	Unidades	Normativa
Carga ultima	Pu	5142.6	Kg	ETABS
Límite de fluencia	Fy	3515	Kg/cm ²	NOVACERO
Módulo de elasticidad	E	2100000	Kg/cm ²	AISC 360-16
Factor de reducción	ϕ	0.9		AISC 360-16

Tabla 82. Carga última del montante más crítico, Pre-diseño de la Estructura de acero. Fuente: Autor

En donde se propone un montante con las características de la Ilustración 20. Características del montante más crítico, Pre-diseño de la Estructura de acero.

Designaciones		Área	Peso	Propiedades Estáticas		
				Eje x-x = y-y		
B	e	A	P	I	W	i
mm	mm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm
40	1,40	2,11	1,66	5,18	2,59	1,57
	1,50	2,25	1,77	5,49	2,75	1,56
	1,80	2,67	2,09	6,39	3,19	1,55
	2,00	2,94	2,31	6,95	3,47	1,54
	2,50	3,59	2,82	8,23	4,12	1,51
	3,00	4,21	3,30	9,36	4,68	1,49
	4,00	5,35	4,20	11,18	5,59	1,45

Ilustración 20. Características del montante más crítico, Pre-diseño de la Estructura de acero.

Fuente: Catálogo de IPAC, acero A572 Gr 50.

Para la revisión de esbeltez se debe obtener el factor de longitud efectiva, longitud del cordón superior, radio de giro y la razón de la esbeltez la cual no debe exceder a

200. Que es lo establecido por la norma. Estos valores son obtenidos por el catálogo utilizado.

Revisión de esbeltez					
Descripción	Formula	Valor obtenido	Unidades	Normativa	Ecuación
Factor Longitud efectiva	K	1		AUTOR	
Longitud	L	100.00	cm	AUTOR	
Radio de giro	r	1.49	cm	AUTOR	
Razón de Esbeltez	KL/r	67.11		AISC 360-16	

Tabla 83. Revisión de la condición de pandeo por flexión del montante más crítico, prediseño de la estructura de acero.

Fuente: Autor.

La revisión de pandeo por flexión requiere verificar una tensión de pandeo elástico.

Revisión de la condición de pandeo por flexión					
Descripción	Formula	Valor obtenido	Unidades	Normativa	Ecuación
Condición	$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	115.12		AISC 360-16	
Tensión de pandeo elástico	F_e	4601.417	Kg/cm ²	AISC 360-16	

Tabla 84. Revisión de la condición de pandeo por flexión del montante más crítico, prediseño de la estructura de acero.

Fuente: Autor.

Para la resistencia a la compresión se debía obtener el área del tubo y el esfuerzo crítico.

Resistencia a la compresión					
Descripción	Formula	Valor obtenido	Unidades	Normativa	Ecuación
Área del tubo	A_g	4.21	cm ²		

Esfuerzo crítico	$F_{cr} = 0.877 F_e$	2553.11	Kg/cm ²	AISC 360-16	Ec. 16
Resistencia a la compresión	ϕP_n $= \phi F_{cr} \cdot A_g$	9673.72	Kg	AISC 360-16	

Tabla 85. Resistencia a la compresión del montante más crítico, prediseño de la estructura de acero.

Fuente: Autor.

DIAGONAL MÁS CRÍTICA.

Para realizar este predimensionamiento se obtuvo la carga última, límite de fluencia, el factor de carga y el área requerida. Lo que permitió elegir un perfil para obtener la resistencia a la tensión y la revisión de esbeltez. Según la carga última se determinó un área requerida por la diagonal.

Cordón inferior (Pórtico 2 y 3)				
Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Carga última	P_u	5626.92	Kg	
Límite de fluencia	F_y	3515	Kg/cm ²	
Factor de reducción	ϕ	0.9		AISC 360-16
Área requerida	$A_r = \frac{P_u}{F_y \phi}$	1.78	cm ²	

Tabla 86. Datos para la diagonal más crítica, Pre-diseño de la Estructura de acero.

Fuente: Autor

En donde se propone un tubo cuadrado con las características de la Ilustración 21. Características de la diagonal más crítica, Pre-diseño de la Estructura de acero.

Designaciones		Área	Peso	Propiedades Estáticas		
				Eje x-x = y-y		
B	e	A	P	I	W	i
mm	mm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm
40	1,40	2,11	1,66	5,18	2,59	1,57
	1,50	2,25	1,77	5,49	2,75	1,56
	1,80	2,67	2,09	6,39	3,19	1,55
	2,00	2,94	2,31	6,95	3,47	1,54
	2,50	3,59	2,82	8,23	4,12	1,51
	3,00	4,21	3,30	9,36	4,68	1,49
	4,00	5,35	4,20	11,18	5,59	1,45

Ilustración 21. Características de la diagonal más crítica, Pre-diseño de la Estructura de acero.

Fuente: Catálogo de IPAC, acero A572 Gr 50.

Para determinar la resistencia a la tensión se determinó el área del tubo y el límite de fluencia del acero.

Resistencia a la tensión					
Descripción	Formula	Valor obtenido	Unidades	Normativa	Ecuación
Área del tubo	A_g	4.21	cm ²	AISC 360-16	
Resistencia a la tensión.	$\phi P_n = \phi F_y A_g$	13318.34	Kg	AISC 360-16	

Tabla 87. Resistencia a la tensión de la diagonal más crítica, prediseño de la estructura de acero.

Fuente: Catálogo de IPAC, acero A572 Gr 50.

Para la revisión de esbeltez se debe obtener la longitud del cordón superior, radio de giro y la razón de la esbeltez la cual no debe exceder a 300. Que es lo establecido por la norma. Estos valores son obtenidos por el catálogo utilizado.

Revisión de esbeltez					
Descripción	Formula	Valor obtenido	Unidades	Normativa	Ecuación
Longitud	L	134.54	cm	DISEÑADO R	
Radio de giro	r	1.49	cm	DISEÑADO R	
Razón de Esbeltez	L/r	90.30		AISC 360-16	

Tabla 88. Revisión de Esbeltez de la diagonal más crítica, Pre-diseño de la Estructura de acero.

Fuente: Autor.

Para finalizar esta etapa se realizó el análisis de la configuración estructural y geométrica óptima que deberá tener la cubierta metálica según la NEC y la AISC 360-16. Se realizó un diseño sismorresistente mediante el método estático y dinámico establecido en la norma ecuatoriana de la construcción. Y con las solicitaciones más críticas se dimensionó los elementos solicitados a flexión, compresión, tensión y a corte en el programa ETABS.

2.2.5.3. Diseño definitivo de los elementos

Se tomarán las acciones del ETABS, como son Carga Axial, momento 2, momento 3, módulo de sección plástica, módulo de sección elástico y se verificará de forma manual con las fórmulas que se establece en la AISC 360-16.

CORREA

Se tomarán las acciones del SOFTWARE DE DISEÑO, como son Carga Axial, momento 2, momento 3.

Axial Force and Capacities				
P. Force (tonf)	ϕP_{n2} Capacity (tonf)	ϕP_{n3} Capacity (tonf)		
0.0172	21.455	24.4579		

Moments and Capacities				
	M. Moment (tonf-m)	ϕM_{n2} (tonf-m)	ϕM_{n3} No LTB (tonf-m)	ϕM_{n3} Cb=1 (tonf-m)
Major Bending	0.4867	1.06	1.06	1.0595
Minor Bending	0.0844	0.2369		

Ilustración 22. Carga Axial última y momentos 2-2 y 3-3 de la correa, diseño final de la estructura de acero.

Fuente: Autor

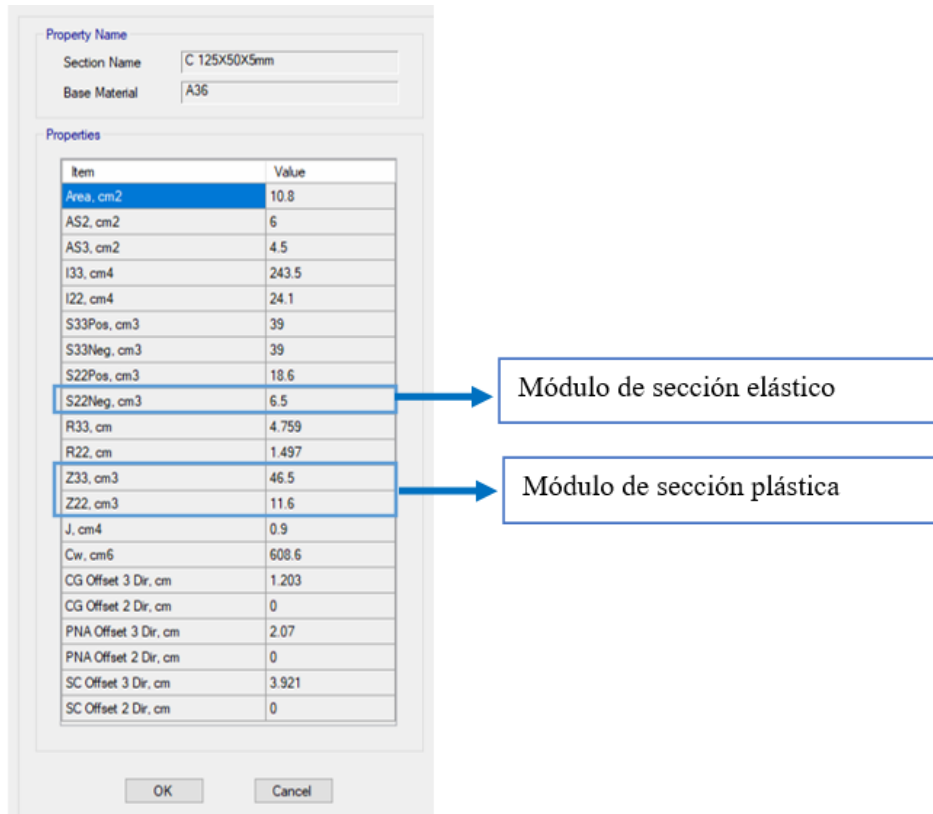


Ilustración 23. Módulo de sección plástica y elástico de la correa, diseño definitivo de la estructura de acero.

Fuente: Autor

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Carga Axial última	P_u	0.017	T	SOFTWARE
Momento 3-3 ultimo	M_{u33}	0.487	Tm	SOFTWARE
Momento 2-2 ultimo	M_{u22}	0.084	Tm	SOFTWARE
Módulo de sección plástica	Z33	46.500	cm ³	SOFTWARE
Módulo de sección plástica	Z22	11.600	cm ³	SOFTWARE
Módulo de sección elástico	S22	6.500	cm ³	SOFTWARE

Tabla 89. Datos de la correa, diseño definitivo de la estructura de acero.

Fuente: Autor.

Después de esto se obtuvo las características del perfil utilizado para la correa, como son la base del Ala, el espesor, altura, espesor del alma, módulo de elasticidad y límite de fluencia del acero.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Base del Ala	b	50.000	mm	Catálogo
Espesor Ala	t	5.000	mm	Catálogo
Altura	h	115.000	mm	Catálogo
Espesor del Alma	tw	5.000	mm	Catálogo
Módulo de elasticidad	E	2038901.920	Kg/cm ²	Catálogo
Límite de fluencia del acero	Fy	2531.050	Kg/cm ²	Catálogo

Tabla 90. Características del perfil utilizado para la correa, diseño definitivo del acero.

Fuente: Autor.

Diseño por resistencia a flexión Biaxial

Se determina si el miembro está tensionado o comprimido, después se calcula la demanda capacidad del elemento considerando las acciones combinadas. Realizando un diseño por flexión y carga axial.

Diseño por deflexiones

Se determina las deflexiones máximas y se las compara con el límite normativo de la IBC, según el tipo de techo que se tendrá. Esto se realizará tanto para carga viva como para carga muerta.

CORDÓN SUPERIOR

Se tomarán las acciones del SOFTWARE DE DISEÑO, como son Carga Axial, momento 2, momento 3.

Axial Force and Capacities					
	P_u Force (tonf)	ϕP_{nc} Capacity (tonf)	ϕP_{nt} Capacity (tonf)		
	6.1266	13.2336	59.2097		

Moments and Capacities					
	M_u Moment (tonf-m)	ϕM_n (tonf-m)	ϕM_n No LTB (tonf-m)	ϕM_n Cb=1 (tonf-m)	
Major Bending	0.1642	2.6504	2.6504	2.78	
Minor Bending	0.6856	2.6504			

Ilustración 24. Carga Axial última y momentos 2-2 y 3-3 del cordón superior, diseño final de la estructura de acero.

Fuente: Autor

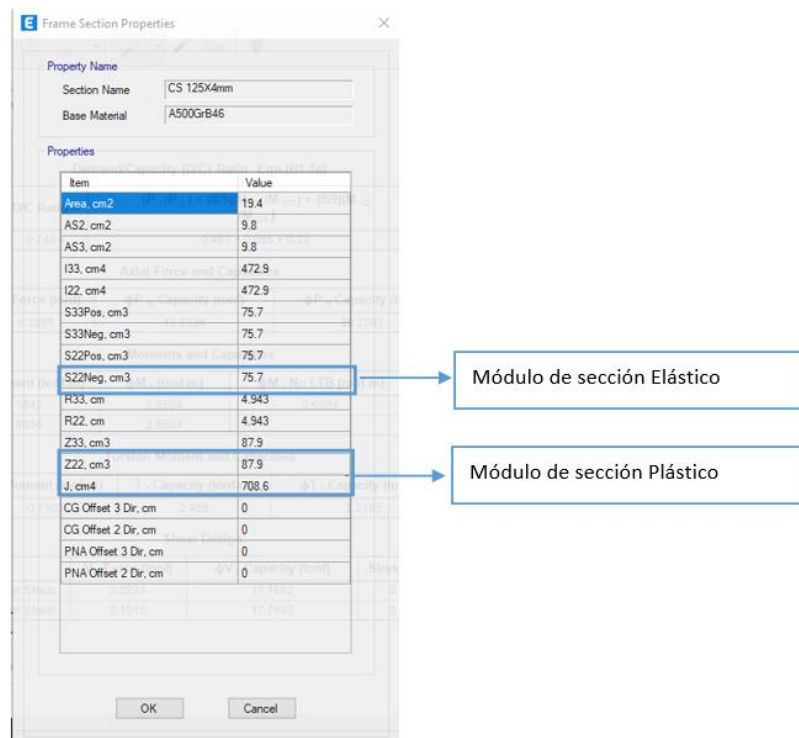


Ilustración 25. Módulo de sección plástica y elástico del cordón superior, diseño definitivo de la estructura de acero.

Fuente: Autor

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Carga Axial ultima	P_u	6.127	T	SOFTWARE
Momento 3-3 ultimo	M_u33	0.164	Tm	SOFTWARE
Momento 2-2 ultimo	M_u22	0.686	Tm	SOFTWARE

				E
Módulo de sección plástica	Z33	87.900	cm ³	SOFTWARE
Módulo de sección plástica	Z22	87.900	cm ³	SOFTWARE
Módulo de sección elástico	S22	75.700	cm ³	SOFTWARE

Tabla 91. Datos del cordón superior, diseño definitivo de la estructura de acero.

Fuente: Autor.

Después de esto se obtuvo las características del perfil utilizado para el cordón superior, como son la base del Ala, el espesor, altura, espesor del alma, módulo de elasticidad y límite de fluencia del acero.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Base del Ala	b	117.000	mm	Catálogo
Espesor Ala	t	4.000	mm	Catálogo
Altura	h	117.000	mm	Catálogo
Espesor del Alma	tw	4.000	mm	Catálogo
Módulo de elasticidad	E	2038901.9	Kg/cm ²	Catálogo
Límite de fluencia del acero	Fy	3515.0	Kg/cm ²	Catálogo

Tabla 92. Características del perfil utilizado para el cordón superior, diseño definitivo del acero.

Fuente: Autor.

Diseño por resistencia a solicitaciones combinadas.

Se determina si el miembro está tensionado o comprimido, después se calcula la demanda capacidad del elemento considerando las acciones combinadas. Realizando un diseño por flexión y carga axial.

CORDÓN INFERIOR

Se tomarán las acciones del SOFTWARE DE DISEÑO, como son Carga Axial, momento 2, momento 3.

Axial Force and Capacities				
	P_u Force (tonf)	ϕP_n Capacity (tonf)	ϕP_n Capacity (tonf)	
	2.4142	55.5354	59.2097	
Moments and Capacities				
	M_u Moment (tonf-m)	ϕM_n (tonf-m)	ϕM_n No LTB (tonf-m)	ϕM_n Cb=1 (tonf-m)
Major Bending	0.6661	2.6504	2.6504	2.78
Minor Bending	1.1582	2.6504		

Ilustración 26. Carga Axial última y momentos 2-2 y 3-3 del cordón inferior, diseño final de la estructura de acero.

Fuente: Autor

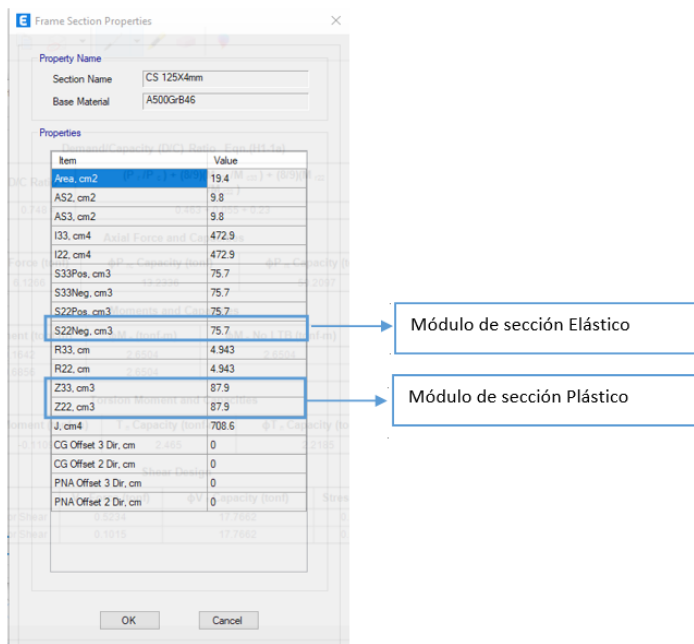


Ilustración 27. Módulo de sección plástica y elástico del cordón inferior, diseño definitivo de la estructura de acero.

Fuente: Autor

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Carga Axial última	P_u	2.414	T	SOFTWARE
Momento 3-3 ultimo	M_{u33}	0.666	Tm	SOFTWARE
Momento 2-2 ultimo	M_{u22}	1.158	Tm	SOFTWARE

Módulo de sección plástica	Z33	87.900	cm ³	SOFTWARE
Módulo de sección plástica	Z22	87.900	cm ³	SOFTWARE
Módulo de sección elástico	S22	75.700	cm ³	SOFTWARE

Tabla 93. Datos del cordón inferior, diseño definitivo del cordón inferior.

Fuente: Autor.

Después de esto se obtuvo las características del perfil utilizado para el cordón superior, como son la base del Ala, el espesor, altura, espesor del alma, módulo de elasticidad y límite de fluencia del acero.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Base del Ala	b	117.000	mm	Catálogo
Espesor Ala	t	4.000	mm	Catálogo
Altura	h	117.000	mm	Catálogo
Espesor del Alma	tw	4.000	mm	Catálogo
Módulo de elasticidad	E	2038901.920	Kg/cm ²	Catálogo
Límite de fluencia del acero	Fy	3515.000	Kg/cm ²	Catálogo

Tabla 94. Características del perfil utilizado para el cordón inferior, diseño definitivo del acero.

Fuente: Autor.

Diseño por resistencia a solicitaciones combinadas.

Se determina si el miembro está tensionado o comprimido, después se calcula la demanda capacidad del elemento considerando las acciones combinadas. Realizando un diseño por flexión y carga axial.

MONTANTE MÁS CRÍTICO

Se tomarán las acciones del SOFTWARE DE DISEÑO, como son Carga Axial, momento 2, momento 3.

Axial Force and Capacities				
P_u Force (tonf)	ϕP_n Capacity (tonf)	ϕP_n Capacity (tonf)		
3.625	9.9946	13.5791		

Moments and Capacities				
	M_u Moment (tonf-m)	ϕM_n (tonf-m)	ϕM_n No LTB (tonf-m)	ϕM_n Cb=1 (tonf-m)
Major Bending	0.0164	0.1953	0.1953	0.1953
Minor Bending	0.0219	0.1953		

Ilustración 28. Carga Axial última y momentos 2-2 y 3-3 del montante más crítico, diseño final de la estructura de acero.

Fuente: Autor

Item	Value
Area, cm2	4.4
AS2, cm2	2.3
AS3, cm2	2.3
I33, cm4	10.2
I22, cm4	10.2
S33Pos, cm3	5.1
S33Neg, cm3	5.1
S22Pos, cm3	5.1
S22Neg, cm3	5.1
R33, cm	1.515
R22, cm	1.515
Z33, cm3	6.2
Z22, cm3	6.2
J, cm4	15.2
CG Offset 3 Dir, cm	0
CG Offset 2 Dir, cm	0
PNA Offset 3 Dir, cm	0
PNA Offset 2 Dir, cm	0

Ilustración 29. Módulo de sección plástica y elástico del montante más crítico, diseño definitivo de la estructura de acero.

Fuente: Autor

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Carga Axial última	P_u	3.625	T	SOFTWARE
Momento 3-3 ultimo	M_{u33}	0.016	Tm	SOFTWARE
Momento 2-2 ultimo	M_{u22}	0.022	Tm	SOFTWARE
Módulo de sección plástica	Z33	6.200	cm ³	SOFTWARE
Módulo de sección plástica	Z22	6.200	cm ³	SOFTWARE

Módulo de sección elástico	S22	5.100	cm ³	SOFTWARE
-----------------------------------	-----	-------	-----------------	----------

Tabla 95. Datos del montante más crítico, diseño definitivo de la estructura de acero.

Fuente: Autor.

Después de esto se obtuvo las características del perfil utilizado para el montante más crítico, como son la base del Ala, el espesor, altura, espesor del alma, módulo de elasticidad y límite de fluencia del acero.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Base del Ala	b	34.000	mm	Catálogo
Espesor Ala	t	3.000	mm	Catálogo
Altura	h	34.000	mm	Catálogo
Espesor del Alma	tw	3.000	mm	Catálogo
Módulo de elasticidad	E	2038901.920	Kg/cm ²	Catálogo
Límite de fluencia del acero	Fy	3515.000	Kg/cm ²	Catálogo

Tabla 96. Características del perfil utilizado para el montante más crítico, diseño definitivo del acero.

Fuente: Autor.

Diseño por resistencia a flexión Biaxial

Se determina si el miembro está tensionado o comprimido, después se calcula la demanda capacidad del elemento considerando las acciones combinadas. Realizando un diseño por flexión y carga axial.

DIAGONAL

Se tomarán las acciones del SOFTWARE DE DISEÑO, como son Carga Axial, momento 2, momento 3.

Axial Force and Capacities			
P _u Force (tonf)	ϕP_n Capacity (tonf)	ϕP_n Capacity (tonf)	
3.5475	7.8944	13.5791	

Moments and Capacities				
	M _u Moment (tonf-m)	ϕM_n (tonf-m)	ϕM_n No LTB (tonf-m)	ϕM_n Cb=1 (tonf-m)
Major Bending	0.0103	0.1953	0.1953	0.1953
Minor Bending	0.0202	0.1953		

Ilustración 30. Carga Axial última y momentos 2-2 y 3-3 de la diagonal crítica, diseño final de la estructura de acero.

Fuente: Autor

Item	Value
Area, cm2	4.4
AS2, cm2	2.3
AS3, cm2	2.3
I33, cm4	10.2
I22, cm4	10.2
S33Pos, cm3	5.1
S33Neg, cm3	5.1
S22Pos, cm3	5.1
S22Neg, cm3	5.1
R33, cm	1.515
R22, cm	1.515
Z33, cm3	6.2
Z22, cm3	6.2
J, cm4	15.2
CG Offset 3 Dir, cm	0
CG Offset 2 Dir, cm	0
PNA Offset 3 Dir, cm	0
PNA Offset 2 Dir, cm	0

Ilustración 31. Módulo de sección plástica y elástico de la diagonal crítica, diseño definitivo de la estructura de acero.

Fuente: Autor

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Carga Axial última	P_u	3.625	T	SOFTWARE
Momento 3-3 ultimo	M_{u33}	0.016	Tm	SOFTWARE
Momento 2-2 ultimo	M_{u22}	0.022	Tm	SOFTWARE
Módulo de sección plástica	Z33	6.200	cm ³	SOFTWARE
Módulo de sección plástica	Z22	6.200	cm ³	SOFTWARE
Módulo de sección elástico	S22	5.100	cm ³	SOFTWARE

Tabla 97. Datos de la diagonal crítica, diseño definitivo de la estructura de acero.

Fuente: Autor

Después de esto se obtuvo las características del perfil utilizado para la diagonal más crítica, como son la base del Ala, el espesor, altura, espesor del alma, módulo de elasticidad y límite de fluencia del acero.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Base del Ala	b	34.000	mm	Catálogo
Espesor Ala	t	3.000	mm	Catálogo
Altura	h	34.000	mm	Catálogo
Espesor del Alma	tw	3.000	mm	Catálogo
Módulo de elasticidad	E	2038901.920	Kg/cm ²	Catálogo
Límite de fluencia del acero	Fy	3515.000	Kg/cm ²	Catálogo

Tabla 98. Características del perfil utilizado para la diagonal crítica, diseño definitivo del acero.

Fuente: Autor.

Diseño por resistencia a flexión Biaxial

Se determina si el miembro está tensionado o comprimido, después se calcula la demanda capacidad del elemento considerando las acciones combinadas. Realizando un diseño por flexión y carga axial.

Por último, se realizó un chequeo de los controles normativos como el control de derivas máximas de piso. Obteniendo así un diseño definitivo de la cubierta en estructura metálica.

2.2.6. ETAPA V

Para la quinta etapa se usará el método correlacional y se buscará realizar una comparación de la estructura de bambú y acero para la cubierta planteada:

Una vez establecido los diseños definitivos de las dos cubiertas, se realizará el presupuesto. Para comparar cual alternativa es el diseño más factible económicamente.

Además, se evaluará y comparará el comportamiento estructural y económico de ambas propuestas y se verificará cuál de los dos es el más factible para su posterior construcción.

2.3. Población o muestra

2.3.1. Población

Se ha considerado como población a todas las estructuras de cubiertas realizadas con Gak y con Estructura metálica a nivel mundial, sudamericano, pero principalmente

las realizadas dentro del Ecuador, las mismas que se encuentran en los lugares en donde existe estos materiales. Siendo de la Gak repartida por la Amazonía y la Costa. Mientras que la estructura metálica por todo el territorio nacional.

2.3.2. Muestra

El presente estudio tiene como objetivo determinar la metodología de análisis, diseño y comparación técnica y económica de una Cubierta para usa “deportivo” con una estructura de Bambú y otra con estructura metálica, está investigación va dirigida a la Hostería Flor de Canela en la ciudad de Puyo. Además, podrá ser usada por la comunidad de ingenieros y arquitectos, así como para el sector deportivo y cultural que consideren a la construcción con bambú, una alternativa eco amigable.

2.4. Hipótesis

Una estructura de cubierta fabricada a base de bambú ofrece un mejor comportamiento estructural y es una buena alternativa económica en comparación a una cubierta tradicional realizada con acero estructural para la Hostería Flor de Canela.

CAPÍTULO III.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1. Análisis y discusión de los resultados.

3.1.1. ETAPA I

3.1.1.1. Geometría inicial de la cubierta

La geometría inicial de la cubierta fue una cubierta con caída a dos aguas, con una luz de 15 metros, altura de la cubierta de 5.80 metros, con una viga de celosía tipo Pratt. Se eligió este tipo de celosía debido a que permitía tener más elementos a tensión, que es lo que se buscaba optimizar para aprovechar las propiedades de la Gak, tal y como se observa en la Tabla 99.

Características de la Cubierta		
	Acero	Bambú
Tipo de Cubierta	2 aguas	2 aguas
Luz	15 metros	15 metros
Separación entre vanos	5 metros	2.5 metros
Altura de la Cubierta	5.80 metros	5.80 metros
Viga de Celosía	Tipo Pratt	Tipo Pratt

Tabla 99. Geometría inicial de la cubierta de acero y de bambú.

Fuente: Autor

3.1.2. ETAPA II

ESTRUCTURA DE BAMBÚ

3.1.2.1. Análisis de Cargas del Bambú

La Tabla 100 muestra el peso propio, carga muerta, carga viva y carga total para la cubierta de bambú.

Resumen de pesos en la estructura		
Peso Propio	20.747	T

Carga Muerta	5.559	T
Carga Viva	20.653	T
Carga Total	46.958	T

Tabla 100. Resumen del análisis de cargas de la estructura de bambú.

Fuente: Autor

3.1.2.2. Cortante Basal del Bambú

El cortante basal de la estructura es de 12.82 T, la norma NEC-SE-DS establece que el cortante determinado por métodos dinámicos deberá ser al menos el 80% del cortante estático para estructuras regulares por lo que se realizó una corrección del cortante dinámico en la Tabla 101.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Factor de importancia	I	1		NEC-SE-DS
Aceleración espectral	S_a	0.975	g	NEC-SE-DS
Coefficiente de respuesta sísmica	R	2		NEC-SE-DS
Penalidad Irregularidad Planta	ϕ_P	1		NEC-SE-DS
Penalidad Irregularidad Elevación	ϕ_E	1		NEC-SE-DS
Peso Propio	P_p	20.75	T	
Carga Permanente	C_m	5.56	T	
Carga Reactiva	$W = P_p + C_m$	26.31	T	NEC-SE-DS
Cortante Basal	$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E}W$	12.82	T	NEC-SE-DS

Tabla 101. Cálculos del cortante basal de la estructura de bambú.

Fuente: Autor

$$V = \frac{(1) * (0.975)}{(2) * (1) * (1)} W$$

$$V = 0.4875 * W$$

$$V = 12.82T$$

ESTRUCTURA DE ACERO

3.1.2.3. Análisis de Cargas del Acero

La Tabla 102 muestra el peso propio, carga muerta, carga viva y carga total para la cubierta de bambú.

Resumen de pesos en la estructura		
Peso Propio	22.000	T
Carga Muerta	5.559	T
Carga Viva	20.653	T

Tabla 102. Resumen del análisis de cargas de la estructura de acero.

Fuente: Autor

3.1.2.4. Cortante Basal del Acero

El cortante basal de la estructura es de 13.44 T, la norma NEC-SE-DS establece que el cortante determinado por métodos dinámicos deberá ser al menos el 80% del cortante estático para estructuras regulares por lo que se realizó una corrección del cortante dinámico. La Tabla 103 muestra la determinación de la carga sísmica de la estructura con cubierta de bambú.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Factor de importancia	<i>I</i>	1		NEC-SE-DS
Aceleración espectral	<i>S_a</i>	0.975	g	NEC-SE-DS
Coefficiente de respuesta sísmica	<i>R</i>	2		NEC-SE-

				DS
Penalidad Irregularidad Planta	ϕ_P	1		NEC-SE-DS
Penalidad Irregularidad Elevación	ϕ_E	1		NEC-SE-DS
Peso Propio	P_p	22.00	T	
Carga Permanente	C_m	5.56	T	
Carga Reactiva	$W = P_p + C_m$	27.56	T	NEC-SE-DS
Cortante Basal	$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E} W$	13.44	T	NEC-SE-DS

Tabla 103. Cálculos del cortante basal de la estructura de bambú.

Fuente: Autor

$$V = \frac{(1) * (0.975)}{(2) * (1) * (1)} W$$

$$V = 0.4875 * W$$

$$V = 13.44 T$$

3.1.2.2.

3.1.3. ETAPA III- ESTRUCTURA DE BAMBÚ

3.1.3.1. Periodo de vibración aproximado

El periodo de vibración aproximado con las ecuaciones de la NEC-SE-DS se muestra en la Tabla 104. Periodo de vibración aproximado, según la NEC-SE-DS., el cuál fue de 0.174 segundos un valor muy cercano al obtenido con el software de cálculo.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Coeficiente	α	0.900		
Coeficiente	C_t	0.055		

Altura máxima	hn	3.600	m	
Periodo de vibración	$T = Ct hn \alpha$	0.174	sg	NEC-SE-DS

Tabla 104. Periodo de vibración aproximado, según la NEC-SE-DS.

Fuente: Autor

3.1.3.2. Modos de vibración

La norma NEC-SE-DS establece que se deberá considerar en el análisis todos los modos que involucren la partición de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura por lo cual se consideró 30 modos, y se logró el 90% de la masa acumulada en el sentido X e Y en el modo 5. La Tabla 105 muestra los modos de vibración de la estructura y el modo fundamental de vibración de la estructura siendo el primer modo con un periodo de 0.215 sg.

Modo	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
	sg					
1	0.215	0.000	0.710	0.000	0.710	0.000
2	0.178	0.997	0.000	0.997	0.710	0.000
3	0.153	0.000	0.000	0.997	0.710	0.920
4	0.118	0.000	0.000	0.997	0.710	0.050
5	0.111	0.000	0.286	0.997	0.996	0.000
6	0.089	0.000	0.000	0.997	0.996	0.027
7	0.087	0.002	0.000	0.999	0.996	0.000
8	0.081	0.000	0.003	0.999	0.998	0.000
9	0.081	0.000	0.000	0.999	0.998	0.001
10	0.077	0.000	0.000	0.999	0.998	0.000
11	0.069	0.000	0.002	0.999	1.000	0.000
12	0.066	0.000	0.000	0.999	1.000	0.000

13	0.064	0.000	0.000	0.999	1.000	0.000
14	0.063	0.000	0.000	0.999	1.000	0.000
15	0.056	0.000	0.000	0.999	1.000	0.000
16	0.056	0.000	0.000	0.999	1.000	0.000
17	0.054	0.000	0.000	0.999	1.000	0.000
18	0.053	0.000	0.000	0.999	1.000	0.000
19	0.051	0.000	0.000	0.999	1.000	0.000
20	0.051	0.000	0.000	0.999	1.000	0.000
21	0.051	0.000	0.000	0.999	1.000	0.000
22	0.050	0.000	0.000	0.999	1.000	0.000
23	0.050	0.000	0.000	0.999	1.000	0.000
24	0.050	0.000	0.000	0.999	1.000	0.000
25	0.050	0.000	0.000	0.999	1.000	0.000
26	0.050	0.000	0.000	0.999	1.000	0.000
27	0.050	0.000	0.000	0.999	1.000	0.000
28	0.049	0.000	0.000	0.999	1.000	0.000
29	0.049	0.000	0.000	0.999	1.000	0.000
30	0.049	0.000	0.000	0.999	1.000	0.000

Tabla 105. Modos de vibración para la estructura de bambú, Software ETABS.

Fuente: Autor

3.1.3.3. Control de deriva de piso

El valor límite de la norma NEC-SE-DS es de 0.02, para determinar la deriva de piso de la estructura se utilizó el sismo dinámico y se evaluó las derivas en los sentidos X e Y los cuales fueron menores al límite normativo.

La Ilustración 32 muestra la cubierta de bambú. Aquí se identificó con un círculo de color rojo, el punto de control, que es en donde se encuentra apoyada la cubierta de bambú.

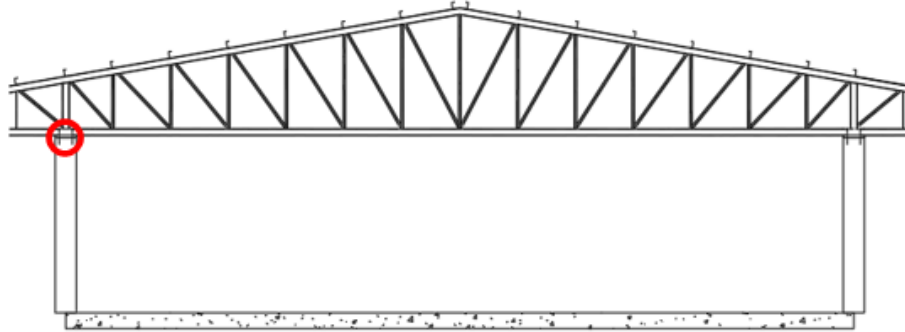


Ilustración 32. Punto de control de las derivas de piso, de la estructura de bambú.

Fuente: Autor

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Desplazamiento en X	D_x	0.392	cm	
Desplazamiento en Y	D_y	0.246	cm	
Altura de piso	H	350	cm	
Deriva elástica en X	$\Delta EX = D_x/H$	0.00112		NEC-SE-DS
Deriva elástica en Y	$\Delta Ey = D_y/H$	0.00070		NEC-SE-DS
Coefficiente de respuesta sísmica	R	2		NEC-SE-DS
Deriva máxima inelástica en X	$\Delta M = \Delta EX R x 0.75$	0.00168		NEC-SE-DS
Deriva máxima inelástica en Y	$\Delta M = \Delta Ey R x 0.75$	0.00105		NEC-SE-DS

Tabla 106. Cálculo de la Deriva máxima inelástica en el eje X y eje Y, estructura de bambú.

Fuente: Autor

Al evaluar las derivas en los sentidos X e Y, en la Ilustración 33 se puede observar, que los valores fueron menores al límite normativo de 2%, y la deriva máxima se presenta en el sentido de X con una magnitud de 0.168% por lo que se espera un buen comportamiento ante una carga dinámica.

