DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

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

TEMA: DISEÑO ESTRUCTURAL DEL COLISEO MULTIUSO Y TRIBUNA CON CUBIERTA DE TENSOMEMBRANA PARA EL COMPLEJO DEPORTIVO DE SELVA ALEGRE, PARROQUIA SANGOLQUÍ, CANTÓN RUMIÑAHUI.

AUTORES: ANDRANGO GUACHAMIN, KATHERINE LIZETH
ARAUJO SALGADO, ALEXANDRA DEL CARMEN

DIRECTOR: ING. PEÑAHERRERA GALLEGOS, ESTUARDO

SANGOLQUÍ

2018

UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

CERTIFICACIÓN

Certifico que el trabajo de titulación, *"**DISEÑO ESTRUCTURAL DEL COLISEO MULTIUSO Y TRIBUNA CON CUBIERTA DE TENSOMEMBRANA PARA EL COMPLEJO DEPORTIVO DE SELVA ALEGRE, PARROQUIA SANGOLQUÍ, CANTÓN RUMIÑAHUI**"* realizado por las señoritas: ***Andrango Guachamin, Katherine Lizeth*** y ***Araujo Salgado, Alexandra del Carmen*** el mismo que ha sido revisado en su totalidad, analizado por la herramienta de verificación de similitud de contenido, por lo tanto cumple con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, razón por la cual me permito acreditar y autorizar para que lo sustenten públicamente.

Sangolquí, 29 de Junio de 2018

Ing. Estuardo Peñaherrera Gallegos

C. C. 1708034747

UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN

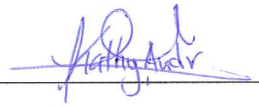
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

Yo, ***Andrango Guachamin, Katherine Lizeth***, declaro que este trabajo de titulación: **DISEÑO ESTRUCTURAL DEL COLISEO MULTIUSO Y TRIBUNA CON CUBIERTA DE TENSOMEMBRANA PARA EL COMPLEJO DEPORTIVO DE SELVA ALEGRE, PARROQUIA SANGOLQUÍ, CANTÓN RUMIÑAHUI** es de mi autoría y responsabilidad, cumpliendo con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciando las citas bibliográficas.

Consecuentemente el contenido de la investigación mencionada es veraz.

Sangolquí, 29 de Junio de 2018



Katherine Lizeth Andrango Guachamin

CC: 1725063372

UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN

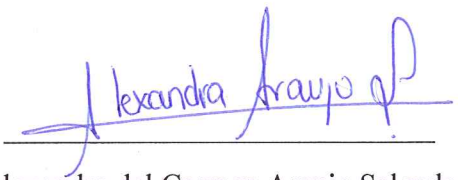
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

AUTORIA DE RESPONSABILIDAD

Yo, ***Araujo Salgado, Alexandra del Carmen***, declaro que este trabajo de titulación: **DISEÑO ESTRUCTURAL DEL COLISEO MULTIUSO Y TRIBUNA CON CUBIERTA DE TENSOMEMBRANA PARA EL COMPLEJO DEPORTIVO DE SELVA ALEGRE, PARROQUIA SANGOLQUÍ, CANTÓN RUMIÑAHUI** es de mi autoría y responsabilidad, cumpliendo con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciando las citas bibliográficas.

Consecuentemente el contenido de la investigación mencionada es veraz.

Sangolquí, 29 de Junio de 2018



Alexandra del Carmen Araujo Salgado

CC: 1724593122

UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

AUTORIZACIÓN

Yo, ***Andrango Guachamin, Katherine Lizeth****, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de titulación:* ***DISEÑO ESTRUCTURAL DEL COLISEO MULTIUSO Y TRIBUNA CON CUBIERTA DE TENSOMEMBRANA PARA EL COMPLEJO DEPORTIVO DE SELVA ALEGRE, PARROQUIA SANGOLQUÍ, CANTÓN RUMIÑAHUI*** *en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi responsabilidad.*

Sangolquí, 29 de Junio de 2018

Katherine Lizeth Andrango Guachamin

CC: 1725063372

UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

AUTORIZACIÓN

Yo, ***Araujo Salgado, Alexandra del Carmen****, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de titulación:* ***DISEÑO ESTRUCTURAL DEL COLISEO MULTIUSO Y TRIBUNA CON CUBIERTA DE TENSOMEMBRANA PARA EL COMPLEJO DEPORTIVO DE SELVA ALEGRE, PARROQUIA SANGOLQUÍ, CANTÓN RUMIÑAHUI*** *en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi responsabilidad.*

Sangolquí, 29 de Junio de 2018

Alexandra del Carmen Araujo Salgado

CC: 1724593122

DEDICATORIA

A Dios, por darme la oportunidad de vivir y estar en cada paso que doy, por fortalecer mi corazón e iluminar mi mente y por haber puesto en mi camino a aquellas personas que han sido mi compañía durante todo el periodo de estudio.

A mis padres Ricardo y Blanquita por su sacrificio y esfuerzo, por darme una carrera para mi futuro y por creer en mi capacidad. Por ser el pilar fundamental en todo lo que soy, en toda mi educación, por su incondicional apoyo a través del tiempo.

A mi hermana Yoselin quien ha sido mi mano derecha durante todo este tiempo, por la desinteresada ayuda, por darme una mano cuando lo necesité y por todos esos buenos momentos que hemos pasado.

A mis compañeros y amigos presentes y pasados, quienes sin esperar nada a cambio compartieron sus conocimientos, alegrías y tristezas y a todas aquellas personas que durante estos años estuvieron a mi lado apoyándome y lograron que este sueño se haga realidad.

Katherine Andrango

DEDICATORIA

Mi trabajo, mi esfuerzo y mi alegría se la dedico con todo mi amor y cariño a mi madre María del Carmen por todo su esfuerzo, por todo su apoyo, comprensión y fuerza, ella que siempre está junto a mí ayudándome a salir adelante. Gracias mami linda por hacer de mí lo que soy y por convencerme que cualquier cosa que me proponga lo podré hacer. Te prometo siempre esforzarme para que seas feliz y estés siempre orgullosa de mí.

Alexandra Araujo

AGRADECIMIENTO

Le agradezco a Dios por haberme guiado a lo largo de mi carrera, por ser mi fortaleza en los momentos de debilidad y por brindarme una vida llena de experiencias y felicidad.

Le doy gracias a mis padres Ricardo y Blanquita por los valores inculcados hacia mí, y por nunca dejarme caer en los momentos malos, por su compañía e incondicional apoyo.

A mi hermana por ser parte importante en mi vida al igual que mis padres, por su compañía frente a cualquier caso que se presente, en fin por ser mi complemento. T. Q Brady

A mi director de esta tesis, Ing. Estuardo Peñaherrera Gallegos, por su dedicación y apoyo que ha brindado a este proyecto. Gracias por la confianza ofrecida desde el primer día que llegó a ser mi maestro.

Katherine Andrango

AGRADECIMIENTO

En primer lugar agradezco a Dios por ser mi guía en este mundo, porque está presente con su bendición en todas las cosas que hago y por ayudarme a superar cada reto que se me ha presentado a lo largo de la vida.

A mi madre María del Carmen, la mujer más valiente, dedicada y honesta que conozco. Mi fuerza, mi apoyo mi todo; gracias por tu amor y cariño sin límites, por tus palabras de apoyo incondicional, por tus consejos, por motivarme día a día para hacer las cosas de la mejor manera. Gracias por ser como eres mami, gracias por ser mi madre.

A mi abue Enmita porque está siempre conmigo pendiente de mis pasos brindándome su cariño y compañía.

A mi director de tesis, Ing. Estuardo Peñaherrera por toda su ayuda, confianza y generosidad brindada, por darnos la oportunidad de recurrir a su capacidad y experiencia dentro del campo de la construcción que fueron fundamentales para el desarrollo de este proyecto de titulación.

A Wagner, por estar presente en esta etapa de mi vida, gracias amor por tantas ayudas y aportes no solo en la tesis, sino también en mi vida; por toda tu paciencia, apoyo incondicional, cariño y motivación constante.

A toda mi familia y amigos, por todo el apoyo que me brindan día a día, por todas esas palabras de aliento y respaldo.

A mi compañera de tesis Katherine, por todo el trabajo y el tiempo que pasamos juntas, gracias por que este resultado no hubiera sido posible sin tu esfuerzo, dedicación, paciencia y constancia.

Alexandra Araujo

ÍNDICE DE CONTENIDO

CERTIFICACIÓN i

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD ii

AUTORIZACIÓN iv

DEDICATORIA vi

AGRADECIMIENTO viii

ÍNDICE DE CONTENIDO x

ÍNDICE DE TABLAS xv

ÍNDICE DE FIGURAS xxiv

RESUMEN xxxiii

ABSTRACT xxxiv

CAPÍTULO I 1

GENERALIDADES 1

1.1. INTRODUCCIÓN 1

1.2. ANTECEDENTES 2

1.3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA 3

1.3.1. Macro 3

1.3.2. Meso 4

1.3.3. Micro 5

1.4. ÁREA DE ESTUDIO 5

1.4.1. Área de intervención 6

1.4.2. Área de influencia directa 6

1.4.3. Área de influencia indirecta 6

1.5. JUSTIFICACIÓN 6

1.6. OBJETIVOS 7
1.6.1. Objetivo general 7
1.6.2. Objetivos específicos 7
CAPÍTULO II 8
MARCO TEÓRICO 8
2.1. DESCRIPCIÓN Y GENERALIDADES 8
2.2. DISEÑO SISMO RESISTENTE 10
2.2.1. Bases de diseño 10
2.2.2. Espectros elásticos de diseño 10
2.2.3. Metodología del diseño sismo resistente 13
2.2.4. Método basado en fuerzas (DBF) 13
2.3. ESTUDIO Y ANÁLISIS DE SUELOS 20
2.3.1. Estratigrafía y descripción del suelo 21
2.3.2. Propiedades o características básicas y geo-mecánicas del suelo 22
2.3.3. Parámetros del suelo para diseño sismo resistente 23
2.3.4. Capacidad de carga del suelo 26
2.3.5. Asentamientos 28
2.4. ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO 28
2.4.1. Losas 28
2.4.2. Vigas 31
2.4.3. Columnas 37
2.4.4. Ménsula 41
2.4.5. Conexión Viga-Columna 45
2.4.6. Cimentaciones 53