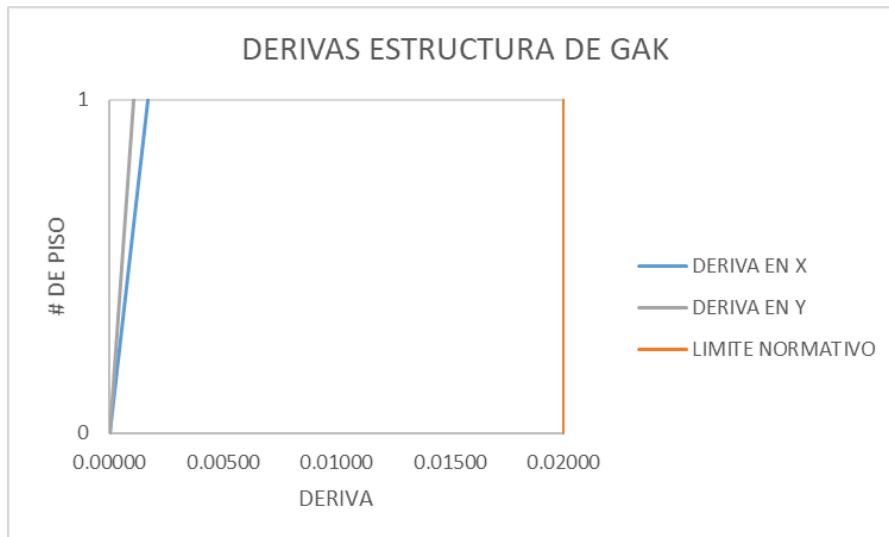


Ilustración 33. Derivas de piso inelásticas vs deriva de piso establecida por la NEC, Estructura de Bambú.

Fuente: Autor

3.1.3.4. Diseño final de miembros de gak

Diseño de la correa

Como se puede observar en la Ilustración 34 la correa de Gak tiene una sección de 2 cañas, con un diámetro de 10cm y espesor 1cm, este es un elemento sometido a flexión biaxial y cumple las solicitaciones de resistencia y servicio que establecen los códigos NEC-SE-GUADUAS.

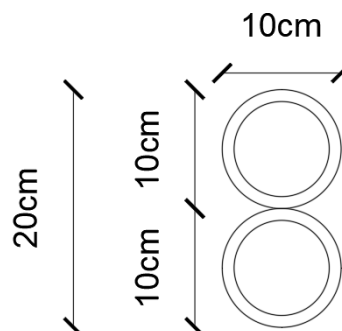


Ilustración 34. Características de la correa, diseño final del bambú.

Fuente: Autor

Se determinó las solicitaciones más críticas en el software y se determinó los esfuerzos admisibles modificados según lo establece la NEC-SE-GUADUAS.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Carga Axial ultima	T	0.033	T	ETABS
Momento 3-3 ultimo	$Mu33$	0.051	Tm	ETABS
Momento 2-2 ultimo	$Mu22$	0.082	Tm	ETABS
Esfuerzo admisible modificado	$F't$	13.41	MPa	NEC-SE-GUADUA
Esfuerzo a flexión modificado	$F'b$	9.26	MPa	NEC-SE-GUADUA

Tabla 107. Solicitaciones más críticas de la correa, Estructura de Bambú (ETABS).

Fuente: Autor

Con ayuda del software y su función de sección designer se determinó las propiedades mecánicas de la sección elegida, en la Tabla 108.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Módulo de sección	S33	199.30	cm ³	ETABS
Módulo de sección	S22	115.90	cm ³	ETABS

Tabla 108. Propiedades mecánicas de la correa, estructura de bambú (ETABS).

Fuente: Autor

La correa tenía una demanda de tensión y flexión, por lo que se determinó los esfuerzos admisibles actuantes para estas solicitaciones en la Tabla 109.

DISEÑO A TENSION				
Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Numero de culmos	N.Culmo	2		AUTOR
Diámetro externo	De	10.00	cm	AUTOR

Espesor	t	1.00	cm	AUTOR
Área	A_n	56.55	cm ²	NEC-SE-GUADUA
Esfuerzo admisible actuante	$f_t = \frac{T}{A_n}$	0.074	MPa	NEC-SE-GUADUA

Tabla 109. Esfuerzos admisibles actuantes en la correa, diseño definitivo del bambú.

Fuente: Autor

Finalmente se determinó una demanda capacidad debido a la acción combinada de las solicitaciones, en la Tabla 110.

DISEÑO A FLEXION				
Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Módulo de sección	S33	199.30	cm ³	
Módulo de sección	S22	115.90	cm ³	
Esfuerzo admisible actuante M33	$f_b = \frac{M}{S}$	2.701	MPa	NEC-SE-GUADUA
Esfuerzo admisible actuante M22	$f_b = \frac{M}{S}$	3.289	MPa	NEC-SE-GUADUA
D/C	$\frac{f_t}{F'_t} + \frac{f_b}{F'_b}$	0.652		NEC-SE-GUADUA

Tabla 110. Demanda capacidad de la correa, diseño final del bambú.

Fuente: Autor

Se realizó un diseño a cortante según lo establece la NEC-SE-GUADUA, en la Tabla 111.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Fuerza de corte	V_u	0.152	T	SOFTWARE
Esfuerzo admisible modificado	F'_v	0.85	MPa	NEC-SE-GUADUA
Diámetro externo	D_e	10.00	cm	

Espesor	t	1.00	cm	
Área	A_n	28.27	cm ²	NEC-SE-GUADUA
Esfuerzo admisible actuante	$f_v = \frac{2V}{3A} \left(\frac{3D_e^2 + 6D_e t + 4t^2}{D_e^2 + 2D_e t + 2t} \right)$	0.364	MPa	NEC-SE-GUADUA

Tabla 111. Diseño a cortante de la correa, diseño definitivo del bambú.

Fuente: Autor

Deflexiones instantáneas

Luego de haber realizado el diseño por resistencia se realizó el diseño por servicio en el cual determinamos las deflexiones instantáneas y diferidas en el tiempo.

Chequeo de deflexiones para carga viva				
Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Longitud	L	250	cm	
Carga	q	0.77	Kg/cm	SOFTWARE
Módulo de elasticidad	E	122324.159	Kg/cm ²	NEC-SE-GUADUA
Inercia	I	1993.30	cm ⁴	SOFTWARE
Δ	$\Delta = \frac{5qL^4}{384 EI}$	0.161	cm	
Limite	L/180	1.39	cm	IBC 2009
Chequeo de deflexiones para carga muerta + viva				
Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Longitud	L	250	cm	
Carga	q	1.02	Kg/cm	SOFTWARE
Módulo de elasticidad	E	122324.159	Kg/cm ²	NEC-SE-GUADUA
Inercia	I	1993.300	cm ⁴	SOFTWARE
Δ	$\Delta = \frac{5qL^4}{384 EI}$	0.213	cm	

Limite	L/120	2.08	cm	IBC 2009
---------------	-------	------	----	----------

Tabla 112. Deflexiones instantáneas de la correa, diseño definitivo del bambú.

Fuente: Autor

Deflexiones diferidas en el tiempo

CHEQUEO DE DEFLEXIONES PARA CARGA MUERTA + VIVA				
Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Longitud	L	250	cm	
Carga	q	2.028	Kg/cm	SOFTWARE
Módulo de elasticidad	E	122324.159	Kg/cm ²	NEC-SE-GUADUA
Inercia	I	1993.300	cm ⁴	SOFTWARE
Δ	$\Delta = \frac{5qL^4}{384 EI}$	0.423	cm	
Limite	L/120	2.08	cm	IBC 2009

Tabla 113. Deflexiones diferidas en el tiempo de la correa, diseño definitivo del bambú.

Fuente: Autor

Diseño del cordón superior

Como se puede observar en la Ilustración 35 el cordón superior de Gak tiene una sección de cuatro cañas con un diámetro de 10 cm y un espesor 1cm,

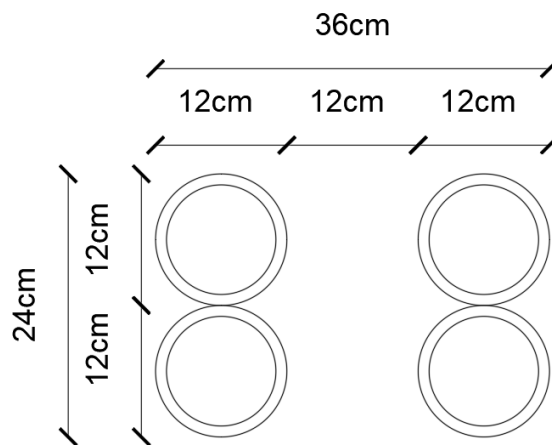


Ilustración 35. Características del cordón superior, diseño final del bambú.

Fuente: Autor

Se determinó las solicitaciones más críticas con el software y se determinó los esfuerzos admisibles modificados según lo establece la NEC-SE-GUADUAS.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Carga Axial ultima	T	3.196	T	ETABS
Momento 3-3 ultimo	Mu33	0.047	Tm	ETABS
Momento 2-2 ultimo	Mu22	0.204	Tm	ETABS
Esfuerzo admisible modificado	F'c	8.64	MPa	NEC-SE-GUADUA
Esfuerzo admisible modificado	F'b	9.26	MPa	NEC-SE-GUADUA

Tabla 114. Solicitaciones más críticas del cordón superior, Estructura de Bambú (ETABS).

Fuente: Autor

Con ayuda del software y su función de sección designer se determinó las propiedades mecánicas de la sección elegida.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Módulo de sección	S33	590.4	cm ³	SOFTWARE

Módulo de sección	S22	1107.9	cm ³	SOFTWARE
Inercia	I33	7084.30	cm ⁴	SOFTWARE
Inercia	I22	18833.8	cm ⁴	SOFTWARE

Tabla 115. Propiedades mecánicas del cordón superior, estructura de bambú (ETABS).

Fuente: Autor

El cordón superior tenía una demanda de compresión y flexión, se determinó los esfuerzos admisibles actuantes para para estas solicitaciones y al final se determinó una demanda capacidad debido a las acciones combinadas de las solicitaciones.

La esbeltez del cordón superior fue determinada en la Tabla 116 para este proceso se obtuvo la razón de esbeltez y la esbeltez C_k , que permitieron clasificar al cordón superior, según la NEC-SE-GUADÚA.

Revision de esbeltez				
Descripción	Formula	Valor obtenido	Unidades	Normativa
Factor Longitud efectiva	K	1		Factor Longitud efectiva
Longitud soportada	Lu	426.26	cm	
Radio de giro	r	7.16	cm	
Razón de Esbeltez	$\lambda = KLu/r$	59.54		NEC-SE-GUADUA
Módulo de elasticidad	$E_{0.05}$	7500.00	MPa	NEC-SE-GUADUA
Esfuerzo admisible modificado	F'_c	8.64	MPa	NEC-SE-GUADUA
Esbeltez C_k	$C_k = 2.565 \sqrt{\frac{E_{0.05}}{F'_c}}$	75.57		NEC-SE-GUADUA

Tabla 116. Revisión de la Esbeltez del cordón superior, estructura de bambú (ETABS).

Fuente: Autor

La esbeltez del cordón es de 59.54 y se encuentra entre 30 y C_k , por lo cual se clasifico como una columna **intermedia**. En base a esto se determinó el esfuerzo actuante según la NEC-SE-GUADUA, en la Tabla 117.

Resistencia a la compresión				
Descripción	Formula	Valor obtenido	Unidades	Normativa
Esfuerzo admisible actuante	$f_c = \frac{N}{An(1 - \frac{2}{5} [\frac{\lambda}{C_k}]^3)}$	2.82	MPa	NEC-SE-GUADUA

Tabla 117. Esfuerzo admisible actuante del cordón superior, estructura de bambú (ETABS).

Fuente: Autor

Se realizó el diseño a flexión en la Tabla 118.

DISEÑO A FLEXION				
Descripción	Formula	Valor obtenido	Unidades	Normativa
Módulo de sección	S33	590.40	cm ³	SOFTWARE
Módulo de sección	S22	1107.90	cm ³	SOFTWARE
Esfuerzo admisible actuante M33	$f_b = \frac{M}{S}$	0.817	MPa	NEC-SE-GUADUA
Esfuerzo admisible actuante M22	$f_b = \frac{M}{S}$	1.873	MPa	NEC-SE-GUADUA
Carga crítica de Euler	$N_{er} = \frac{\pi^2 E_{0.05} I}{le^2}$	288608.2 83	N	NEC-SE-GUADUA
Coefficiente de magnificación de momentos	$k_m = \frac{1}{1 - 1.5 \left(\frac{Na}{N_{er}}\right)}$	1.195		NEC-SE-GUADUA
D/C	$\frac{f_c}{F'_c} + \frac{km f_b}{F'_b}$	0.673		NEC-SE-GUADUA

Tabla 118. Diseño a flexión del cordón superior, estructura de bambú (ETABS).

Fuente: Autor

Se realizó un diseño a cortante según lo establece la NEC-SE-GUADUA, en la Tabla 119.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Fuerza de corte	V_u	0.060	T	SOFTWARE
Esfuerzo admisible modificado	$F'v$	0.85	MPa	NEC-SE-GUADUA
Diámetro externo	D_e	12.00	cm	
Espesor	t	1.00	cm	
Área	A_n	34.56	cm ²	NEC-SE-GUADUA
Esfuerzo admisible actuante	$f_v = \frac{2V}{3A} \left(\frac{3D_e^2 + 6D_e t + 4t^2}{D_e^2 + 2D_e t + 2t} \right)$	0.063	MPa	NEC-SE-GUADUA

Tabla 119. Diseño a cortante para el cordón superior, estructura de bambú (ETABS).

Fuente: Autor

Diseño del cordón inferior

Para el cordón inferior de Gak con sección 4 cañas de diámetro 12cm y espesor 1cm,

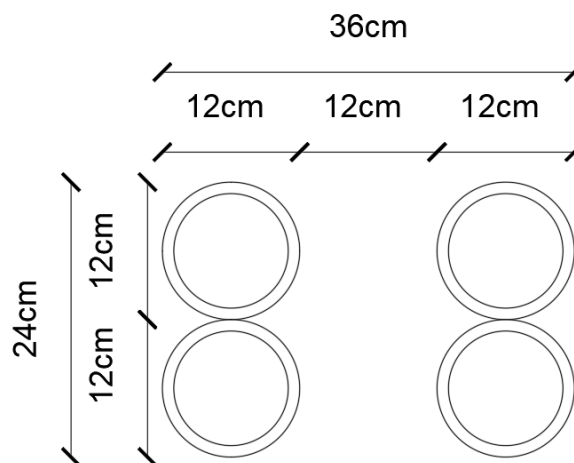


Ilustración 36. Características del cordón inferior, diseño final del bambú.

Fuente: Autor

El cordón inferior tenía una demanda de compresión y flexión, se determinó los esfuerzos admisibles actuantes para para estas solicitaciones y al final se determinó una demanda capacidad debido a las acciones combinadas de las solicitaciones.

Se determinó las solicitaciones más críticas con el software y se determinó los esfuerzos admisibles modificados según lo establece la NEC-SE-GUADUAS.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Carga Axial ultima	T	1.408	T	ETABS
Momento 3-3 ultimo	Mu33	0.077	Tm	ETABS
Momento 2-2 ultimo	Mu22	0.061	Tm	ETABS
Esfuerzo admisible modificado	F'c	8.64	MPa	NEC-SE-GUADUA
Esfuerzo admisible modificado	F'b	9.26	MPa	NEC-SE-GUADUA

Tabla 120. Solicitaciones más críticas del cordón inferior, Estructura de Bambú (ETABS).

Fuente: Autor

Con ayuda del software y su función de sección designer se determinó las propiedades mecánicas de la sección elegida en la Tabla 121.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Módulo de sección	S33	590.4	cm ³	ETABS
Módulo de sección	S22	1107.9	cm ³	ETABS
Inercia	I33	7084.30	cm ⁴	ETABS
Inercia	I22	18833.8	cm ⁴	ETABS

Tabla 121. Propiedades mecánicas del cordón inferior, estructura de bambú (ETABS).

Fuente: Autor

La esbeltez del cordón es de 59.54, se encuentra entre 30 y C_k por lo cual se clasifica como una columna **intermedia**.

Revisión de esbeltez				
Descripción	Formula	Valor obtenido	Unidades	Normativa
Factor Longitud efectiva	K	1		ETABS
Longitud soportada	L_u	90.00	cm	ETABS
Radio de giro	r	7.16	cm	ETABS
Razón de Esbeltez	$\lambda = KL_u/r$	12.57		NEC-SE-GUADUA
Módulo de elasticidad	$E_{0.05}$	7500.00	MPa	NEC-SE-GUADUA
Esfuerzo admisible modificado	F'_c	8.64	MPa	NEC-SE-GUADUA
Esbeltez C_k	$C_k = 2.565 \sqrt{\frac{E_{0.05}}{F'_c}}$	75.57		NEC-SE-GUADUA

Tabla 122. Revisión de la esbeltez del cordón inferior, estructura de bambú (ETABS).

Fuente: Autor

La esbeltez del cordón es de 12.57, es menor a 30, por lo cual se clasifico como una columna corta en la Tabla 122 y se determinó el esfuerzo actuante según la NEC-SE-GUADUA, en la Tabla 123.

Resistencia a la compresión				
Descripción	Formula	Valor obtenido	Unidades	Normativa
Esfuerzo admisible actuante	$f_c = \frac{N}{An}$	1.038	MPa	NEC-SE-GUADUA

Tabla 123. Esfuerzos admisibles actuantes en el cordón inferior, diseño definitivo del bambú.

Fuente: Autor

Se realizó el diseño a flexión en la Tabla 124.

DISEÑO A FLEXION				
Módulo de sección	S33	590.40	cm ³	SOFTWARE
Módulo de sección	S22	1107.90	cm ³	SOFTWARE
Esfuerzo admisible actuante M33	$f_b = \frac{M}{S}$	1.329	MPa	NEC-SE- GUADUA
Esfuerzo admisible actuante M22	$f_b = \frac{M}{S}$	0.564	MPa	NEC-SE- GUADUA
Carga crítica de Euler	$N_{er} = \frac{\pi^2 E_{0.05} I}{le^2}$	6474003.5 61	N	NEC-SE- GUADUA
Coefficiente de magnificación de momentos	$k_m = \frac{1}{1 - 1.5 \left(\frac{Na}{N_{er}} \right)}$	1.003		NEC-SE- GUADUA
D/C	$\frac{f_c}{F'_c} + \frac{km f_b}{F'_b}$	0.325		NEC-SE- GUADUA

Tabla 124. Demanda capacidad del cordón inferior, diseño final del bambú.

Fuente: Autor

El cordón inferior tenía también una demanda de tensión y flexión, se determinó los esfuerzos admisibles actuantes para estas solicitaciones y al final se determinó una demanda capacidad debido a las acciones combinadas de las solicitaciones.

Se determinó las solicitaciones más críticas del software y se determinó los esfuerzos admisibles modificados según lo establece la NEC-SE-GUADUA, en la Tabla 125.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Carga Axial ultima	T	1.115	T	SOFTWARE
Momento 3-3 ultimo	Mu33	0.010	Tm	SOFTWARE
Momento 2-2 ultimo	Mu22	0.692	Tm	SOFTWARE
Esfuerzo admisible modificado	F't	13.41	MPa	NEC-SE-GUADUA

Esfuerzo a flexión modificado	F _b	9.26	MPa	NEC-SE-GUADUA
--------------------------------------	----------------	------	-----	---------------

Tabla 125. Solicitaciones más críticas, Estructura de Bambú (ETABS).

Fuente: Autor

Con ayuda del software y su función de sección designer se determinó las propiedades mecánicas de la sección elegida, en la Tabla 126.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Módulo de sección	S33	590.40	cm ³	SOFTWARE
Módulo de sección	S22	1107.90	cm ³	SOFTWARE

Tabla 126. Propiedades mecánicas del cordón inferior, estructura de bambú (ETABS).

Fuente: Autor

Se realizó el diseño a tensión en la Tabla 127.

DISEÑO A TENSION				
Numero de culmos	N.Culmo	4		SOFTWARE
Diámetro externo	De	10.00	cm	SOFTWARE
Espesor	t	1.00	cm	SOFTWARE
Área	An	113.10	cm ²	NEC-SE-GUADUA
Esfuerzo admisible actuante	$f_t = \frac{T}{A_n}$	0.967	MPa	NEC-SE-GUADUA

Tabla 127. Diseño a tensión del cordón inferior, estructura de bambú (ETABS).

Fuente: Autor

El diseño a flexión en la Tabla 128.

DISEÑO A FLEXION				
Módulo de sección	S33	590.40	cm ³	SOFTWARE

Módulo de sección	S22	1107.90	cm ³	SOFTWARE
Esfuerzo admisible actuante M33	$f_b = \frac{M}{S}$	0.180	MPa	NEC-SE-GUADUA
Esfuerzo admisible actuante M22	$f_b = \frac{M}{S}$	6.365	MPa	NEC-SE-GUADUA
D/C	$\frac{f_t}{F'_t} + \frac{f_b}{F'_b}$	0.779		AISC 360-16

Tabla 128. Demanda Capacidad del cordón inferior, diseño final del bambú.

Fuente: Autor

Como se puede apreciar en la Tabla 128 la combinación de acciones para el caso de tensión y flexión fue más crítica llevando a la sección a una demanda capacidad de 77.9%

Se realizó un diseño a cortante según lo establece la NEC-SE-GUADUA.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Fuerza de corte	Vu	0.107	T	
Esfuerzo admisible modificado	F'v	0.85	MPa	NEC-SE-GUADUA
Diámetro externo	De	12.00	cm	
Espesor	t	1.00	cm	
Área	An	34.56	cm ²	NEC-SE-GUADUA
Esfuerzo admisible actuante	$f_v = \frac{2V}{3A} \left(\frac{3D_e^2 + 6D_e t + 4t^2}{D_e^2 + 2D_e t + 2t} \right)$	0.112	MPa	NEC-SE-GUADUA

Tabla 129. Diseño a cortante del cordón inferior, diseño definitivo del bambú.

Fuente: Autor

Diseño del montante

Para el montante de Gak con sección 1 cañas de diámetro 10cm y espesor 1cm, como se observa en la Ilustración 37.

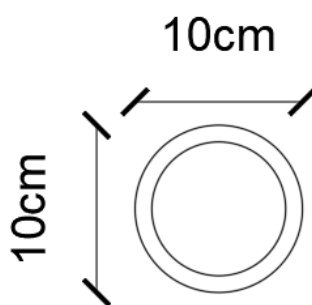


Ilustración 37. Características del montante más crítico, diseño final del bambú.

Fuente: Autor

El montante tenía una demanda de compresión, la flexión se asume cero la norma establece que únicamente se permite transmisión de momentos cuando un miembro es continuo.

Se determinó las sollicitaciones más críticas con el software y se determinó los esfuerzos admisibles modificados según lo establece la NEC-SE-GUADUAS.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Carga Axial ultima	T	1.824	T	SOFTWARE
Momento 3-3 ultimo	Mu33	0.000	Tm	SOFTWARE
Momento 2-2 ultimo	Mu22	0.000	Tm	SOFTWARE
Esfuerzo admisible modificado	F'c	8.64	MPa	NEC-SE-GUADUA
Esfuerzo admisible modificado	F'b	9.26	MPa	NEC-SE-GUADUA

Tabla 130. Sollicitaciones más críticas del montante más crítico, Estructura de Bambú (ETABS).

Fuente: Autor

Con ayuda del software y su función de sección designer se determinó las propiedades mecánicas de la sección elegida.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
-------------	---------	----------------	----------	-----------

Módulo de sección	S33	58	cm ³	SOFTWARE
Módulo de sección	S22	58	cm ³	SOFTWARE
Inercia	I33	289.8	cm ⁴	SOFTWARE
Inercia	I22	289.8	cm ⁴	SOFTWARE

Tabla 131. Propiedades mecánicas del montante más crítico, estructura de bambú (ETABS).

Fuente: Autor

Revision de esbeltez				
Descripción	Formula	Valor obtenido	Unidades	Normativa
Factor Longitud efectiva	K	1		NEC-SE-GUADUA
Longitud soportada	Lu	115.60	cm	SOFTWARE
Radio de giro	r	4.61	cm	SOFTWARE
Razón de Esbeltez	$\lambda=KLu/r$	25.07		NEC-SE-GUADUA
Módulo de elasticidad	E0.05	7500.00	MPa	NEC-SE-GUADUA
Esfuerzo admisible modificado	F'c	8.64	MPa	NEC-SE-GUADUA
Esbeltez Ck	$Ck = 2.565 \sqrt{\frac{E_{0.05}}{F'c}}$	75.57		NEC-SE-GUADUA

Tabla 132. Revisión de la esbeltez del del montante más crítico, estructura de bambú (ETABS).

Fuente: Autor

Resistencia a la compresión				
Descripción	Formul a	Valor obtenido	Unidade s	Normativa
Esfuerzo admisible actuante	$f_c = \frac{N}{An}$	6.42	MPa	NEC-SE- GUADUA
D/C	$\frac{f_c}{F'c}$	0.743		

Tabla 133. Demanda capacidad del del montante más crítico, diseño final del bambú.

Fuente: Autor

Diseño de la diagonal

Para la diagonal de Gak con sección 1 cañas de diámetro 10cm y espesor 1cm, como se observa en la Ilustración 38.

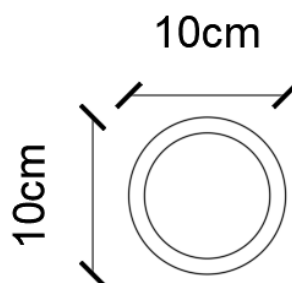


Ilustración 38. Características de la diagonal más crítica, diseño final del bambú.

Fuente: Autor

La diagonal tenía una demanda de tracción, la flexión se asume cero la norma establece que únicamente se permite transmisión de momentos cuando un miembro es continuo.

Se determinó las sollicitaciones más críticas con el software y se determinó los esfuerzos admisibles modificados según lo establece la NEC-SE-GUADUAS.

Descripción	Formul a	Valor Obtenido	Unidade s	Normativa
Carga Axial ultima	T	2.262	T	SOFTWARE
Momento 3-3 ultimo	Mu33	0.000	Tm	SOFTWARE

Momento 2-2 último	Mu22	0.000	Tm	SOFTWARE
Esfuerzo admisible modificado	F't	13.41	MPa	NEC-SE-GUADUA
Esfuerzo admisible modificado	F'b	9.26	MPa	NEC-SE-GUADUA

Tabla 134. Solicitaciones más críticas de la diagonal más crítica, Estructura de Bambú (ETABS).

Fuente: Autor

Con ayuda del software y su función de sección designer se determinó las propiedades mecánicas de la sección elegida.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Módulo de sección	S33	58	cm ³	SOFTWARE
Módulo de sección	S22	58	cm ³	SOFTWARE
Inercia	I33	289.8	cm ⁴	SOFTWARE
Inercia	I22	289.8	cm ⁴	SOFTWARE

Tabla 135. Propiedades mecánicas de la diagonal más crítica, estructura de bambú (ETABS).

Fuente: autor

DISEÑO A TENSION				
Numero de culmos	N.Culmo	1		
Diámetro externo	De	10.00	cm	
Espesor	t	1.00	cm	
Área	An	28.27	cm ²	NEC-SE-GUADUA
Esfuerzo admisible actuante	$f_t = \frac{T}{A_n}$	7.847	MPa	NEC-SE-GUADUA
D/C	$\frac{f_t}{F't}$	0.585		

Tabla 136. Demanda capacidad a tensión de la diagonal más crítica, diseño final del bambú.

Fuente: Autor

3.1.3.5. Diseño de la columna de hormigón armado

Pre diseño

Se realizó un prediseño de las columnas de hormigón armado determinando el área cooperante del elemento, determinando una sección mínima requerida de 900cm², como se muestra en la Tabla 137

Pre diseño de la columna A2			
Descripción	Formula	Valor obtenido	Unidades
Carga ultima	$1.2Cm + 1.6Cv$	134.74	Kg/m ²
Área tributaria	$\frac{X1}{2} \times \left(\frac{Y1}{2} + \frac{Y2}{2} \right)$	37.5	m ²
Carga ultima	Pu	5052.75	Kg
Área requerida	$Ag = 20P$	101.055	cm ²
Elijo una columna de 30x30cm			
Base	B	30	cm
Altura	H	30	cm
Área total	At	900.00	cm ²

Tabla 137. Prediseño de la columna de hormigón armado.

Fuente: Autor

Diseño final columna 40x40cm

Luego de un proceso interactivo hasta lograr que se cumpla todos los chequeos normativos y teniendo en cuenta procesos constructivos la sección final de la columna es de 40x40cm con una cuantía del 1%, tal y el armado se encuentra en la fig.

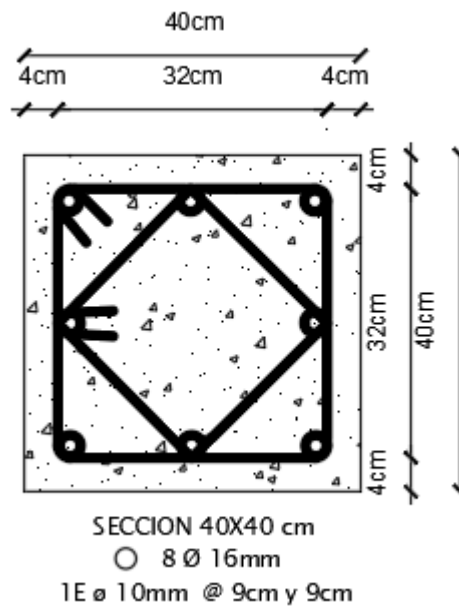


Ilustración 39. Distribución del acero en la columna de hormigón, estructura de bambú.

Fuente: Autor

Según la distribución de acero mostrada en la figura 39, se realizó el diagrama interacción y se ubicó el punto de demanda más crítico concluyendo que al encontrarse dentro del diagrama de interacción minorado cumple y es capaz de resistir con la demanda, tal y como se puede observar en el diagrama de interacción de la figura 40

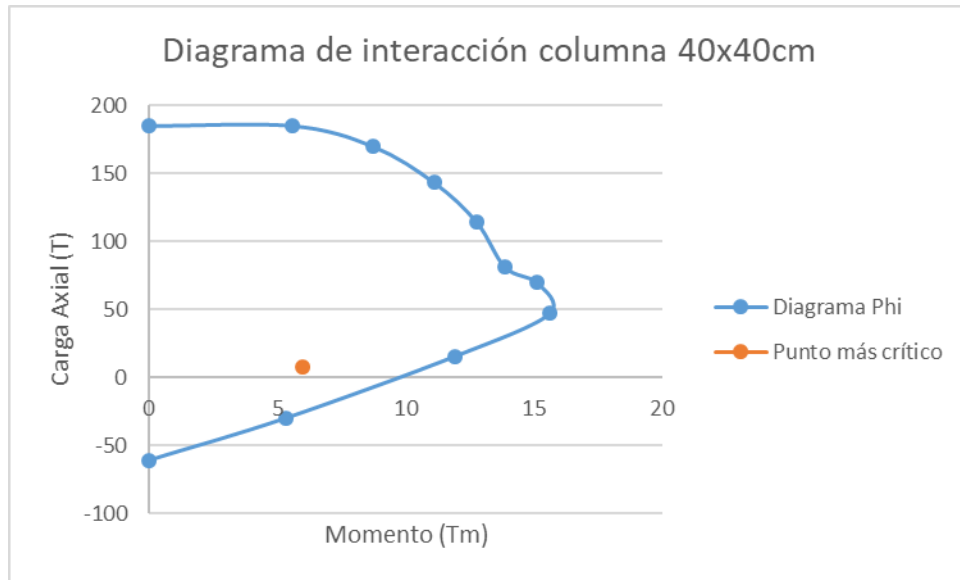


Ilustración 40. Diagrama de interacción de la columna de hormigón, estructura de bambú.

Fuente: Autor

3.1.3.6. Diseño de la viga de hormigón armado

Se definió las secciones de la viga 30x25 cm, con los siguientes materiales establecidos en la tabla 139.

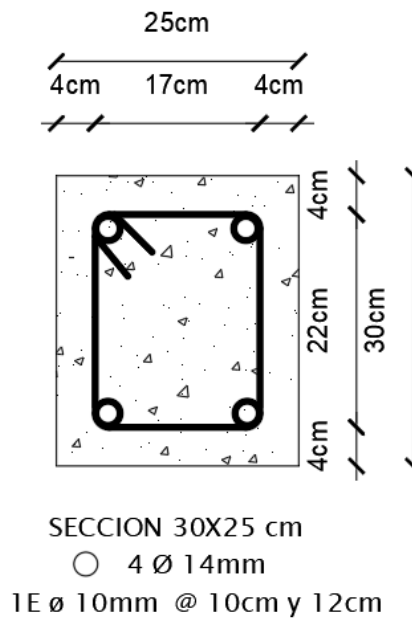


Ilustración 41. Armado de la viga de hormigón, estructura de bambú.

Fuente: Autor

Las características de la viga son las de la tabla

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades
Altura	H	30	cm
Base	B	25	cm
Recubrimiento	r	5.6	cm
Peralte	d	24.4	cm
Resistencia a la compresión	F'c	210	Kg/cm ²
Límite de fluencia del acero	Fy	4200	Kg/cm ²

Tabla 138. Características de la viga de hormigón, estructura de acero.

Fuente: Autor

Se determinó el acero necesario para soportar el momento ultimo y se lo comparo con el acero mínimo y máximo normativo. El acero requerido fue de 2.64 cm², mayor al mínimo por lo cual se debe armara las vigas con 2φ14mm con un área de 3.08 cm².

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Momento ultimo	Mu	2.315	Tm	
Acero mínimo	$\frac{14}{Fy}bd$	2.03	cm ²	NEC-SE-HM
Acero mínimo	$\sqrt{\frac{Fc}{4Fy}}bd$	1.66	cm ²	NEC-SE-HM
Acero balanceado	$0.85\beta_1 \frac{F'c}{Fy} \frac{6300}{6300+Fy}$	13.22	cm ²	ACI 318-19
Acero máximo	$\sqrt{\frac{Fc}{4Fy}}bd$	6.61	cm ²	ACI 318-19
Acero de calculo	$\frac{0.85F'cbd}{Fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{Mu}{0.85\phi F'cbd^2}} \right)$	2.64	cm ²	

Tabla 139. Cálculo del acero requerido para la viga de hormigón armado, estructura de acero.

Fuente: Autor

Finalmente se realizó un diseño a corte, con un estribo de 10 mm cada 10 cm se cumple la demanda de cortante el cortante nominal es mayor al cortante ultimo por la viga propuesta es capaz de resistir las solicitaciones.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Resistencia de compresión	$F'c$	210	Kg/cm ²	
Límite de fluencia del acero	Fy	4200	Kg/cm ²	
Área transversal estribo de 10mm	Av	1.57	cm ²	
Separación de estribos	S	10	cm	
Factor de reducción de la resistencia por corte	ϕ	0.75		
Resistencia a corte del concreto	$\phi Vc = \phi 0.53\sqrt{F'c}bd$	3.514	T	NEC-SE-HM
Resistencia a corte del acero	$\phi Vs = \phi \frac{d}{s} Av Fy$	12.1	T	NEC-SE-HM
Resistencia nominal	$\phi Vn = \phi Vs + \phi Vc$	15.58	T	NEC-SE-HM
Corte gravitacional	Vg	2.149	T	SOFTWARE
Corte probable	Vp	1.21	T	SOFTWARE
Corte ultimo	$Vu = Vg + Vp$	3.359	T	NEC-SE-HM

Tabla 140. Cálculo del diseño a corte de la viga de hormigón armado, estructura de bambú.

Fuente: Autor

3.1.3.7. Diseño de la zapata de hormigón armado

Primero se realizó un pre dimensionamiento de la zapata y se definió las solicitaciones y los materiales.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Carga Servicio	Ps	66.72	KN	
Carga Ultima	Pu	92.15	KN	
Momento de servicio por cargas gravitacionales	Msy	12.643	KNm	
Momento de servicio por cargas gravitacionales	Msx	0.273	KNm	
Momento de servicio por cargas gravitacionales	Mux	0.384	KNm	
Momento de servicio por cargas gravitacionales	Muy	18.51	KNm	
Momento por cargas sísmicas	Msx	34.34	KNm	
Momento por cargas sísmicas	Msy	28.61	KNm	
Capacidad portante	v	200	KN/m ²	
Capacidad portante sismo	v _{sismo}	266	KN/m ²	
Resistencia de compresión	F'c	210	Kg/cm ²	
Límite de fluencia del acero	Fy	4200	Kg/cm ²	
Área requerida	$A = \frac{1.2P}{v}$	0.40	m ²	
Dimensión B del plinto	B	0.63	cm	
Dimensión L final del plinto	L	1.60	m	
Dimensión B final del plinto	B	1.45	m	
Área del plinto	A=BL	2.32	m ²	
Recubrimiento	r	7.5	cm	
Diámetro de la barra	db	12	mm	
Peralte	d=H-r-db	21.3	cm	
Espesor del cimiento	H	30	cm	

Columna sentido Y	l	40	cm	
Columna sentido X	b	40	cm	

Tabla 141. Diseño de la cimentación, estructura de bambú.

Fuente: Autor

Luego de definir las dimensiones de la zapata se realizó un análisis de las presiones producidas por las cargas gravitacionales y las presiones producidas por las cargas sísmicas en el sentido X en ninguno de los dos casos supero la capacidad portante del suelo.

ANALISIS SENTIDO X				
ANALISIS CON CARGAS GRAVITACIONALES				
Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Excentricidad máxima en B	$\frac{B}{6}$	0.242	m	
Excentricidad de cálculo de cargas gravitacionales	$ex = \frac{My}{P}$	0.189		
Presión por cargas gravitacionales	Q_{max}	51.309	KN/m ²	
Presión por cargas gravitacionales	Q_{min}	6.209	KN/m ²	
ANALISIS CON SISMO				
Excentricidad máxima en B	$\frac{B}{3}$	0.483	m	
Excentricidad de cálculo de cargas sísmicas	$ex = \frac{My}{P}$	0.429		
Presión por cargas sísmicas	Q_{max}	93.858	KN/m ²	

Tabla 142. Análisis de presiones en el sentido X de la cimentación, estructura de acero.

Fuente: Autor

Luego de definir las dimensiones de la zapata se realizó un análisis de las presiones producidas por las cargas gravitacionales y las presiones producidas por las cargas sísmicas en el sentido Y en ninguno de los dos casos supero la capacidad portante del suelo.