2.4.7. Cadena de amarre 57
2.4.8. Graderíos 58
2.4.9. Muro de Anclaje 60
2.5. ESTRUCTURA METÁLICA 62
2.5.1. Chequeo de elementos de acero 62
2.5.2. Cubierta de estructura metálica 65
2.5.3. Medios de Unión 67
2.5.4. Diseño placa de anclaje 71
2.5.5. Diseño varillas de anclaje 73
2.6. CUBIERTA DE TENSOMEMBRANA 76
2.6.1. Descripción y Generalidades 76
2.6.2. Características 78
2.7. TECHOS 79
2.7.1. Tipos de recubrimientos 79
2.7.2. Paneles aislantes 80
2.8. CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGA 81
2.8.1. Tipos de cargas 81
CAPÍTULO III 87
ANÁLISIS Y DISEÑO DEL COLISEO MULTIUSO. 87
3.1. CUBIERTA DE ESTRUCTURA METÁLICA 87
3.1.1. Consideraciones para el diseño 87
3.1.2. Chequeo de los elementos de las cerchas 103
3.1.3. Deflexiones 115
3.1.4. Diseño de nudos en cercha metálica 116

3.1.5. Diseño de placas de anclaje 140
3.1.6. Diseño de varillas de anclaje 143
3.2. ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO DEL COLISEO 148
3.2.1. Consideraciones generales 149
3.2.2. Diseño de losa 153
3.2.3. Diseño de vigas 156
3.2.4. Diseño de Columnas 165
3.2.5. Diseño Ménsula 183
3.2.6. Diseño de conexiones viga-columna 187
3.2.7. Diseño de Cimentación 204
3.2.8. Diseño de Cadena de amarre 216
3.2.9. Diseño de Graderío 223
3.2.10. Diseño del Muro de Anclaje 227
CAPÍTULO IV 237
ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA TRIBUNA 237
4.1. CUBIERTA DE TENSOMEMBRANA Y CERCHAS METÁLICAS 237
4.1.1. Consideraciones para el diseño 240
4.1.2. Comprobación de esfuerzos a tracción de membrana y tensores 245
4.1.3. Chequeo de los elementos de las cerchas metálicas 251
4.1.4. Deflexiones 269
4.1.5. Diseño de conexiones en la tensomembrana 274
4.1.6. Diseño de nudos de las cerchas metálicas 283
4.1.7. Diseño de placas y pernos de anclaje 308
4.1.8. Diseño de los pernos de anclaje 311

4.1.9. Diseño de los pernos de anclaje 317
4.2. ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO DE LA TRIBUNA 322
4.2.1. Consideraciones generales 322
4.2.2. Diseño de Vigas 324
4.2.3. Diseño de Columnas 331
4.2.4. Diseño de conexiones viga-columna 342
4.2.5. Diseño de losa de pasillo 348
4.2.6. Diseño de cimentación 350
4.2.7. Diseño de cadena de amarre 359
4.2.8. Diseño de graderío 364
4.2.9. Diseño del Muro de Anclaje 367
CAPÍTULO V 373
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 373
5.1. CONCLUSIONES 373
5.2. RECOMENDACIONES 375
BIBLIOGRAFÍA 376

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 *Valores de ΔM máximos* 13
Tabla 2 *Factores de Ct y α* 15
Tabla 3 *Tipo de uso, destino e importancia* 16
Tabla 4 *Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.* 16
Tabla 5 *Coeficientes de irregularidad en planta* 17
Tabla 6 *Coeficientes de irregularidad en elevación* 18
Tabla 7 *Determinación de k* 19
Tabla 8 *Valores de Δm máxima.* 20
Tabla 9 *Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.* 23
Tabla 10 *Clasificación de los perfiles de suelo* 24
Tabla 11 *Tipo de suelo y factores de sitio Fa.* 24
Tabla 12 *Tipo de suelo y Factores de sitio Fd* 25
Tabla 13 *Tipo de suelo y Factores de sitio Fc* 25
Tabla 14 *Espesor mínimo de losas en una dirección no preesforzadas.* 30
Tabla 15 *Máximas deflexiones permisibles calculadas en losas* 30
Tabla 16 *Altura mínima de losas sin calcular deflexiones* 31
Tabla 17 *Factor de fricción* 43
Tabla 18 *Resistencia de las uniones soldadas* 71
Tabla 19 *Coeficiente de corrección* 83
Tabla 20 *Factor de entorno Cf* 84
Tabla 21 *Factor de entorno Ce* 84
Tabla 22 *Combinaciones de carga NEC 2015* 86
Tabla 23 *Longitud de la cerchas* 89
Tabla 24 *Cargas utilizadas en el diseño de cubierta metálica del coliseo multiusos* 89
Tabla 25 *Ancho cooperante para correas entre cerchas 3 y 4; 4 y 5; 5 y 6. Coliseo Multiuso* 91
Tabla 26 *Ancho cooperante para correas entre cerchas 2 y 3; 6 y 7. Coliseo Multiuso* 91
Tabla 27 *Ancho cooperante para correas entre cerchas 1 y 2; 7 y 8. Coliseo Multiuso* 92
Tabla 28 *Carga de granizo. Coliseo Multiuso* 92
Tabla 29 *Carga de granizo para correas entre cerchas 3 y 4; 4 y 5; 5 y 6. Coliseo Multiuso.* 93

Tabla 30 *Carga de granizo para correas entre cerchas 2 y 3; 6 y 7. Coliseo Multiuso* 93
Tabla 31 *Carga de granizo para correas entre cerchas 1 y 2; 7 y 8. Coliseo Multiuso* 94
Tabla 32 *Carga de Kubiloc Total. Coliseo Multiuso* 94
Tabla 33 *Carga de Kubiloc Total para correas entre cerchas 3 y 4; 4 y 5; 5 y 6. Coliseo Multiuso* 95
Tabla 34 *Carga de Kubiloc Total para correas entre cerchas 2 y 3; 6 y 7. Coliseo Multiuso* 95
Tabla 35 *Carga de Kubiloc Total para correas entre cerchas 1 y 2; 7 y 8. Coliseo Multiuso* 96
Tabla 36 *Carga de Instalaciones, Coliseo Multiuso* 96
Tabla 37 *Carga de instalaciones para correas entre cerchas 3 y 4, 4y 5, 5 y 6. Coliseo Multiuso* 97
Tabla 38 *Carga de instalaciones para correas entre cerchas 2 y 3,6 y 7. Coliseo Multiuso* 97
Tabla 39 *Carga de instalaciones para correas entre cerchas 1 y 2; 7 y 8. Coliseo Multiuso* 98
Tabla 40 *Carga Viva, Coliseo Multiuso.* 98
Tabla 41 *Carga viva para correas entre cerchas 3 y 4, 4y 5, 5 y 6. Coliseo Multiuso* 99
Tabla 42 *Carga viva para correas entre cerchas 2 y 3,6 y 7. Coliseo Multiuso* 99
Tabla 43 *Carga viva para correas entre cerchas 1 y 2; 7 y 8. ColiseoMultiuso* 100
Tabla 44 *Espectro elástico de aceleraciones. Coliseo Multiuso* 101
Tabla 45 *Combinaciones de carga para diseño del acero creadas por el programa SAP 2000, Coliseo multiuso.* 102
Tabla 46 *Especificaciones acero estructural* 104
Tabla 47 *Cargas del cordón más solicitado, Coliseo Multiuso* 105
Tabla 48 *Cargas del tejido de la cercha más solicitada, Coliseo Multiuso* 108
Tabla 49 *Carga del tejido tipo más solicitado, Coliseo Multiuso* 110
Tabla 50 *Cargas de la correa más solicitada, Coliseo Multiuso* 112
Tabla 51 *Límite de deflexión de las cerchas, Coliseo Multiuso* 115
Tabla 52 *Tipos de nudo, ubicación y elementos que une. Coliseo Multiuso.* 116
Tabla 53 *Especificaciones técnicas de elementos para nudos.* 118
Tabla 54 *Diseño de la suelda entre placa y tubo de A" en nudo Tipo 1.Coliseo Multiuso.* 119
Tabla 55 *Diseño de la suelda entre placa y tubo de 4" en nudo Tipo 1. Coliseo Multiuso* 120
Tabla 56 *Diseño de perno para conexión articulada nudo Tipo 1. Coliseo Multiuso* 121

Tabla 57 *Resumen diseño unión tubo A en nudo Tipo 2. Coliseo Multiuso* 123
Tabla 58 *Resumen diseño unión tubo B en nudo Tipo 2. Coliseo Multiuso* 124
Tabla 59 *Resumen diseño unión tubo C en nudo Tipo 2. Coliseo Multiuso* 124
Tabla 60 *Resumen diseño unión tubo A en nudo Tipo 3. Coliseo Multiuso* 127
Tabla 61 *Resumen diseño unión tubo B en nudo Tipo 3. Coliseo Multiuso* 127
Tabla 62 *Resumen diseño unión tubo C en nudo Tipo 3. Coliseo Multiuso* 127
Tabla 63 *Resumen diseño unión tubo D en nudo Tipo 3. Coliseo Multiuso* 128
Tabla 64 *Diseño de la suelda nudo Tipo 4. Coliseo Multiuso* 130
Tabla 65 *Diseño de la suelda entre placa y tubo de 4" en nudo Tipo 4. Coliseo Multiuso* 131
Tabla 66 *Diseño perno de unión placas E, F, G y H en nudo tipo 5, Coliseo Multiuso* 133
Tabla 67 *Diseño perno de unión para placas A, B, C y D en nudo tipo 5, Coliseo Multiuso* 135
Tabla 68 *Diseño del perno superior para conexión articulada nudo Tipo 5. Coliseo Multiuso* 136
Tabla 69 *Especificaciones perno alta resistencia (Ø =2 1/2")* 138
Tabla 70 *Resumen diseño unión tubo C en nudo Tipo 3. Coliseo Multiuso* 139
Tabla 71 *Especificaciones acero A36* 142
Tabla 72 *Especificaciones acero A706* 144
Tabla 73 *Cargas utilizadas en el diseño de la estructura de hormigón, Coliseo Multiuso* 151
Tabla 74 *Cargas utilizadas en el diseño losa de cubierta. Coliseo Multiuso.* 152
Tabla 75 *Cargas utilizadas en el diseño de graderío. Coliseo Multiuso* 152
Tabla 76 *Combinaciones de carga para diseño de hormigón armado creadas por el programa SAP2000, Coliseo Multiuso* 152
Tabla 77 *Datos iniciales losa, Coliseo Multiuso* 154
Tabla 78 *Datos para diseño de vigas de 3A a 6A. Coliseo Multiuso* 157
Tabla 79 *Refuerzo longitudinal Viga de 3A a 4A, calculo manual. Coliseo Multiuso* 158
Tabla 80 *Refuerzo longitudinal Viga de 3A a 4A, repartición en varillas. Coliseo Multiuso* 160
Tabla 81 *Carga Axial y Momentos actuantes sobre la columna 3H.* 166
Tabla 82 *Cargas actuantes en columna 3A con análisis envolvente, Coliseo multiuso.* 167
Tabla 83 *Resumen de refuerzo longitudinal de columnas, Coliseo Multiuso* 171
Tabla 84 *Datos Columna 3H del Nivel +0.00m. al +4.25m.Coliseo Multiuso* 172

Tabla 85 *Diseño de armadura transversal por confinamiento de columna 3H del Nivel +0.00 m. al +4.25m. Coliseo Multiuso* 172
Tabla 86 *Diseño de armadura transversal por corte de columna 3H del Nivel +0.00 m. al +4.25 m. Coliseo Multiuso* 172
Tabla 87 *Datos Columna 3H del Nivel +4.25 m. al +8.10 m. Coliseo Multiuso* 173
Tabla 88 *Diseño de armadura transversal por confinamiento de columna 3H del Nivel +4.25 m. al +8.10 m. Coliseo Multiuso* 173
Tabla 89 *Diseño de armadura transversal por corte de columna 3H del Nivel +4.25 m. al +8.10 m. Coliseo Multiuso* 174
Tabla 90 *Datos Columna 3H del Nivel +8.10 m al +11.60 m. Coliseo Multiuso* 175
Tabla 91 *Diseño de armadura transversal por confinamiento de columna 3H del Nivel +8.10 m. al +11.60 m. Coliseo Multiuso* 175
Tabla 92 *Diseño de armadura transversal por corte de columna 3H del Nivel +8.10 m al +11.60 m. Coliseo Multiuso* 175
Tabla 93 *Tabla resumen de armadura transversal para la columna 3H. Coliseo Multiuso* 176
Tabla 94 *Derivas de piso en sentido X del coliseo multiusos.* 177
Tabla 95 *Derivas de piso en sentido Y del coliseo multiusos.* 180
Tabla 96 *Factor de fricción, Coliseo Multiuso* 184
Tabla 97 *Diseño de ménsula, cortante. Coliseo Multiuso* 185
Tabla 98 *Diseño de ménsula a corte. Coliseo Multiuso* 185
Tabla 99 *Diseño de ménsula, área total de acero. Coliseo Multiuso* 186
Tabla 100 *Diseño de ménsula, repartición del área de acero en varillas y longitud de desarrollo. Coliseo Multiuso* 186
Tabla 101 *Diseño de mensula, cantidad de varillas longitudinales. Coliseo Multiuso* 187
Tabla 102 *Datos vigas para diseño de conexión. Coliseo Multiuso* 188
Tabla 103 *Datos columnas para diseño de conexiones. Coliseo Multiuso* 189
Tabla 104 *Datos sentido X nudo A, Coliseo Multiuso* 189
Tabla 105 *Conexión viga-columna sentido X en el nudo A. Coliseo Multiuso* 190
Tabla 106 *Dato sentido X nudo A, Coliseo Multiuso* 192
Tabla 107 *Conexión viga-columna Sentido Y nudo A. Coliseo Multiuso* 193

Tabla 108 *Datos sentido Y, nudo B. Coliseo Multiuso.* 195
Tabla 109 *Conexión viga-columna Sentido Y nudo B.* 196
Tabla 110 *Datos sentido x, nudo C. Coliseo Multiuso* 198
Tabla 111 *Conexión viga-columna Sentido X nudo C.* 199
Tabla 112 *Datos sentido Y, Nudo C. Coliseo Multiuso* 201
Tabla 113 *Conexión viga-columna Sentido Y nudo C. Coliseo Multiuso* 202
Tabla 114 *Datos iniciales Plinto Aislado 3H, Coliseo Multiuso* 205
Tabla 115 *Área de fundación y presión neta del suelo, plinto aislado 3H, Coliseo Multiuso* 206
Tabla 116 *Cortante Unidireccional y Bidireccional Plinto Aislado 3H, Coliseo Multiuso* 207
Tabla 117 *Diseño a flexión Plinto Aislado 3H, Coliseo Multiuso* 207
Tabla 118 *Resumen de armadura Plinto 3H, Coliseo Multiuso* 208
Tabla 119 *Cuadro resumen de Plintos aislados - Columnas principales*. Coliseo Multiuso 209
Tabla 120 *Cuadro resumen de Plintos aislados - Columnas bajo gradas*. Coliseo Multiuso 209
Tabla 121 *Datos iniciales plinto combinando 7C-7P. Coliseo Multiuso* 210
Tabla 122 *Dimensiones adoptadas cimiento7C-7P. Coliseo Multiuso* 211
Tabla 123 *Presiones del suelo cimiento 7C-7P. Coliseo Multiuso* 211
Tabla 124 *Dimensiones adoptadas viga cimiento7C-7P. Coliseo Multiuso* 212
Tabla 125 *Cortantes y chequeo de cortantes cimiento7C-7P. Coliseo Multiuso* 212
Tabla 126 *Armadura del cuerpo cimiento 7C-7P. Coliseo Multiuso* 213
Tabla 127 *Armadura lateral del ala cimiento7C-7P. Coliseo Multiuso* 214
Tabla 128 *Resumen de armadura de la viga de cimentación 7C-7P. Coliseo Multiuso* 214
Tabla 129 *Cuadro resumen de plintos combinados. Coliseo Multiuso* 215
Tabla 130 *Momento en el pie de columna – columnas principales. Coliseo Multiuso* 216
Tabla 131 *Momento en el pie de columna – columnas bajo gradas. Coliseo multiuso* 219
Tabla 132 *Momento en el pie de columna – columnas bajo gradas. Coliseo multiuso* 221
Tabla 133 *Datos iniciales graderío. Coliseo Multiuso* 224
Tabla 134 *Datos iniciales cimiento corrido* σ=25 Tn/m2. *Coliseo multiuso* 231
Tabla 135 *Área de fundación y presión neta del suelo, cimiento corrido* σ=25 $Tn/m2$. *Coliseo Multiuso* 231
Tabla 136 *Cortante Unidireccional cimiento corrido* σ=25 $Tn/m2$. *Coliseo Multiuso* 232

Tabla 137 *Diseño a flexión cimiento corrido* σ=25 $Tn/m2$. *Coliseo Multiuso* 232
Tabla 138 *Datos iniciales cimiento corrido,* σ=10 Tn/m2. *Coliseo Multiuso* 233
Tabla 139 *Área de fundación y presión neta del suelo cimiento corrido,* σ=10 $Tn/m2$. *Coliseo Multiuso* 234
Tabla 140 *Cortante Unidireccional cimiento corrido,* σ=10 $Tn/m2$. *Coliseo Multiuso* 234
Tabla 141 *Diseño a flexión cimiento corrido,* σ=10 $Tn/m2$. *Coliseo Multiuso* 235
Tabla 142 *Longitud y sección vigas tipo cercha de soporte para la Tensomembrana.* 241
T**abla 143** *Propiedades típicas PES (Polietersulfona)* 242
Tabla 144 *Sección transversal de cables tensores para Tensomembrana.* 243
Tabla 145 *Propiedades típicas A416 Gr 270 material de tensores.* 243
Tabla 146 *Cargas ingresadas en la membrana. Tribuna* 244
Tabla 147 *Combinaciones de carga para comprobación de esfuerzos en la membrana de cubierta.Tribuna* 244
Tabla 148 *Combinaciones de carga para el diseño de cables tensores.* 244
Tabla 149 *Dimensiones Paneles tipo de Tensomembrana.* 246
Tabla 150 *Máximo esfuerzo a tracción producido por la membrana.* 247
Tabla 151 *Máxima carga axial en el cable tensor que equilibra el cono formado por membrana. Tribuna* 250
Tabla 152 *Cargas cordón cercha acartelada. Tribuna* 252
Tabla 153 *Cargas elemento tejido cercha acartelada. Tribuna* 254
Tabla 154 *Cargas cordón cercha central. Tribuna* 256
Tabla 155 *Cargas del elemento tejido cercha central. Tribuna* 257
Tabla 156 *Cargas cordón cercha borde. Tribuna* 259
Tabla 157 *Cargas del elemento tejido cercha borde. Tribuna* 261
Tabla 158 *Cargas del elemento pie de amigo. Tribuna* 263
Tabla 159 *Cargas del elemento puntal. Tribuna* 265
Tabla 160 *Cargas del Anillo de compresión. Tribuna* 266
Tabla 161 *Cargas en la platina. Tribuna* 268
Tabla 162 *Límite de deflexión – Cercha acartelada. Tribuna* 272
Tabla 163 *Límite de deflexión – Cercha riostra. Tribuna* 272

Tabla 164 *Límite de deflexión – Cercha borde. Tribuna* 273
Tabla 165 *Diseño placa soldada a tubo equilibrista. Tribuna* 274
Tabla 166 *Dimensiones de la argolla de acero de aleación seleccionada.* 275
Tabla 167 *Diseño suelda placa con eslabones, tubo equilibrista. Tribuna* 276
Tabla 168 *Cantidad de grapas según diámetro del cable, Tribuna.* 276
Tabla 169 *Datos grapas de acero forjado G415, Tribuna.* 277
Tabla 170 *Medidas del refuerzo del cable G414, Tribuna.* 277
Tabla 171 *Suelda platinas, cono tipo equilibrista. Tribuna* 278
Tabla 172 *Suelda placa con tubo circular, cono tipo equilibrista. Tribuna* 280
Tabla 173 *Suelda varilla con eslabones, cono tipo equilibrista. Tribuna* 282
Tabla 174 *Suelda placas platinas de enganche. Triubuna* 282
Tabla 175 *Tipos de nudo, ubicación y elementos que une. Tribuna* 283
Tabla 176 *Diseño de la suelda entre placa y tubo A en nudo Tipo 1. Tribuna.* 285
Tabla 177 *Diseño de la suelda entre placa y cordón superior en nudo Tipo 1. Tribuna.* 286
Tabla 178 *Diseño de perno para conexión articulada nudo Tipo 1. Tribuna* 287
Tabla 179 *Diseño de la suelda entre tubos en nudo Tipo 2. Tribuna* 289
Tabla 180 *Diseño unión tubos A, B, C en Nudo tipo 3. Tribuna* 292
Tabla 181 *Diseño unión tubo A en Nudo tipo 3. Tribuna* 292
Tabla 182 *Diseño unión tubo B en Nudo tipo 3. Tribuna* 292
Tabla 183 *Diseño unión tubo C en Nudo tipo 3. Tribuna* 293
Tabla 184 *Diseño unión tubos cuadrados en Nudo tipo 4. Tribuna* 295
Tabla 185 *Diseño unión tubo A=C en Nudo tipo 4. Tribuna* 296
Tabla 186 *Diseño unión tubo E=F en Nudo tipo 4. Tribuna* 296
Tabla 187 *Diseño unión tubo B=D en Nudo tipo 4. Tribuna* 296
Tabla 188 *Diseño unión tubo H=J en Nudo tipo 5. Tribuna* 298
Tabla 189 *Diseño unión tubo L=M en Nudo tipo 5. Tribuna* 299
Tabla 190 *Diseño unión tubo I=K en Nudo tipo 5. Tribuna* 299
Tabla 191 *Diseño unión tubo A y B en Nudo tipo 6. Tribuna* 301
Tabla 192 *Diseño unión tubo D y E en Nudo tipo 6. Tribuna* 301
Tabla 193 *Diseño unión tubo F y G en Nudo tipo 6. Tribuna* 302