ANALISIS SENTIDO Y			
ANALISIS CON CARGAS GRAVITACIONALES			
Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades
Excentricidad máxima en L	$\frac{L}{6}$	0.267	m
Excentricidad de cálculo de cargas gravitacionales	$ey = \frac{Mx}{P}$	0.004	
Presión por cargas gravitacionales	Q_{max}	29.200	KN/m ²
Presión por cargas gravitacionales	Q_{min}	28.317	KN/m ²
Excentricidad máxima en L	$\frac{L}{3}$	0.533	m
Excentricidad de cálculo de cargas sísmicas	$ey = \frac{Mx}{P}$	0.515	
Presión por cargas sísmicas	Q_{max}	107.517	KN/m ²

Tabla 143. Análisis de presiones en el sentido Y de la cimentación, estructura de bambú.

Fuente: Autor

Luego de realizar el chequeo de las presiones se impuso un espesor de zapata de 30cm y se verifico que los esfuerzos últimos producidos por corte unidireccional, bidireccional sean menores al esfuerzo resistente del concreto como se puede observar en la tabla 145, la sección es capaz de resistir los esfuerzos de corte.

DISEÑO A CORTE				
UNIDIRECCIONAL				
Distancia x	$x = B - \frac{B}{2} - \frac{X}{2} - d$	0.312	m	
Presión en el punto qx	qx	58.527	KN/m ²	
Cortante ultimo unidireccional	Vu	32.763	kN	
Esfuerzo ultimo unidireccional	vu	0.961	Kg/cm ²	

Resistencia al corte unidireccional del concreto	$v_c = \phi 0.53\sqrt{F'_c}$	5.760	Kg/cm ²	ACI 318-14
BIDIRECCIONAL				
Esfuerzo promedio	$q = \frac{q_{max} + q_{min}}{2}$	39.720	KN/m ²	
Perímetro de corte	b_o	245.2	cm	
Cortante ultimo bidireccional	V_u	77.225	kN	
Esfuerzo ultimo bidireccional	$v_u = \frac{V_u}{b_o d}$	1.479	Kg/cm ²	
Resistencia al corte bidireccional del concreto	$v_c = \phi 1.1\sqrt{F'_c}$	11.955	Kg/cm ²	ACI 318-14

Tabla 144. Esfuerzos últimos producidos en el sentido X por corte unidireccional y bidireccional, estructura de bambú.

Fuente: Autor

DISEÑO A CORTE				
UNIDIRECCIONAL				
Distancia x	$x = L - \frac{L}{2} - \frac{X}{2} - d$	0.387	m	
Presión en el punto qx	q_x	40.040	KN/m ²	
Cortante ultimo unidireccional	V_u	22.553	kN	
Esfuerzo ultimo unidireccional	v_u	0.730	Kg/cm ²	
Resistencia al corte unidireccional del concreto	$v_c = \phi 0.53\sqrt{F'_c}$	5.760	Kg/cm ²	ACI 318-14
BIDIRECCIONAL				
Esfuerzo promedio	$q = \frac{q_{max} + q_{min}}{2}$	39.720	KN/m ²	
Perímetro de corte	b_o	245.2	cm	
Cortante ultimo bidireccional	V_u	77.225	kN	
Esfuerzo ultimo bidireccional	$v_u = \frac{V_u}{b_o d}$	1.479	Kg/cm ²	

Resistencia al corte bidireccional del concreto	$v_c = \phi 1.1\sqrt{F'_c}$	11.955	Kg/cm ²	ACI 318-14
--	-----------------------------	--------	--------------------	------------

Tabla 145. Esfuerzos últimos producidos en el sentido Y por corte unidireccional y bidireccional, estructura de bambú.

Fuente: Autor

Finalmente se realizó un diseño a flexión por una franja de un metro determinando que el armado de las varillas en los sentidos X y Y será con acero mínimo.

DISEÑO A FLEXION			
Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades
Momento ultimo	Mu	27.707	kNm
Acero de calculo	$\frac{0.85F'_c b d}{F_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_u}{0.85\phi F'_c b d^2}} \right)$	2.177	cm ²
Acero mínimo	0.0018bd	3.834	cm ²
Numero de varillas	#	4	Unidades
Diámetro de la varilla	db	12	mm
Acero final colocado	$A_s = \frac{\pi db^2}{4}$	1.131	cm ²
Acero total	As total	4.524	cm ²

Tabla 146. Diseño a flexión en el sentido X de la cimentación, estructura de acero.

Fuente: Autor

DISEÑO A FLEXION				
Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Momento ultimo	Mu	20.170	kNm	SOFTWARE

Acero de calculo	$\frac{0.85F'cbd}{Fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{Mu}{0.85\phi F'cbd^2}} \right)$	1.580	cm ²	
Acero mínimo	0.0018bd	3.834	cm ²	
Numero de varillas	#	4	Unidades	
Diámetro de la varilla	db	12	mm	
Acero final colocado	$As = \frac{\pi db^2}{4}$	1.131	cm ²	
Acero total	As total	4.524	cm ²	

Tabla 147. Diseño a flexión en el sentido Y de la cimentación, estructura de bambú

Fuente: Autor

3.1.3.8. Diseño placa base

Primero se determinó el área mínima requerida de placa base en función a la carga axial aplicada 27.93 cm².

CALCULO DEL AREA REQUERIDA DE LA PLACA BASE			
Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades
Carga Última	PU	3240.60	Kg
Resistencia del concreto	F'c	210	kg/cm ²
Factor de reducción de la resistencia	ϕ	0.650	
Área requerida	$A_{1(req)} = \frac{Pu}{\phi 0.85 f'c}$	27.93	cm ²

Tabla 148. Área mínima requerida para la placa base.

Se determinó las dimensiones finales para la placa base 40x40cm con un área de 1600 cm².

CALCULO DE LAS DIMENSIONES DE LA PLACA BASE			
Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades

Peralte del perfil	d	30	cm
Base del perfil	bf	10	cm
Coefficiente Δ	$\Delta = \frac{0.9d - 0.8bf}{2}$	10.250	cm
Dimensión N de la placa requerida	$N \approx \sqrt{A_{1(req)} + \Delta}$	15.535	cm
Dimensión N de la placa asumido	N	40.000	cm
Dimensión B de la placa requerida	$B = \frac{A_{1(req)}}{N}$	0.698	cm
Dimensión B de la placa asumida	B	40.000	cm
Área total de la placa base	A1=BN	1600.000	cm ²

Tabla 149. Dimensiones Finales para la placa base

Se calculó el espesor de la placa base el cual fue 1cm.

CALCULO DEL ESPESOR DE LA PLACA BASE			
Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades
Factor m	$m = \frac{N - 0.95 d}{2}$	5.750	cm
Factor n	$n = \frac{B - 0.8 bf}{2}$	16.000	cm
Factor λn'	$\lambda n' = \frac{\lambda \sqrt{d bf}}{4}$	0.497	cm
Factor X	$X = \left\{ \frac{4 d bf}{(d+bf)^2} \right\} \cdot \frac{Pu}{\phi Pp}$	0.013	cm
Factor λ	$\lambda = \frac{2\sqrt{x}}{1+\sqrt{1-x}}$	0.115	cm
Límite de fluencia del acero de la placa base	Fyp	2531.000	kg/cm ²
l max	$l \max(m,n,\lambda n')$	16.000	cm

Espesor requerido	$t_{req} = l \sqrt{\frac{2Pu}{0.90 Fy BN}}$	0.711	cm
Espesor adoptado	tf	1.000	cm

Tabla 150. Espesor de la placa base

3.1.3.9. Dimesiones finales de la GAK

En la Tabla 151 muestra el número de culmos para cada elemento, el diámetro y el espesor de la Gak utilizada para este proyecto y el plano final se lo encontrará en el ANEXO 2.

	# Culmos	Diámetro	Espesor
	Unidades	cm	cm
Correa	2	10	
Cordón superior	4	12	1
Cordón inferior	4	12	1
Diagonal	1	10	1
Montante	1	10	1

Tabla 151. Dimensiones finales de la Gak.

Fuente: Autor

3.1.4. ETAPA IV

DISEÑO DE LA ESTRUCTURA EN ACERO

3.1.4.1. Periodo de vibración aproximado

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Coficiente	α	0.900		
Coficiente	Ct	0.055		
Altura máxima	hn	3.600	m	
Periodo de vibración	$T = Cthn\alpha$	0.174	sg	NEC-SE-DS

Tabla 152. Periodo de vibración aproximado, estructura de acero (NEC).

Fuente: Autor

3.1.4.2. Modos de vibración

La norma NEC-SE-DS establece que se deberá considerar en el análisis todos los modos que involucren la partición de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura por lo cual se consideró 30 modos, y se logró el 90% de la masa acumulada en el sentido X e Y en el modo 19, El modo fundamental de vibración de la estructura es el tercer modo con un periodo de 0.25 sg.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
	sec					
1	0.257	0.000	0.000	0.000	0.000	0.053
2	0.254	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3	0.25	0.000	0.620	0.000	0.620	0.000
4	0.233	0.000	0.000	0.000	0.620	0.027
5	0.231	0.000	0.000	0.000	0.620	0.000
6	0.199	0.000	0.000	0.000	0.620	0.000
7	0.189	0.000	0.012	0.000	0.631	0.000
8	0.184	0.892	0.000	0.892	0.631	0.000
9	0.183	0.000	0.000	0.892	0.631	0.000
10	0.169	0.000	0.000	0.892	0.631	0.058
11	0.168	0.000	0.000	0.892	0.631	0.000
12	0.166	0.102	0.000	0.994	0.631	0.000
13	0.155	0.000	0.000	0.994	0.631	0.762
14	0.132	0.000	0.261	0.994	0.893	0.000
15	0.132	0.000	0.000	0.994	0.893	0.000

16	0.132	0.000	0.000	0.994	0.893	0.011
17	0.131	0.004	0.000	0.998	0.893	0.000
18	0.109	0.000	0.000	0.998	0.893	0.065
19	0.101	0.000	0.096	0.998	0.989	0.000
20	0.095	0.000	0.000	0.998	0.989	0.000
21	0.093	0.000	0.000	0.998	0.989	0.011
22	0.091	0.000	0.000	0.999	0.989	0.000
23	0.088	0.000	0.000	0.999	0.989	0.000
24	0.086	0.000	0.000	0.999	0.989	0.010
25	0.079	0.000	0.000	0.999	0.989	0.000
26	0.078	0.000	0.000	0.999	0.989	0.001
27	0.076	0.000	0.001	0.999	0.990	0.000
28	0.074	0.000	0.000	0.999	0.990	0.000
29	0.073	0.000	0.000	0.999	0.990	0.000
30	0.073	0.000	0.000	0.999	0.990	0.000

Tabla 153. Modos de vibración, estructura de Bambú (ETABS).

Fuente: Autor

3.1.4.3. Control de deriva de piso

En la Ilustración 42. Punto de control para las derivas de piso, estructura de acero., se puede observar el punto de control para la deriva de piso, con un círculo de color rojo ya que es el punto en donde está apoyada la cubierta metálica.

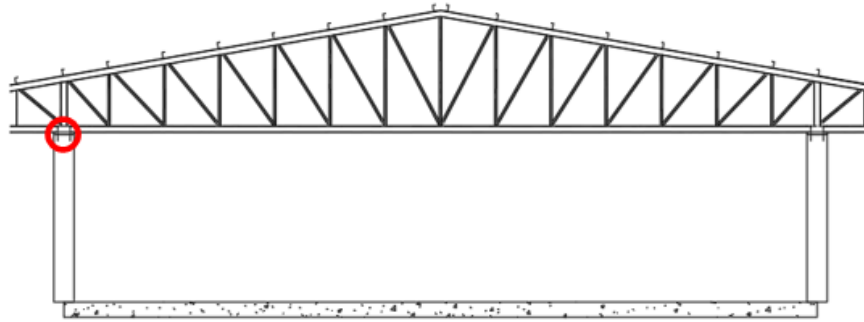


Ilustración 42. Punto de control para las derivas de piso, estructura de acero.

Fuente: Autor

El valor límite de la norma NEC-SE-DS es de 0.02, para determinar la deriva de piso de la estructura se utilizó el sismo dinámico y se evaluó las derivas en los sentidos X e Y los cuales fueron menores al límite normativo. Valores que se pueden observar en la Tabla 154 .

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Desplazamiento en X	Dx	0.381	cm	
Desplazamiento en Y	Dy	0.293	cm	
Altura de piso	H	350	cm	
Deriva elástica en X	$\Delta EX = Dx/H$	0.00109		NEC-SE-DS
Deriva elástica en Y	$\Delta EY = Dy/H$	0.00084		NEC-SE-DS
Coefficiente de respuesta sísmica	R	2		NEC-SE-DS
Deriva máxima inelástica en X	$\Delta M = \Delta EX \times R \times 0.75$	0.00163		NEC-SE-DS
Deriva máxima inelástica en Y	$\Delta M = \Delta EY \times R \times 0.75$	0.00125		NEC-SE-DS

Tabla 154 . Cálculo de la Deriva máxima inelástica en el eje X y eje Y, estructura de acero.

Fuente: Autor

Como se puede observar en la Ilustración 43. , al evaluar las derivas en los sentidos X e Y se determina que los valores fueron menores al límite normativo 2%, la deriva máxima es en el sentido de X con una magnitud de 0.163% por lo que se espera un buen comportamiento a una carga dinámica.

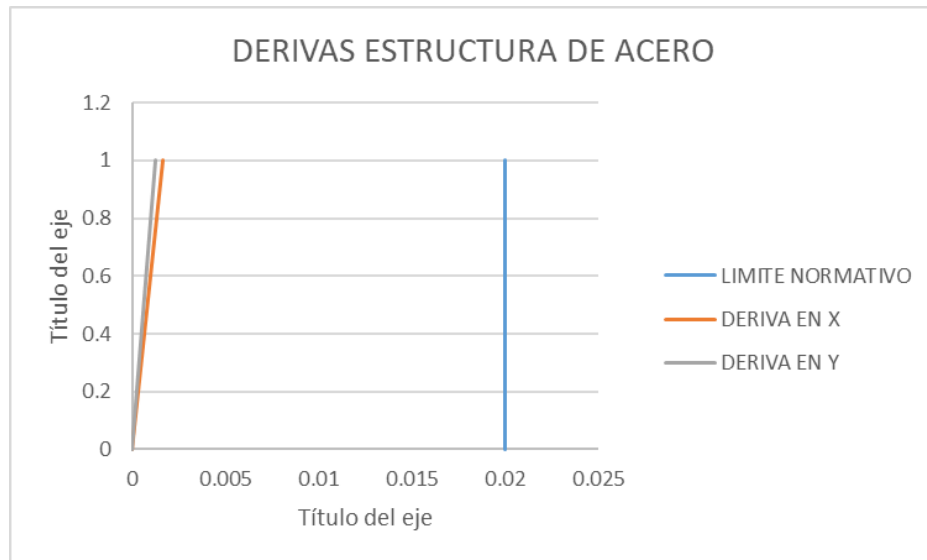


Ilustración 43. Derivas de piso inelásticas vs deriva de piso establecida por la NEC, Estructura de Bambú.

Fuente: Autor

3.1.4.4. Diseño final de miembros de acero

Diseño de la correa

La correa es tipo C 125x50x5mm con un acero A36 como se puede observar en la ilustración 44. sometida a flexión biaxial cumple las sollicitaciones de resistencia y servicio que establecen los códigos AISC 360-16 Y IBC 2009.

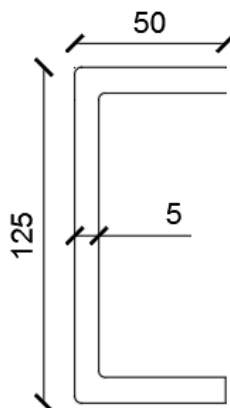


Ilustración 44. Características de la correa, diseño final de la estructura de acero.

Fuente: Autor

En la Tabla 155 se tiene las características del Perfil elegido.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Base del Ala	b	50.000	mm	Catálogo
Espesor Ala	t	5.000	mm	Catálogo
Altura	h	115.000	mm	Catálogo
Espesor del Alma	tw	5.000	mm	Catálogo
Módulo de elasticidad	E	2038901.920	Kg/cm ²	Catálogo
Límite de fluencia del acero	Fy	2531.050	Kg/cm ²	Catálogo

Tabla 155. Características de la correa, diseño final de la estructura de acero.

Fuente: Autor

Con la ayuda del software ETABS, se determinó las propiedades de este elemento y las solicitaciones ultimas.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Carga Axial ultima	Pu	0.017	T	SOFTWARE
Momento 3-3 ultimo	$Mu33$	0.487	Tm	SOFTWARE
Momento 2-2 ultimo	$Mu22$	0.084	Tm	SOFTWARE
Módulo de sección plástica	$Z33$	46.500	cm ³	SOFTWARE
Módulo de sección plástica	$Z22$	11.600	cm ³	SOFTWARE
Módulo de sección elástico	$S22$	6.500	cm ³	SOFTWARE

Tabla 156. solicitaciones más críticas y propiedades mecánicas de la correa, estructura de acero.

Fuente: Autor

Diseño por flexión Biaxial:

Se clasifico el perfil, la C125x50x5mm es un perfil compacto en alas y alma

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Normativa
Relación Ancho/Espesor	$\frac{b}{t}$	10.000	AISC 360-16
Limite	$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	10.785	AISC 360-16
Relación Altura/Espesor	$\frac{h}{tw}$	23.000	AISC 360-16
Limite	$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	106.718	AISC 360-16

Tabla 157. Revisión de la Esbeltez de la correa, estructura de acero.

Fuente: Autor

Se determinó la resistencia a la flexión en el eje menor y mayor, así como la longitud plástica.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Momento 3-3 resistente	$Mr_{33} = F_y Z_{33}$	1.059	Tm	AISC 360-16
Momento 2-2 resistente	$Mr_{22} = F_y Z_{22}$	0.264	Tm	AISC 360-16
Momento 2-2 resistente	$Mr_{22} = 1.6 F_y S_y$	0.237	Tm	AISC 360-16
Longitud plástica	$L_p = 1.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	74.779	cm	AISC 360-16
Longitud de diseño	L_b	70.000	cm	
Carga Axial resistente	$Pr = A_g * F_y * 0.9$	24.602	T	AISC 360-16
Condicionantes secciones compuestas	$\frac{P_u}{Pr}$	0.001		
D/C	$\frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mu_{3-3}}{Mr_{3-3}} + \frac{Mu_{2-2}}{Mr_{2-2}} \right)$	0.816		AISC 360-16

Tabla 158. Diseño a flexión biaxial de la correa, estructura de acero.

Fuente: Autor

Finalmente, la demanda capacidad de la correa es de 0.816 que es menor a 1 por lo cual cumple satisfactoriamente las solicitudes de resistencia que establece el código AISC 360-16.

Diseño por resistencia a corte:

Como se puede visualizar en la tabla 156 el corte último que se produce por la combinación más crítica es menor a la resistencia nominal por lo cual la correa cumple con la demanda.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Área de corte	$A_w = h \cdot t_w$	5.750	cm ²	AISC 360-16
Relación altura/alma	$\frac{h}{t_w}$	23		AISC 360-16
Coefficiente de corte	C_v1	1		AISC 360-16
Factor de reducción de la resistencia por corte	ϕ	0.9		AISC 360-16
Resistencia nominal a corte	$\phi V_n = \phi \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$	7858.910	kg	AISC 360-16
Cortante último	V_u	392.42	kg	

Tabla 159. Diseño por resistencia a corte de la correa, estructura de acero.

Fuente: Autor

La correa tiene una deflexión por carga viva de 1.262 cm que es menor al límite 2.78cm que establece el código IBC 2009 para miembros de techo que no soportan plafones.

CHEQUEO DE DEFLEXIONES PARA CARGA VIVA				
Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Longitud	L	500	cm	
Carga	q	0.77	Kg/cm	

Módulo de elasticidad	E	2038901.920	Kg/cm ²	
Inercia	I	243.500	cm ³	
Δ	$\Delta = \frac{5 q E^4}{384 E I}$	1.262	cm	
Limite	$\frac{L}{180}$	2.78	cm	IBC 2009

Tabla 160. Chequeo de deflexiones por carga viva, estructura del acero.

Fuente: Autor

La correa tiene una deflexión por carga viva + carga muerta de 1.738 cm que es menor que es menor al límite 4.17cm que establece el código IBC 2009 para miembros de techo que no soportan plafones.

CHEQUEO DE DEFLEXIONES PARA CARGA VIVA+CARGA MUERTA				
Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Longitud	L	500	500	
Carga	q	1.06	1.06	
Módulo de elasticidad	E	2038901.920	2038901.920	
Inercia	I	243.500	243.500	
Δ	$\Delta = \frac{5 q E^4}{384 E I}$	1.738	1.738	
Limite	$\frac{L}{120}$	4.17	4.17	IBC 2009

Tabla 161. Chequeo de deflexiones para carga viva más carga muerta, estructura de acero.

Fuente: Autor

Diseño del cordón superior

El cordón superior es de tipo Cuadrado 125x4 mm con un acero A500G46, sometida a compresión y cumple las solicitaciones de resistencia y servicio que establece el código AISC 360-16.

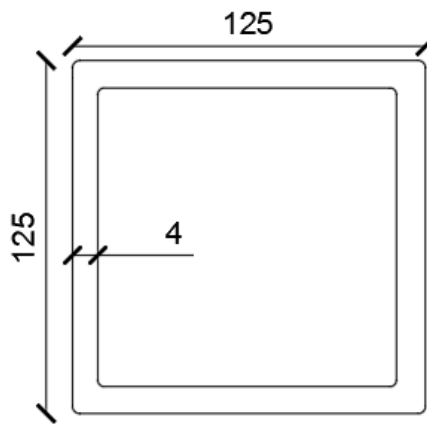


Ilustración 45. Características del cordón superior, estructura de acero.

Fuente: Autor

En la Tabla 162 se tiene las características del Perfil elegido.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Base del Ala	b	117.000	mm	Catálogo
Espesor Ala	t	4.000	mm	Catálogo
Altura	h	117.000	mm	Catálogo
Radio de giro	r	4.943	cm	
Espesor del Alma	tw	4.000	mm	Catálogo
Módulo de elasticidad	E	2038901.9	Kg/cm ²	Catálogo
Límite de fluencia del acero	Fy	3515.0	Kg/cm ²	Catálogo

Tabla 162. Características del cordón superior, estructura de acero.

Fuente: Autor

Mediante el software de cálculo ETABS se Obtuvo los siguientes valores:

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Carga Axial ultima	Pu	6.127	T	SOFTWARE E
Momento 3-3 ultimo	Mu33	0.164	Tm	SOFTWARE E

Momento 2-2 último	Mu22	0.686	Tm	SOFTWARE E
Módulo de sección plástica	Z33	87.900	cm ³	SOFTWARE E
Módulo de sección plástica	Z22	87.900	cm ³	SOFTWARE E
Módulo de sección elástico	S22	75.700	cm ³	SOFTWARE E

Tabla 163. Solicitaciones más críticas y propiedades mecánicas del cordón superior, estructura de acero.

Fuente: Autor

Diseño por resistencia a flexión

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Tipo de Perfil	Normativa
Relación Ancho/Espesor	b/t	29.250		AISC 360- 16
Limite	$\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	26.975	No Compacto	AISC 360- 16
Relación Altura/Espesor	h/t_w	29.250		AISC 360- 16
Limite	$\lambda_p = 2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	58.284	No Compacto	AISC 360- 16

Tabla 164. Revisión de la Esbeltez del cordón superior, estructura de acero.

Obteniendo los siguientes valores para:

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Momento plástico	$M_p = F_y Z_{33}$	3.090	Tm	AISC 360-16
Momento 2-2 resistente	$M_p - (M_p - F_y S) \left(3.57 \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4.0 \right)$	2.651	Tm	AISC 360-16
Momento 2-2 resistente	$M_p - (M_p - F_y S) \left(3.57 \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4.0 \right)$	2.651	Tm	AISC 360-16

Tabla 165. Cálculo del momento resistente del cordón superior, estructura de acero.

Diseño por resistencia a carga axial

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Tipo de Perfil	Normativa
Relación Ancho/Espesor	b/t	29.250		AISC 360-16
Límite	$\lambda_p = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	33.718	Compacto	AISC 360-16
Relación de Esbeltez	$\frac{K \cdot L}{r}$	153.992		AISC 360-16
Límite	$\lambda_p = 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	113.437	No esbelto	AISC 360-16

Tabla 166. Revisión de la Esbeltez del cordón superior, estructura de acero.

Diseño por combinación de cargas:

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Esfuerzo de Euler	$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{k \cdot L}{r}\right)^2}$	848.599	Kg/cm ²	AISC 360-16
Esfuerzo crítico	$F_{cr} = 0.877 F_e$	744.221	Kg/cm ²	AISC 360-16
Área de acero	A_g	19.400	cm ²	AISC 360-16
Carga Axial resistente	$P_n = F_{cr} A_g$	12.994	T	AISC 360-16
Condicionantes secciones compuestas	$\frac{P_u}{P_n}$	0.471		AISC 360-16
D/C	$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M u_{3-3}}{M r_{3-3}} + \frac{M u_{2-2}}{M r_{2-2}} \right)$	0.756		AISC 360-16

Tabla 167. Cálculo de la demanda capacidad del cordón superior, estructura de acero.

Finalmente, la demanda capacidad del cordón superior es de 0.756 que es menor a 1 por lo cual cumple satisfactoriamente las solicitaciones de resistencia que establece el código AISC 360-16.

Diseño del cordón inferior

El cordón inferior es de tipo Cuadrado 125x4 mm con un acero A500G46, sometida a compresión y cumple las solicitaciones de resistencia y servicio que establece el código AISC 360-16.

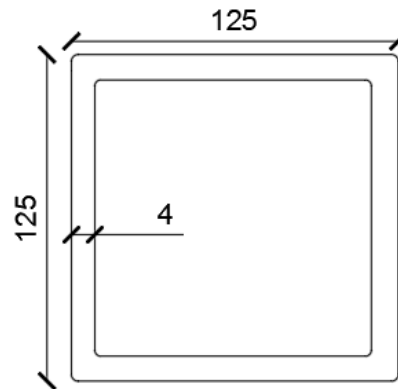


Ilustración 46. Características del cordón inferior, estructura de acero.

Fuente: Autor

Además, se tiene las características del Perfil elegido.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Base del Ala	b	117.000	mm	Catálogo
Espesor Ala	t	4.000	mm	Catálogo
Altura	h	117.000	mm	Catálogo
Espesor del Alma	tw	4.000	mm	Catálogo
Módulo de elasticidad	E	2038901.9	Kg/cm ²	Catálogo
Límite de fluencia del acero	Fy	3515.0	Kg/cm ²	Catálogo

Tabla 168. Características del cordón inferior, diseño final de la estructura de acero.

Fuente: Autor

Mediante el software de cálculo ETABS se Obtuvo los siguientes valores:

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Carga Axial ultima	Pu	2.414	T	SOFTWARE
Momento 3-3 ultimo	Mu33	0.666	Tm	SOFTWARE
Momento 2-2 ultimo	Mu22	1.158	Tm	SOFTWARE
Módulo de sección plástica	Z33	87.900	cm ³	SOFTWARE
Módulo de sección plástica	Z22	87.900	cm ³	SOFTWARE
Módulo de sección elástico	S22	75.700	cm ³	SOFTWARE

Tabla 169. Solicitaciones más críticas y propiedades mecánicas del cordón inferior, estructura de acero.

Fuente: Autor

Diseño por resistencia a flexión

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Normativa
Relación Ancho/Espesor	b/t	29.250	AISC 360-16
Limite	$\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	26.975	AISC 360-16
Relación Altura/Espesor	h/t_w	29.250	AISC 360-16
Limite	$\lambda_p = 2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	58.284	AISC 360-16

Tabla 170. Revisión de la Esbeltez del cordón inferior, estructura de acero.

Fuente: Autor

Obteniendo los siguientes valores para:

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Momento plástico	$M_p = F_y Z_{33}$	3.090	Tm	AISC 360-16
Momento 2-2 resistente	$M_p - (M_p - F_y S) \left(3.57 \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4.0 \right)$	2.651	Tm	AISC 360-16

Momento 2-2 resistente	$M_p - (M_p - F_y S) \left(3.57 \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4.0 \right)$	2.651	Tm	AISC 360-16
-------------------------------	--	-------	----	-------------

Tabla 171. Cálculo del momento resistente del del cordón inferior, estructura de acero.

Diseño por resistencia a carga axial

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Tipo de Perfil	Normativa
Relación Ancho/Espesor	b/t	29.250		AISC 360-16
Límite	$\lambda_p = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	33.718	Compacto	AISC 360-16
Relación de Esbeltez	$\frac{K \cdot L}{r}$	36.415		AISC 360-16
Límite	$\lambda_p = 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	113.437	Esbelto	AISC 360-16

Tabla 172. Revisión de la Esbeltez del cordón inferior, estructura de acero.

Fuente: Autor

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Esfuerzo de Euler	$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{k \cdot L}{r}\right)^2}$	15175.125	Kg/cm ²	AISC 360-16
Esfuerzo critico	$F_{cr} = (0.685 \frac{F_y}{F_e}) F_y$	3190.224	Kg/cm ²	AISC 360-16
Área de acero	A_g	19.400	cm ²	AISC 360-16
Carga Axial resistente	$P_n = F_{cr} A_g$	55.701	T	AISC 360-16
Condicionantes secciones compuestas	$\frac{P_u}{P_n}$	0.043		AISC 360-16
D/C	$\frac{P_r}{2 P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{C_y} \right)$	0.710		AISC 360-16

Tabla 173. Cálculo de la demanda capacidad del cordón inferior, estructura de acero.

Finalmente, la demanda capacidad del cordón inferior es de 0.710 que es menor a 1 por lo cual cumple satisfactoriamente las solicitaciones de resistencia que establece el código AISC 360-16.

Diseño de la diagonal

Las diagonales son Cuadradas 40x3 mm con un acero A500G46, sometida a compresión y cumple las solicitaciones de resistencia y servicio que establece el código AISC 360-16.

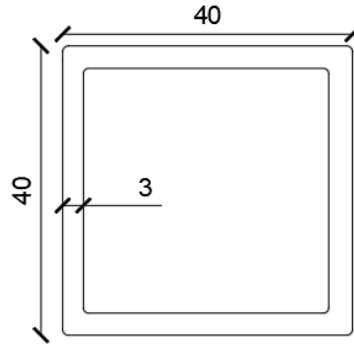


Ilustración 47. Características de la diagonal más crítica, diseño final de la estructura de acero.

Fuente: Autor

Además, se tiene las características del Perfil elegido.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Base del Ala	b	34.000	mm	Catálogo
Espesor Ala	t	3.000	mm	Catálogo
Altura	h	34.000	mm	Catálogo
Espesor del Alma	tw	3.000	mm	Catálogo
Módulo de elasticidad	E	2038901.920	Kg/cm ²	Catálogo
Límite de fluencia del acero	Fy	3515.000	Kg/cm ²	Catálogo

Tabla 174. Características de la diagonal más crítica, diseño final de la estructura de acero.

Fuente: Autor

Mediante el software de cálculo ETABS se Obtuvo los siguientes valores:

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
-------------	---------	----------------	----------	-----------

Carga Axial ultima	Pu	3.625	T	SOFTWARE
Momento 3-3 ultimo	Mu33	0.016	Tm	SOFTWARE
Momento 2-2 ultimo	Mu22	0.022	Tm	SOFTWARE
Módulo de sección plástica	Z33	6.200	cm ³	SOFTWARE
Módulo de sección plástica	Z22	6.200	cm ³	SOFTWARE

Tabla 175. Solicitaciones más críticas y propiedades mecánicas de la diagonal más crítica, estructura de acero.

Fuente: Autor

Diseño por resistencia a flexión

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Tipo de Perfil	Normativa
Relación Ancho/Espesor	b/t	11.333		AISC 360-16
Limite	$\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	26.975	Compacto	AISC 360-16
Relación Altura/Espesor	h/t_w	11.333		AISC 360-16
Limite	$\lambda_p = 2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	58.284	Compacto	AISC 360-16

Tabla 176. Revisión de la Esbeltez de la diagonal más crítica, estructura de acero.

Fuente: Autor

Obteniendo los siguientes valores para:

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Momento 2-2 resistente		0.196	Tm	AISC 360-16
Momento 2-2 resistente		0.196	Tm	AISC 360-16

Tabla 177. Cálculo del momento resistente del cordón superior, estructura de acero.

Fuente: Autor

Diseño por resistencia a carga axial

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Tipo de Perfil	Normativa
Relación Ancho/Espesor	b/t	11.333		AISC 360-16
Límite	$\lambda_p = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	33.718	Compacto	AISC 360-16
Relación de Esbeltez	$\frac{K.L}{r}$	68.215		AISC 360-16
Límite	$\lambda_p = 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	113.437	No Esbelto	AISC 360-16

Tabla 178. Revisión de la Esbeltez de la diagonal más crítica, estructura de acero.

Fuente: Autor

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Área del acero	A_g	4.400	cm ²	AISC 360-16
Carga Axial resistente	$P_n = A_g x F_y x 0.90$	13.919	T	AISC 360-16
Condicionantes secciones compuestas	$\frac{P_u}{P_n}$	0.255		AISC 360-16
D/C	$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{u_{3-3}}}{M_{r_{3-3}}} + \frac{M_{u_{2-2}}}{M_{r_{2-2}}} \right)$	0.393		AISC 360-16

Tabla 179. Cálculo de la demanda capacidad de la diagonal más crítica, estructura de acero.

Fuente: Autor

Finalmente, la demanda capacidad de la diagonal más crítica es de 0.54 que es menor a 1 por lo cual cumple satisfactoriamente las solicitudes de resistencia que establece el código AISC 360-16.

Diseño de la Montante

Las diagonales son Cuadradas 40x3 mm con un acero A500G46, sometida a compresión y cumple las solicitudes de resistencia y servicio que establece el código AISC 360-16.

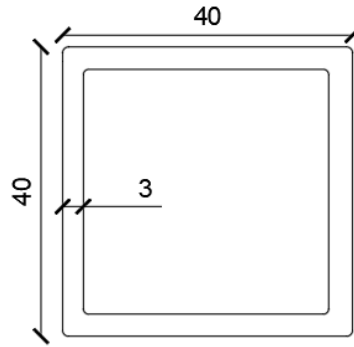


Ilustración 48. Características de la correa, diseño final de la estructura de acero.

Fuente: Autor

Además, se tiene las características del Perfil elegido.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Base del Ala	b	34.000	mm	Catálogo
Espesor Ala	t	3.000	mm	Catálogo
Altura	h	34.000	mm	Catálogo
Espesor del Alma	tw	3.000	mm	Catálogo
Módulo de elasticidad	E	2038901.920	Kg/cm ²	Catálogo
Límite de fluencia del acero	Fy	3515.000	Kg/cm ²	Catálogo

Tabla 180. Características de la correa, diseño final de la estructura de acero.

Fuente: Autor

Mediante el software de cálculo ETABS se Obtuvo los siguientes valores:

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Carga Axial ultima	Pu	3.625	T	SOFTWARE
Momento 3-3 ultimo	Mu33	0.016	Tm	SOFTWARE
Momento 2-2 ultimo	Mu22	0.022	Tm	SOFTWARE
Módulo de sección plástica	Z33	6.200	cm ³	SOFTWARE
Módulo de sección plástica	Z22	6.200	cm ³	SOFTWARE

Tabla 181. solicitaciones más críticas y propiedades mecánicas de la correa, estructura de acero.

Fuente: Autor

Diseño por resistencia a flexión

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Tipo de Perfil	Normativa
Relación Ancho/Espesor	b/t	11.333		AISC 360-16
Limite	$\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	26.975	Compacto	AISC 360-16
Relación Altura/Espesor	h/t_w	11.333		AISC 360-16
Limite	$\lambda_p = 2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	58.284	Compacto	AISC 360-16

Tabla 182. Revisión de la Esbeltez de la correa, estructura de acero.

Fuente: Autor

Obteniendo los siguientes valores para:

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Momento 2-2 resistente	$M_{2-2} = F_y \times Z_{2-2} \times 0.90$	0.196	Tm	AISC 360-16
Momento 3-3 resistente	$M_{3-3} = F_y \times Z_{3-3} \times 0.90$	0.196	Tm	AISC 360-16

Tabla 183. Cálculo del momento resistente del cordón superior, estructura de acero.

Diseño por resistencia a carga axial

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Tipo de Perfil	Normativa
Relación Ancho/Espesor	b/t	11.333		AISC 360-16
Limite	$\lambda_p = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	33.718	Compacto	AISC 360-16

Relación de Esbeltez	$\frac{K \cdot L}{r}$	68.215		AISC 360-16
Límite	$\lambda_p = 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	113.437	No Esbelto	AISC 360-16

Tabla 184. Revisión de la Esbeltez de la correa, estructura de acero.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Esfuerzo de Euler	$Fe = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{k \cdot L}{r}\right)^2}$	4324.448	Kg/cm ²	AISC 360-16
Esfuerzo crítico	$Fcr = (0.685 \frac{Fy}{Fe}) Fy$	2501.357	Kg/cm ²	AISC 360-16
Área de acero	Ag	4.400	cm ²	AISC 360-16
Carga Axial resistente	$Pn = Fcr Ag$	9.905	T	AISC 360-16
Condicionantes secciones compuestas	$\frac{Pu}{Pn}$	0.366		AISC 360-16
D/C	$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mu_{3-3}}{Mr_{3-3}} + \frac{Mu_{2-2}}{Mr_{2-2}} \right)$	0.540		AISC 360-16

Tabla 185. Cálculo de la demanda capacidad del cordón superior, estructura de acero.

Fuente: Autor

Finalmente, la demanda capacidad de la diagonal más crítica es de 0.54 que es menor a 1 por lo cual cumple satisfactoriamente las solicitudes de resistencia que establece el código AISC 360-16.

3.1.4.5. Diseño de la columna de hormigón armado

Pre diseño

Se realizó un prediseño de las columnas de hormigón armado determinando el área cooperante del elemento, determinando una sección mínima requerida de 900cm².