Tabla 194 *Diseño unión tubo H e I en Nudo tipo 7. Tribuna* 305
Tabla 195 *Diseño unión tubo A, B y C en Nudo tipo 8. Tribuna* 306
Tabla 196 *Diseño unión tubo A en Nudo tipo 8. Tribuna* 307
Tabla 197 *Diseño unión tubo B en Nudo tipo 8. Tribuna* 307
Tabla 198 *Diseño unión tubo C en Nudo tipo 8. Tribuna* 307
Tabla 199 *Fuerzas actuantes Punto 1235, unión entre pie de amigo y columna, Tribuna.* 308
Tabla 200 *Fuerzas actuantes Punto 1235, unión entre pie de amigo y columna, Tribuna.* 315
Tabla 201 *Cargas utilizadas en la estructura de hormigón - tribuna* 324
Tabla 202 *Cargas utilizadas en el diseño losa de pasillo (corredor)* 324
Tabla 203 *Cargas utilizadas en el diseño de graderío* 324
Tabla 204 *Datos de la viga B de la tribuna* 325
Tabla 205 *Refuerzo longitudinal viga B de 0A a 2A de tribuna, calculo manual* 326
Tabla 206 *Refuerzo longitudinal Viga desde 0A a 2A en tribuna, repartición en varillas* 327
Tabla 207 *Carga Axial y Momentos actuantes sobre la columna 0A. Tribuna* 332
Tabla 208 *Cargas actuantes e columna 0A con análisis de la envolvente. Tribuna* 332
Tabla 209 *Datos columna 0A del Nivel +0.00 m. al +4.35m. Tribuna.* 336
Tabla 210 *Diseño de armadura transversal por confinamiento de columna 0A del Nivel +0.00 m. al +4.35m. Tribuna* 337
Tabla 211 *Diseño de armadura transversal por corte de columna 0A del Nivel +0.00 m. al +4.35 m. Tribuna* 337
Tabla 212 *Derivas de piso en sentido X de la tribuna.* 338
Tabla 213 *Derivas de piso en sentido Y de la tribuna.* 340
Tabla 214 *Datos nudo sentido X, tribuna.* 342
Tabla 215 *Conexión viga-columna Sentido X nudo Tipo. Tribuna* 342
Tabla 216 *Datos nudo sentido Y, tribuna.* 345
Tabla 217 *Conexión viga-columna Sentido Y nudo Tipo. Tribuna* 345
Tabla 218 *Combinación de carga para el diseño losa de pasillo. Tribuna* 348
Tabla 219 *Datos iniciales losa. Tribuna* 348
Tabla 220 *Datos iniciales Plinto Aislado 10A. Tribuna* 351
Tabla 221 *Área de fundación y presión neta del suelo Plinto Aislado 10A. Tribuna* 352

Tabla 222 *Cortante Unidireccional y Bidireccional Plinto Aislado 10A. Tribuna* 352
Tabla 223 *Diseño a flexión Plinto Aislado 10A. Tribuna* 353
Tabla 224 *Resumen de armadura Plinto 10A. Tribuna* 354
Tabla 225 *Cuadro resumen Plintos aislados –Columnas principales Tribuna* 355
Tabla 226 *Datos iniciales Plinto Aislado 1B´. Tribuna* 355
Tabla 227 *Área de fundación y presión neta del suelo Plinto Aislado 1B´. Tribuna* 356
Tabla 228 *Cortante Unidireccional y Bidireccional Plinto Aislado 1B´. Tribuna* 356
Tabla 229 *Diseño a flexión Plinto Aislado 1B´. Tribuna* 357
Tabla 230 *Resumen de armadura Plinto 1B´. Tribuna* 357
Tabla 231 *Cuadro resumen Plintos aislados – Columnas bajo gradas Tribuna* 358
Tabla 232 *Momento en el pie de columna – Columnas principales tribuna* 360
Tabla 233 *Momento en el pie de columna – Columnas bajo graderío. Tribuna* 362
Tabla 234 *Combinación de carga para el diseño del graderío. Tribuna* 364
Tabla 235 *Datos iniciales graderío. Tribuna* 365
Tabla 236 *Combinación de carga para el diseño del muro de anclaje. Tribuna* 367
Tabla 237 *Datos iniciales cimiento corri*do. *Tribuna* 370
Tabla 238 *Área de fundación y presión neta del suelo del cimiento corrido. Tribuna* 370
Tabla 239 *Cortante Unidireccional cimiento corrido. Tribuna* 371
Tabla 240 *Diseño a flexión cimiento corrido. Tribuna* 371

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Coliseo multiuso vista en planta 8
Figura 2 Tribuna vista en planta. 9
Figura 3 Cortes coliseo multiuso 9
Figura 4 Fachada frontal tribuna. 10
Figura 5 Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño 11
Figura 6 Interacción estructura-cimentación-suelo 21
Figura 7 Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor de factor de zona Z, Ecuador 23
Figura 8 Relación para ser losa unidireccional. 29
Figura 9 Losas macizas. 29
Figura 10 Sección de viga de hormigón armado 33
Figura 11 Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexión. 34
Figura 12 Separación de estribos. 37
Figura 13 Tipos de selección de columnas 38
Figura 14 Combinación de carga crítica en columnas 39
Figura 15 Ménsula y sus acciones estructurales. 42
Figura 16 Ubicación de la armadura principal y de estribos en ménsula. 45
Figura 17 Diseño de conexiones. Tipos 46
Figura 18 Izquierda: fuerza cortante horizontal. Derecho: fuerza cortante vertical. 46
Figura 19 Sección de la viga 48
Figura 20 Distancia H entre puntos de inflexión 48
Figura 21 Área efectiva 50
Figura 22 Armadura mínima en columna 50
Figura 23 Confinamiento 51
Figura 24 zapata aislada. 54
Figura 25 Zapata combinada 55
Figura 26 Zapata Corrida. 56
Figura 27 Esquema explicativo de la cadena 58
Figura 28 Cerchas tipo 66
Figura 29 Cercha tipo Pratt 67

Figura 30 Transferencia de esfuerzos por cortante y aplastamiento 68
Figura 31 Partes de un cordón de soldadura. 69
Figura 32 Dimensión efectiva de la garganta de la soldadura. 69
Figura 33 Suelda tipo filete tipo 70
Figura 34 Recubrimiento por galvalume 79
Figura 35 Recubrimiento por prepintado 80
Figura 36 Panel SSR (Standing Seam Roof) 81
Figura 37 Modelo de la Cubierta en SAP2000 87
Figura 38 Modelo de cercha número 4-5 en SAP2000 88
Figura 39 Espectro de diseño NEC 2015, Coliseo Multiuso 102
Figura 40 Capacidad vs Carga y Momento, Coliseo Multiuso 104
Figura 41 Diseño cordón superior viga principal, Coliseo Multiuso 105
Figura 42 Capacidad de trabajo del cordón superior, Coliseo Multiuso 108
Figura 43 Diseño del tejido central sobre columna 8CL– Cercha 8.Coliseo Multiuso 108
Figura 44 Capacidad de trabajo del elemento del tejido central, cerchas Coliseo Multiuso 110
Figura 45 Diseño del tejido tipo, Coliseo Multiuso 110
Figura 46 Capacidad de trabajo elemento tejido tipo, Coliseo Multiuso 112
Figura 47 Diseño correa (200x100x25x4) mm 112
Figura 48 Capacidad de trabajo correa tipo, Coliseo Multiuso 114
Figura 49 Cercha 5: Deflexión central, Coliseo Multiuso 116
Figura 50 Fuerzas axiales Nudo Tipo 1. Coliseo Multiuso 118
Figura 51 Longitud de cordón de suelda entre placa y tubo A del nudo Tipo 1.Coliseo Multiuso 119
Figura 52 Longitud de cordón de suelda entre placa y tubo de 4” en nudo Tipo 1. Coliseo Multiuso 120
Figura 53 Nudo tipo 1. Coliseo Multiuso 122
Figura 54 Fuerzas axiales en nudo Tipo 2. Coliseo Multiuso 123
Figura 55 Detalle longitudes de cordón de suelda para nudo tipo 2. Coliseo Multiuso 125
Figura 56 Nudo tipo 2. Coliseo Multiuso 125
Figura 57 Fuerzas axiales Nudo Tipo 3. Coliseo Multiuso 126

Figura 58 Detalle longitudes de cordón de suelda para nudo tipo 3. Coliseo Multiuso 128
Figura 59 Diseño nudo tipo 3. Coliseo Multiuso 129
Figura 60 Detalle longitud de cordones de suelda nudo tipo 4. Coliseo Multiuso 130
Figura 61 Diseño nudo Tipo 4. 131
Figura 62 Fuerzas axiales Nudo Tipo 5. Coliseo Multiuso.....132
Figura 63 Detalle diseño placas E, F, G y H unido con pernos de 1 ½". Nudo Tipo 5. Coliseo Multiuso.....134
Figura 64 Detalle unión placas A, B, C y D, nudo tipo 5. Coliseo Multiuso.....135
Figura 65 Detalle unión tubos A, B, C y D en la placa central superior mediante una placa de 8mm y un perno de 1".Nudo Tipo 5 (Vista Superior). Coliseo multiuso 137
Figura 66 Fuerzas actuantes – Nudo tipo 5. Coliseo Multiuso 137
Figura 67 Componentes nudo inferior Tipo 5. Coliseo Multiuso 138
Figura 68 Detalle unión superior tubos A, B, C y D en nudo tipo 5.....139
Figura 69 Diseño final del nudo tipo 5 para Coliseo Multiuso. 140
Figura 70 Detalle grafico de dimensiones.....141
Figura 71 Detalle: Placa de anclaje, Coliseo Multiuso 143
Figura 72 Esquema varilla de anclaje 143
Figura 73 Fuerzas actuantes en la placa de anclaje 144
Figura 74 Detalle: Vista frontal Coliseo Multiuso 147
Figura 75 Detalle: Ubicación varillas de anclaje, Coliseo Multiuso.....148
Figura 76 Estructura de hormigón armado del Coliseo Multiuso 149
Figura 77 Secciones losa maciza y columna.....150
Figura 78 Secciones vigas.....150
Figura 79 Sección graderío y muro de anclaje.....151
Figura 80 Momentos flectores máximos losa, Coliseo Multiuso.....154
Figura 81 Sección losa de análisis, Coliseo Multiuso.....155
Figura 82 Detalle de armado losa, Coliseo Multiuso 156
Figura 83 Disposición de la viga A. Coliseo Multiuso 157
Figura 84 Resultados área de acero para viga entre ejes 3-A 4-A. Coliseo Multiuso.....158
Figura 85 Detalle de refuerzo longitudinal Viga 3A-4A. Coliseo Multiuso.....161

Figura 86 Detalle de estribos en Viga 3A-4A. 164
Figura 87 Resumen de resultados de torsión viva 3A-4A. 165
Figura 88 Columna 3H seleccionada para diseño. Coliseo Multiuso 166
Figura 89 Resumen de resultados en el diseño de la columna 3H. Coliseo Multiuso 167
Figura 90 Diagrama de Interacción carga momento M2 (x). Columna 3H**.** Coliseo Multiuso .. 169
Figura 91 Diagrama de Interacción carga momento M3 (y). Columna 3H. Coliseo Multiuso .. 169
Figura 92 Resultados de cuantía de acero obtenidos en SAP2000 de la Columna 3H. Coliseo Multiuso 170
Figura 93 Análisis de tramos en columna 3H, para diseño de cortante, Coliseo Multiuso 171
Figura 94 Detalle de armado longitudinal y transversal columna 3H, sección 80 cm x 60 cm. Coliseo Multiuso 176
Figura 95 Detalle de armado longitudinal y transversal columna 3H, sección 40 cm x 60 cm. Coliseo Multiuso 177
Figura 96 Reacciones nudo cercha columna 5A, Coliseo Multiuso 183
F*igura 97* Datos establecidos para calcular la ménsula 183
Figura 98 Detalle de ménsula. Coliseo Multiuso 187
Figura 99 Vigas y columnas para el diseño de la conexión ejes 3-H, Coliseo Multiuso 188
Figura 100 Nudo A de Hormigón armado. Coliseo Multiuso 189
Figura 101 Nudo B de hormigón armado. Coliseo Multiuso 195
Figura 102 Nudo C de Hormigón armado, Coliseo Multiuso 198
Figura 103 Detalle de ubicación plintos. Coliseo Multiuso 205
Figura 104 Detalle de Plinto Aislado 3H – Sentido x-x. Coliseo multiuso 208
Figura 105 Detalle de Plinto Aislado 3H – Sentido y-y. Coliseo Multiuso. 208
Figura 106 Detalle de plinto combinado 7C-7P – Sentido x-x. Coliseo Multiuso. 215
Figura 107 Detalle de plinto combinado 7C-7P – Sentido y-y. Coliseo Multiuso 215
Figura 108 Esquema de cadena de amarre. Coliseo Multiuso. 216
Figura 109 Detalle armado cadena – Coliseo Multiuso 218
Figura 110 Detalle armado cadena – Coliseo multiuso 221
Figura 111 Detalle armado cadena – coliseo Multiuso 223
Figura 112 Momentos flectores máximos graderío. Coliseo Multiuso 224

Figura 113 Cortantes máximos graderío. Coliseo multiuso 224
Figura 114 Detalle de armado graderío. Coliseo Multiuso 226
Figura 115 Momentos máximos muro. Coliseo Multiuso 227
Figura 116 Cortantes máximos muro. Coliseo Multiuso 228
Figura 117 Detalle de armado muro de anclaje. Coliseo Multiuso 230
Figura 118 Detalle de cimiento corrido 1. Coliseo multiuso 233
Figura 119 Detalle de cimiento corrido 2. Coliseo multiuso 236
Figura 120 Axonometría de la cubierta de Tensomembrana apoyada en cerchas metálicas. 237
Figura 121 Vista lateral 1 y 2 de Tensomembrana y estructura metálica. 238
Figura 122 Vista frontal cubierta de Tensomembrana y estructura metálica 238
Figura 123 Implantación membrana para cubierta de tribuna 238
Figura 124 Numeración de cerchas en volado soporte de Tensomembrana. 239
Figura 125 Numeración cerchas centrales soporte de Tensomembrana. 239
Figura 126 Numeración cerchas de borde soporte de Tensomembrana. 240
Figura 127 Geometría general de la tribuna con cubierta de Tensomembrana. 240
Figura 128 Especificaciones técnicas de la tela MEHLER FR 700 MEHATOP N1-type I 242
Figura 129 Detalle del cono tipo equilibrista. Tribuna 243
Figura 130 Modelo de estructura metálica de la tribuna 245
Figura 131 Paneles tipo 1,2 y3 cubiertos por Membrana. Tribuna 246
Figura 132 Esquema de esfuerzos producidos en toda la membrana, cubierta de tribuna. 247
Figura 133 Esquema de esfuerzo máximo a tracción producido en la membrana, cubierta de tribuna. 248
Figura 134 Cables que tensan y equilibran a la membrana tipo conoide (color tomate). Tribuna 249
Figura 135 Diagrama de fuerzas axiales en los tensores de diámetro 1 5/8”. 249
Figura 136 Diagramas de fuerza máxima en estado de carga D+L, para elemento 359. 250
Figura 137 Capacidad vs Carga y Momento cerchas Tribuna. 251
Figura 138 Diseño cordón superior cercha acartelada. Tribuna 252
Figura 139 Diseño elemento tejido cercha acartelada. Tribuna 254
Figura 140 Diseño cordón superior cercha central. Tribuna 255

Figura 141 Diseño elemento tejido cercha central. Tribuna 257
Figura 142 Diseño cordón superior cercha borde. Tribuna 259
Figura 143 Diseño elemento tejido cercha borde 261
Figura 144 Diseño elemento pie de amigo. Tribuna 263
Figura 145 Diseño elemento puntal. Tribuna 264
Figura 146 Diseño anillo de compresión. Tribuna 266
Figura 147 Diseño platina. Tribuna 268
Figura 148 Vista Lateral Tribuna – Longitud cercha central. Tribuna 270
Figura 149 Vista frontal tribuna – Longitud cercha borde. Tribuna 270
Figura 150 Vista frontal tribuna – Longitud cercha acartelada. Tribuna 271
Figura 151 Placa de acero soldada a tubo equilibrista de 4”y a eslabones, Tribuna. 274
Figura 152 Detalle longitud de suelda entre placa circular y argolla, Tribuna 276
Figura 153 Detalle del cable con grapas y refuerzo, unión con tubo equilibrista, Tribuna**.** 276
Figura 154 Detalle de grapas de acero forjado, Tribuna. 277
Figura 155 Detalle del refuerzo del cable de acero, Tribuna. 277
Figura 156 Detalle Nudo tipo 1, Tribuna. 278
Figura 157 Platinas soldadas en parte superior del conoide de la tensomembrana, Tribuna. 278
Figura 158 Detalle de tubo equilibrista, unión de tensores, Tribuna. 279
Figura 159 Ubicación de placa de conexión para tensor, Tribuna. 280
Figura 160 Detalle de un cable con su respectivo eslabón y varilla roscada, en vértice simple, Tribuna. 281
Figura 161 Izquierda: Detalle de dos cables tensores con su respectivo eslabón y varilla roscada, en vértice doble, derecha: Ángulo de inclinación del cable tensor, Tribuna. 281
Figura 162 Dimensiones platina de enganche, Tribuna. 282
Figura 163 Nudo vértice doble, Tribuna. 283
Figura 164 Fuerzas axiales Nudo Tipo 1. Tribuna 284
Figura 165 Longitud de suelda tubo A en nudo Tipo 1 de Tribuna. 285
Figura 166 Soldadura para unión de placa con tubos A y B del nudo Tipo 1, Tribuna 286
Figura 167 Nudo Tipo 1, Tribuna 288

Figura 168 Fuerzas axiales Nudo Tipo 2. Tribuna 289
Figura 169 Diseño de nudo Tipo 2, Tribuna. 290
Figura 170 Fuerzas axiales Nudo Tipo 3. Tribuna 291
Figura 171 Placa de unión para cordón superior y tubos A, B y C en nudo Tipo 3, Tribuna. 292
Figura 172 Nudo Tipo 3, Tribuna. 293
Figura 173. Fuerzas axiales actuantes en el nudo Tipo 4, Tribuna. 294
Figura 174 Suelda placa base con 4 tubos de 60mm de lado Nudo tipo 4. Tribuna 295
Figura 175 Detalle nudo Tipo 4, Tribuna. 297
Figura 176 Fuerzas axiales Nudo tipo 5, Tribuna. 298
Figura 177 Detalle unión tubo H=J Nudo tipo 5. Tribuna 298
Figura 178 Detalle Nudo tipo 5, Tribuna. 300
Figura 179 Fuerzas axiales Nudo Tipo 6. Tribuna 300
Figura 180 Diseño de la unión tubos A, B, D, E al tubo C, Nudo Tipo 6, Tribuna. 302
Figura 181 Unión Tubos F y G al tubo C, Nudo Tipo 6, Tribuna. 303
Figura 182 Diseño nudo tipo 6, Tribuna. 304
Figura 183 Fuerzas axiales Nudo Tipo 7. Tribuna 305
Figura 184 Diseño Nudo tipo 7, Tribuna. 305
Figura 185 Fuerzas axiales Nudo Tipo 8. Tribuna 306
Figura 186 Diseño Nudo tipo 8, Tribuna. 308
Figura 187 Detalle: Placa de anclaje 310
Figura 188 Esquema perno de anclaje 311
Figura 189 Fuerzas actuantes en la placa de anclaje 311
Figura 190 Detalle: Vista pernos 314
Figura 191 Detalle: Ubicación pernos de anclaje unión pie de amigo y columna de hormigón armado. Tribuna. 315
Figura 192 Detalle: Placa de anclaje entre 4 cerchas y columna de hormigón armado. Tribuna 317
Figura 193 Esquema varilla de anclaje 317
Figura 194 Fuerzas actuantes en la placa de anclaje 318
Figura 195 Detalle: Vista varillas. Anclaje de 4 cerchas en columna de hormigón armado. Tribuna. 321