Pre diseño de la columna A2			
Descripción	Formula	Valor obtenido	Unidades

Carga ultima	$1.2Cm + 1.6Cv$	134.74	Kg/m ²
Área tributaria	$\frac{X1}{2} x \left(\frac{Y1}{2} + \frac{Y2}{2} \right)$	37.5	m ²
Carga ultima	Pu	5052.75	Kg
Área requerida	$Ag = 20P$	101.055	cm ²
Elijo una columna de 30x30cm			
Base	B	30	cm
Altura	H	30	cm
Área total	At	900.00	cm ²

Tabla 186. Prediseño de la columna de hormigón, estructura de acero.

Fuente: Autor

Diseño final columna 40x40cm

Luego de un proceso interactivo hasta lograr que se cumpla todos los chequeos normativos y teniendo en cuenta procesos constructivos la sección final de la columna es de 40x40cm con una cuantía del 1%, tal y el armado se encuentra en la Ilustración 49.

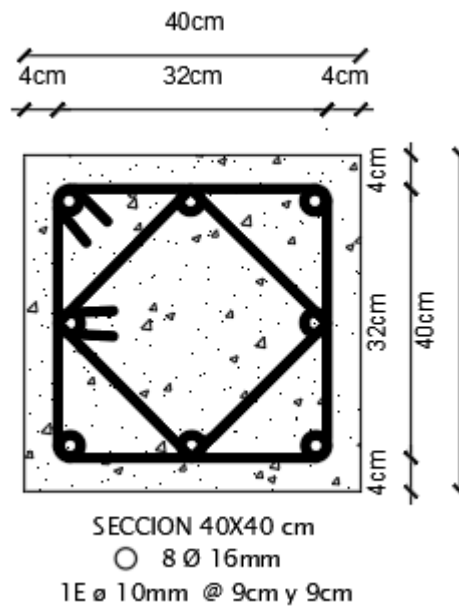


Ilustración 49. Distribución del acero en la columna de hormigón, estructura de acero.

Fuente: Autor

Según la distribución de acero mostrada en la Ilustración 49, se realizó el diagrama interacción y se ubicó el punto de demanda más crítico concluyendo que al encontrarse dentro del diagrama de interacción minorado cumple y es capaz de resistir con la demanda, tal y como se puede observar en el diagrama de interacción de la Ilustración 50.

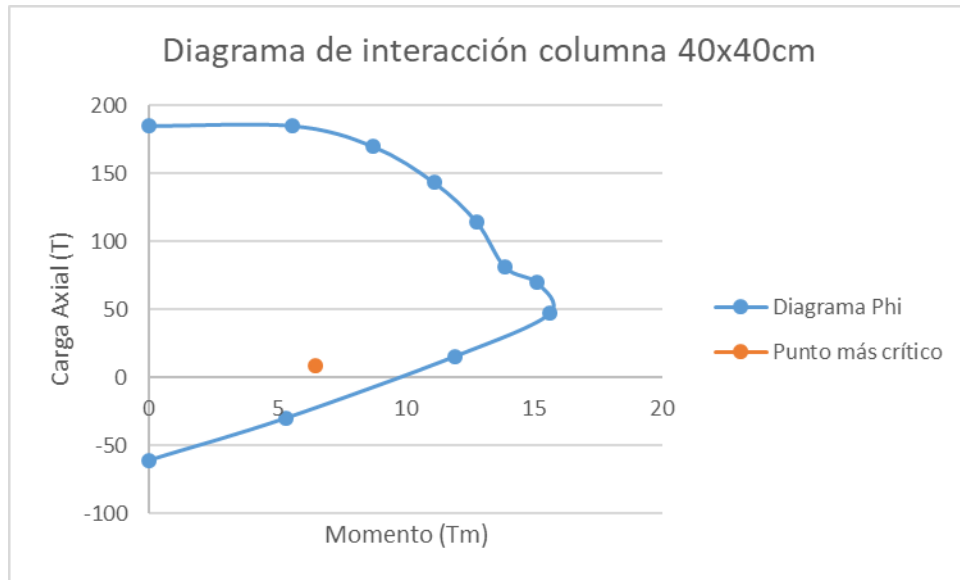


Ilustración 50. Diagrama de interacción de la columna de hormigón, estructura de acero.

3.1.4.6. Diseño de la viga de hormigón armado

Se definió la sección de la viga 30x25 cm, así como los materiales y las características geométricas, en la tabla 184.

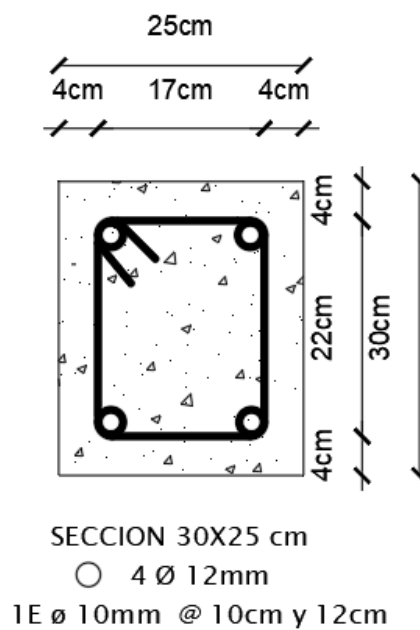


Ilustración 51. Armado de la viga de hormigón, estructura de acero.

Fuente: Autor

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades
Altura	H	30	cm
Base	B	25	cm
Recubrimiento	r	5.6	cm
Peralte	d	24.4	cm
Resistencia a la compresión	F'c	210	Kg/cm ²
Límite de fluencia del acero	Fy	4200	Kg/cm ²

Tabla 187. Características de la viga de hormigón, estructura de acero.

Se determinó el acero necesario para soportar el momento ultimo y se lo comparo con el acero mínimo y máximo normativo. El acero requerido fue de 1.11 cm², inferior al mínimo por lo cual se debe armar las vigas con acero mínimo.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Momento ultimo	Mu	1.001	Tm	
Acero mínimo	$\frac{14}{Fy}bd$	2.03	cm ²	NEC-SE-HM
Acero mínimo	$\sqrt{\frac{F_c}{4Fy}}bd$	1.66	cm ²	NEC-SE-HM
Acero balanceado	$0.85\beta_1 \frac{F'c}{Fy} \frac{6300}{6300+Fy}$	13.22	cm ²	ACI 318-19
Acero máximo	$\sqrt{\frac{F_c}{4Fy}}bd$	6.61	cm ²	ACI 318-19
Acero de calculo	$\frac{0.85F'cbd}{Fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{Mu}{0.85\phi F'cbd^2}} \right)$	1.11	c cm ²	

Tabla 188. Cálculo del acero requerido para la viga de hormigón armado, estructura de acero.

Finalmente se realizó un diseño a corte, con un estribo de 10 mm cada 10 cm se cumple la demanda de cortante el cortante nominal es mayor al cortante ultimo por la viga propuesta es capaz de resistir las solicitaciones.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades	Normativa
Resistencia de compresión	$F'c$	210	Kg/cm ²	
Límite de fluencia del acero	Fy	4200	Kg/cm ²	
Área transversal estribo de 10mm	Av	1.57	cm ²	
Separación de estribos	S	10	cm	
Factor de reducción de la resistencia por corte	ϕ	0.75		
Resistencia a corte del concreto	$\phi Vc = \phi 0.53\sqrt{F'c}bd$	3.514	T	NEC-SE-HM
Resistencia a corte del acero	$\phi Vs = \phi \frac{d}{s} Av Fy$	12.1	T	NEC-SE-HM
Resistencia nominal	$\phi Vn = \phi Vs + \phi Vc$	15.58	T	NEC-SE-HM
Corte gravitacional	Vg	0.877	T	SOFTWARE
Corte probable	Vp	1.21	T	SOFTWARE
Corte ultimo	$Vu = Vg + Vp$	2.087	T	NEC-SE-HM

Tabla 189. Cálculo del diseño a corte de la viga de hormigón armado, estructura de acero.

3.1.4.7. Diseño de la zapata de hormigón armado

Primero se definió las solicitaciones de servicio y ultimas, así como los materiales de la zapata y capacidad portante del suelo. Y con esto se realizó un pre dimensionamiento de la zapata determinando sus dimensiones mínimas.

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades
Carga Servicio	Ps	65.45	KN
Carga Ultima	Pu	89.9	KN
Momento de servicio por cargas gravitacionales	Msy	11.65	KNm
Momento de servicio por cargas gravitacionales	Msx	0.1719	KNm
Momento de servicio por cargas gravitacionales	Muy	0.23	KNm
Momento de servicio por cargas gravitacionales	Mux	17.01	KNm
Momento por cargas sísmicas	Msx	37.26	KNm
Momento por cargas sísmicas	Msy	29.86	KNm
Capacidad portante	v	200	KN/m ²
Capacidad portante sismo	v _{sismo}	266	KN/m ²
Resistencia de compresión	F'c	210	Kg/cm ²
Límite de fluencia del acero	Fy	4200	Kg/cm ²
Área requerida	$A = \frac{1.2P}{v}$	0.3927	m ²
Dimensión B del plinto	B	0.63	cm
Dimensión L final del plinto	L	1.75	m
Dimensión B final del plinto	B	1.45	m
Área del plinto	A=BL	2.5375	m ²
Recubrimiento	r	7.5	cm
Diámetro de la barra	db	12	mm
Peralte	d=H-r-db	21.3	cm
Espesor del cimiento	H	30	cm

Columna sentido Y	l	40	cm
Columna sentido X	b	40	cm

Tabla 190. Diseño de la cimentación, estructura de acero.

Luego de definir las dimensiones de la zapata se realizó un análisis de las presiones producidas por las cargas gravitacionales y las presiones producidas por las cargas sísmicas en el sentido X en ninguno de los dos casos supero la capacidad portante del suelo.

ANALISIS SENTIDO X			
ANALISIS CON CARGAS GRAVITACIONALES			
Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades
Excentricidad máxima en B	$\frac{B}{6}$	0.24	m
Excentricidad de cálculo de cargas gravitacionales	$ex = \frac{My}{P}$	0.178	
Presión por cargas gravitacionales	Q_{max}	44.791	KN/m ²
Presión por cargas gravitacionales	Q_{min}	6.795	KN/m ²
ANALISIS CON SISMO			
Excentricidad máxima en B	$\frac{B}{3}$	0.483	m
Excentricidad de cálculo de cargas sísmicas	$ex = \frac{My}{P}$	0.456	
Presión por cargas sísmicas	Q_{max}	92.767	KN/m ²

Tabla 191. Análisis de presiones en el sentido X de la cimentación, estructura de acero.

Luego de definir las dimensiones de la zapata se realizó un análisis de las presiones producidas por las cargas gravitacionales y las presiones producidas por las cargas sísmicas en el sentido Y en ninguno de los dos casos supero la capacidad portante del suelo.

ANALISIS SENTIDO Y			
ANALISIS CON CARGAS GRAVITACIONALES			
Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades
Excentricidad máxima en L	$\frac{L}{6}$	0.29	m
Excentricidad de cálculo de cargas gravitacionales	$ey = \frac{Mx}{P}$	0.003	
Presión por cargas gravitacionales	Q_{max}	26.025	KN/m ²
Presión por cargas gravitacionales	Q_{min}	25.561	KN/m ²
ANALISIS CON SISMO			
Excentricidad máxima en L	$\frac{L}{3}$	0.583	m
Excentricidad de cálculo de cargas sísmicas	$ey = \frac{Mx}{P}$	0.569	
Presión por cargas sísmicas	Q_{max}	98.433	KN/m ²

Tabla 192. Análisis de presiones en el sentido Y de la cimentación, estructura de acero.

Luego de realizar el chequeo de las presiones se impuso un espesor de zapata de 30cm y se verifico que los esfuerzos últimos producidos por corte unidireccional, bidireccional sean menores al esfuerzo resistente del concreto como se puede observar en las tablas 190 y 191, la sección es capaz de resistir los esfuerzos de corte.

DISEÑO A CORTE				
UNIDIRECCIONAL				
Distancia x	$x = B - \frac{B}{2} - \frac{X}{2} - d$	0.312	m	
Presión en el punto qx	qx	51.230	KN/m ²	
Cortante ultimo unidireccional	Vu	31.230	kN	

Esfuerzo ultimo unidireccional	v_u	0.838	Kg/cm ²	
Resistencia al corte unidireccional del concreto	$v_c = \phi 0.53\sqrt{F'_c}$	5.760	Kg/cm ²	ACI 318-14
BIDIRECCIONAL				
Esfuerzo promedio	$q = \frac{q_{max} + q_{min}}{2}$	35.429	KN/m ²	
Perímetro de corte	b_o	245.2	cm	
Cortante ultimo bidireccional	V_u	76.587	kN	
Esfuerzo ultimo bidireccional	$v_u = \frac{V_u}{b_o d}$	1.466	Kg/cm ²	
Resistencia al corte bidireccional del concreto	$v_c = \phi 1.1\sqrt{F'_c}$	11.955	Kg/cm ²	ACI 318-14

Tabla 193. Esfuerzos últimos producidos en el sentido X por corte unidireccional y bidireccional, estructura de acero.

DISEÑO A CORTE				
UNIDIRECCIONAL				
Distancia x	$x = L - \frac{L}{2} - \frac{X}{2} - d$	0.462	m	
Presión en el punto qx	q_x	35.575	KN/m ²	
Cortante ultimo unidireccional	V_u	23.887	kN	
Esfuerzo ultimo unidireccional	v_u	0.773	Kg/cm ²	
Resistencia al corte unidireccional del concreto	$v_c = \phi 0.53\sqrt{F'_c}$	5.760	Kg/cm ²	ACI 318-14
BIDIRECCIONAL				
Esfuerzo promedio	$q = \frac{q_{max} + q_{min}}{2}$	35.429	KN/m ²	
Perímetro de corte	b_o	245.2	cm	
Cortante ultimo bidireccional	V_u	76.587	kN	

Esfuerzo ultimo bidireccional	$v_u = \frac{V_u}{b_o d}$	1.466	Kg/cm ²	
Resistencia al corte bidireccional del concreto	$v_c = \phi 1.1 \sqrt{F'_c}$	11.955	Kg/cm ²	ACI 318-14

Tabla 194. Esfuerzos últimos producidos en el sentido Y por corte unidireccional y bidireccional, estructura de acero.

Finalmente se realizó un diseño a flexión determinando que el armado de las varillas en los sentidos X y Y será con acero mínimo.

DISEÑO A FLEXION			
Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades
Momento ultimo	Mu	24.16	kNm
Acero de calculo	$\frac{0.85F'_c b d}{F_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_u}{0.85\phi F'_c b d^2}} \right)$	1.73	cm ²
Acero mínimo	0.0018bd	3.834	cm ²
Numero de varillas	#	4	Unidades
Diámetro de la varilla	db	12	mm
Acero final colocado	$A_s = \frac{\pi db^2}{4}$	1.1310	cm ²
Acero total	As total	4.52	cm ²

Tabla 195. Diseño a flexión en el sentido X de la cimentación, estructura de acero.

DISEÑO A FLEXION			
Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades
Momento ultimo	Mu	20.641	kNm

Acero de calculo	$\frac{0.85F'cbd}{Fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{Mu}{0.85\phi F'cbd^2}} \right)$	1.477	cm ²
Acero mínimo	0.0018bd	3.834	cm ²
Numero de varillas	#	4	Unidades
Diámetro de la varilla	db	12	mm
Acero final colocado	$A_s = \frac{\pi db^2}{4}$	1.1310	cm ²
Acero total	As total	4.52	cm ²

Tabla 196. Diseño a flexión en el sentido Y de la cimentación, estructura de acero

3.1.4.8. Diseño placa base

Primero se determinó el área mínima requerida de placa base en función a la carga axial aplicada 47.21 cm².

CALCULO DEL AREA REQUERIDA DE LA PLACA BASE			
Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades
Carga Ultima	PU	5477.500	Kg
Resistencia del concreto	F'c	210	kg/cm ²
Factor de reducción de la resistencia	φ	0.650	
Área requerida	$A_{1(req)} = \frac{Pu}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'c}$	47.210	cm ²

Tabla 197. Área mínima requerida para la placa base.

Se determinó las dimensiones finales para la placa base 40x40cm con un área de 1600 cm².

CALCULO DE LAS DIMENSIONES DE LA PLACA BASE
--

Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades
Peralte del perfil	d	12.500	cm
Base del perfil	bf	12.500	cm
Coefficiente Δ	$\Delta = \frac{0.9 d - 0.8 bf}{2}$	0.938	cm
Dimensión N de la placa requerida	$A \approx \sqrt{A_{1(req)} + \Delta}$	7.808	cm
Dimensión N de la placa asumido	N	40.000	cm
Dimensión B de la placa requerida	$B = \frac{A1(req)}{N}$	1.180	cm
Dimensión B de la placa asumida	B	40.000	cm
Área total de la placa base	A1=BN	1600.000	cm ²

Tabla 198. Dimensiones Finales para la placa base

Se calculó el espesor de la placa base el cual fue 1cm.

CALCULO DEL ESPESOR DE LA PLACA BASE			
Descripción	Formula	Valor Obtenido	Unidades
Factor m	$m = \frac{N - 0.95 d}{2}$	14.063	cm
Factor n	$n = \frac{B - 0.8 bf}{2}$	15.000	cm
Factor λn'	$\lambda n' = \frac{\lambda \sqrt{d bf}}{4}$	0.541	cm
Factor X	$X = \left\{ \frac{4 d bf}{(d+bf)^2} \right\} \cdot \frac{Pu}{\phi Pp}$	0.030	cm
Factor λ	$\lambda = \frac{2\sqrt{x}}{1+\sqrt{1-x}}$	0.173	cm
Límite de fluencia del acero de la placa base	Fyp	2531.000	kg/cm ²
l max	l max(m,n,λn')	15.000	cm
Espesor requerido	$t_{req} = l \sqrt{\frac{2Pu}{0.90 Fy BN}}$	0.866	cm

Espesor adoptado	tf	1.000	cm
-------------------------	----	-------	----

Tabla 199. Espesor de la placa base

3.1.4.9. Dimensiones finales de la estructura de acero

Las dimensiones de los perfiles obtenidos son las de la Tabla 200 y el plano final se lo encontrará en el ANEXO 3.

	Tipo	Medidas
Correa	C	125 x 50 x 5 mm
Cordón superior	Cuadrado	125 x 4
Cordón inferior	Cuadrado	125 x 4
Diagonal	Cuadrado	40 x 3
Montante	Cuadrado	40 x 3

Tabla 200. Resumen de dimensiones finales de los perfiles de acero

3.1.5. ETAPA V

3.1.5.1. Presupuesto del Bambú

El presupuesto obtenido para la estructura de acero es de \$49 718.35, obtenidos en la Tabla 202 mediante las APUS del ANEXO 4.

ITEN	RUBRO/DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
1	REPLANTEO Y NIVELACIÓN	m ²	225.00	\$ 2.18	\$ 490.68
	EXCAVACIONES				
2	EXCAVACION A MANO	m ³	79.92	\$ 7.23	\$ 577.58
3	DESALOJO	m ³	79.92	\$ 13.32	\$ 1 064.79
	ESTRUCTURAS DE HORMIGON				
4	REPLANTILLO DE H.S 180 Kg/cm ² , e=10cm	m ³	1.86	\$ 137.72	\$ 255.62
5	ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm ² 14-32mm INC. ALAMBRE GALV No 18	kg	2518.00	\$ 1.62	\$ 4 074.81
6	PLINTOS DE HORMIGÓN H.S 210 Kg/cm ²	m ³	5.57	\$ 126.21	\$ 702.74
7	HORMIGON CICLOPEO 40% PIEDRA 60% (f'c=210 Kg/cm ² .)	m ³	21.50	\$ 120.55	\$ 2 591.73

8	CADENAS H.S 210 Kg/cm ² , 25x30cm INCLUYE ENCOFRADO	m ³	6.45	\$ 201.92	\$ 1 302.40
9	COLUMNAS H.S 210 Kg/cm ² INCLUYE ENCOFRADO	m ³	5.63	\$ 250.64	\$ 1 411.58
10	VIGAS H.S 210 Kg/cm ² INCLUYE ENCOFRADO	m ³	2.07	\$ 250.64	
RELLENOS					
11	RELLENO COMPACTADO CON SUBBASE CLASE 3	m ³	55.30	\$ 13.95	\$ 771.42
12	GAK INMUNIZADA	ml	2136.00	\$ 7.32	\$ 15 629.93
ACABADOS DE PISOS Y PAREDES					
13	CONTRAPISO H.S 180 Kg/cm ² . E = 6 CM. PIEDRA BOLA. EQUIPO: CONCRETERA 1 SACO	m ²	225.00	\$ 24.95	\$ 5 613.18
14	ALISADO DE PISOS (MORTERO 1:3, E = 1.5 CM)	m ²	225.00	\$ 4.53	\$ 1 019.24
TECHOS					
15	CUBIERTA STEEL PANEL AR200 E=0.60	m ²	293.48	\$ 32.00	\$ 9 390.89
PRESUPUESTO REFERENCIAL (NO INCLUYE IVA)					\$ 45 239.57

Tabla 201. Presupuesto final de la estructura de bambú.

3.1.5.2. Presupuesto de la Estructura de Acero

El presupuesto obtenido para la estructura de acero es de \$49 718.35, obtenidos en la Tabla 202 mediante las APUS del ANEXO 5.

ITEN	RUBRO/DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
1	REPLANTEO Y NIVELACIÓN	m ²	225.00	\$ 2.18	\$ 490.68
	EXCAVACIONES				
2	EXCAVACION A MANO	m ³	85.91	\$ 7.23	\$ 620.89
3	DESALOJO	m ³	85.91	\$ 13.32	\$ 1 144.65
	ESTRUCTURAS DE HORMIGON				
4	REPLANTILLO DE H.S 180 Kg/cm ² , e=10cm	m ³	2.03	\$ 137.72	\$ 279.58
5	ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm ² 14-32mm INC. ALAMBRE GALV No 18	kg	2501.00	\$ 1.62	\$ 4 047.30
6	PLINTOS DE HORMIGÓN H.S 210 Kg/cm ²	m ³	6.09	\$ 126.21	\$ 768.62
7	HORMIGON CICLOPEO 40% PIEDRA 60% (f'c=210 Kg/cm ² .)	m ³	21.50	\$ 120.55	\$ 2 591.73
8	CADENAS H.S 210 Kg/cm ² , 25x30cm INCLUYE ENCOFRADO	m ³	6.45	\$ 201.92	\$ 1 302.40
9	COLUMNAS H.S 210 Kg/cm ² INCLUYE ENCOFRADO	m ³	5.63	\$ 250.64	\$ 1 411.58
10	VIGAS H.S 210 Kg/cm ² INCLUYE ENCOFRADO	m ³	2.07	\$ 250.64	
	RELLENOS				
11	RELLENO COMPACTADO CON SUBBASE CLASE 3	m ³	55.30	\$ 13.95	\$ 771.42
	ESTRUCTURA METALICA				
12	ACERO ESTRUCTURAL A36, INCLUYE MONTAJE	kg	2594.69	\$ 3.37	\$ 8 736.80
13	ACERO ESTRUCTURAL A50, INCLUYE MONTAJE	kg	3322.18	\$ 3.37	\$ 11 186.39
	ACABADOS DE PISOS Y PAREDES				
14	CONTRAPISO H.S 180 Kg/cm ² . E = 6 CM. PIEDRA BOLA. EQUIPO: CONCRETERA 1 SACO	m ²	225.00	\$ 24.95	\$ 5 613.18
15	ALISADO DE PISOS (MORTERO 1:3, E = 1.5 CM)	m ²	225.00	\$ 4.53	\$ 1 019.24
	TECHOS				
16	CUBIERTA STEEL PANEL AR200 E=0.60	m ²	293.48	\$ 32.00	\$ 9 390.89

PRESUPUESTO REFERENCIAL (NO INCLUYE IVA)	\$ 49 718.35
--	--------------

Tabla 202. Presupuesto final de la estructura de acero.

Fuente: Autor

3.1.5.3. Análisis Estructural

Derivas

Las derivas de piso en las dos estructuras fueron muy similares, como establece la Tabla 203.

En las derivas inelásticas en el eje X se obtuvo un valor de 0.168% para la estructura de Gak y para la cubierta con estructura de acero un valor de 0.163%, lo que representa una diferencia mínima de 0.005%.

En las derivas inelásticas en el eje Y se obtuvo un valor de 0.105% para la estructura de Gak y para la cubierta con estructura de acero un valor de 0.125%, lo que representa una diferencia mínima de 0.02%.

	ACERO	BAMBÚ
Deriva máxima inelástica en X	0.163%	0.168%
Deriva máxima inelástica en Y	0.125%	0.105%

Tabla 203. Comparación de las derivas inelásticas de la estructura de acero y estructura de bambú.

Fuente: Autor

Ambas opciones están muy por debajo del 2% que establece el límite normativo por lo que se espera un buen comportamiento en un evento sísmico con poco daño no estructural, tanto para la estructura de acero como para la estructura de Gak. Esta comparación de los valores obtenidos en este proyecto con los valores establecidos en la norma se los puede verificar en la Ilustración 52.

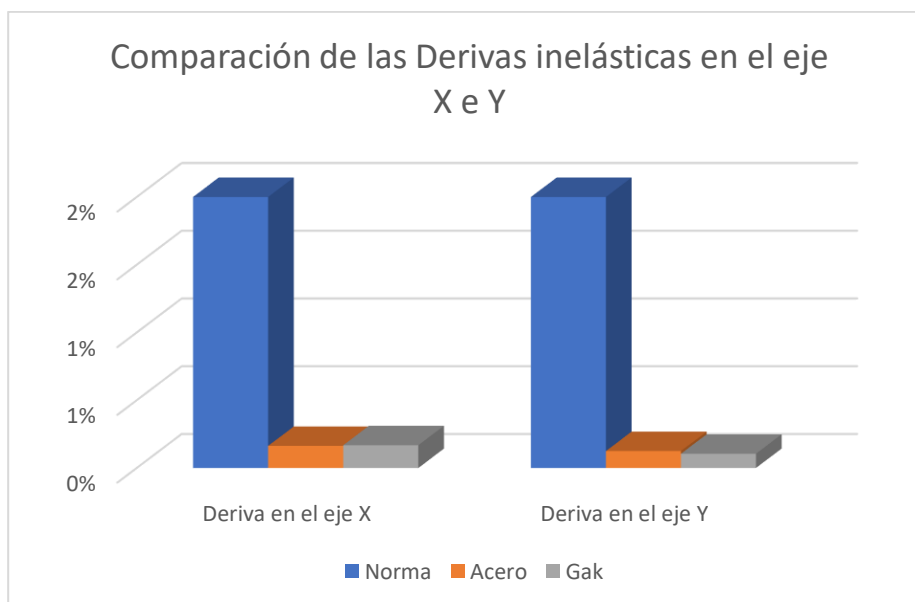


Ilustración 52. Comparación de derivas inelásticas en el eje X e Y, de ambas estructuras

Fuente: Autor

Pesos

La estructura de acero tiene una carga total de 48.212 T, mientras que la estructura de Gak tiene una carga total de 46.958 T. Lo que implica que la estructura de bambú es más ligera por 1.254 T. Tal y como se observa en la Tabla 204.

En este punto hay que recalcar que se tiene 7 vigas de celosía con la estructura de Gak, mientras que de acero tiene 4 vigas de celosía de acero. Sin importar que existan mayor número de elementos de Gak, este sigue teniendo un peso inferior al acero. Esto se debe a la densidad que tiene la Gak que es menor a la densidad del acero.

Resumen de pesos en la estructura			
	ACERO	BAMBÚ	UNIDADES
Peso Propio	22.000	20.747	T
Carga Muerta	5.559	5.559	T
Carga Viva	20.653	20.653	T
Carga Total	48.212	46.958	T

Tabla 204. Comparación de los pesos de la estructura de Gak y la estructura de Acero

Fuente: Autor

Cortante Basal

Al tener un mayor peso en la cubierta con estructura de acero implica tener un mayor cortante basal. La carga de cortante basal de la estructura de acero de 13.44T, mientras que la estructura de Gak tiene un cortante basal de 12.82T que significa una reducción en la fuerza sísmica de diseño, valores reflejados en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

	ACERO	BAMBÚ	UNIDADES
Cortante Basal	13.44	12.82	T

Tabla 205. Comparación de los cortantes basales de la estructura de Gak y la estructura de Acero.

Fuente: Autor

Sección útil en el caso del acero

Las secciones transversales de los elementos de acero son menores a las secciones transversales de los elementos de bambú, esto se debe al límite de fluencia del acero y a su comportamiento isotrópico. El bambú tiene un comportamiento ortotrópico y su resistencia a la flexión, compresión, tensión y corte son distintas. Por lo cual si se necesita optimizar dimensiones y espacios por temas arquitectónicos el acero sería una mejor opción.

Mano de obra

Una ventaja de la cubierta con estructura de bambú sobre la cubierta con estructura de acero es que no se necesita mano de obra tan calificada como en el caso de la estructura de acero, en la cual se deberá llevar un control minucioso de las soldaduras realizadas, obteniendo una alternativa de construcción para proyectos en ubicaciones con condiciones difíciles.

3.1.5.4. Comparación Económica

La cubierta con estructura de bambú es un 9.90% más económica que la cubierta con estructura de acero, adicional a esto con la estructura de bambú se tiene la posibilidad

de cultivar las cañas para construir logrando así un ahorro adicional. Algo que con el acero no es posible.

Como se puede observar en la Tabla 206, la diferencia de costos entre el bambú y el acero es de \$4 478.98, lo que hace que la Gak sea la mejor opción económica.

	ACERO	BAMBÚ
PRESUPUESTO FINAL	\$ 49 718.35	\$ 45 239.57

Tabla 206. Presupuesto final del acero y de la Gak.

Fuente: Autor

3.2. Verificación de hipótesis

La estructura de cubierta a base de bambú ofrece un mejor comportamiento estructural que la estructura de acero, con la estructura de bambú se obtuvo menos peso estructural, un menor cortante basal de diseño y una menor deriva de piso, en la parte económica el presupuesto de la cubierta a base de bambú fue menor que la cubierta con estructura de acero.

CAPITULO IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. Conclusiones

- El software de análisis (ETABS) permitió determinar las propiedades dinámicas, y desplazamientos de la estructura de Gak, pero no fue posible realizar un diseño estructural debido a que no está configurado el diseño con este material. Por lo que se elaboró hojas electrónicas de cálculo para realizar el diseño estructural.
- El software de análisis (ETABS) permitió determinar las propiedades dinámicas, y desplazamientos de la estructura de acero, y fue posible realizar un diseño estructural de todos los miembros, lo mismo que se verificó con hojas electrónicas de cálculo obteniendo resultados similares.
- La cubierta con estructura de acero fue más pesada que la cubierta de GaK, generando un mayor cortante basal a la estructura 13.44 T para acero y 13.01 T para GaK.
- Aunque se realizaron 7 vigas de celosía para la estructura de Gak y 4 vigas de celosía para la estructura de acero, la cubierta con estructura de acero sigue teniendo una carga total mayor de 48.212 T, mientras que la estructura de Gak tiene una carga total de 46.958 T. La estructura de Gak es más liviana debido a la densidad que tiene la Gak que es muy inferior a la del acero.
- Las derivas de piso en las dos estructuras fueron muy similares 0.164% para la cubierta con estructura de GaK y 0.163% para la cubierta con estructura de Acero. Por lo que se espera un buen comportamiento para ambas al tener una deriva de piso lejana al máximo permitido 2%.
- La cubierta con estructura de acero tiene un costo de \$49718.35 dólares mientras que la cubierta con estructura de GaK tiene un costo de \$ 45239.57, por lo que la opción más económica es la opción de la cubierta con Bambú.
- El cultivar nuestra propia GaK nos puede generar un ahorro económico de \$1.05 por ml de bambú, lo cual es una buena alternativa para reducir el costo de viviendas de interés social.
- La cubierta con estructura de acero necesita una mano de obra calificada para realizar las soldaduras e inspeccionarlas, a diferencia de la estructura de bambú que posee una sencillez de armado por sus conexiones emperradas.

4.2. Recomendaciones

- Se debe implementar un mayor estudio al desarrollo de conexiones de GaK y generar ecuaciones que faciliten el diseño de estas, sin embargo, en la NEC-SE-GUADUA recomienda el ensayo de las conexiones de bambú, en donde se establece mínimo 5 ensayos por cada conexión.
- Se debe efectuar un programa capaz de diseñar estructuras de bambú, ya que el ETABS no permitió realizar el diseño estructural del elemento debido a que no está configurado con este material; pero si permitió determinar las propiedades dinámicas y desplazamientos de la estructura
- Al realizar estructuras de bambú, se debe dar una arquitectura correcta, dando una protección por diseño a este material. Además de ser correctamente tratado, este no debe estar en contacto directo con factores externos como el sol, la lluvia, el suelo, entre otros. Estos factores pueden disminuir la vida útil de la Gak afectando sus propiedades mecánicas.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] E. Torres, “Bambú, una cultura y una evolución,” Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, Madrid, 2017. Accessed: May 24, 2022. [Online]. Available: https://oa.upm.es/47077/1/TFG_Torres_Franco_Erika.pdf
- [2] G. Ventura, L. Elvira, M. Tomás, and M. Ángeles, “La Cubierta Plana en la Arquitectura Europea Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Valencia _ ETSA,” Universidad Politécnica de Valencia. Accessed: May 12, 2022. [Online]. Available: [https://riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/180192/Girona - La cubierta plana en la arquitectura europea.pdf?sequence=1](https://riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/180192/Girona%20-%20La%20cubierta%20plana%20en%20la%20arquitectura%20europea.pdf?sequence=1)
- [3] NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN, “Estructura de Guadúa (Gak) NEC-SE-GUADÚA,” 2016. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2017/04/NEC-SE-GUADUA-VERSION-FINAL-WEB-MAR-2017.pdf> (accessed May 11, 2022).
- [4] M. D. Kakkad and C. C. S. Sanghvi, “Comparative Study of Bamboo (Ikra) Housing System with Modern Construction Practices,” *Natl. Conf. Recent Trends Eng. Technol.*.
- [5] D. J. Once Sarmiento, “Diseño estructural y modelación sísmica en acero de la cubierta del coliseo de la Universidad del Azuay TRABAJO DE GRADUACIÓN PREVIO LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGEN,” *Fac. Cienc. Y Tecnol. Esc. Ing. Civ. Y Gerenc. CONSTRUCCIONES*, 2014.
- [6] F. Lamus, M. Plazas, and P. Luna, “Resistencia de una conexión empernada solicitada a cizalladura doble paralela a la fibra para estructuras de guadua angustifolia,” *Scielo*, vol. 19, no. 43, pp. 52–62, Jan. 2015, Accessed: Aug. 18, 2022. [Online]. Available: <http://www.scielo.org.co/pdf/tecn/v19n43/v19n43a04.pdf>
- [7] Cabrera César, “Aplicación de la caña Guadúa en la construcción de un modelo de Tiny House,” UNIVERSIDAD DE CUENCA, Cuenca, 2018. Accessed: May 13, 2022. [Online]. Available: <https://utaedu->

my.sharepoint.com/personal/ejaramillo8535_uta_edu_ec/Documents/TESIS/
Marco teórico/BAMBU/CONEXIONES TESIS DE CUENCA
BAMBU.pdf?CT=1652450076806&OR=ItemsView

- [8] J. Vásquez Carrillo, “Análisis y diseño estructural de una ‘cubierta tipo’ de bambú, para canchas de uso múltiple mediante el uso de los programas Revit, Robot y Etabs.,” *Repositorio Universidad Técnica de Ambato.*, 2019. <https://repositorio.uta.edu.ec/handle/123456789/29778> (accessed May 11, 2022).
- [9] David Guerrero, “Análisis técnico y económico del diseño por desempeño de edificios con estructura de acero utilizando arriostramientos concéntricos - Dialnet,” *La Gac. Técnica Ing. Civ.*, vol. 20, 2019, Accessed: May 12, 2022. [Online]. Available: <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=7074138>
- [10] G. Tite-Cunalata *et al.*, “Dimensiones para la gestión del turismo accesible en complejos turísticos del Ecuador,” *Rev. Reflexiones*, vol. 100, no. 1, pp. 38–60, Jan. 2021, doi: 10.15517/RR.V100I1.42843.
- [11] D. Loachamin, D. Guerrero, A. Freire, and M. Guerrón, “Vista de Análisis técnico-económico de naves industriales mediante interpolación no lineal de Lagrange,” *Rev. TÉCNICA LA Fac. Ing.*, vol. 44, 2021, Accessed: May 12, 2022. [Online]. Available: <https://produccioncientificaluz.org/index.php/tecnica/article/view/35717/38000>
- [12] P. Urbán Brotóns, “Construcción de estructuras metálicas,” *Construcción estructuras metálicas (4a. ed.)*, p. 473, 2010, Accessed: May 11, 2022. [Online]. Available: <http://mendeley.csuc.cat/fitxers/c863acd1d38179e8642ff7f08c279cb1>
- [13] E. Acosta and S. Paúl, “ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL FACULTAD DE INGENIERÍA MECÁNICA DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CUBIERTA METÁLICA PARA DOS CANCHAS DE ECUAVOLEY PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO MECÁNICO”.