Figura 196 Detalle: Ubicación varillas de anclaje. Tribuna 322
Figura 197 Estructura de hormigón armado de la tribuna 322
Figura 198 Secciones columnas y vigas. Tribuna 323
Figura 199 Secciones graderío, muro de anclaje y losa. Tribuna 323
Figura 200 Disposición viga B en tribuna. 325
Figura 201 Resultados en SAP2000 área de acero para viga A entre 0A y 2A en tribuna. 326
Figura 202 Detalle de refuerzo longitudinal. Tribuna 328
Figura 203 Detalle de estribos en Viga. Tribuna 330
Figura 204 Resumen de resultados de torsión viva 3A-4A 331
Figura 205 Columna 0A seleccionada para el diseño 331
Figura 206 Resumen de resultados en el diseño de la columna 0A. Tribuna 333
Figura 207 Diagrama de Interacción carga momento M2 (x). Columna 0A. Tribuna 334
Figura 208 Diagrama de Interacción carga momento M3 (x). Columna 0A. Tribuna 334
Figura 209 Resultados de cuantía de acero obtenidos en SAP 2000 de la columna 0A. 335
Figura 210 Análisis de tramos de la columna 0A, para diseño por corte. Tribuna 336
Figura 211 Detalle de armado longitudinal y transversal, sección 60 cm x 60 cm. Tribuna 338
Figura 212 Vigas y columnas para el diseño de la nudo tipo. Tribuna 342
Figura 213 Momentos flectores máximos losa. Tribuna 348
Figura 214 Sección losa de análisis. Tribuna 349
Figura 215 Detalle de armado losa. Tribuna 350
Figura 216 Detalle de ubicación de plintos. Tribuna 351
Figura 217 Detalle de Plinto Aislado 10A – Sentido X-X. Plinto Aislado 10A. Tribuna 354
Figura 218 Detalle de Plinto Aislado 10A – Sentido Y-Y. Plinto Aislado 10ª. Tribuna 354
Figura 219 Detalle de Plinto Aislado 1B´ 358
Figura 220 Esquema de cadena de amarre. Tribuna 359
Figura 221 Detalle armado cadena columnas principales. Tribuna 362
Figura 222 Detalle armado cadena bajo graderío. Tribuna 363
Figura 223 Momentos flectores máximos graderío – tribuna 364
Figura 224 Cortantes máximos graderíos – tribuna 364
Figura 225 Detalle de armado graderío. Tribuna 366

Figura 226 Momentos máximos muro tribuna.....367
Figura 227 Cortante máximos muro tribuna 367
Figura 228 Detalle de armado muro de anclaje. Tribuna.....369
Figura 229 Detalle de cimiento corrido tipo. Tribuna.....372

RESUMEN

En el presente trabajo de titulación se realizó el diseño estructural del coliseo multiuso y tribuna con cubierta de tensomembrana, estructuras planificadas por el GADMUR, para ser parte del Complejo deportivo Selva Alegre, ubicado entre la Avenida General Rumiñahui y la Calle Juan de Salinas, en la Parroquia de Sangolquí, Cantón Rumiñahui. Los diseños fueron realizados en el programa computacional SAP 2000 y su comprobación fue verificada mediante hojas electrónicas elaboradas en Excel, además, los cálculos realizados se apoyan en las normativas y códigos de la construcción. Para el diseño de estos cuerpos estructurales se utilizó lo estipulado en la "Norma Ecuatoriana de la Construcción" (NEC 2015), complementando con el "American Concrete Institute" (ACI 318-14) para los elementos de hormigón armado tales como cimientos, cadenas de amarre, vigas, columnas, losas, graderíos y muros de anclaje; y el "American Institute of Steel Construction" (AISC 360-10), para elementos de acero presentes en la cubierta tales como cerchas longitudinales, cerchas transversales, arriostramientos, anclajes, correas metálicas, conexiones de nudos metálicos y placas de anclaje. Para la cubierta de la tribuna se implementó la arquitectura textil, utilizando una membrana ligera de forma conoide y espesor constante, con sus respectivos cables que tensan la tela por sus extremos. Finalmente se realiza los planos estructurales del coliseo multiuso y la tribuna.

PALABRAS CLAVE:

- **TENSOMEMBRANA**
- **ANCLAJE**
- **ARRIOSTRAMIENTO**
- **COLISEO**
- **TENSORES**

ABSTRACT

For the current degree work, the structural design was prepared for the multiuse coliseum and tribune with tensing-membrane cover, all of them designed by GADMUR to become a part of the Complejo Deportivo Selva Alegre, located between Avenida General Rumiñahui and Calle Juan de Salinas, in Sangolquí parish, Rumiñahui canton. Designs were prepared by using SAP 2000 software and verified with Excel electronic pages. Calculations made were supported on construction regulatory and construction bodies. The design of such structural pieces were in compliance of provisions contained in the "Ecuadorian Construction Standard" (NEC 2015), complementing with the "American Concrete Institute" (ACI 318-14), in respect to concrete elements, such as mooring chains, beams, columns, labs, steps, braces and anchoring walls, as well as the "American Institute of Steel Construction" (AISC 360-10), for steel elements of the cover, such as longitudinal trusses, transversal trusses, bracings, anchorages, metal belts, connections with metal knots and anchorage plates. For the tribune cover, textile architecture was implemented by using conoid light membrane and constant thickness, with relevant cables intended to tense the fabric from the cone center in an equilibrist style toward each panel. Finally, structural plans were prepared for the multiuse coliseum and tribune.

KEYWORDS:

- **TENSING-MEMBRANE**
- **COLISEUM**
- **TENSING CABLES**
- **TRIBUNE**
- **ANCHORING PLATES**

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCIÓN

En el barrio Selva Alegre de la parroquia de Sangolquí del cantón Rumiñahui, existe un gran crecimiento de la población razón por la cual existe la necesidad de obtener espacios más amplios para la distracción de sus habitantes y foráneos.

La creación de un conjunto eficiente toma en cuenta las necesidades de la población de sus alrededores y principalmente la adaptación de la estructura a la topografía de sitio. El estudio del terreno y su topografía es significativo para la creación y disposición de las diferentes estructuras. (Selva, 2012)

Para llevar a cabo estos espacios multifuncionales se realizó el diseño estructural de dos cuerpos que son indispensables en un conjunto deportivo; el coliseo multiuso y la tribuna, estos a más de contribuir al fomento del deporte y a estilos de vida saludable, tienen como objetivo crear espacios disponibles de recreación para toda la población. Estos espacios ayudan no solamente a evitar problemas de salud, sino a que el barrio fomente lazos de unión y además tenga espacios de distracción.

Según el Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal del Cantón Rumiñahui (2016), es de suma importancia atender a las necesidades del cantón con una rigurosa planificación en los procesos.

El Gobierno Ecuatoriano con el fin de proveer de infraestructura para parques y complejos deportivos de calidad, dispone a los GAD Municipales un presupuesto para que creen espacios

necesarios para el desarrollo de diferentes actividades recreativas, comunales y deportivas desarrolladas en los barrios.

1.2. ANTECEDENTES

Históricamente en un barrio solo se creaban espacios dedicados casi en forma exclusiva para canchas de futbol, y no se contaban con espacios completos en los cuales se pueda disfrutar de estructuras multiuso que mantengan la unicidad de un complejo deportivo, hoy en día se cuenta con dichas áreas las cuales hacen que la comunidad que cuenta con este beneficio se encuentre más satisfecha con las mismas. (Stuart, 2011)

En el sitio designado para el proyecto de este estudio, se proponen canchas polideportivas, llamadas así por los habitantes de Selva Alegre porque se las utiliza para varios deportes entre ellos baloncesto, voleibol y futbol, su implantación se las realiza en diferentes espacios y satisface la necesidad de los pobladores de contar con un Complejo Deportivo completo que contribuya a la formación recreacional del mismo.

El Departamento de Planificación del Municipio de Rumiñahui, en función de las necesidades de la ciudadanía planifica la construcción de un complejo deportivo y para ello solicita la colaboración de estudiantes de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, para que en forma técnica contribuyan con el diseño estructural del proyecto; para este fin el municipio cuenta con el terreno desde hace algunos años.

Para el desarrollo de la presente investigación se cuenta con la información de un diseño arquitectónico de autoría de la Arq. Natalia Alvarado el mismo que cuenta con planos que fueron facilitados en el Departamento de Planificación del Gobierno Municipal del Cantón Rumiñahui.

1.3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El Gobierno Municipal de Rumiñahui es una organización al servicio público local que promueve el desarrollo integral de la comunidad, su objetivo es tener un cantón moderno, sustentable, respetuoso de la naturaleza, planificado, con una nueva centralidad con ciudadanos de carácter participativo e incluyente. (GADMUR, 2014)

Los habitantes del barrio Selva Alegre solicitan un espacio multifuncional cubierto para distintos eventos deportivos y culturales, y también una tribuna que será un espacio complementario provisto para los espectadores de los deportes. Es por tal motivo que la Dirección de Planificación del Gobierno Municipal de Rumiñahui, requiere bajo un diseño arquitectónico previamente realizado el diseño estructural del coliseo multiuso y tribuna dentro del complejo deportivo Selva Alegre. (Arias Salazar, 2017)

1.3.1. Macro

El problema surge a partir de la falta de espacios de recreación para los habitantes del barrio Selva Alegre, lo que causa poca actividad física predisponiendo a los habitantes a problemas de salud. La actividad física rutinaria ya sea en algún deporte o manifestación cultural son esenciales cuando se trata de mantener un estilo de vida saludable, es por tal motivo que es necesario, a nivel mundial, la existencia de complejos deportivos que cuenten con instalaciones en buenas condiciones y que brinden bienestar a las personas que lo visiten.

Dentro de estas instalaciones se encuentran canchas deportivas, coliseos, graderíos cubiertos o descubiertos, piscinas, gimnasios y más.

La idea de construcción de un coliseo multiuso en distintas partes del mundo, es concebida como parte fundamental para estimular la participación de la comunidad en programas culturales,

deportivos y de ocio; además de proporcionar un espacio público para reuniones sociales. Para poder brindar un lugar seguro, se debe tomar en cuenta el diseño sismo resistente, además de una cubierta liviana que permita el ingreso de la luz natural. Esta misma idea de diseño se debe considerar para las tribunas de las canchas; tema de este proyecto.

Según PREYSI (2017) el desarrollo mundial reciente de las tensoestructuras es muy bueno, lo atestiguan sus distintas aplicaciones como elementos de cubierta. El empleo de la arquitectura tensada comenzó a ser importante a mediados del siglo XX, cuando se empleó en Alemania. Uno de los primeros proyectos que hizo popular este tipo de diseño estructural se presentó en la sede de las Olimpiadas de Múnich celebradas en 1972, donde se permitió el aprovechamiento de la iluminación natural sin necesidad de recurrir al vidrio además de proporcionar una cubierta ligera con alta resistencia y flexibilidad.

1.3.2. Meso

El Ecuador cuenta con una gran cantidad de coliseos, canchas cubiertas, parques y espacios públicos para la recreación.

En Quito podremos encontrar grandes coliseos como el Rumiñahui, coliseo Julio Cesar Hidalgo y Coliseo los Quitus cuyos escenarios se dedican a varias funciones existiendo múltiples usos como: conciertos, espectáculos, eventos religiosos, deportes, preparación de deportistas olímpicos y muchos más. En Guayaquil el nuevo Coliseo Abel Jiménez Parra permite realizar encuentros deportivos en diferentes disciplinas como baloncesto, vóley, judo, futbol sala y boxeo, ayudando a mejorar así la calidad de vida de los habitantes guayaquileños. Machala cuenta con un coliseo Polideportivo, escenario deportivo que permite la práctica de disciplinas como vóley, básquet, judo,

indorfutbol, atletismo, aeróbicos, fisicoculturismo y otras actividades culturales. Todos estos espacios garantizan el sano esparcimiento de la ciudadanía.

Además, al requerir estructuras de cubierta liviana, llega al país la arquitectura textil en proyectos como el Puente de la Isla Santay en Guayaquil, donde la tensomembrana tiene la finalidad de dar sombra a los peatones de los puentes; también el Aeropuerto Ulpiano Páez, donde sus cubiertas para los ingresos y egresos del aeropuerto tiene cubierta de tensomembrana. En Quito la Concha Acústica de la Villaflora es de tensomembrana con una estructura a base de postes, cables y una cercha principal. Este tipo de cubiertas son durables, con una vida útil de 20 años, son elegantes y desmontables de ser el caso.

1.3.3. Micro

Para contribuir al fomento del deporte y a un estilo de vida saludable se propone la construcción de un complejo deportivo en el barrio Selva Alegre en el cual se proponen dos espacios multifuncionales. El primero es un coliseo multiuso que ofrecerá diferentes alternativas para las prácticas de deportes como: microfútbol, baloncesto, voleibol y tenis; y de actividad física saludable como aeróbicos y baile. El segundo espacio es una tribuna que estará destinada para los espectadores del futbol, baloncesto y voleibol, la misma que constará de una cubierta que protegerá, a los espectadores, del sol y de la lluvia.

1.4. ÁREA DE ESTUDIO

El proyecto se desarrollará en el barrio Selva Alegre en la parroquia de Sangolquí del cantón Rumiñahui, ubicada geográficamente en las coordenadas: latitud, 0°20′28.54″ S; longitud, 78°25′59.98″ O y altura, 2527 m.s.n.m.

1.4.1. Área de intervención

El proyecto se ubica entre la Avenida General Rumiñahui y la Calle Juan de Salinas.

1.4.2. Área de influencia directa

Los productos generados con este proyecto de tesis influyen directamente en el barrio Selva Alegre de la parroquia Sangolquí en el cantón Rumiñahui.

1.4.3. Área de influencia indirecta

También serán beneficiados indirectamente los barrios que constituyen la parroquia de Sangolquí y sus alrededores.

1.5. JUSTIFICACIÓN

El Gobierno Municipal de Rumiñahui, precisa realizar, bajo un diseño arquitectónico que se proporcionó del Departamento de Planificación del GADMUR, los diseños estructurales del coliseo multiuso y tribuna con cubierta de tensomembrana para el Complejo Deportivo de Selva Alegre, con un coliseo multiuso y tribuna en donde se pueda realizar varias actividades físicas y de ocio para todos los habitantes impulsando el deporte como una actividad para el bienestar de los habitantes.

La realización de este proyecto incrementará elementos de cohesión social en el espacio público, esparcimiento y manifestaciones culturales de la población de Rumiñahui.

Garantiza un cantón participativo e incluyente, el Gobierno Municipal de Rumiñahui delibera conjuntamente con la ciudadanía y la impulsa a intervenir de manera protagónica en la toma de decisiones, planificación y gestión de programas y proyectos de carácter público.

1.6. OBJETIVOS

1.6.1. Objetivo general

Diseñar las estructuras del coliseo multiuso y la tribuna con cubierta de tensomembrana para el Complejo Deportivo de Selva Alegre, Parroquia Sangolquí del Cantón Rumiñahui, mediante diseño sismo resistente que garantice la seguridad de los ciudadanos y permita el aprovechamiento del espacio público.

1.6.2. Objetivos específicos

Realizar el estudio de suelos del área de implantación.

Diseñar y calcular todos los elementos estructurales de hormigón armado y los elementos de la cubierta de acero del coliseo multiuso.

Diseñar y calcular estructuralmente los distintos elementos componentes en hormigón armado y la cubierta de tensomembrana de la tribuna.

Presentar los planos estructurales del coliseo multiuso y de la tribuna.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. DESCRIPCIÓN Y GENERALIDADES

El diseño estructural del coliseo multiuso y de la tribuna se lo realizó partiendo del proyecto arquitectónico proporcionado por el Municipio de Rumiñahui. Se realizó el diseño de todos los elementos estructurales losa, vigas, columnas, cimientos, graderíos, muros de anclaje, cubierta metálica y cubierta de Tensomembrana. Cada cuerpo estructural se modeló en el programa estructural SAP 2000 y se detalla los resultados en el Capítulo 3 y 4, respectivamente.

La arquitectura presenta un coliseo con la siguiente forma:

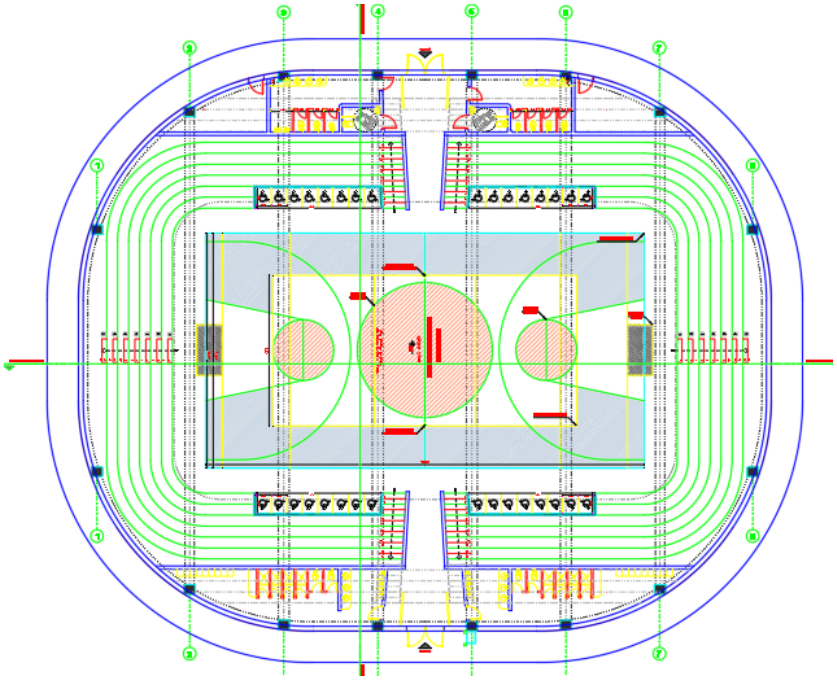


Figura 1 Coliseo multiuso vista en planta

Y la tribuna con la siguiente distribución:

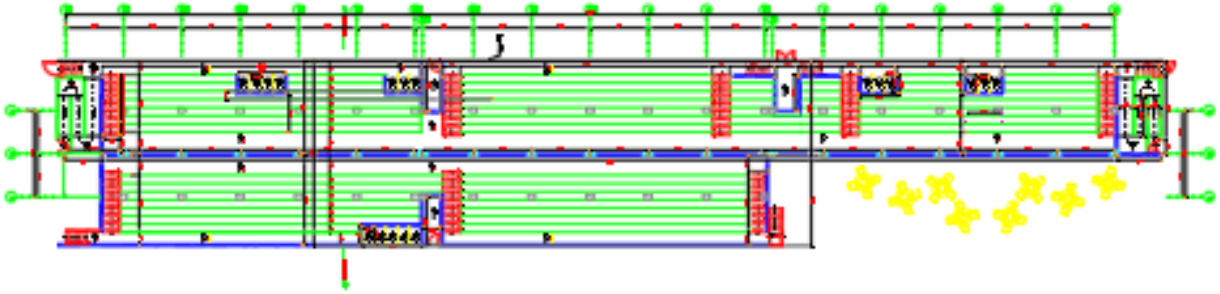


Figura 2 Tribuna vista en planta.

El coliseo multiuso tiene una cubierta metálica, cerchas con perfiles tubulares con una altura total de 1.50 metros. Sus vigas, columnas, graderíos orto-poligonales, cimientos y muros de anclaje son de hormigón armado.

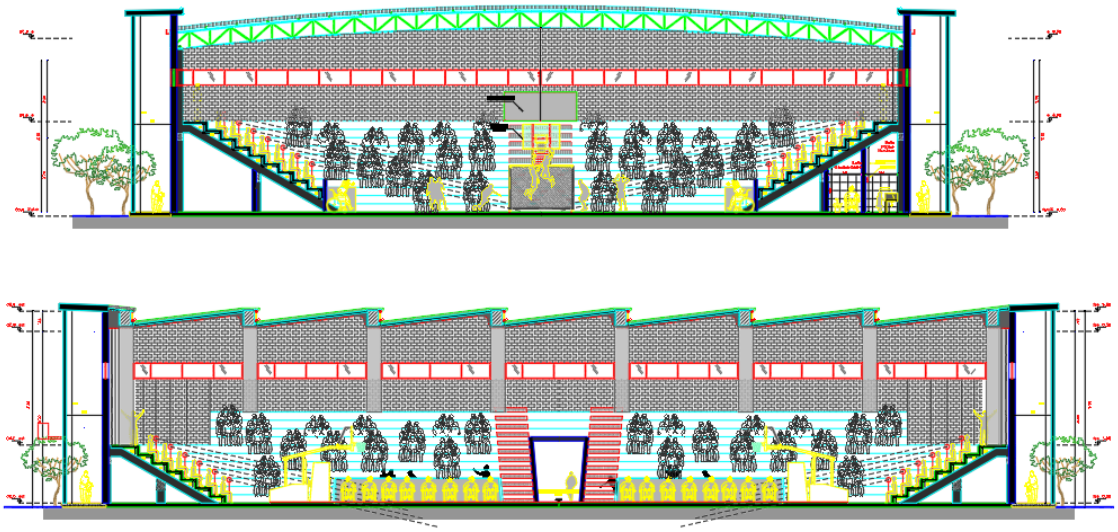


Figura 3 Cortes coliseo multiuso

En la tribuna se tiene una cubierta de Tensomembrana, todos sus demás elementos estructurales son de hormigón armado: columnas, vigas, graderíos orto-poligonales y muros de anclaje.