- [14] Nolivos Juan and Yacelga Jaime, “Estudio de conexiones entre elementos estructurales de caña guadua sometidos a carga axial,” *ESCUELA POLITECNICA NACIONAL*, 2010. <https://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/2651> (accessed May 13, 2022).
- [15] Gerencia de Formación Profesional, *MANUAL DE CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE BAMBÚ* by SENCICO - *Issuu*, Primera Edicion. Lima , 2014. Accessed: May 26, 2022. [Online]. Available: https://issuu.com/sencico_documentosdigitales/docs/manual_de_construcci_o_acute_n_de_es
- [16] Morán Jorge, *Construir con bambú “caña de Guayaquil,”* 3ra ed. RATAN, 2015. Accessed: May 26, 2022. [Online]. Available: https://issuu.com/inbarlac.media/docs/2015-manual_construir_con_bambu_per
- [17] S. K. Arup and D. J. A. Trujillo, “Structural use of bamboo: Part 2: Durability and preservation”, Accessed: May 27, 2022. [Online]. Available: www.thestructuralengineer.org
- [18] E. Reig, N. Tutores, J. Duran, and J. P. Romera, “CREACIÓN DE ESPACIOS FLEXIBLES PARA LAS ESCUELAS DEL FUTURO,” 2018.
- [19] J. Santiago and J. Villacrés, “UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL PROYECTO TÉCNICO PREVIO LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL”.
- [20] J. E. Bowles, “Structural steel design,” p. 536, 1993.
- [21] S. Csernak, *Diseño de estructuras de acero - 5a ed. - McCORMAC, Jack - Google Libros*. Accessed: May 08, 2020. [Online]. Available: <https://books.google.com.ec/books?id=wgNLDgAAQBAJ&pg=PT39&dq=,+l+a+fluencia+del+acero+es+de+10+a+15+veces+más+en+magnitud&hl=es-419&sa=X&ved=0ahUKEwjXkJ3enaXpAhXhmeAKHVYJDawQ6AEIJzAA#v=onepage&q=la+fluencia+del+acero+es+de+10+a+15+veces+más+en+magnitud&f=f>

- [22] C. Argentina and D. Acero, “ASOCIACIÓN LATINOAMERICANA DEL ACERO,” 2016.
- [23] Aisc, “Specification for Structural Steel Buildings Supersedes the Specification for Structural Steel Buildings dated and all previous versions Approved by the Committee on Specifications,” 2016.
- [24] INTERNATIONAL CODE COUNCIL, *IBC INTERNATIONAL BUILDING CODE*. 2009. Accessed: Aug. 04, 2022. [Online]. Available: http://www.co.washington.ne.us/media/ICC-International_Building_Code_2009.pdf
- [25] “NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN-NEC NEC-SE-CG CARGAS (NO SÍSMICAS)”.
- [26] NOVACERO, “CATALOGO ESTILPANEL ENERO 2018.” https://www.novacero.com/wp-content/uploads/2021/05/ESTILPANEL-CATALOGO-DIG_Ene2018.pdf (accessed Aug. 18, 2022).
- [27] BEAUFORT, “ESCALA DE VIENTOS |.” <https://paginadepesca.wordpress.com/tag/escala-de-vientos/> (accessed Aug. 18, 2022).
- [28] NORMA ECUATORIANA DE LA and CONSTRUCCIÓN, “CARGAS SÍSMICAS DISEÑO SISMO RESISTENTE MTOP_NEC-SE-DS.” https://www.obraspublicas.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/04/MTOP_NEC-SE-DS.pdf (accessed Aug. 18, 2022).
- [29] ECUASUELOS21, *ESTUDIO DE SUELO(Autosaved).pdf*. "PUYO-PROVINCIA DE PASTAZA, 2011.
- [30] C. Daniela, (PDF) *Guía Didáctica para Diseño y Construcción de Estructuras de Guadúa (GaK) y otros Bambúes*. Quito, 2019. Accessed: Jul. 26, 2022. [Online]. Available: https://www.researchgate.net/publication/332530607_Guia_Didactica_para_Diseño_y_Construcción_de_Estructuras_de_Guadua_GaK_y_otros_Bambues

- [31] M. Guerra, “Manual Para El Diseño Primera Edición - PDFCOFFEE.COM.”
<https://pdfcoffee.com/manual-para-el-diseo-primer-edicion-2-pdf-free.html>
(accessed Aug. 18, 2022).

ANEXOS

ANEXO 1. ENSAYO DE SUELOS DEL PUENTE DEL RÍO PUYO, DEL SR. FERNANDO COLOMA.

ECUASUELOS21

HORMIGONES - SUELOS - ASFALTOS - INYECCIONES - ANCLAJES

IVAN RUBIO GALVEZ INGENIERO CIVIL - M. Sc. ESTUDIO DE LOS SUELOS R.P. 17 - 01 - 5489 Teléfono 2285 600	PROYECTO : PUENTE SOBRE EL RIO "PUYO" OBRA : CIMENTACION (MARGEN IZQUIERDO) LOCALIZ. : PUYO - PROVINCIA DE PASTAZA PERF. N° : 2 PROFUND. : 1.50-6.00 m FECHA : FEBRERO 2011 MUESTRA N° : -12- OPERADOR : M.R.					
ENSAYOS DE CLASIFICACION ASTM D422- D423-D424						
	GOLPES	M. DE CAPSULA (g)	PESO HUMEDO (g)	PESO SECO (g)	CONT. DE AGUA (%)	RESULTADO (%)
1.- CONTENIDO DE AGUA		7.99	80.26	54.26	56.19	56.6
		8.03	80.39	54.09	57.10	
2.- LIMITE LIQUIDO	42	8.31	25.63	19.15	61.62	68.2
	30	8.77	25.54	18.79	67.37	
	23	8.14	25.83	18.60	69.12	
	13	8.02	25.72	18.13	75.07	
3.- LIMITE PLASTICO		7.67	10.57	9.77	38.10	38.3
		7.88	10.63	9.87	38.19	
		7.98	10.67	9.92	38.66	
4.- GRANULOMETRIA				5.- CLASIFICACION		
Masa del recipiente = 86.44 (g)				GRAVA = 20 %		
Masa recip. + suelo hum. = 287.95 (g)				ARENA = 21 %		
Masa de suelo humedo = 201.51 (g)				FINOS = 60 %		
Masa de suelo seco = 128.64 (g)						
TAMIZ N°	PESO RETENIDO (g)	RET. PARC. (%)	M. ACUM. (%)	PASA (%)		
3"	0	0,00	0,00	100	W _L	= 68,2 %
1 1/2"	0	0,00	0,00	100	W _P	= 38,3 %
1"	0	0,00	0,00	100	I _P	= 29,9 %
3/4"	4,87	3,79	3,79	96	CLASIFICACION SUCS = MIH AASHTO = IG (86) = IG (45) =	
1/2"	6,39	4,97	8,75	91		
3/8"	8,21	6,38	15,14	85		
4	5,74	4,46	19,60	80		
10	7,39	5,74	25,34	75		
40	6,41	4,98	30,32	70		
200	12,64	9,83	40,15	60		

PUYO
 Av. de Chávez 0e9-105 y Juan López de Velasco
 Telfs: 097 287 511 / (02) 2657 297 / (02) 2615 545

PUYO
 Francisco de Orellana N° 586 y Gral. Villamil
 Telfs: 097 287 511 / (03) 2885 844

Según la NEC-SE-DS, los suelos de arcillas blandas. Con un índice de plasticidad mayor a 20% y contenido de agua mayor al 40% clasifican como un suelo tipo E.

ANEXO 2. Planos del Bambú



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

UBICACIÓN:



PROYECTO:

CUBIERTA ESTRUCTURA DE GAK PARA "UN
ÁREA DE USO RECREACIONAL"

UBICACIÓN:

HOSTERIA FLOR DE CANELA, PASEO TURÍSTICO DEL RÍO PUYO, CIUDAD DE PUYO,
PROVINCIA DE PASTAZA

ELABORADO POR:

APROBÓ:

Elizabeth Jaramillo

Ing. Mg. Maritza Ureña

CONTIENE:

- CADENAS
- COLUMNAS
- CIMENTACIÓN
- LOSAS
- VIGAS

ESPECIFICACIONES:

- El límite de fluencia de todo el acero de refuerzo será de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- El esfuerzo de rotura cilíndrica a los 28 días del hormigón será de $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$.
- La capacidad portante del suelo fue de 20 T/m^2 , según el estudio de suelos "del puente del río Puyo".
- Cualquier modificación Estructural será consultada al calculista.

ESCALA:

Como se indica

FECHA:

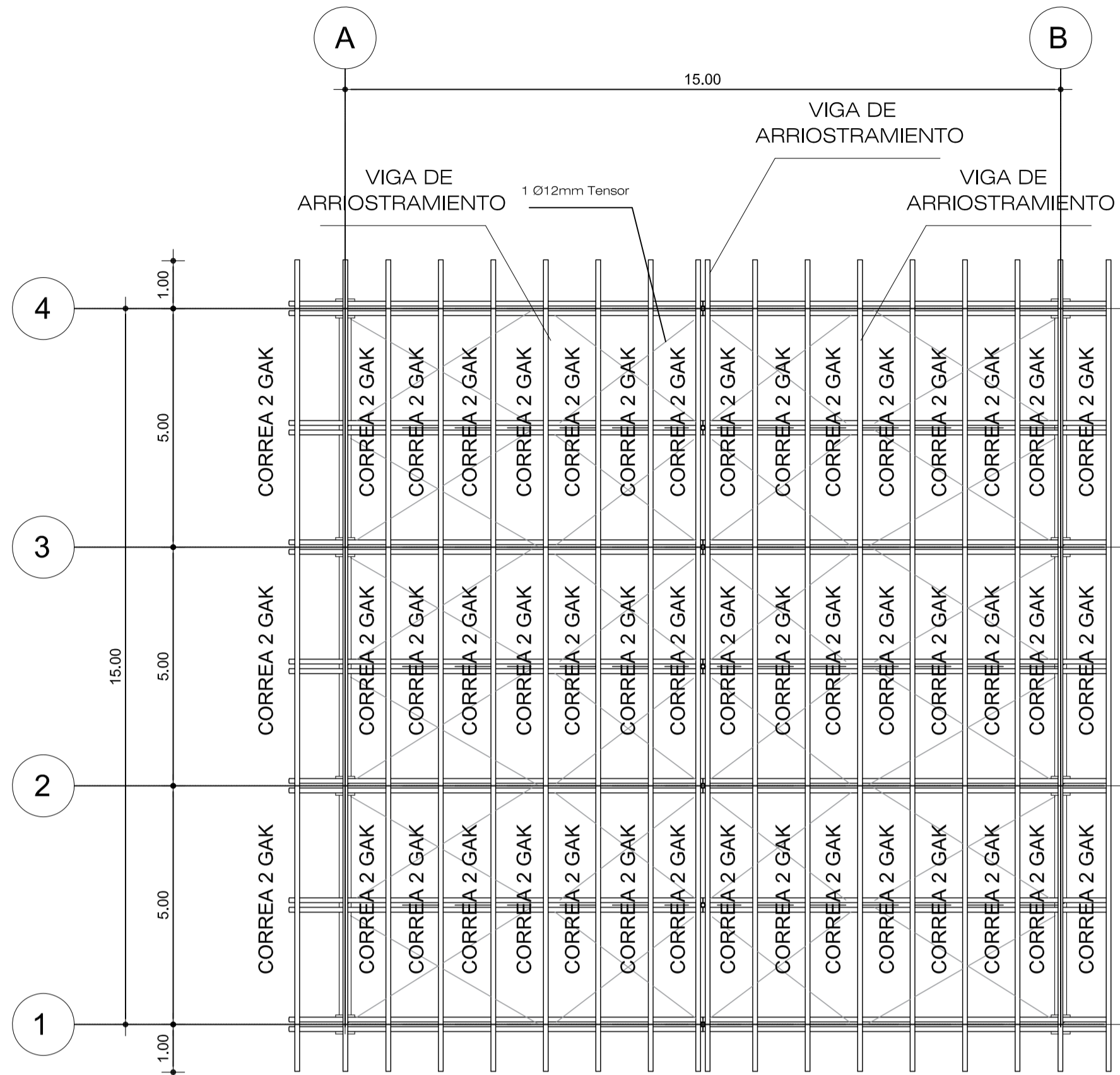
AGOSTO 2022

LÁMINA:

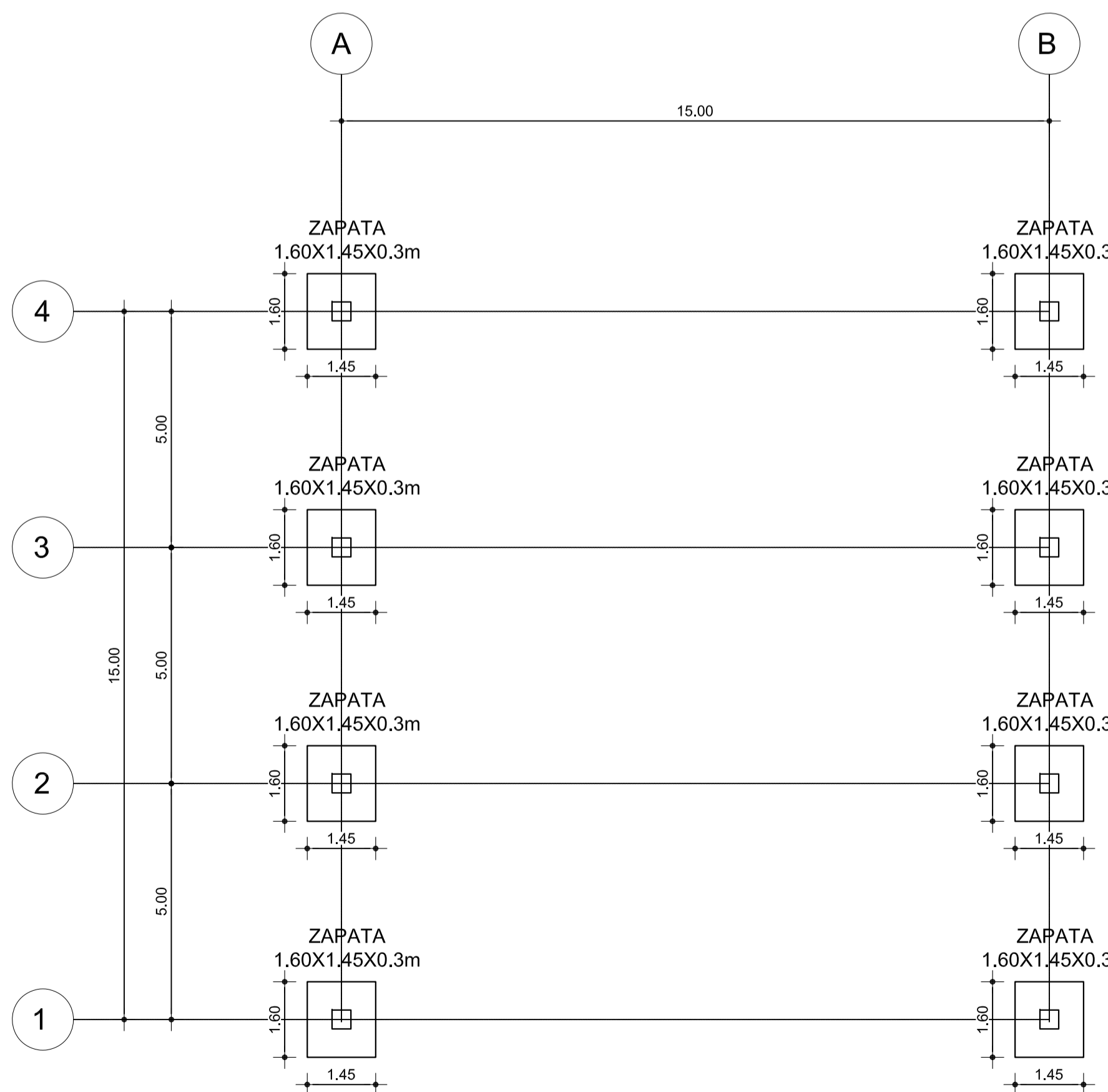
3/4

PLANILLAS DE ACERO

DIMENSIONES (m)										DATOS COMERCIALES			
MARCA	TIPO	DIÁMETRO	NÚMERO	x	y	z	g	h	l	g _{total}	LONGITUD PARCIAL (m)	LONGITUD TOTAL (m)	PESO (kg)
GRADA													
CIMENTACIÓN													
CADENAS													
COLUMNAS													
VIGAS N°-106													

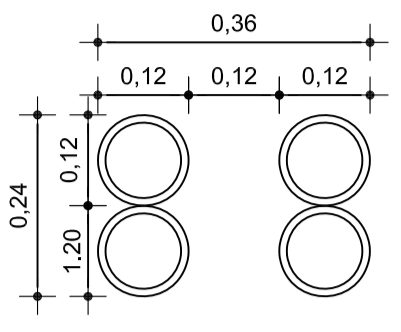


PLANTA DE CUBIERTA NV+5.80m



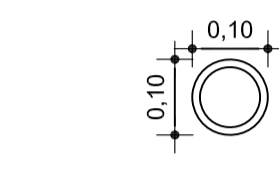
PLANTA DE CIMENTACIÓN NV-1.20m

TIPO	UBICACIÓN	A(m)	B(m)	H(m)	AS X	AS Y	Df(m)
PT	AT-20-23-04 BT-25-26-04	1.45	1.60	0.30	9ø12mm @ 13cm Mc-100	10ø12mm @ 14cm Mc-101	-1.20



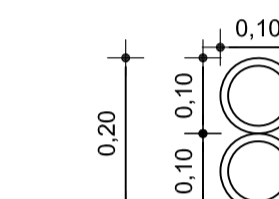
CORDON 4 Gak

ESC-----H=1:10---V=1:10



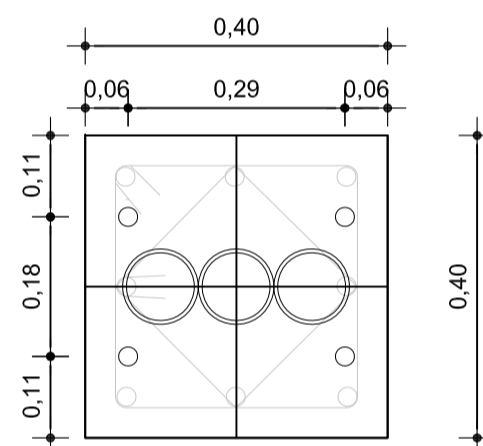
MONTANTE Y DIAGONAL 1 Gak

ESC-----H=1:10---V=1:10

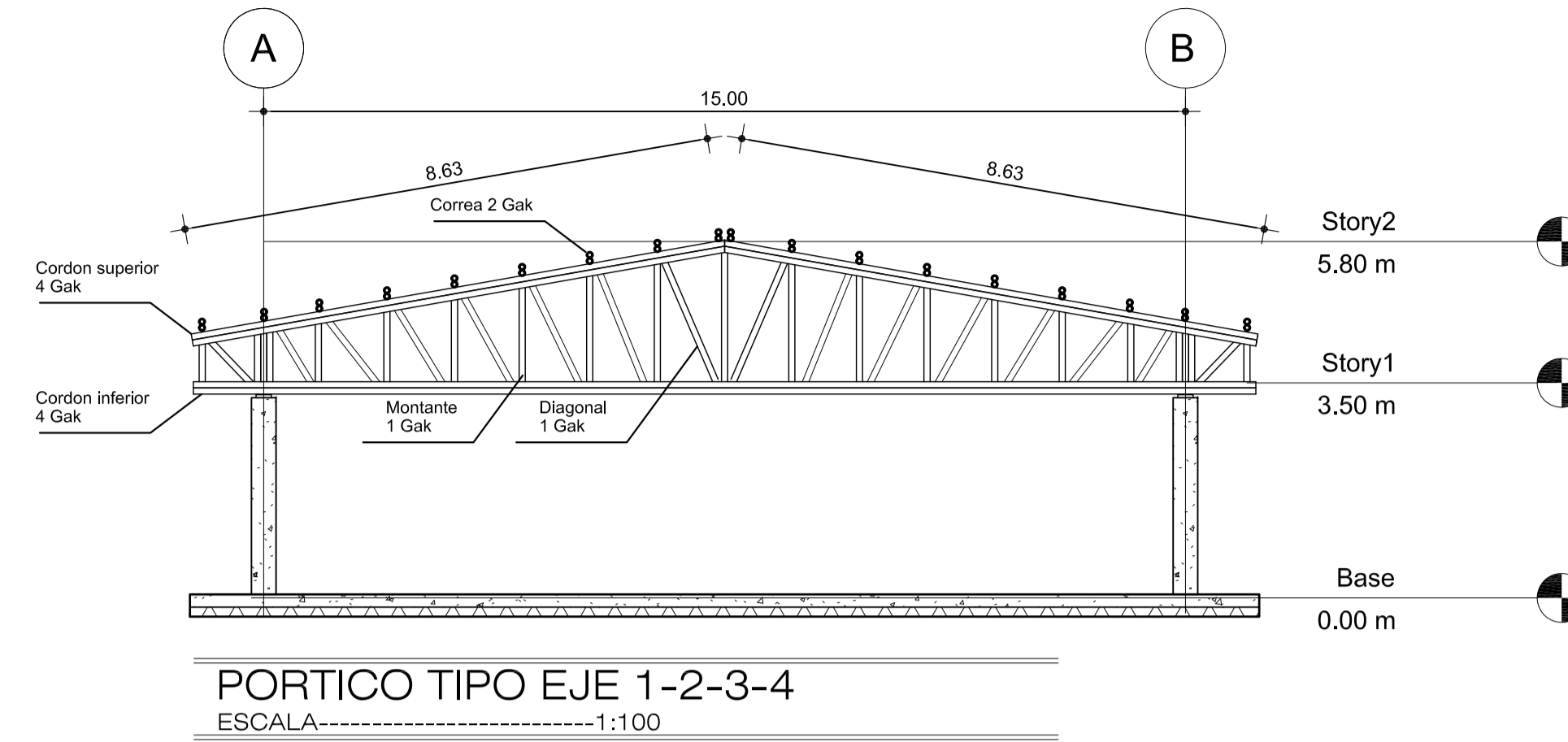


CORREA 2 Gak

ESC-----H=1:10---V=1:10

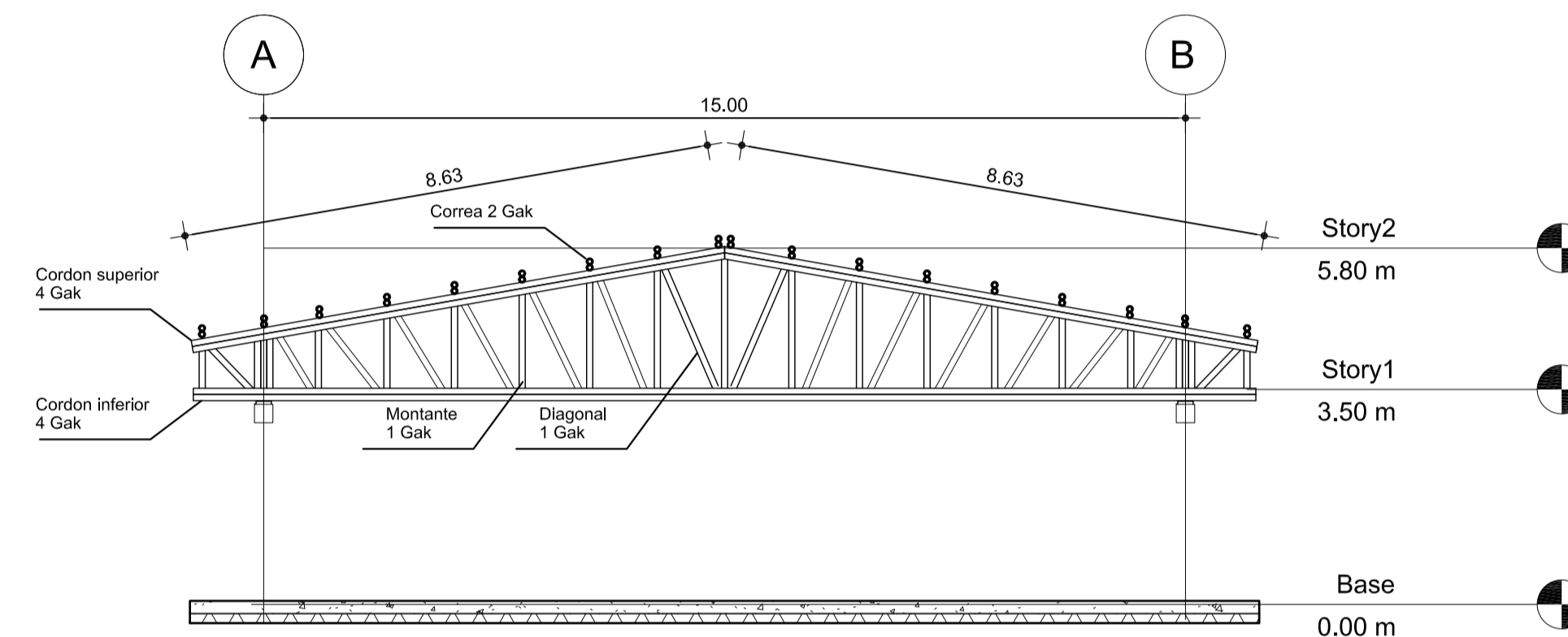


PLACA BASE 40X40X1 cm
ACERO A36 KSI
4 ø 16mm ACERO F1554G/36



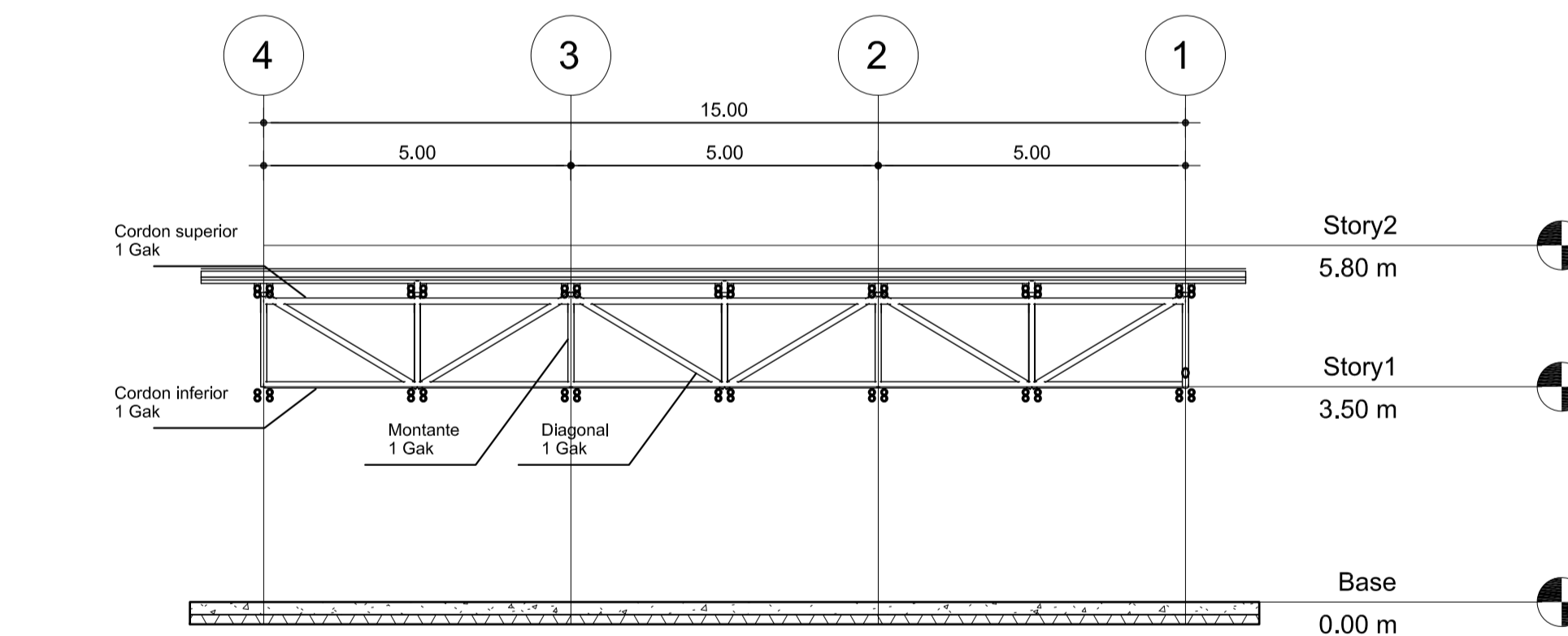
PORTICO TIPO EJE 1-2-3-4

ESCALA-----1:100



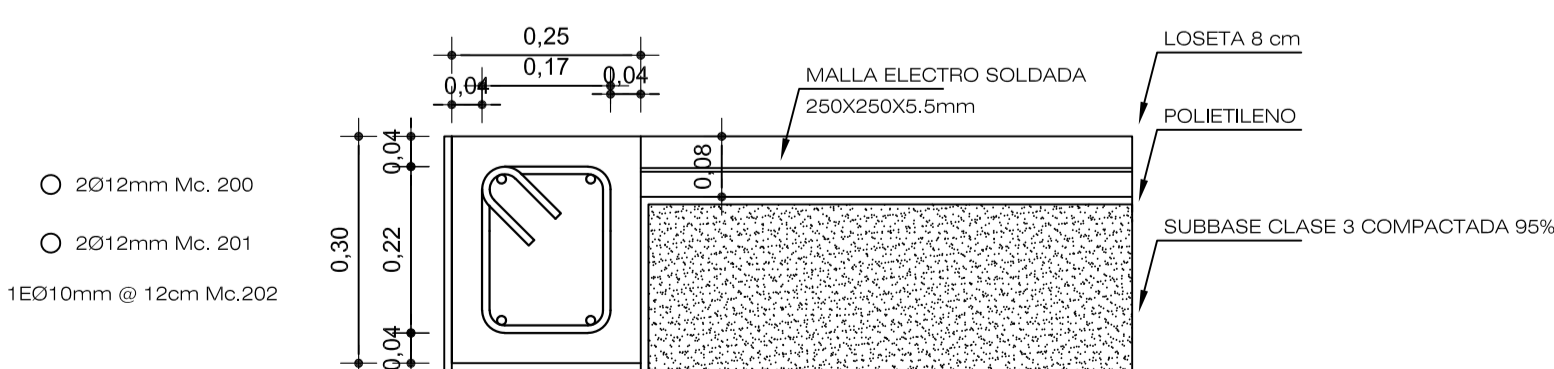
PORTICO TIPO INTERMEDIO EJE 1-2,2-3,3-4

ESCALA-----1:100



VIGA DE ARRIOSTRAMIENTO

ESCALA-----1:100



DETALLE DE CADENA TIPO

ESCALA-----1:10



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

UBICACIÓN:



PROYECTO:

CUBIERTA DE ESTRUCTURA DE GAK PARA
"UN ÁREA DE USO RECREACIONAL"

UBICACIÓN:

HOSTERIA FLOR DE CANELA, PASEO TURÍSTICO DEL RÍO PUYO, CIUDAD DE PUYO,
PROVINCIA DE PASTAZA

ELABORADO POR:

Elizabeth Jaramillo

APROBÓ:

Ing. Mg. Maritza Ureña

CONTIENE:

- CADENAS
- COLUMNAS
- CIMENTACIÓN
- LOSAS
- VIGAS

ESPECIFICACIONES:

1. El límite de fluencia de todo el acero de refuerzo será de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
2. El esfuerzo de rotura cilíndrica a los 28 días del hormigón será de $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$.
3. La capacidad portante del suelo fue de 20 T/m^2 , según el estudio de suelos "del puente del río Puyo".
4. Cualquier modificación Estructural será consultada al calculista.

ESCALA:

Como se indica

FECHA:

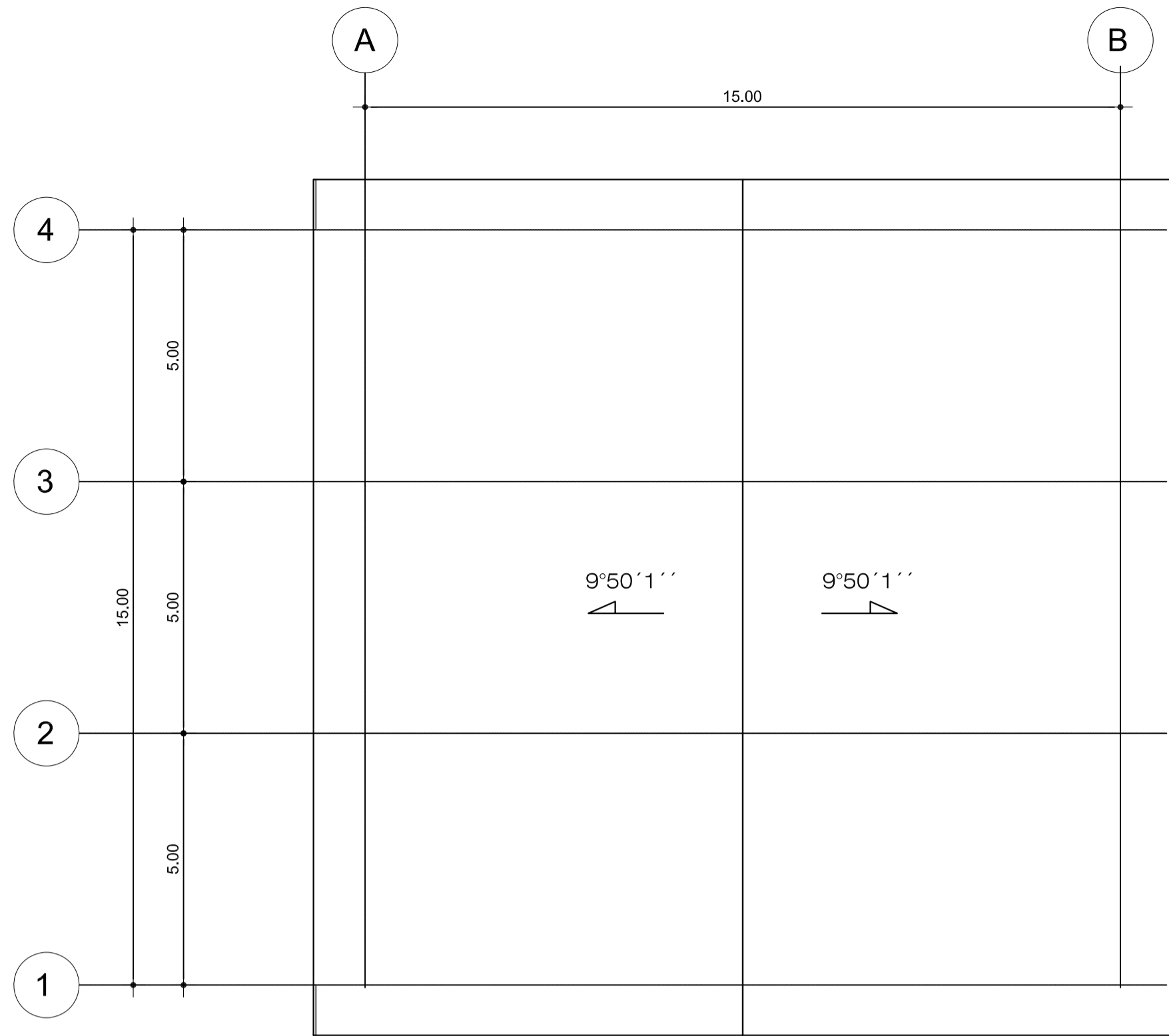
AGOSTO 2022

LÁMINA:

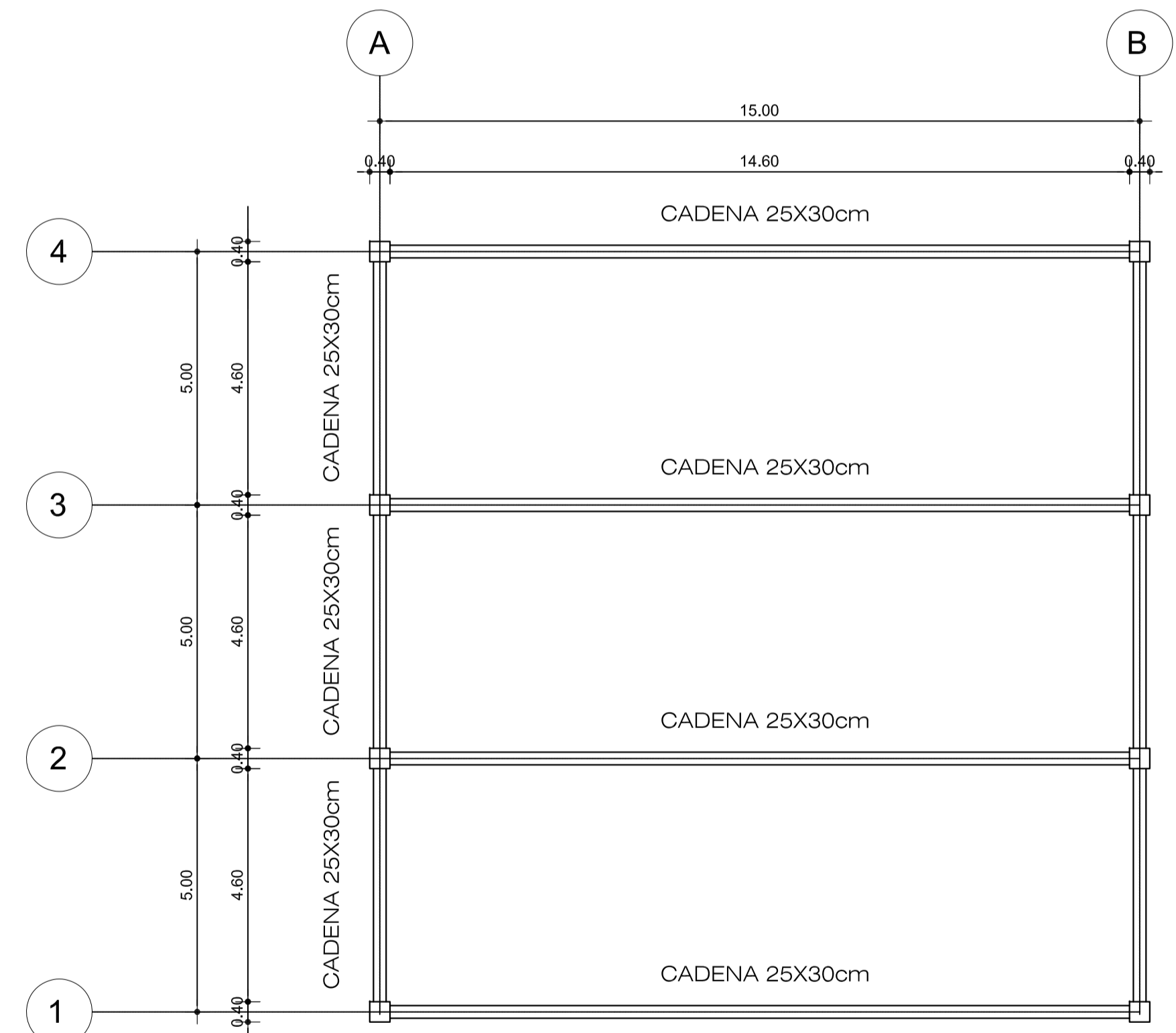
4/4

PLANILLAS DE ACERO

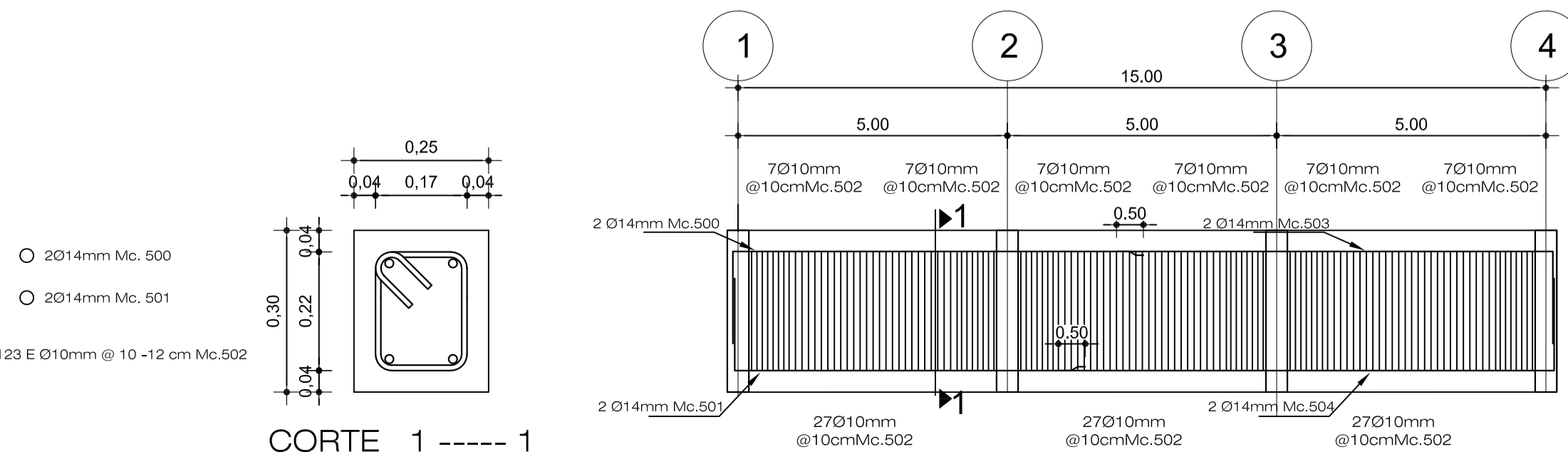
MARCA	TIPO	DIÁMETRO	NÚMERO	DIMENSIONES (m)				DATOS COMERCIALES	
				a	b	c	d	LONGITUD PARCIAL (m)	LONGITUD TOTAL (m) (PESO Kg/m)
GRADA									
CIMENTACIÓN									
CADENAS									
COLUMNAS									
VIGAS N+3.06									



PLANTA DE CUBIERTA NV+5.80m



PLANTA DE CADENAS NV+0.20m



VIGA EJE A-B N+3.50m
ESC:-----H=1:100---V=1:10

- 2Ø12mm Mc. 200
- 2Ø12mm Mc. 201

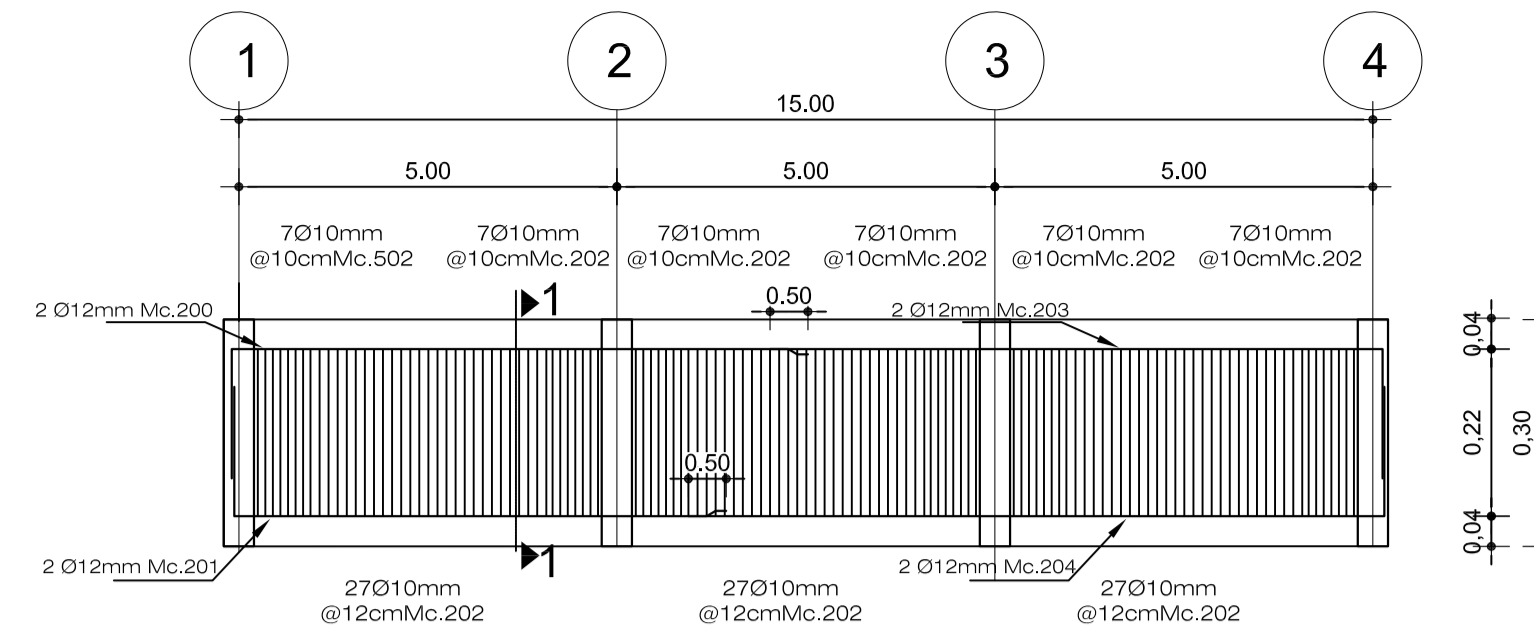
123 E Ø10mm @ 10 - 12 cm Mc.202

CORTE 1 ----- 1

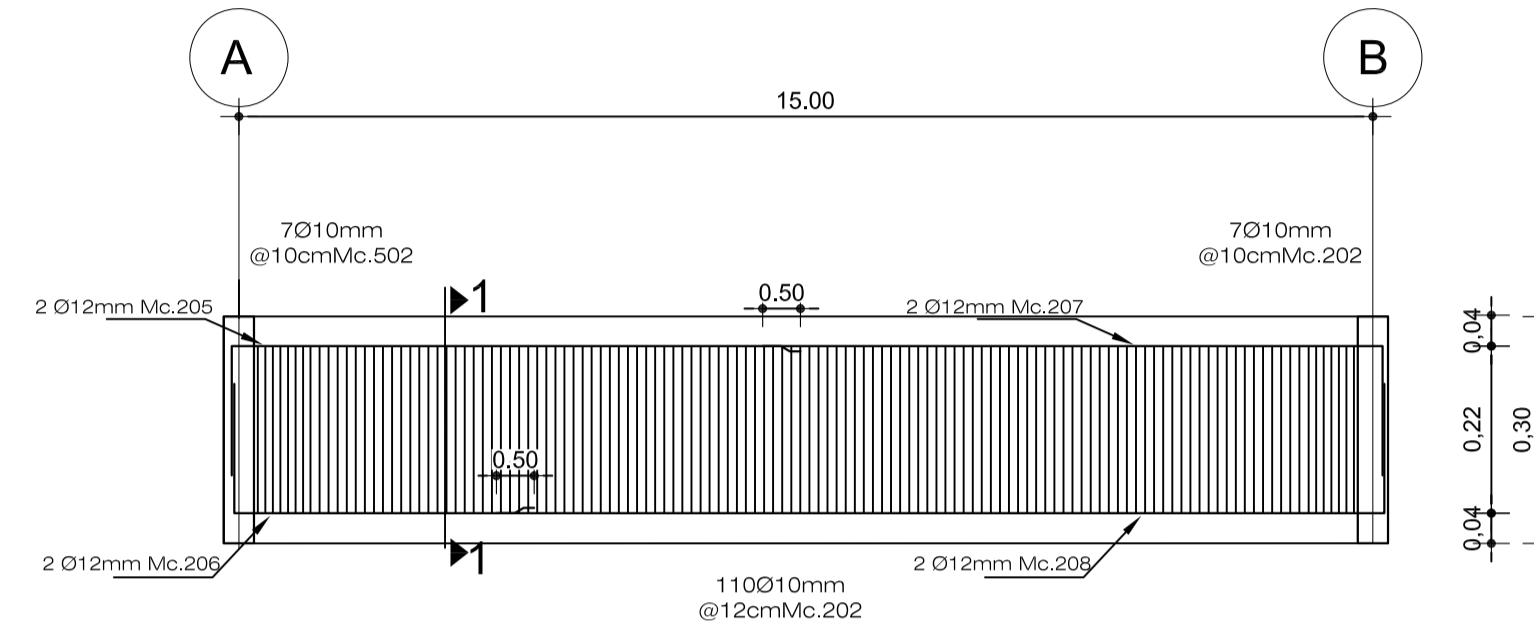
- 2Ø12mm Mc. 205
- 2Ø12mm Mc. 206

124 E Ø10mm @ 10 - 12 cm Mc.202

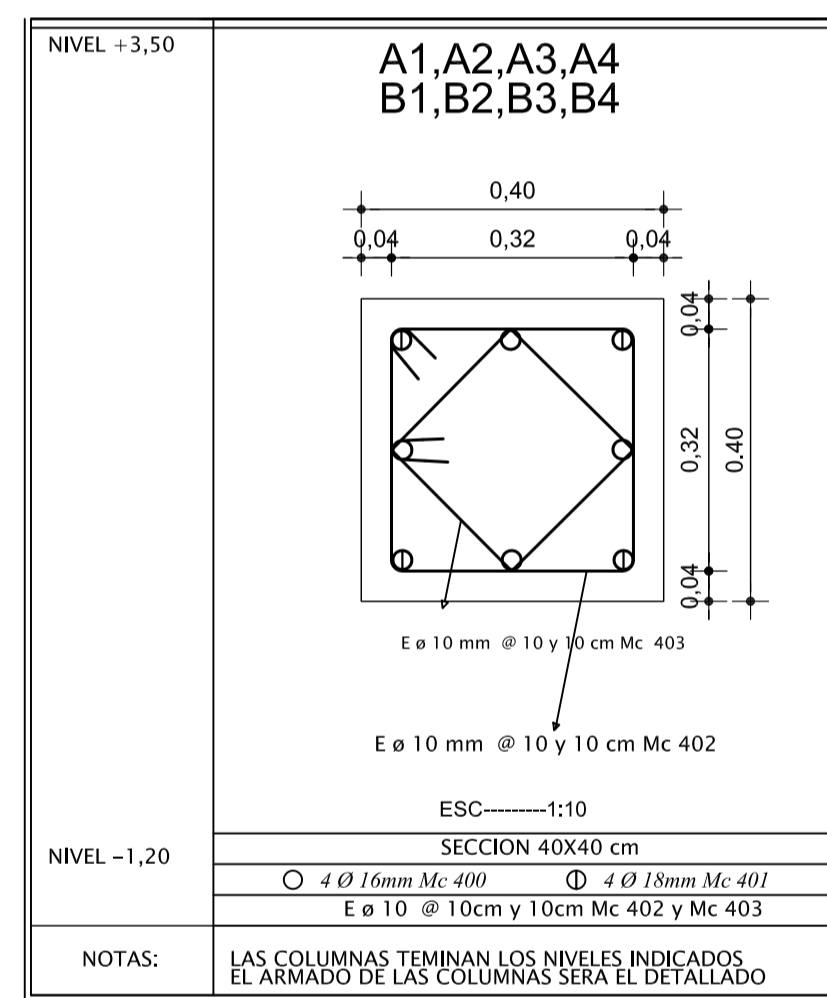
CORTE 1 ----- 1



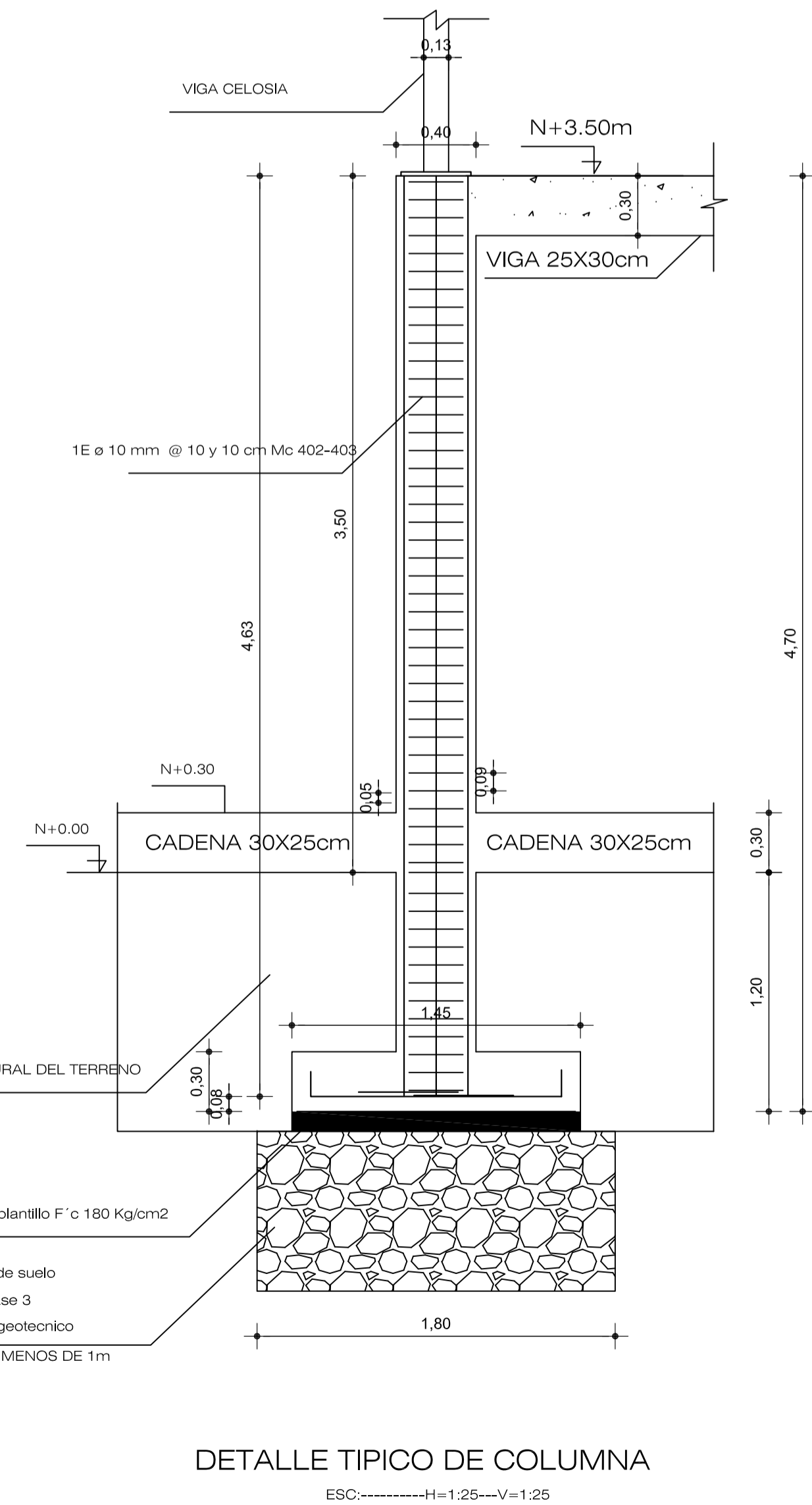
CADENA EJE A-B N+0.20m
ESC:-----H=1:100---V=1:10



CADENA EJE 1,2,3,4 N+0.20m
ESC:-----H=1:100---V=1:10



NOTAS: LAS COLUMNAS TERMINAN LOS NIVELES INDICADOS
EL ARMADO DE LAS COLUMNAS SERÁ EL DETALLADO



DETALLE TIPICO DE COLUMNA
ESC:-----H=1:25---V=1:25

ANEXO 3. Planos del Acero

UBICACIÓN:



PROYECTO:

CUBIERTA DE ESTRUCTURA METÁLICA PARA
"UN ÁREA DE USO RECREACIONAL"

UBICACIÓN:

HOSTERIA FLOR DE CANELA, PASEO TURÍSTICO DEL RÍO PUYO, CIUDAD DE PUYO,
PROVINCIA DE PASTAZA

ELABORADO POR:

Elizabeth Jaramillo

APROBÓ:

Ing. Mg. Maritza Ureña

CONTIENE:

- CADENAS
- COLUMNAS
- CIMENTACIÓN
- LOSAS
- VIGAS

ESPECIFICACIONES:

- El límite de fluencia de todo el acero de refuerzo será de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- El esfuerzo de rotura cilíndrica a los 28 días del hormigón será de $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$.
- La capacidad portante del suelo fue de 20 T/m^2 , según el estudio de suelos "del puente del río Puyo".
- Cualquier modificación Estructural será consultada al calculista.

ESCALA:

Como se indica

FECHA:

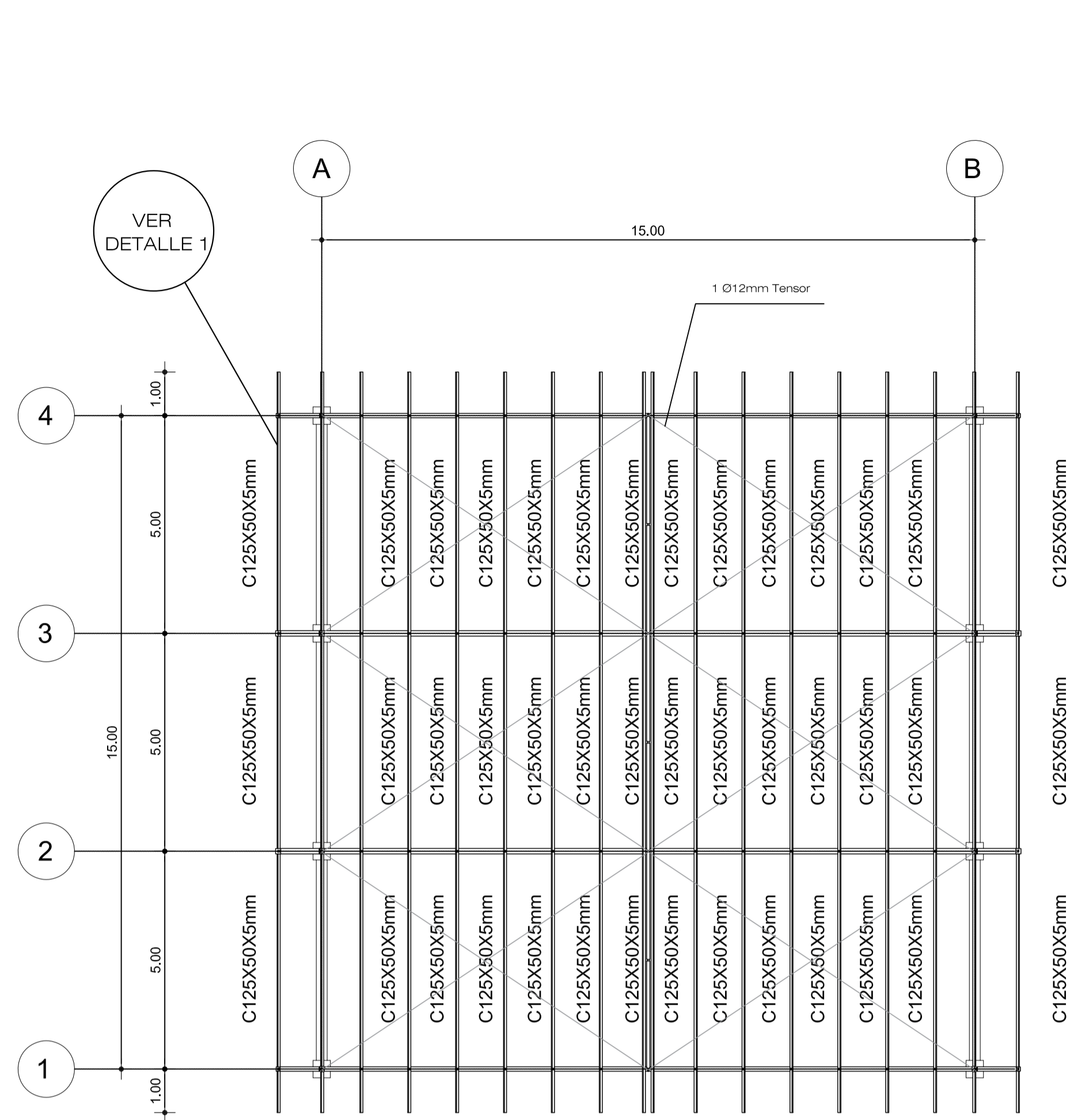
AGOSTO 2022

LÁMINA:

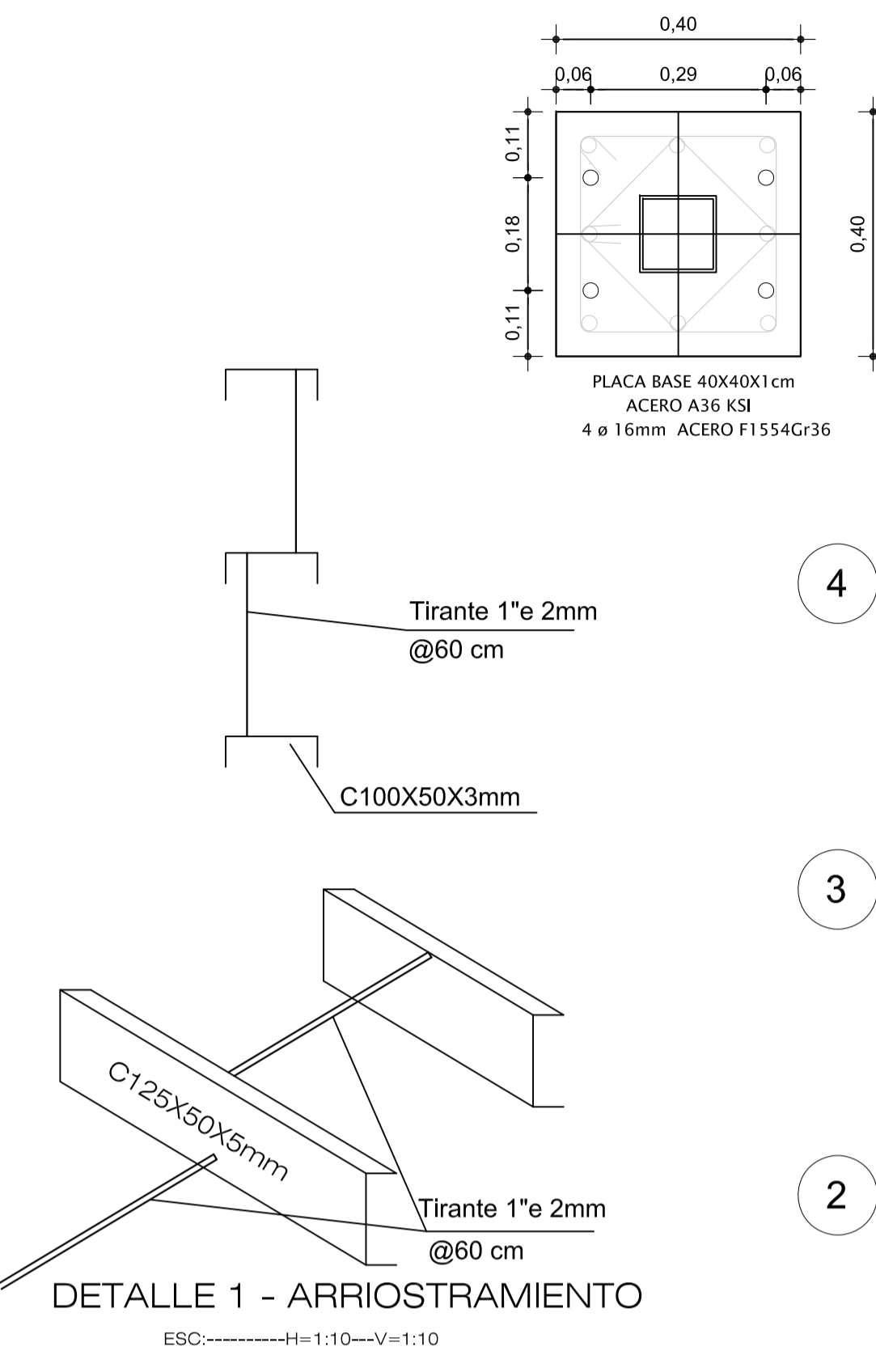
1/4

PLANILLAS DE ACERO

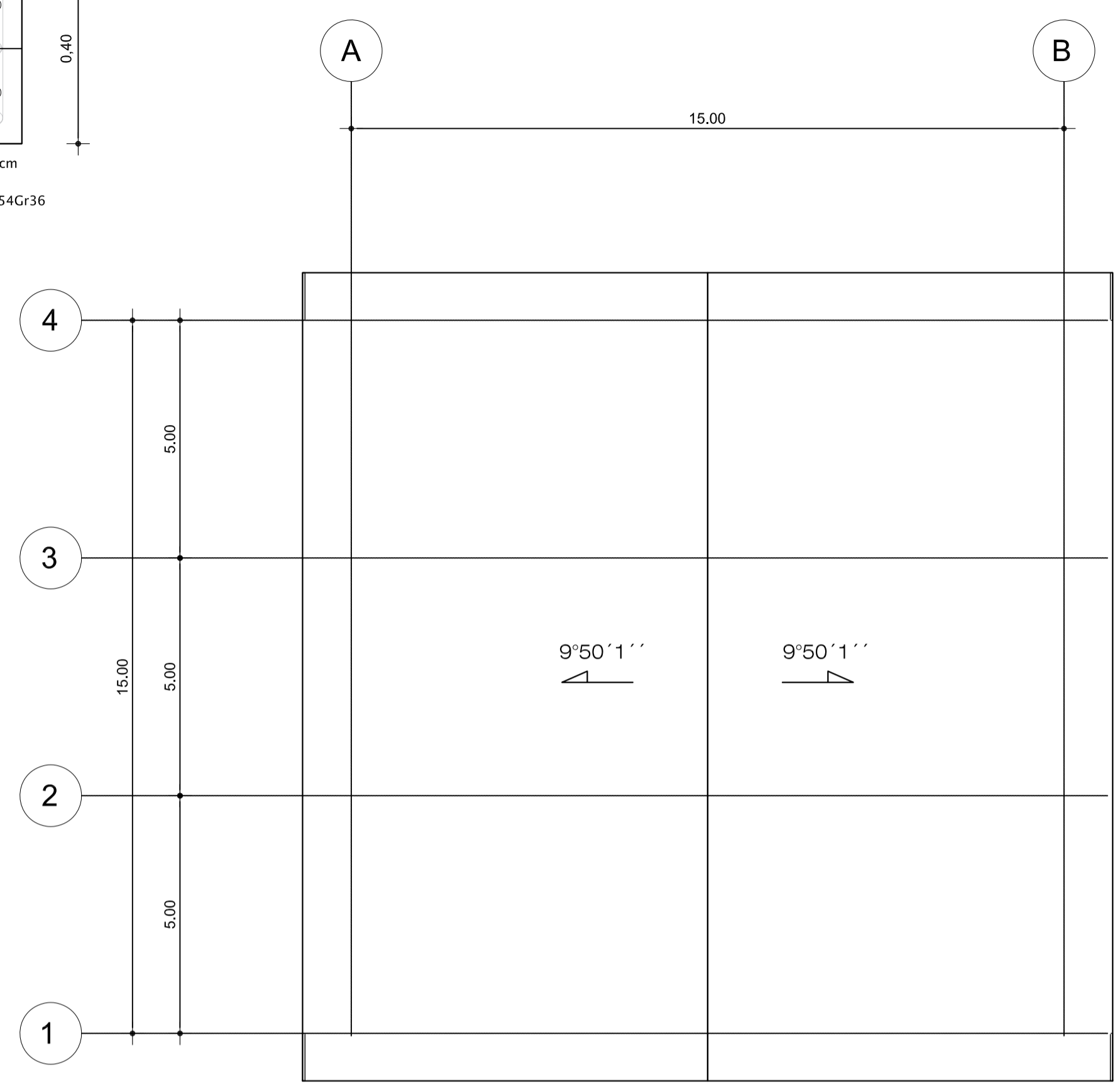
TABLA		DIMENSIONES (m)										DATOS COMERCIALES			
TIPO	DIÁMETRO	NUMERO	a	b	c	d	e	f	g	h	gama	LONGITUD PARCIAL (m)	LONGITUD TOTAL (m)	PESO (kg/m)	PESO (kg)
CIMENTACIÓN															
M1	C	10	1.75	1.45	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	1.11	10.11	0.88	8.8
M1	C	10	1.75	1.45	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	2.01	19.88	0.88	19.88
CADENAS															
200	L	8	4.80	0.30								7.62	35.98	0.88	31.88
200	L	8	4.80	0.30								7.62	35.98	0.88	31.88
200	O	8	4.80	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	10.20	46.84	0.88	41.84
200	L	8	4.80	0.30								7.62	35.98	0.88	31.88
200	L	8	4.80	0.30								7.62	35.98	0.88	31.88
200	L	8	4.80	0.30								7.62	35.98	0.88	31.88
200	L	8	4.80	0.30								7.62	35.98	0.88	31.88
200	L	8	4.80	0.30								7.62	35.98	0.88	31.88
200	L	8	4.80	0.30								7.62	35.98	0.88	31.88
COLUMNAS															
400	L	4	1.75	1.45	0.30							5.35	24.36	0.88	21.88
400	L	4	1.75	1.45	0.30							5.35	24.36	0.88	21.88
400	O	4	1.75	1.45	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	10.20	46.84	0.88	41.84
400	O	4	1.75	1.45	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	10.20	46.84	0.88	41.84
VIGAS N°3-06															
300	L	4	4.80	0.30								7.62	35.98	0.88	31.88
300	L	4	4.80	0.30								7.62	35.98	0.88	31.88
300	O	4	4.80	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	10.20	46.84	0.88	41.84
300	L	4	4.80	0.30								7.62	35.98	0.88	31.88
300	L	4	4.80	0.30								7.62	35.98	0.88	31.88



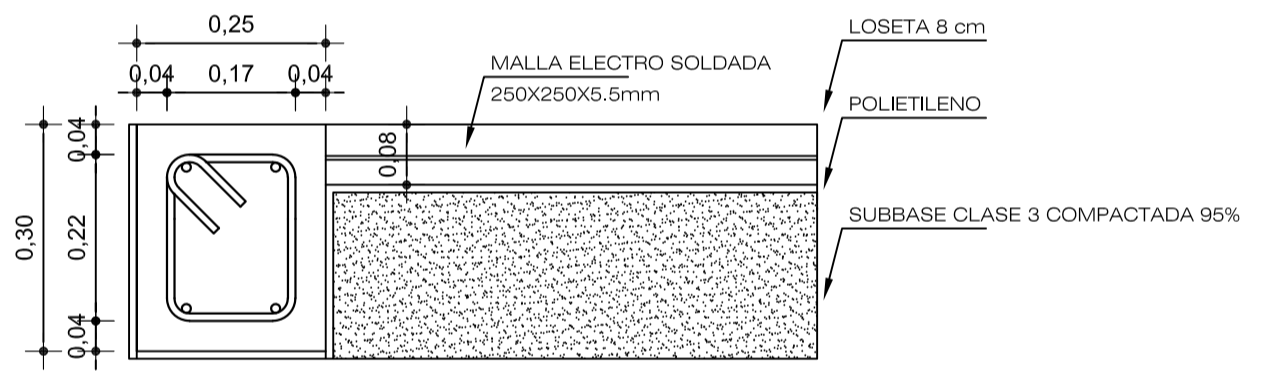
PLANTA DE CUBIERTA NV+5.80m



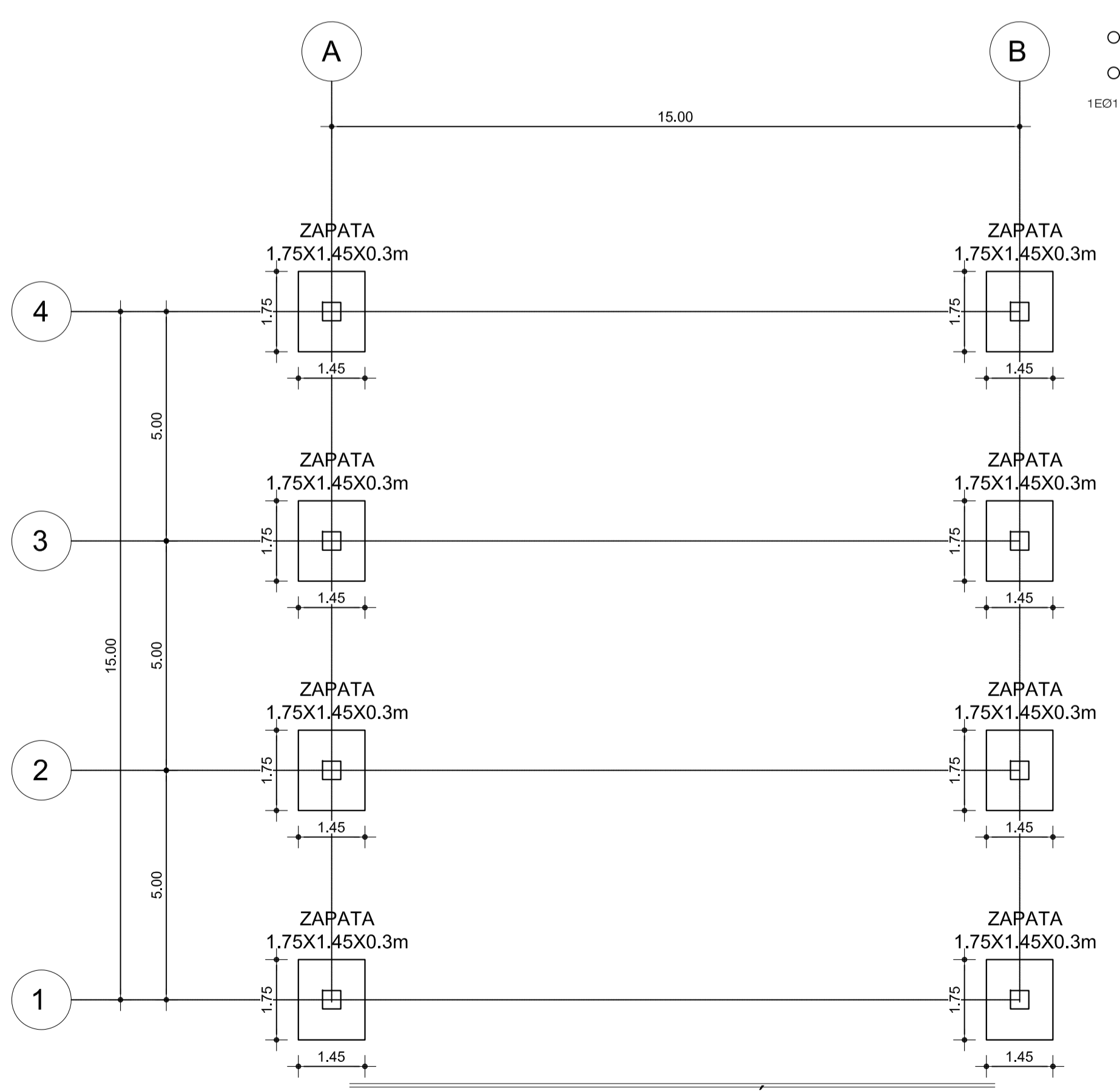
DETALLE 1 - ARRIOSTRAMIENTO
ESCALA: H=1:10 V=1:10



PLANTA DE CUBIERTA NV+5.80m

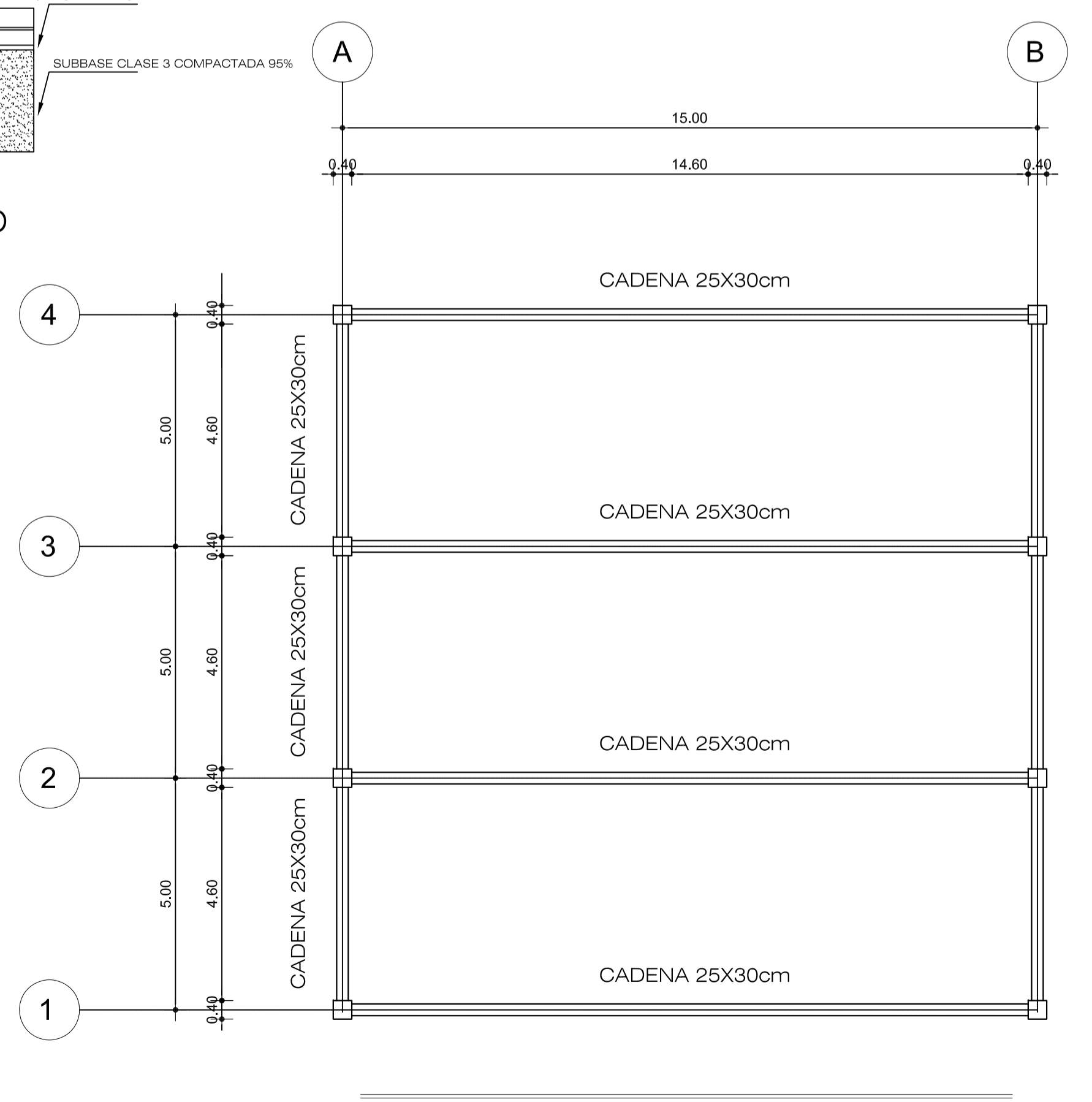


DETALLE DE CADENA TIPO
ESCALA: 1:10



PLANTA DE CIMENTACIÓN NV-1.20m

CUADRO DE CIMENTOS									
TIPO	UBICACIÓN	A(m)	B(m)	H(m)	As X	As Y	D(m)		
F1	A1-20-23-A4 B1-22-25-B4	1.45	1.75	0.30	9e12mm @ 13cm Mc-100	11e12mm @ 14cm Mc-101	-1.20		



PLANTA DE CADENAS NV+0.20m



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

UBICACIÓN:



PROYECTO:

CUBIERTA DE ESTRUCTURA METÁLICA PARA
"UN ÁREA DE USO RECREACIONAL"

UBICACIÓN:

HOSTERIA FLOR DE CANELA, PASEO TURÍSTICO DEL RÍO PUYO, CIUDAD DE PUYO,
PROVINCIA DE PASTAZA

ELABORADO POR:

Elizabeth Jaramillo

APROBÓ:

Ing. Mg. Maritza Ureña

CONTIENE:

- CADENAS
- COLUMNAS
- CIMENTACIÓN
- LOSAS
- VIGAS

ESPECIFICACIONES:

1. El límite de fluencia de todo el acero de refuerzo será de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
2. El esfuerzo de rotura cilíndrica a los 28 días del hormigón será de $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$.
3. La capacidad portante del suelo fue de 20 T/m^2 , según el estudio de suelos "del puente del río Puyo".
4. Cualquier modificación Estructural será consultada al calculista.

ESCALA:

Como se indica

FECHA:

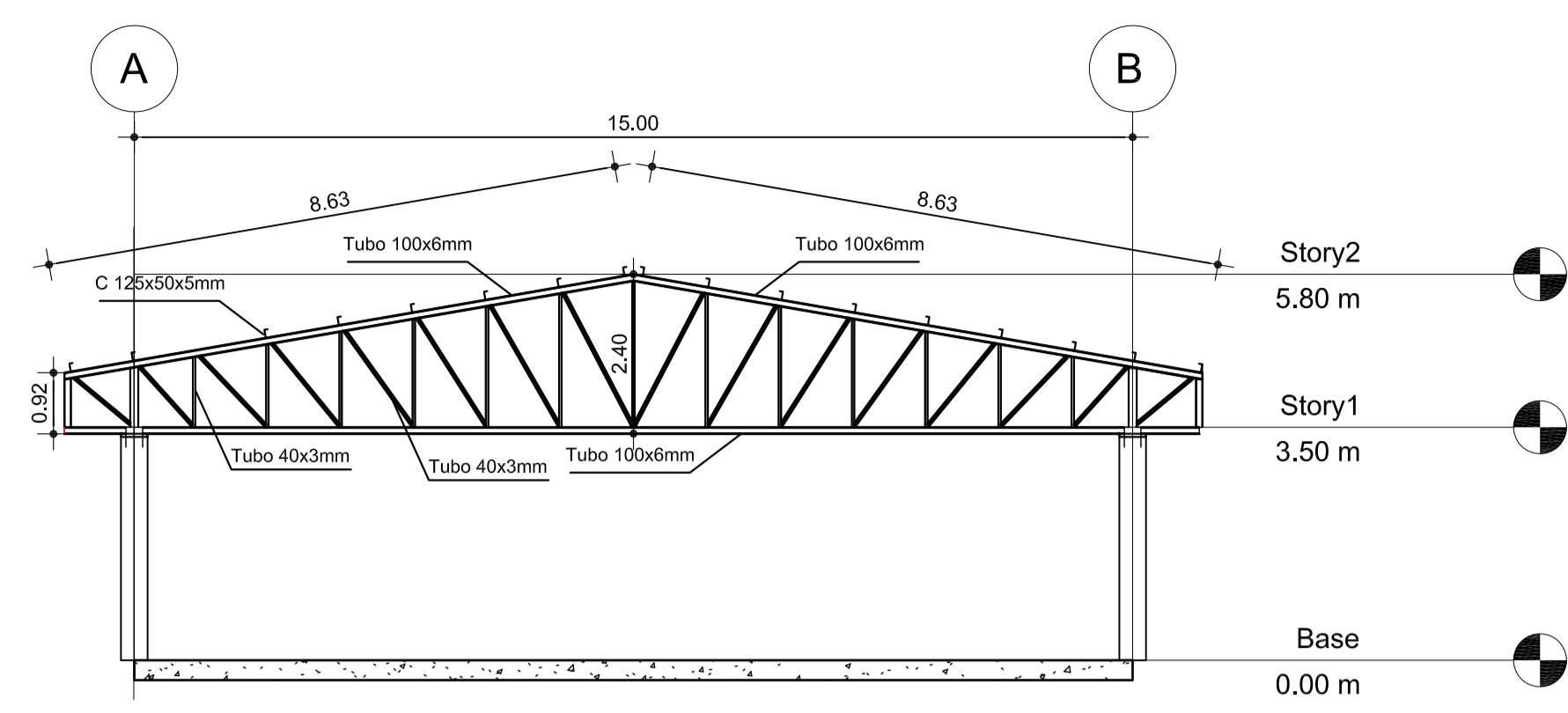
AGOSTO 2022

LÁMINA:

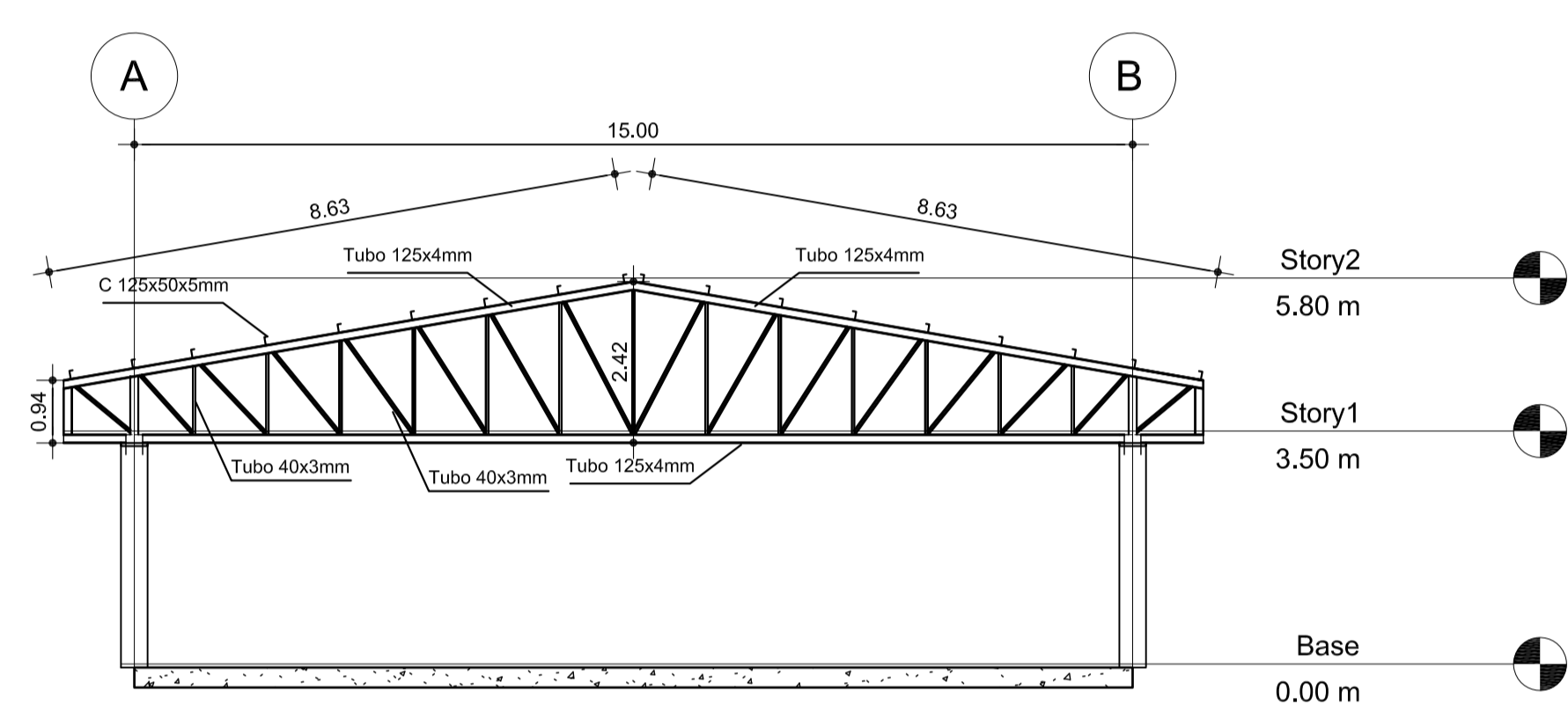
2/4

PLANILLAS DE ACERO

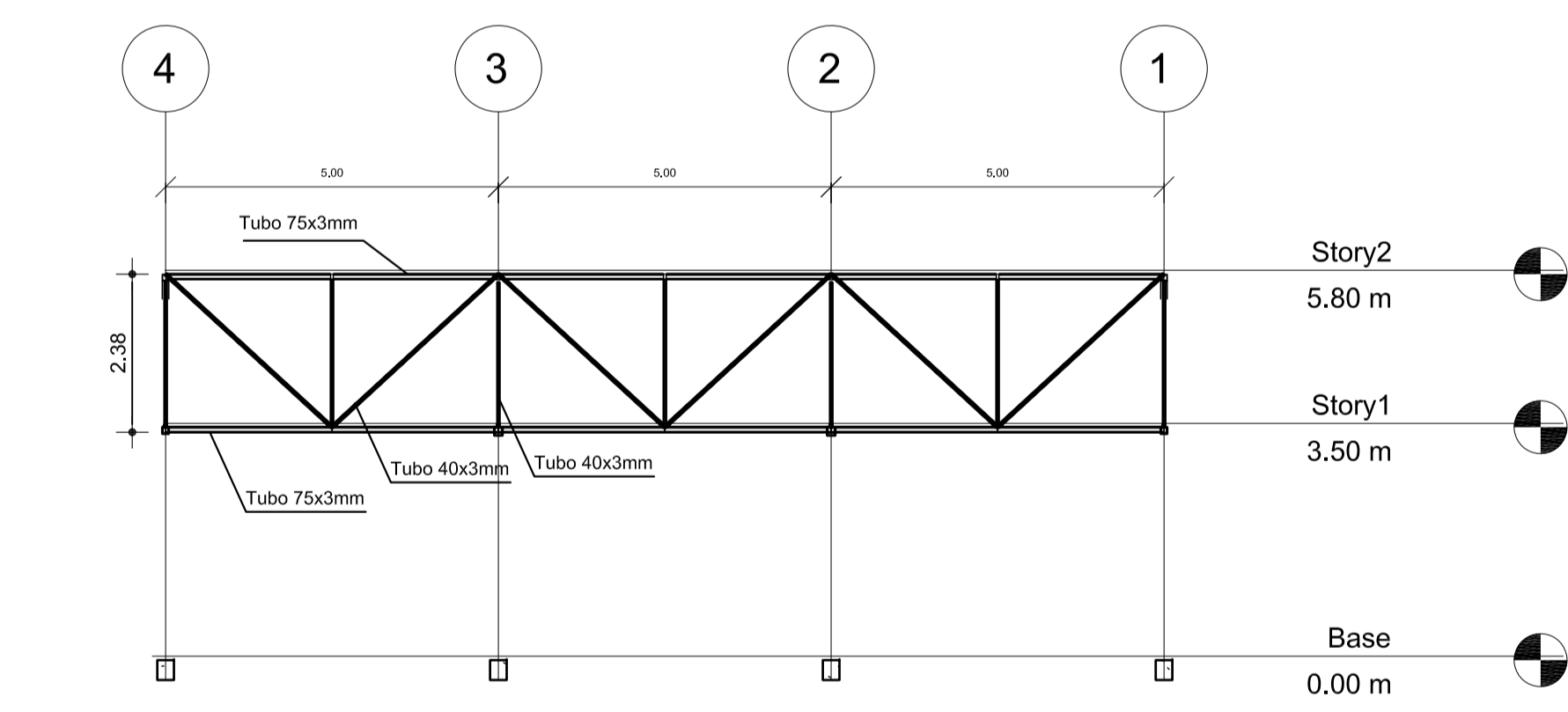
SERIAL		TIPO		DIAMETRO		NÚMERO		DIMENSIONES (m)		DATOS COMERCIALES	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
GRADA											
CIMENTACIÓN											
100	L	10	100	0.2	1.01	100	0.00	100	0.00	100	100
101	C	10	100	0.2	2.01	100	0.00	100	0.00	100	100
CADENAS											
200	L	10	4	7.50	0.2	7.50	10.00	0.00	10.00	0.00	10.00
201	L	10	4	8.4	0.2	8.4	10.00	0.00	10.00	0.00	10.00
202	U	10	2	7.50	0.2	7.50	10.00	0.00	10.00	0.00	10.00
203	L	10	4	8.51	0.2	8.51	10.00	0.00	10.00	0.00	10.00
204	L	10	4	9.01	0.2	9.01	10.00	0.00	10.00	0.00	10.00
205	L	10	4	7.50	0.2	7.50	10.00	0.00	10.00	0.00	10.00
206	L	10	4	7.80	0.2	7.80	10.00	0.00	10.00	0.00	10.00
207	L	10	4	8.1	0.2	8.1	10.00	0.00	10.00	0.00	10.00
208	L	10	4	10.5	0.2	10.5	10.00	0.00	10.00	0.00	10.00
COLUMNAS											
300	L	10	10	4.00	0.0	4.00	10.00	0.00	10.00	0.00	10.00
301	L	10	10	4.00	0.0	4.00	10.00	0.00	10.00	0.00	10.00
302	U	10	10	4.00	0.0	4.00	10.00	0.00	10.00	0.00	10.00
303	U	10	10	4.00	0.0	4.00	10.00	0.00	10.00	0.00	10.00
VIGAS N-306											
400	L	10	4	7.50	0.2	7.50	10.00	0.00	10.00	0.00	10.00
401	L	10	4	8.4	0.2	8.4	10.00	0.00	10.00	0.00	10.00
402	U	10	2	7.50	0.2	7.50	10.00	0.00	10.00	0.00	10.00
403	L	10	4	8.51	0.2	8.51	10.00	0.00	10.00	0.00	10.00
404	L	10	4	9.01	0.2	9.01	10.00	0.00	10.00	0.00	10.00



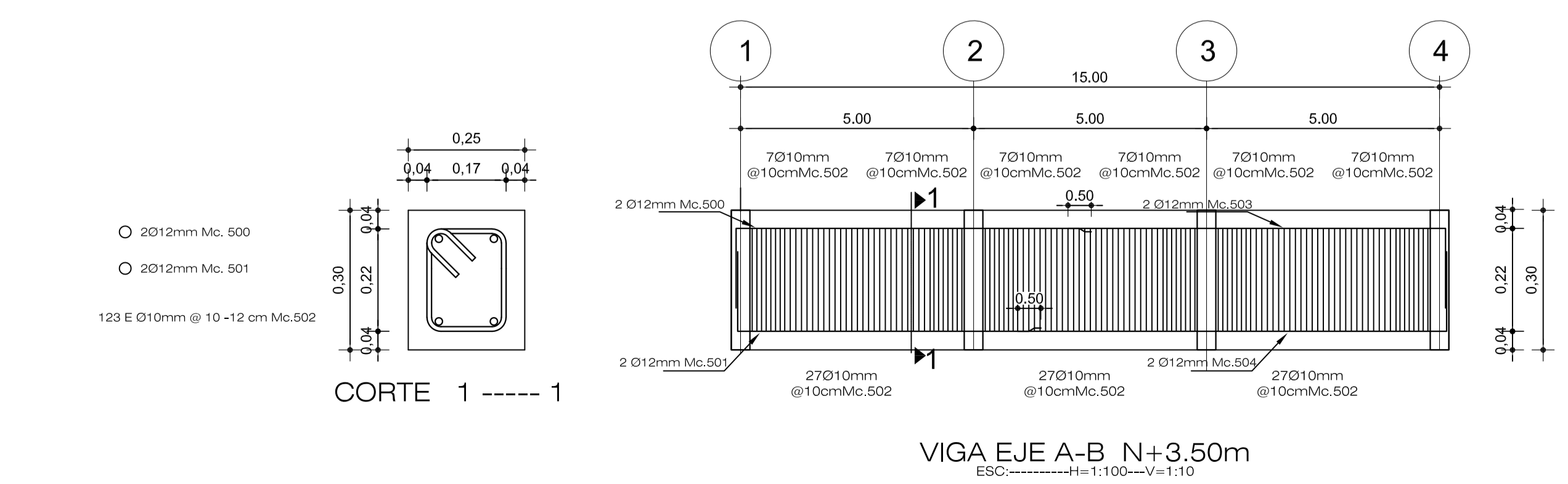
PORTICO TIPO EJE 1-4
ESCALA: 1:100



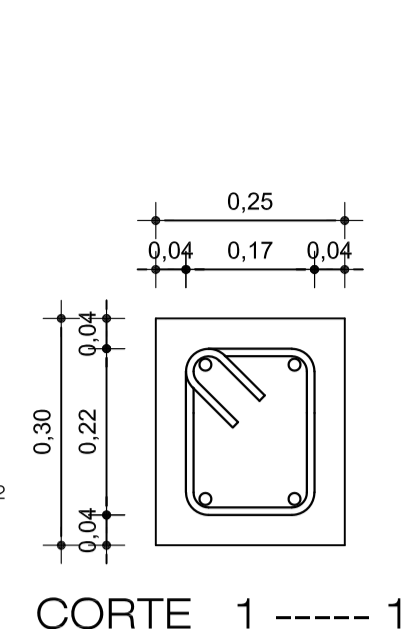
PORTICO TIPO EJE 2-3
ESCALA: 1:100



VIGA DE ARRIOSTRAMIENTO
ESCALA: 1:100



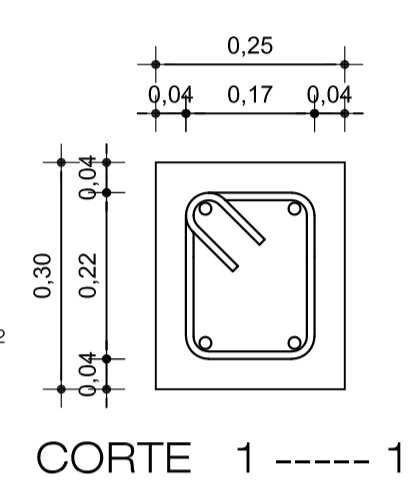
VIGA EJE A-B N+3.50m
ESCALA: 1:100



- 2Ø12mm Mc. 200
- 2Ø12mm Mc. 201

123 E Ø10mm @ 10-12 cm Mc.202

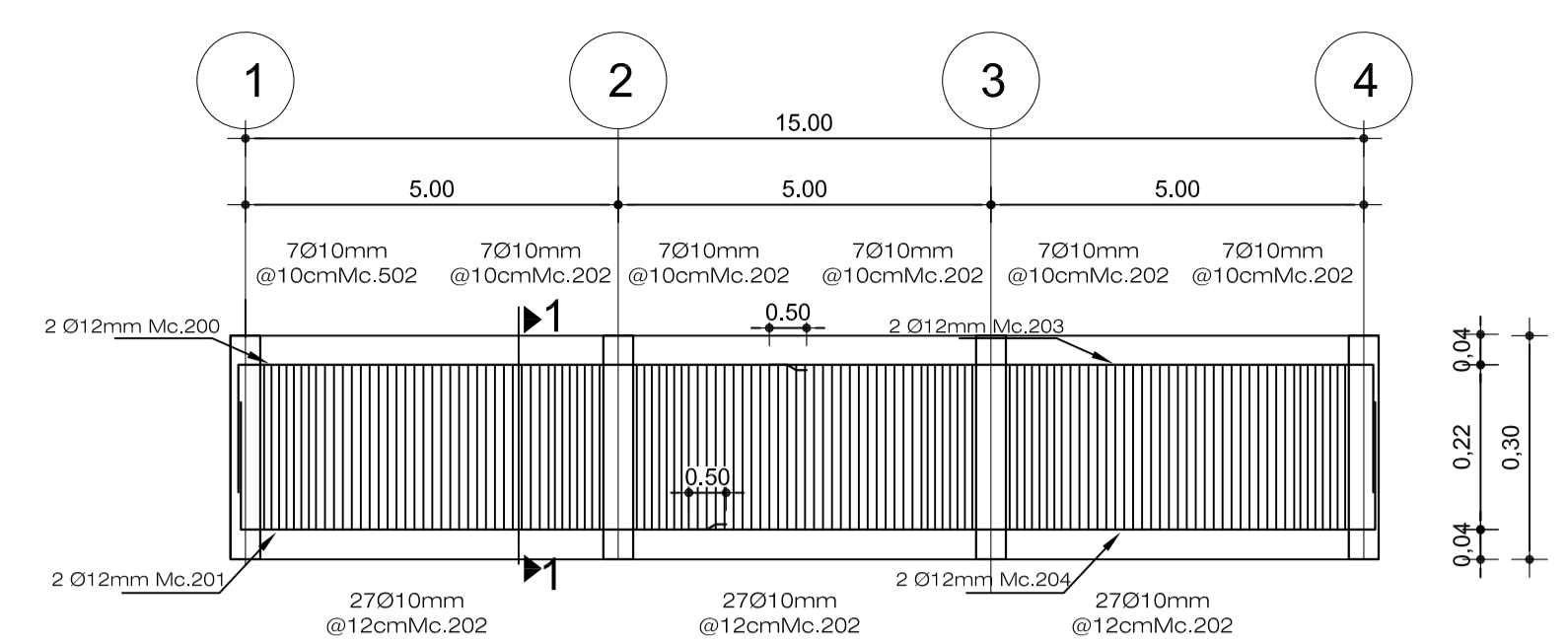
CORTE 1-1-1



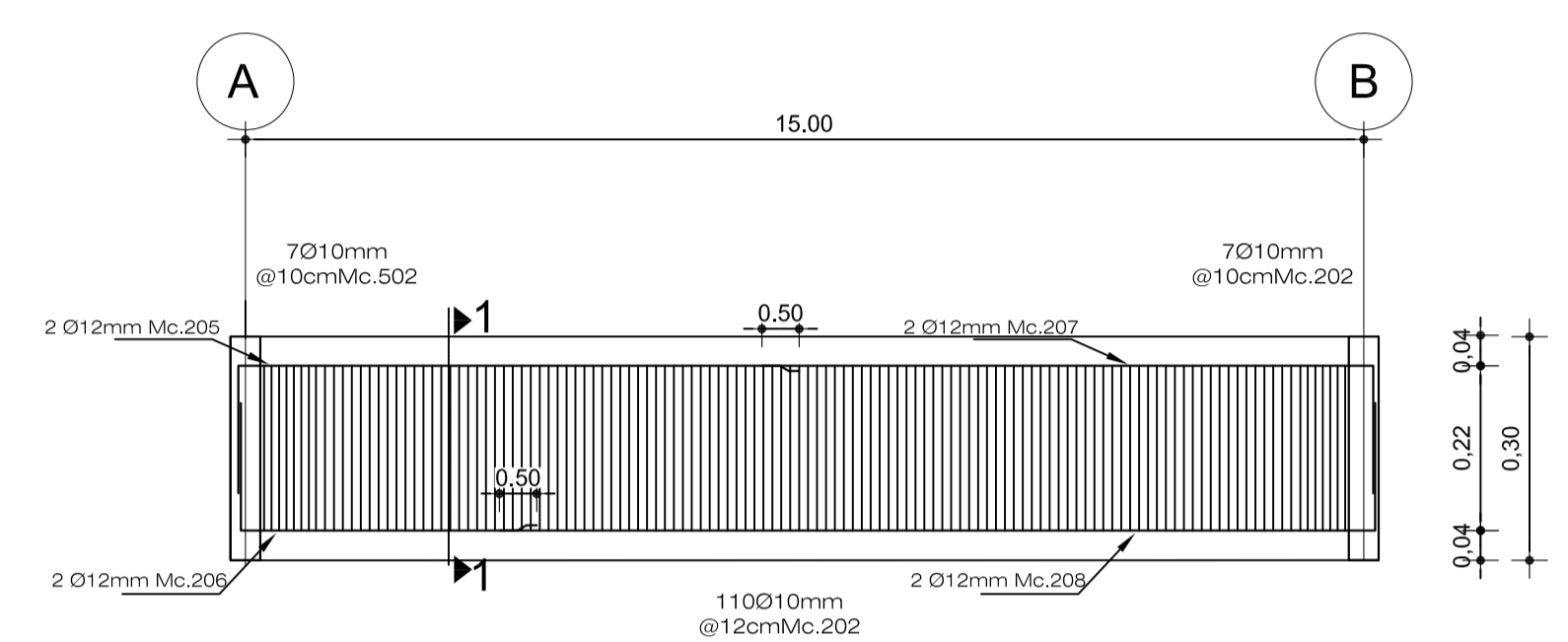
- 2Ø12mm Mc. 205
- 2Ø12mm Mc. 206

124 E Ø10mm @ 10-12 cm Mc.202

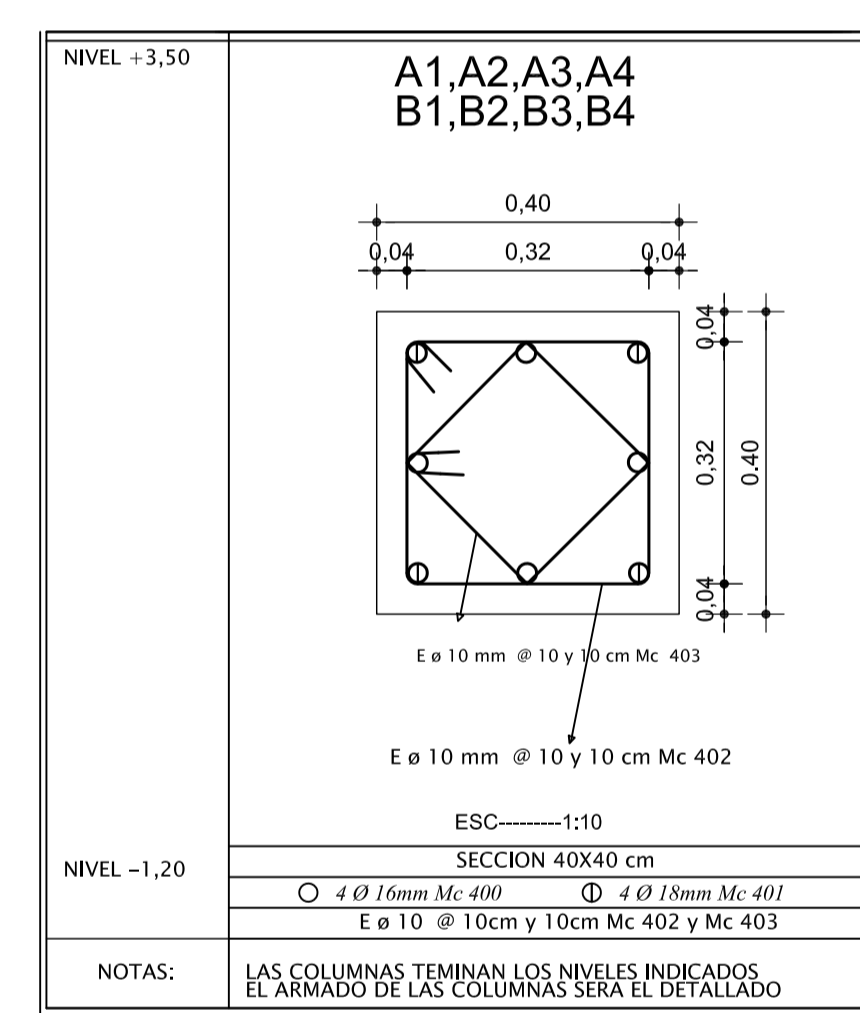
CORTE 1-1-1



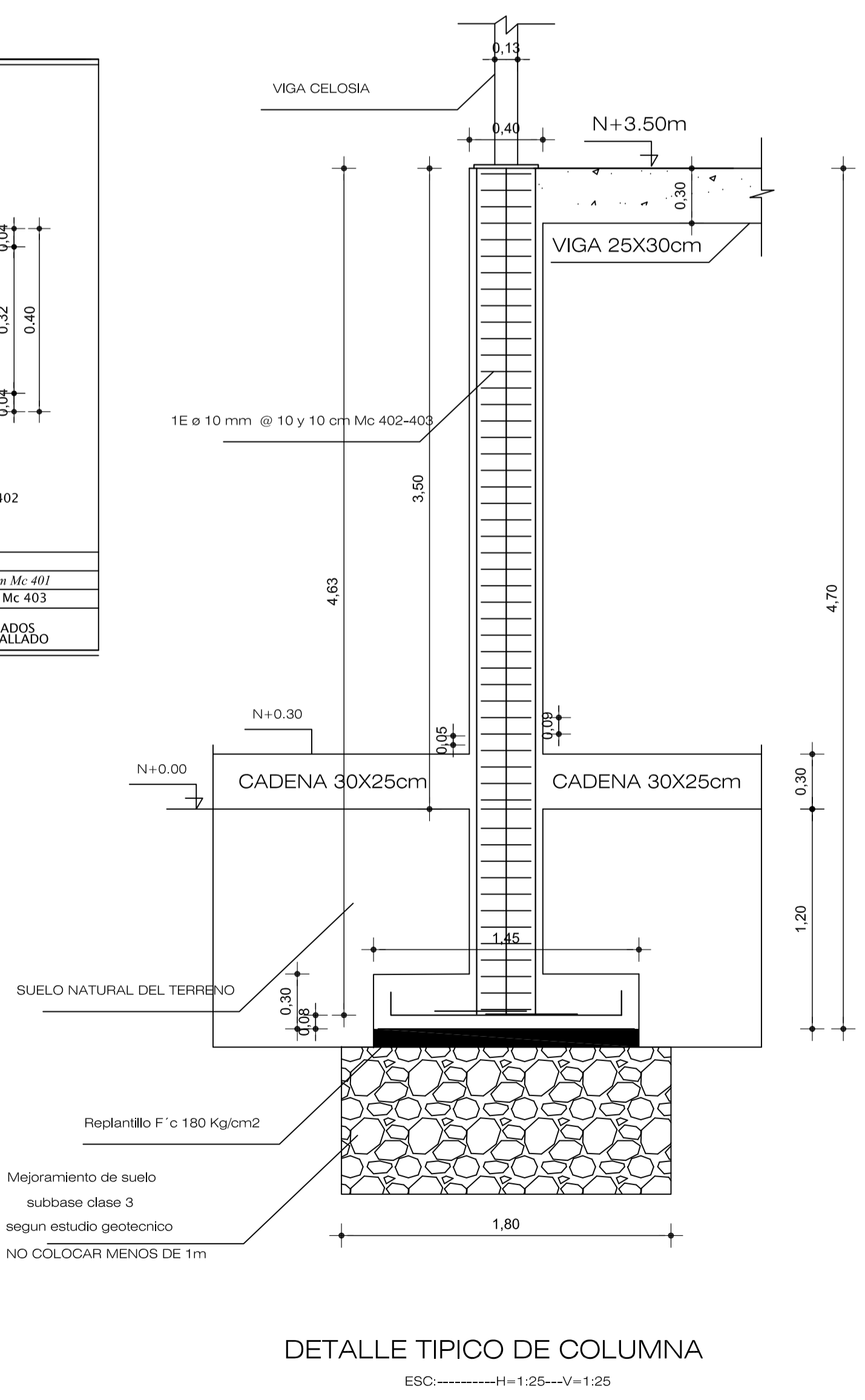
CADENA EJE A-B N+0.20m
ESCALA: 1:100



CADENA EJE 1,2,3,4 N+0.20m
ESCALA: 1:100



NOTAS: LAS COLUMNAS TERMINAN LOS NIVELES INDICADOS
EL ARMADO DE LAS COLUMNAS SERA EL DETALLADO



DETALLE TIPICO DE COLUMNA
ESCALA: 1:25

ANEXO 4. APUS de la Gak

RUBRO: REPLANTEO Y NIVELACIÓN CON EQUIPO TOPOGRÁFICO					UNIDAD: m2
DETALLE: 1					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Herramienta menor 5%MO					0.06
Implementos de seguridad industrial 2%MO					0.02
Teodolito	1.00	6.88	6.88	0.07	0.46
Equipo de Topografía	1.00	2.00	2.00	0.07	0.13
Subtotal M					0.67
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Cadenero E2	1	3.87	3.87	0.14	0.54
Topógrafo C1	1	4.29	4.29	0.14	0.60
Subtotal N					1.14
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
				0.00	
Subtotal O					0.00
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
				0.00	
Subtotal P					0.00
OBSERVACIONES:	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				1.82
			INDIRECTOS	15%	0.27
			UTILIDAD	5%	0.09
			COSTO TOTAL DEL RUBRO		2.18
			VALOR OFERTADO		2.18
Son: SON DOS DOLARES CON DIECIOCHO CENTAVOS					

RUBRO: EXCAVACIÓN A MANO					UNIDAD: m3
DETALLE: 2					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Herramienta menor 5%MO					0.28
Implementos de seguridad industrial 2%MO					0.11
Subtotal M					0.39
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Peon E2	2	3.83	7.66	0.47	3.61
Maestro mayor en ejecución C1	1	4.29	4.29	0.47	2.02
Subtotal N					5.63
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
				0.00	
Subtotal O				0.00	
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
				0.00	
Subtotal P				0.00	
OBSERVACIONES:	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				6.02
	INDIRECTOS				15% 0.90
	UTILIDAD				5% 0.30
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				7.23
	VALOR OFERTADO				7.23
Son: SON SIETE DOLARES CON VEINTE Y TRES CENTAVOS					

RUBRO: DESALOJO					UNIDAD: m3
DETALLE: 3					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Herramienta menor 5%MO					0.18
Cargadora	0.05	35.0	1.8	0.2	0.35
Volqueta 9 m3	1	35.0	35.0	0.2	7.00
Subtotal M					7.53
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Chofer C1	1	5.62	5.62	0.20	1.12
Operador C2	1	4.09	4.09	0.20	0.82
Engrasador D2	1	3.87	3.87	0.20	0.77
Maestro mayor en ejecución C1	1	4.29	4.29	0.20	0.86
Subtotal N					3.57
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
				0.00	
Subtotal O				0.00	
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
				0.00	
Subtotal P				0.00	
OBSERVACIONES:	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				11.10
	INDIRECTOS			15%	1.67
	UTILIDAD			5%	0.56
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				13.32
	VALOR OFERTADO				13.32
Son:	SON TRECE DOLARES CON TREINTA Y DOS CENTAVOS				

RUBRO: REPLANTILLO DE H.S 180 KG/Cm2, e=10cm					UNIDAD: m3
DETALLE: 4					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Herramienta menor 5%MO					1.86
Implementos de seguridad industrial 2%MO					0.74
Concretera	1	3.01	3.01	0.40	1.20
Subtotal M					3.80
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Peon E2	8	3.83	30.64	0.80	24.51
Maestro soldador C1	1	3.93	3.93	0.80	3.14
Albañil D2	1	3.87	3.87	0.80	3.10
Operador de equipo liviano D2	1	3.87	3.87	0.80	3.10
Maestro de obra C2	1	4.09	4.09	0.80	3.27
Subtotal N					37.12
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Cemento Fuerte tipo GU SACO 50KG HOLCIM DISENSA	kg	309.00	0.16	49.44	
Arena gruesa	m3	0.65	11.00	7.15	
Grava	m3	0.95	18.00	17.10	
Agua	m3	0.24	0.66	0.16	
Subtotal O				73.85	
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
				0.00	
Subtotal P				0.00	
OBSERVACIONES:	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				114.77
	INDIRECTOS			15%	17.22
	UTILIDAD			5%	5.74
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				137.72
	VALOR OFERTADO				137.72
Son:	SON CIENTO TREINTA Y SIETE DOLARES CON SETENTA Y DOS CENTAVOS				

RUBRO: ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm ² 14-32mm INC. ALAMBRE GALV No 18					UNIDAD: kg
DETALLE: 5					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Herramienta menor 5%MO					0.02
Implementos de seguridad industrial 2%MO					0.01
Amoladora eléctrica	1	1.10	1.10	0.04	0.04
Subtotal M					0.07
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Ferrero D2	1	3.87	3.87	0.04	0.15
Ayudante de ferrero E2	1	3.83	3.83	0.04	0.15
Subtotal N					0.31
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Acero de refuerzo	kg	1.05	0.81	0.85	
Alambre galvanizado No. 18	kg	0.05	2.49	0.12	
Subtotal O				0.98	
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
				0.00	
Subtotal P				0.00	
OBSERVACIONES:	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				1.35
	INDIRECTOS			15%	0.20
	UTILIDAD			5%	0.07
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				1.62
	VALOR OFERTADO				1.62
Son: SON UN DÓLAR CON SESENTA Y DOS CENTAVOS					

RUBRO: PLINTOS DE H.S 210 KG/Cm2					UNIDAD: m3
DETALLE: 6					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Herramienta menor 5%MO					1.01
Implementos de seguridad industrial 2%MO					0.40
Concretera	1	3.01	3.01	0.40	1.20
Vibrador	1	2.34	2.34	0.40	0.94
Subtotal M					2.61
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Peon E2	9	3.83	34.47	0.40	13.79
Albañil D2	2	3.87	7.74	0.40	3.10
Operador de equipo liviano D2	1	3.87	3.87	0.40	1.55
Maestro mayor en ejecución C1	1	4.29	4.29	0.40	1.72
Subtotal N					20.15
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Cemento Fuerte tipo GU SACO 50KG HOLCIM DISENSA	kg	360.50	0.16	57.68	
Arena gruesa	m3	0.65	11.00	7.15	
Grava	m3	0.95	18.00	17.10	
Sika 1	kg	0.30	1.08	0.32	
Agua	m3	0.24	0.66	0.16	
Subtotal O					82.41
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
Subtotal P					0.00
OBSERVACIONES:					0.00
				TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	105.17
				INDIRECTOS	15% 15.78
				UTILIDAD	5% 5.26
				COSTO TOTAL DEL RUBRO	126.21
				VALOR OFERTADO	126.21
Son: SON CIENTO VEINTE Y SEIS DOLARES CON VEINTIUNO CENTAVOS					

RUBRO: HORMIGÓN CICLOPEO 40% PIEDRA F'C= 210 KG/Cm2					UNIDAD: m3
DETALLE: 7					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Herramienta menor 5%MO					1.82
Implementos de seguridad industrial 2%MO					0.73
Concretera	1	3.01	3.01	1.33	4.01
Vibrador	1	2.34	2.34	1.33	3.11
Subtotal M					9.67
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Peon E2	3	3.83	11.49	1.33	15.28
Albañil D2	2	3.87	7.74	1.33	10.29
Operador de equipo liviano D2	1	3.87	3.87	1.33	5.15
Maestro mayor en ejecución C1	1	4.29	4.29	1.33	5.71
Subtotal N					36.43
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Cemento Fuerte tipo GU SACO 50KG HOLCIM DISENSA	kg	216.30	0.16	34.61	
Arena gruesa	m3	0.39	11.00	4.29	
Grava	m3	0.57	18.00	10.26	
Sika 1	kg	0.18	1.08	0.19	
Agua	m3	1.13	0.66	0.75	
Piedra	m3	0.40	10.63	4.25	
Subtotal O				54.35	
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
				0.00	
Subtotal P				0.00	
OBSERVACIONES:			TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		100.45
			INDIRECTOS	15%	15.07
			UTILIDAD	5%	5.02
			COSTO TOTAL DEL RUBRO		120.55
			VALOR OFERTADO		120.55
Son:	SON CIENTO VEINTE DOLARES CON CINCUENTA Y CINCO CENTAVOS				

RUBRO: CADENAS H.S 210 KG/Cm2 20*20CM INCLUYE ENCOFRADO					UNIDAD: m3		
DETALLE: 8							
EQUIPOS							
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO		
Herramienta menor 5%MO					2.90		
Implementos de seguridad industrial 2%MO					1.16		
Concretera	1	3.01	3.01	1.00	3.01		
Vibrador	1	2.34	2.34	1.00	2.34		
Subtotal M					9.41		
MANO DE OBRA							
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO		
Peon E2	9	3.83	34.47	1.00	34.47		
Albañil D2	2	3.87	7.74	1.00	7.74		
Carpintero D2	1	3.87	3.87	1.00	3.87		
Ayudante de Carpintero E2	1	3.83	3.83	1.00	3.83		
Operador de equipo liviano D2	1	3.87	3.87	1.00	3.87		
Maestro mayor en ejecución C1	1	4.29	4.29	1.00	4.29		
Subtotal N					58.07		
MATERIALES							
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO			
Cemento Fuerte tipo GU SACO 50KG HOLCIM DISENSA	kg	360.50	0.16	57.68			
Arena gruesa	m3	0.65	11.00	7.15			
Grava	m3	0.95	18.00	17.10			
Sika 1	kg	0.30	1.08	0.32			
Agua	m3	0.22	0.66	0.15			
Clavos	kg	0.25	0.67	0.17			
Tabla de encofrado 5*300mm	u	4.31	1.95	8.40			
Puntal de eucalipto estacas 0.30	u	1.25	1.12	1.40			
Liston encofrado 4*4 3 usos	u	1.76	1.76	3.10			
Diesel	gl	0.50	10.63	5.32			
Subtotal O					100.78		
TRANSPORTE							
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO			
Subtotal P					0.00		
OBSERVACIONES:					TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	168.27	
					INDIRECTOS	15%	25.24
					UTILIDAD	5%	8.41
					COSTO TOTAL DEL RUBRO	201.92	
					VALOR OFERTADO	201.92	
Son: SON DOSCIENTOS UN DOLARES CON NOVENTA Y DOS CENTAVOS							

RUBRO: COLUMNAS H.S 210 KG/Cm2 20*20CM INCLUYE ENCOFRADO				UNIDAD: m3	
DETALLE: 9					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Herramienta menor 5%MO					3.48
Implementos de seguridad industrial 2%MO					1.39
Concretera	1	3.01	3.01	1.20	3.61
Vibrador	1	2.34	2.34	1.20	2.81
Andamios	1	0.50	0.50	1.20	0.60
Subtotal M					11.30
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Peon E2	9	3.83	34.47	1.20	41.36
Albañil D2	2	3.87	7.74	1.20	9.29
Carpintero D2	1	3.87	3.87	1.20	4.64
Ayudante de Carpintero E2	1	3.83	3.83	1.20	4.60
Operador de equipo liviano D2	1	3.87	3.87	1.20	4.64
Maestro mayor en ejecución C1	1	4.29	4.29	1.20	5.15
Subtotal N					69.68
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Cemento Fuerte tipo GU SACO 50KG HOLCIM DISENSA	kg	360.50	0.16	57.68	
Arena gruesa	m3	0.65	11.00	7.15	
Grava	m3	0.95	18.00	17.10	
Sika 1	kg	0.30	1.08	0.32	
Agua	m3	0.22	0.66	0.15	
Clavos	kg	0.25	0.67	0.17	
Encofrado de columnas	Global	1.00	40.00	40.00	
Diesel	gl	0.50	10.63	5.32	
Subtotal O					127.88
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
Subtotal P					0.00
OBSERVACIONES:					0.00
				TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	208.86
				INDIRECTOS	15%
				UTILIDAD	5%
				COSTO TOTAL DEL RUBRO	250.64
				VALOR OFERTADO	250.64
Son: SON DOSCIENTO CINCUENTA DOLARES CON SESENTA Y CUATRO CENTAVOS					

RUBRO: VIGAS H.S 210 Kg/Cm2 INCLUYE ENCOFRADO					UNIDAD: m3
DETALLE: 10					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Herramienta menor 5%MO					3.48
Implementos de seguridad industrial 2%MO					1.39
Concretera	1	3.01	3.01	1.20	3.61
Vibrador	1	2.34	2.34	1.20	2.81
Andamios	1	0.50	0.50	1.20	0.60
Subtotal M					11.30
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Peon E2	9	3.83	34.47	1.20	41.36
Albañil D2	2	3.87	7.74	1.20	9.29
Carpintero D2	1	3.87	3.87	1.20	4.64
Ayudante de Carpintero E2	1	3.83	3.83	1.20	4.60
Operador de equipo liviano D2	1	3.87	3.87	1.20	4.64
Maestro mayor en ejecución C1	1	4.29	4.29	1.20	5.15
Subtotal N					69.68
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Cemento Fuerte tipo GU SACO 50KG HOLCIM DISENSA	kg	360.50	0.16	57.68	
Arena gruesa	m3	0.65	11.00	7.15	
Grava	m3	0.95	18.00	17.10	
Sika 1	kg	0.30	1.08	0.32	
Agua	m3	0.22	0.66	0.15	
Clavos	kg	0.25	0.67	0.17	
Encofrado de vigas	Global	1.00	40.00	40.00	
Diesel	gl	0.50	10.63	5.32	
Subtotal O				127.88	
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
				0.00	
Subtotal P				0.00	
OBSERVACIONES:	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				208.86
	INDIRECTOS				15% 31.33
	UTILIDAD				5% 10.44
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				250.64
	VALOR OFERTADO				250.64
Son:	SON DOSCIENTOS CINCUENTA DOLARES CON SESENTA Y CUADRO CENTAVOS				

RUBRO: RELLENO COMPACTADO CON SUBBASE CLASE 3					UNIDAD: m3
DETALLE: 11					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Herramienta menor 5%MO					0.14
Implementos de seguridad industrial 2%MO					0.06
Compactador Mecánico	1	6.25	6.25	0.18	1.11
Subtotal M					1.31
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Peon E2	2	3.83	7.66	0.18	1.36
Operador de equipo liviano D2	1	3.87	3.87	0.18	0.69
Maestro mayor en ejecución C1	1	4.29	4.29	0.18	0.76
Subtotal N					2.82
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Subbase Clase 3	m3	1.25	6.00	7.50	
Agua	m3	0.03	0.74	0.02	
Subtotal O				7.50	
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
				0.00	
Subtotal P				0.00	
OBSERVACIONES:				TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	11.63
				INDIRECTOS	15% 1.74
				UTILIDAD	5% 0.58
				COSTO TOTAL DEL RUBRO	13.95
				VALOR OFERTADO	13.95
Son: SON VEINTE Y CINCO DOLARES CON VEINTE CENTAVOS					

RUBRO: GAK INMUNIZADA					UNIDAD: ml
DETALLE: 12					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Herramienta menor 5%MO					0.12
Implementos de seguridad industrial 2%MO					0.05
Caladora	1	1.10	1.10	0.20	0.22
Taladro eléctrico	1	1.10	1.10	0.20	0.22
Sierra circular	1	1.10	1.10	0.20	0.22
Subtotal M					0.83
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Ayudante de carpintero E2	2	3.83	7.66	0.20	1.53
Carpintero C1	1	4.29	4.29	0.20	0.86
Inspector de obra B3	0.1	4.30	0.43	0.20	0.09
Subtotal N					2.48
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Gak inmunizada	ml	1.00	1.05	1.05	
Tuercas y arandelas	kg	0.05	1.96	0.10	
Disco de corte	U	0.05	1.61	0.08	
Sierra diente	U	0.05	6.20	0.31	
Varilla roscada 10 mm	U	0.50	2.50	1.25	
Subtotal O				2.79	
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
				0.00	
Subtotal P				0.00	
OBSERVACIONES:	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				6.10
	INDIRECTOS				15% 0.91
	UTILIDAD				5% 0.30
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				7.32
	VALOR OFERTADO				7.32
Son:	SON SIETE DOLARES Y TREINTA Y DOS CENTAVOS				

RUBRO: CONTRAPISO H.S 180 Kg/cm2. E = 6 CM. PIEDRA BOLA. EQUIPO: CONCRETERA 1 SAC					UNIDAD: m2
DETALLE: 13					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Herramienta menor 5%MO					0.50
Implementos de seguridad industrial 2%MO					0.20
Concretera	0.15	3.01	0.45	0.84	0.38
Subtotal M					1.08
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Peon E2	1	3.83	3.83	0.84	3.21
Albañil D2	1	3.87	3.87	0.84	3.24
Maestro mayor en ejecución C1	1	4.29	4.29	0.84	3.60
Subtotal N					10.05
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Cemento Fuerte tipo GU SACO 50KG HOLCIM DISENSA	kg	20.10	0.16	3.22	
Arena gruesa	m3	0.04	11.00	0.43	
Ripio	m3	0.15	18.00	2.65	
Agua	m3	0.01	0.66	0.01	
Polietileno 2mm	m2	1.05	3.20	3.36	
Subtotal O					9.66
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
Subtotal P					0.00
OBSERVACIONES:					0.00
				TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	20.79
				INDIRECTOS	15%
				UTILIDAD	5%
				COSTO TOTAL DEL RUBRO	24.95
				VALOR OFERTADO	24.95
Son: SON VEINTE Y CUATRO DOLARES CON NOVENTA Y CINCO CENTAVOS					

RUBRO: ALISADO DE PISOS (MORTERO 1:3, E = 1.5 CM)					UNIDAD: m2
DETALLE: 14					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Herramienta menor 5%MO					0.30
Implementos de seguridad industrial 2%MO					0.12
Subtotal M					0.41
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Peon E2	1	3.83	3.83	0.49	1.89
Albañil D2	1	3.87	3.87	0.49	1.91
Maestro mayor en ejecución C1	1	4.29	4.29	0.49	2.12
Subtotal N					5.92
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Cemento Fuerte tipo GU SACO 50KG HOLCIM DISENSA	kg	10.30	0.16	1.65	
Arena gruesa	m3	0.02	11.00	0.23	
Agua	m3	0.01	0.66	0.00	
Subtotal O					1.88
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
				0.00	
Subtotal P					0.00
OBSERVACIONES:	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				8.22
	INDIRECTOS			15%	1.23
	UTILIDAD			5%	0.41
COSTO TOTAL DEL RUBRO				9.86	
VALOR OFERTADO				9.86	
Son: <input type="checkbox"/> #c NOMBRE?					
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
				0.00	
Subtotal P					0.00
OBSERVACIONES:	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				3.77
	INDIRECTOS			15%	0.57
	UTILIDAD			5%	0.19
COSTO TOTAL DEL RUBRO				4.53	
VALOR OFERTADO				4.53	
Son: SON CUATRO DOALRES CON CINCUENTA Y TRES CENTAVOS					

RUBRO: CUBIERTA STEEL PANEL AR200 E=0.60					UNIDAD: m 2
DETALLE: 15					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Herramienta menor 5%MO					0.13
Implementos de seguridad industrial 2%MO					0.05
Subtotal M					0.18
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Instalador de revestimientos D2	2	3.87	7.74	0.16	1.24
Ayudante herrero E2	1	3.83	3.83	0.16	0.61
Maestro mayor en ejecución C1	1	4.29	4.29	0.16	0.69
Subtotal N					2.54
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Cumbreros tipo steel panel	u	1.00	9.23	9.23	
Tirafondos 5"	u	6.00	0.17	1.02	
STEEL PANEL AR200 E=0.60	m2	1.00	13.70	13.70	
Subtotal O					23.95
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
				0.00	
Subtotal P					0.00
OBSERVACIONES:	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				26.67
	INDIRECTOS			15%	4.00
	UTILIDAD			5%	1.33
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				32.00
	VALOR OFERTADO				32.00
Son: SON TREINTA Y DOS DOLARES					

ANEXO 5. APUS del acero

RUBRO: REPLANTEO Y NIVELACIÓN CON EQUIPO TOPOGRÁFICO					UNIDAD: m2
DETALLE: 1					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/	COSTO
Herramienta menor 5%MO					0.06
Implementos de seguridad industrial 2%MO					0.02
Teodolito	1.00	6.88	6.88	0.07	0.46
Equipo de Topografía	1.00	2.00	2.00	0.07	0.13
Subtotal M					0.67
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	DORNAL/HOR	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/	COSTO
Cadenero E2	1	3.87	3.87	0.14	0.54
Topógrafo C1	1	4.29	4.29	0.14	0.60
Subtotal N					1.14
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
				0.00	
Subtotal O				0.00	
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
				0.00	
Subtotal P				0.00	
OBSERVACIONES:	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				1.82
			INDIRECTOS	15%	0.27
			UTILIDAD	5%	0.09
			COSTO TOTAL DEL RUBRO		2.18
			VALOR OFERTADO		2.18
Son: SON DOS DOLARES CON DIECIOCHO CENTAVOS					

RUBRO: EXCAVACIÓN A MANO					UNIDAD: m3
DETALLE: 2					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/	COSTO
Herramienta menor 5%MO					0.28
Implementos de seguridad industrial 2%MO					0.11
Subtotal M					0.39
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	DORNAL/HOR	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/	COSTO
Peon E2	2	3.83	7.66	0.47	3.61
Maestro mayor en ejecución C1	1	4.29	4.29	0.47	2.02
Subtotal N					5.63
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
				0.00	
Subtotal O					0.00
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
				0.00	
Subtotal P					0.00
OBSERVACIONES:	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				6.02
			INDIRECTOS	15%	0.90
			UTILIDAD	5%	0.30
			COSTO TOTAL DEL RUBRO		7.23
			VALOR OFERTADO		7.23
Son: SON SIETE DOLARES CON VEINTE Y TRES CENTAVOS					

RUBRO: DESALOJO					UNIDAD: m3
DETALLE: 3					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/	COSTO
Herramienta menor 5%MO					0.18
Cargadora	0.05	35.0	1.8	0.2	0.35
Volqueta 9 m3	1	35.0	35.0	0.2	7.00
Subtotal M					7.53
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	DORNAL/HOR	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/	COSTO
Chofer C1	1	5.62	5.62	0.20	1.12
Operador C2	1	4.09	4.09	0.20	0.82
Engrasador D2	1	3.87	3.87	0.20	0.77
Maestro mayor en ejecución C1	1	4.29	4.29	0.20	0.86
Subtotal N					3.57
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
				0.00	
Subtotal O					0.00
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
				0.00	
Subtotal P					0.00
OBSERVACIONES:	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				11.10
	INDIRECTOS			15%	1.67
	UTILIDAD			5%	0.56
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				13.32
	VALOR OFERTADO				13.32
Son: SON TRECE DOLARES CON TREINTA Y DOS CENTAVOS					

RUBRO: REPLANTILLO DE H.S 180 KG/Cm2, e=10cm					UNIDAD: m3
DETALLE: 4					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/	COSTO
Herramienta menor 5%MO					1.86
Implementos de seguridad industrial 2%MO					0.74
Concretera	1	3.01	3.01	0.40	1.20
Subtotal M					3.80
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	DORNAL/HOR	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/	COSTO
Peon E2	8	3.83	30.64	0.80	24.51
Maestro soldador C1	1	3.93	3.93	0.80	3.14
Albañil D2	1	3.87	3.87	0.80	3.10
Operador de equipo liviano D2	1	3.87	3.87	0.80	3.10
Maestro de obra C2	1	4.09	4.09	0.80	3.27
Subtotal N					37.12
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Cemento Fuerte tipo GU SACO 50KG HOLCIM DISENSA	kg	309.00	0.16	49.44	
Arena gruesa	m3	0.65	11.00	7.15	
Grava	m3	0.95	18.00	17.10	
Agua	m3	0.24	0.66	0.16	
Subtotal O					73.85
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
				0.00	
Subtotal P					0.00
OBSERVACIONES:	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				114.77
			INDIRECTOS	15%	17.22
			UTILIDAD	5%	5.74
			COSTO TOTAL DEL RUBRO		137.72
			VALOR OFERTADO		137.72
SON CIENTO TREINTA Y SIETE DOLARES CON SETENTA Y DOS CENTAVOS					

RUBRO: ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm ² 14-32mm INC. ALAMBRE GALV]					UNIDAD: kg
DETALLE: 5					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/	COSTO
Herramienta menor 5%MO					0.02
Implementos de seguridad industrial 2%MO					0.01
Amoladora eléctrica	1	1.10	1.10	0.04	0.04
Subtotal M					0.07
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	DORNAL/HOR	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/	COSTO
Fierrero D2	1	3.87	3.87	0.04	0.15
Ayudante de fierrero E2	1	3.83	3.83	0.04	0.15
Subtotal N					0.31
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Acero de refuerzo	kg	1.05	0.81	0.85	
Alambre galvanizado No. 18	kg	0.05	2.49	0.12	
Subtotal O					0.98
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
				0.00	
Subtotal P					0.00
OBSERVACIONES:	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				1.35
			INDIRECTOS	15%	0.20
			UTILIDAD	5%	0.07
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				1.62
	VALOR OFERTADO				1.62
Son: SON UN DÓLAR CON SESENTA Y DOS CENTAVOS					

RUBRO: PLINTOS DE H.S 210 kG/Cm2				UNIDAD: m3	
DETALLE: 6					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/	COSTO
Herramienta menor 5%MO					1.01
Implementos de seguridad industrial 2%MO					0.40
Concreteira	1	3.01	3.01	0.40	1.20
Vibrador	1	2.34	2.34	0.40	0.94
Subtotal M					2.61
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	DORNAL/HOR	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/	COSTO
Peon E2	9	3.83	34.47	0.40	13.79
Albañil D2	2	3.87	7.74	0.40	3.10
Operador de equipo liviano D2	1	3.87	3.87	0.40	1.55
Maestro mayor en ejecución C1	1	4.29	4.29	0.40	1.72
Subtotal N					20.15
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Cemento Fuerte tipo GU SACO 50KG HOLCIM DISENSA	kg	360.50	0.16	57.68	
Arena gruesa	m3	0.65	11.00	7.15	
Grava	m3	0.95	18.00	17.10	
Sika 1	kg	0.30	1.08	0.32	
Agua	m3	0.24	0.66	0.16	
Subtotal O					82.41
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
				0.00	
Subtotal P					0.00
OBSERVACIONES:	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				105.17
	INDIRECTOS			15%	15.78
	UTILIDAD			5%	5.26
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				126.21
	VALOR OFERTADO				126.21
Son: SON CIENTO VEINTE Y SEIS DOLARES CON VEINTIUNO CENTAVOS					

RUBRO: HORMIGÓN CICLOPEO 40% PIEDRA F'C= 210 KG/Cm2				UNIDAD: m3	
DETALLE: 7					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/	COSTO
Herramienta menor 5%MO					1.82
Implementos de seguridad industrial 2%MO					0.73
Concreteira	1	3.01	3.01	1.33	4.01
Vibrador	1	2.34	2.34	1.33	3.11
Subtotal M					9.67
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	DORNAL/HOR	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/	COSTO
Peon E2	3	3.83	11.49	1.33	15.28
Albañil D2	2	3.87	7.74	1.33	10.29
Operador de equipo liviano D2	1	3.87	3.87	1.33	5.15
Maestro mayor en ejecución C1	1	4.29	4.29	1.33	5.71
Subtotal N					36.43
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Cemento Fuerte tipo GU SACO 50KG HOLCIM DISENSA	kg	216.30	0.16	34.61	
Arena gruesa	m3	0.39	11.00	4.29	
Grava	m3	0.57	18.00	10.26	
Sika 1	kg	0.18	1.08	0.19	
Agua	m3	1.13	0.66	0.75	
Piedra	m3	0.40	10.63	4.25	
Subtotal O					54.35
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
				0.00	
Subtotal P					0.00
OBSERVACIONES:	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				100.45
	INDIRECTOS			15%	15.07
	UTILIDAD			5%	5.02
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				120.55
	VALOR OFERTADO				120.55
Son: SON CIENTO VEINTE DOLARES CON CINCUENTA Y CINCO CENTAVOS					

RUBRO: CADENAS H.S 210 KG/Cm2 20*20CM INCLUYE ENCOFRADO					UNIDAD: m3
DETALLE: 8					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/	COSTO
Herramienta menor 5%MO					2.90
Implementos de seguridad industrial 2%MO					1.16
Concreteira	1	3.01	3.01	1.00	3.01
Vibrador	1	2.34	2.34	1.00	2.34
Subtotal M					9.41
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	DORNAL/HOR	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/	COSTO
Peon E2	9	3.83	34.47	1.00	34.47
Albañil D2	2	3.87	7.74	1.00	7.74
Carpintero D2	1	3.87	3.87	1.00	3.87
Ayudante de Carpintero E2	1	3.83	3.83	1.00	3.83
Operador de equipo liviano D2	1	3.87	3.87	1.00	3.87
Maestro mayor en ejecución C1	1	4.29	4.29	1.00	4.29
Subtotal N					58.07
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Cemento Fuerte tipo GU SACO 50KG HOLCIM DISENSA	kg	360.50	0.16	57.68	
Arena gruesa	m3	0.65	11.00	7.15	
Grava	m3	0.95	18.00	17.10	
Sika 1	kg	0.30	1.08	0.32	
Agua	m3	0.22	0.66	0.15	
Clavos	kg	0.25	0.67	0.17	
Tabla de encofrado 5*300mm	u	4.31	1.95	8.40	
Puntal de eucalipto estacas 0.30	u	1.25	1.12	1.40	
Liston encofrado 4*4 3 usos	u	1.76	1.76	3.10	
Diesel	gl	0.50	10.63	5.32	
Subtotal O					100.78
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
					0.00
Subtotal P					0.00
OBSERVACIONES:	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				168.27
	INDIRECTOS			15%	25.24
	UTILIDAD			5%	8.41
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				201.92
	VALOR OFERTADO				201.92
Son: SON DOSCIENTOS UN DOLARES CON NOVENTA Y DOS CENTAVOS					

RUBRO: COLUMNAS H.S 210 KG/Cm2 20*20CM INCLUYE ENCOFRADO				UNIDAD: m3	
DETALLE: 9					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/	COSTO
Herramienta menor 5%MO					3.48
Implementos de seguridad industrial 2%MO					1.39
Concreteira	1	3.01	3.01	1.20	3.61
Vibrador	1	2.34	2.34	1.20	2.81
Andamios	1	0.50	0.50	1.20	0.60
Subtotal M					11.30
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	DORNAL/HOR	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/	COSTO
Peon E2	9	3.83	34.47	1.20	41.36
Albañil D2	2	3.87	7.74	1.20	9.29
Carpintero D2	1	3.87	3.87	1.20	4.64
Ayudante de Carpintero E2	1	3.83	3.83	1.20	4.60
Operador de equipo liviano D2	1	3.87	3.87	1.20	4.64
Maestro mayor en ejecución C1	1	4.29	4.29	1.20	5.15
Subtotal N					69.68
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Cemento Fuerte tipo GU SACO 50KG HOLCIM DISENSA	kg	360.50	0.16	57.68	
Arena gruesa	m3	0.65	11.00	7.15	
Grava	m3	0.95	18.00	17.10	
Sika 1	kg	0.30	1.08	0.32	
Agua	m3	0.22	0.66	0.15	
Clavos	kg	0.25	0.67	0.17	
Encofrado de columnas	Global	1.00	40.00	40.00	
Diesel	gl	0.50	10.63	5.32	
Subtotal O				127.88	
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
				0.00	
Subtotal P				0.00	
OBSERVACIONES:	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				208.86
			INDIRECTOS	15%	31.33
			UTILIDAD	5%	10.44
			COSTO TOTAL DEL RUBRO		250.64
			VALOR OFERTADO		250.64
Son:	SON DOSCIENTO CINCUENTA DOLARES CON SESENTA Y CUATRO CENTAVOS				

RUBRO: VIGAS H.S 210 Kg/Cm2 INCLUYE ENCOFRADO					UNIDAD: m3
DETALLE: 10					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/	COSTO
Herramienta menor 5%MO					3.48
Implementos de seguridad industrial 2%MO					1.39
Concreteira	1	3.01	3.01	1.20	3.61
Vibrador	1	2.34	2.34	1.20	2.81
Andamios	1	0.50	0.50	1.20	0.60
Subtotal M					11.30
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	DORNAL/HOR	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/	COSTO
Peon E2	9	3.83	34.47	1.20	41.36
Albañil D2	2	3.87	7.74	1.20	9.29
Carpintero D2	1	3.87	3.87	1.20	4.64
Ayudante de Carpintero E2	1	3.83	3.83	1.20	4.60
Operador de equipo liviano D2	1	3.87	3.87	1.20	4.64
Maestro mayor en ejecución C1	1	4.29	4.29	1.20	5.15
Subtotal N					69.68
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Cemento Fuerte tipo GU SACO 50KG HOLCIM DISENSA	kg	360.50	0.16	57.68	
Arena gruesa	m3	0.65	11.00	7.15	
Grava	m3	0.95	18.00	17.10	
Sika 1	kg	0.30	1.08	0.32	
Agua	m3	0.22	0.66	0.15	
Clavos	kg	0.25	0.67	0.17	
Encofrado de vigas	Global	1.00	40.00	40.00	
Diesel	gl	0.50	10.63	5.32	
Subtotal O				127.88	
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
				0.00	
Subtotal P				0.00	
OBSERVACIONES:	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				208.86
	INDIRECTOS			15%	31.33
	UTILIDAD			5%	10.44
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				250.64
	VALOR OFERTADO				250.64
Son:	SON DOSCIENTOS CINCUENTA DOLARES CON SESENTA Y CUADRO CENTAVOS				

RUBRO: RELLENO COMPACTADO CON SUBBASE CLASE 3					UNIDAD: m3
DETALLE: 11					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/	COSTO
Herramienta menor 5%MO					0.14
Implementos de seguridad industrial 2%MO					0.06
Compactador Mecánico	1	6.25	6.25	0.18	1.11
Subtotal M					1.31
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	DORNAL/HOR	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/	COSTO
Peon E2	2	3.83	7.66	0.18	1.36
Operador de equipo liviano D2	1	3.87	3.87	0.18	0.69
Maestro mayor en ejecución C1	1	4.29	4.29	0.18	0.76
Subtotal N					2.82
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Subbase Clase 3	m3	1.25	6.00	7.50	
Agua	m3	0.03	0.74	0.02	
Subtotal O					7.50
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
				0.00	
Subtotal P					0.00
OBSERVACIONES:	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				11.63
			INDIRECTOS	15%	1.74
			UTILIDAD	5%	0.58
			COSTO TOTAL DEL RUBRO		13.95
			VALOR OFERTADO		13.95
Son: SON VEINTE Y CINCO DOLARES CON VEINTE CENTAVOS					

RUBRO: ACERO ESTRUCTURAL A36, INCLUYE MONTAJE				UNIDAD: Kg	
DETALLE: 12					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/	COSTO
Herramienta menor 5%MO					0.05
Implementos de seguridad industrial 2%MO					0.02
Soldadora electrica	0.5	2.00	1.00	0.07	0.07
Amoladora	0.5	1.10	0.55	0.07	0.04
Taladro eléctrico	1	1.10	1.10	0.07	0.07
Tecele 5 ton	1	0.50	0.50	0.07	0.03
Subtotal M					0.28
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	DORNAL/HOR	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/	COSTO
Ayudante de fierro E2	2	3.83	7.66	0.07	0.50
Maestro soldador C1	1	4.29	4.29	0.07	0.28
Inspector de obra B3	1	4.30	4.30	0.07	0.28
Subtotal N					1.06
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Acero en perfil A36	kg	1.05	1.05	1.10	
Disco de corte	u	0.05	1.65	0.08	
Suelda 6011	kg	0.04	3.83	0.15	
Thinner comercial (diluyente tecni thiñer)	4000 cc	0.003	13.95	0.04	
Pintura Anticorrosiva	gl	0.007	13.00	0.09	
Subtotal O				1.47	
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
				0.00	
Subtotal P				0.00	
OBSERVACIONES:	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				2.81
				INDIRECTOS	15%
				UTILIDAD	5%
				COSTO TOTAL DEL RUBRO	
				VALOR OFERTADO	
				3.37	
				3.37	
Son: SON TRES DOLARES Y TREINTA Y SIETE CENTAVOS					

RUBRO: ACERO ESTRUCTURAL A50, INCLUYE MONTAJE				UNIDAD: Kg	
DETALLE: 13					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/	COSTO
Herramienta menor 5%MO					0.05
Implementos de seguridad industrial 2%MO					0.02
Soldadora electrica	0.5	2.00	1.00	0.07	0.07
Amoladora	0.5	1.10	0.55	0.07	0.04
Taladro eléctrico	1	1.10	1.10	0.07	0.07
Tecele 5 ton	1	0.50	0.50	0.07	0.03
Subtotal M					0.28
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	DORNAL/HOR	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/	COSTO
Ayudante de fierro E2	2	3.83	7.66	0.07	0.50
Maestro soldador C1	1	4.29	4.29	0.07	0.28
Inspector de obra B3	1	4.30	4.30	0.07	0.28
Subtotal N					1.06
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Acero en perfil A50	kg	1.05	1.05	1.10	
Disco de corte	u	0.05	1.65	0.08	
Suelda 6011	kg	0.04	3.83	0.15	
Thinner comercial (diluyente tecni thiñer)	4000 cc	0.003	13.95	0.04	
Pintura Anticorrosiva	gl	0.007	13.00	0.09	
Subtotal O				1.47	
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
				0.00	
Subtotal P				0.00	
OBSERVACIONES:	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				2.81
	INDIRECTOS			15%	0.42
	UTILIDAD			5%	0.14
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				3.37
	VALOR OFERTADO				3.37
Son: SON TRES DOLARES CON TREINTA Y SIETE CENTAVOS					

RUBRO: CONTRAPISO H.S 180 Kg/cm2. E = 6 CM. PIEDRA BOLA. EQUIPO: CONC					UNIDAD: m2
DETALLE: 14					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/	COSTO
Herramienta menor 5%MO					0.50
Implementos de seguridad industrial 2%MO					0.20
Concreteira	0.15	3.01	0.45	0.84	0.38
Subtotal M					1.08
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	DORNAL/HOR	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/	COSTO
Peon E2	1	3.83	3.83	0.84	3.21
Albañil D2	1	3.87	3.87	0.84	3.24
Maestro mayor en ejecución C1	1	4.29	4.29	0.84	3.60
Subtotal N					10.05
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Cemento Fuerte tipo GU SACO 50KG HOLCIM DISENSA	kg	20.10	0.16	3.22	
Arena gruesa	m3	0.04	11.00	0.43	
Ripio	m3	0.15	18.00	2.65	
Agua	m3	0.01	0.66	0.01	
Polietileno 2mm	m2	1.05	3.20	3.36	
Subtotal O					9.66
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
					0.00
Subtotal P					0.00
OBSERVACIONES:	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				20.79
			INDIRECTOS	15%	3.12
			UTILIDAD	5%	1.04
			COSTO TOTAL DEL RUBRO		24.95
			VALOR OFERTADO		24.95
Son: SON VEINTE Y CUATRO DOLARES CON NOVENTA Y CINCO CENTAVOS					

RUBRO: ALISADO DE PISOS (MORTERO 1:3, E = 1.5 CM)					UNIDAD: m2
DETALLE: 15					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/	COSTO
Herramienta menor 5%MO					0.30
Implementos de seguridad industrial 2%MO					0.12
Subtotal M					0.41
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	DORNAL/HOR	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/	COSTO
Peon E2	1	3.83	3.83	0.49	1.89
Albañil D2	1	3.87	3.87	0.49	1.91
Maestro mayor en ejecución C1	1	4.29	4.29	0.49	2.12
Subtotal N					5.92
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Cemento Fuerte tipo GU SACO 50KG HOLCIM DISENSA	kg	10.30	0.16	1.65	
Arena gruesa	m3	0.02	11.00	0.23	
Agua	m3	0.01	0.66	0.00	
Subtotal O					1.88
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
				0.00	
Subtotal P					0.00
OBSERVACIONES:	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				8.22
	INDIRECTOS			15%	1.23
	UTILIDAD			5%	0.41
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				9.86
	VALOR OFERTADO				9.86
Son: #;NOMBRE?					
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
				0.00	
Subtotal P					0.00
OBSERVACIONES:	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				3.77
	INDIRECTOS			15%	0.57
	UTILIDAD			5%	0.19
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				4.53
	VALOR OFERTADO				4.53
Son: SON CUATRO DOALRES CON CINCUENTA Y TRES CENTAVOS					

RUBRO: CUBIERTA STEEL PANEL AR200 E=0.60					UNIDAD: m2
DETALLE: 16					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/	COSTO
Herramienta menor 5%MO					0.13
Implementos de seguridad industrial 2%MO					0.05
Subtotal M					0.18
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	DORNAL/HOR	COSTO/HORA	RENDIMIENTO H/	COSTO
Instalador de revestimientos D2	2	3.87	7.74	0.16	1.24
Ayudante herrero E2	1	3.83	3.83	0.16	0.61
Maestro mayor en ejecución C1	1	4.29	4.29	0.16	0.69
Subtotal N					2.54
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Cumbreros tipo steel panel	u	1.00	9.23	9.23	
Tirafondos 5"	u	6.00	0.17	1.02	
STEEL PANEL AR200 E=0.60	m2	1.00	13.70	13.70	
Subtotal O					23.95
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
				0.00	
Subtotal P					0.00
OBSERVACIONES:	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				26.67
			INDIRECTOS	15%	4.00
			UTILIDAD	5%	1.33
			COSTO TOTAL DEL RUBRO		32.00
			VALOR OFERTADO		32.00
Son: SON TREINTA Y DOS DOLARES					