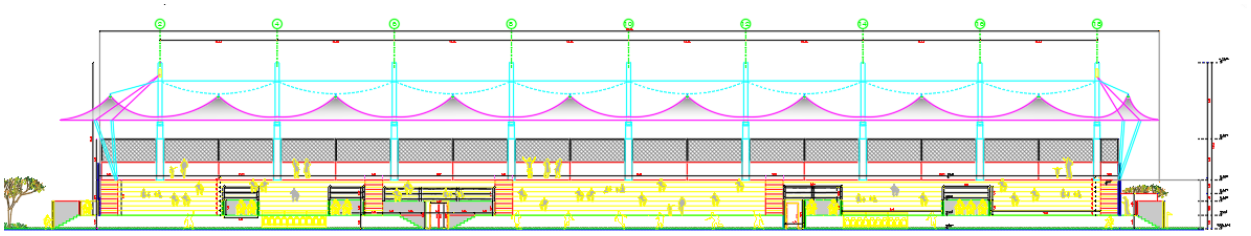


Figura 4 Fachada frontal tribuna.

2.2. DISEÑO SISMO RESISTENTE

El diseño sismo resistente toma las bases de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2015) para todo tipo de estructuras.

2.2.1. Bases de diseño

Según NEC (2015) la respuesta de una edificación a solicitaciones sísmicas del suelo se caracteriza por aceleraciones, velocidades y desplazamientos de sus elementos. Los requisitos se basan en el comportamiento estático lineal de las estructuras.

Los procedimientos y requisitos se determinan considerando:

- La zona sísmica del Ecuador donde se va a construir la estructura: el factor de zona **Z** correspondiente y las curvas de peligro sísmico
- Las características del suelo del sitio de emplazamiento
- El tipo de uso, destino e importancia de la estructura

2.2.2. Espectros elásticos de diseño

Según NEC (2015) el espectro de respuesta elástico de aceleraciones Sa, para el nivel del sismo de diseño depende de:

- El factor de zona sísmica **Z**,
- El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura,

- La consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo **Fa**, **Fd**, **Fs.**

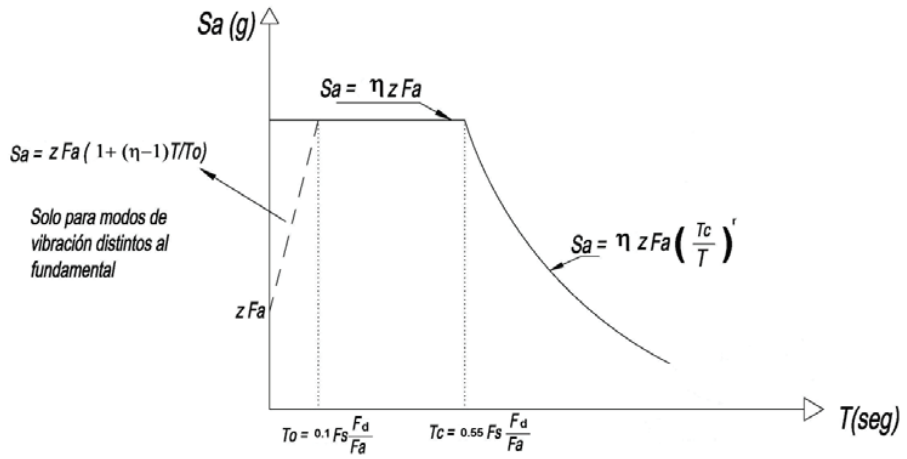


Figura 5 Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Fuente: (NEC, 2015)

Donde:

Fa Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

Fd Coeficiente de amplificación de suelo.

Fs Coeficiente de amplificación de suelo.

Sa Espectro de respuesta elástico de aceleraciones. Depende del período o modo de vibración de la estructura.

T Período fundamental de vibración de la estructura.

To Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño. Inicio de la parte lineal del espectro de respuesta.

Tc Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño. Inicio de la curva exponencial del espectro de respuesta.

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

El espectro responde a dos ecuaciones que son válidas para periodos de vibración estructural T.

$$S_a = \eta * Z * Fa \qquad \text{para } 0 \leq T \leq Tc$$

$$S_a = \eta * Z * Fa * \left(\frac{Tc}{T}\right)^r \qquad \text{para } T > Tc$$

Donde:

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

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

r = 1.5 para tipo de suelo E.

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

• η= 1.80: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),

• η= 2.48: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

• η= 2.60: Provincias del Oriente

Valores para los periodos de vibración Tc y TL:

$$T_C = O.55 * Fs * \frac{Fd}{Fa}$$

$$T_L = 2.4 * Fd$$

2.2.3. Metodología del diseño sismo resistente

Filosofía de diseño sismo resistente:

Según NEC (2015), el diseño sismo resistente permite comprobar el nivel de seguridad de vida. El diseño estructural se hace para el sismo de diseño, evento sísmico con una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un período de retorno de 475 años.

Esta filosofía de diseño se consigue cuando la estructura:

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

La deriva máxima no excederá los límites de deriva inelástica establecido en la siguiente tabla:

Tabla 1
Valores de ΔM máximos

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

Fuente: (NEC, 2015)

2.2.4. Método basado en fuerzas (DBF)

Según NEC (2015) los métodos estáticos lineales y pseudo-dinámicos son ambos obligatorios para todo tipo de estructuras, con excepción de las estructuras totalmente regulares. Las estructuras se diseñan para resistir fuerzas sísmicas de las combinaciones de las fuerzas horizontales actuantes.

Modelación Estructural:

Se utiliza un modelo tridimensional para el análisis dinámico de estructuras irregulares.

En el caso de las estructuras de hormigón armado para el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se utilizó los valores de inercias agrietadas (Ig) de los elementos estructurales.

• 0.5 Ig para vigas

• 0.8 Ig para columnas

• 0.6 Ig para muros estructurales

Se utiliza la carga sísmica reactiva W, que representa la carga reactiva por sismo.

$$W = D$$

Donde:

D Carga muerta total de la estructura

Métodos de análisis para el DBF

- **Estático:** este proceso se lo aplica en el análisis de estructuras como mínimo para cualquier tipo de estructuras. Y su método consiste en definir PGA y el espectro de Aceleración con la ayuda del factor Z.
- **Análisis dinámico espectral:** según NEC (2015) el método se lo puede aplicar para todo tipo de estructura exceptuando las estructuras totalmente regulares y obligado para estructuras irregulares. Se utiliza el espectro sísmico de respuesta elástico en aceleraciones.

Procedimiento de cálculo del DBF

Según NEC (2015) los pasos a seguir son los siguientes:

- Determinación del espectro de diseño Sa (T) de acuerdo con las características geotectónicas del lugar de emplazamiento de la estructura.
- Cálculo aproximado del período fundamental de vibración Ta.
- Determinación del cortante de base V con los resultados de los pasos anteriores.

- Determinación de las distribuciones vertical y horizontal de V.
- Dirección de aplicación de estas fuerzas.

Cortante basal de diseño V

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi p * \phi e} * W$$

La determinación del periodo de vibración T, se puede determinar de la siguiente manera:

$$T = C_t * h_n^{\propto}$$

Donde:

C_t Coeficiente que depende del tipo de edificio

h_n Altura máxima de la edificación de n pisos

T Periodo de vibración

Tabla 2

Factores de Ct y α

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

Fuente: (NEC, 2015)

Categoría de edificio y coeficiente de importancia I

La estructura en consideración se clasifica de acuerdo al tipo y tendrá un factor de importancia I. Con esto se logra incrementar la demanda sísmica de diseño, durante y después de la ocurrencia del sismo.

Tabla 3

Tipo de uso, destino e importancia

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que 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 substancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras substancias 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

Fuente: (NEC, 2015)

Factor de reducción de resistencia sísmica (R)

Lo que dice la NEC (2015) es que permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño. En el caso del método DBF, se considerara como parámetro constante dependiente únicamente de la tipología estructural.

Tabla 4

Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.

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

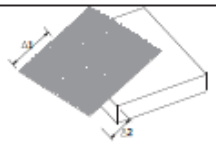
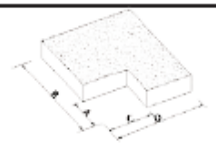
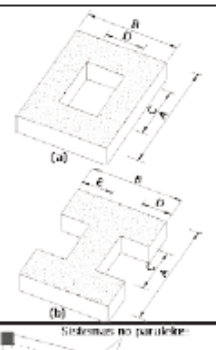
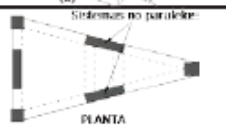
Fuente: (NEC, 2015)

Coeficientes de irregularidad en planta y elevación

Según la NEC (2015), estos coeficientes "penalizan" al diseño con fines de tomar en cuenta las irregularidades, responsables de un comportamiento estructural deficiente ante la ocurrencia de un sismo. En las siguientes tablas se mencionan distintas tipologías de irregularidades, mismas que son las de más ocurrencia en las edificaciones.

Tabla 5

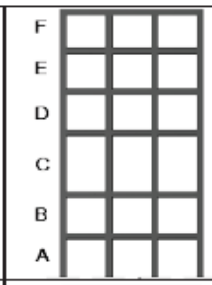
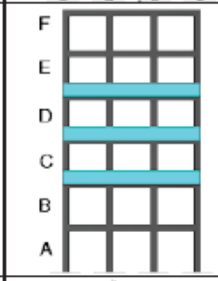
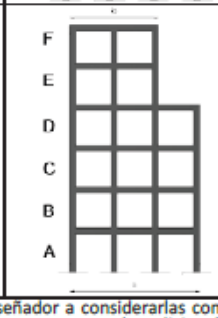
Coeficientes de irregularidad en planta

Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{Pi}=0.9$ $\Delta > 1.2\frac{(\Delta 1+\Delta 2)}{2}$ Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.	
Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{Pi}=0.9$ A > 0.15B y C > 0.15D La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.	
Tipo 3 -Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{Pi}=0.9$ a) CxD > 0.5AxB b) [CxD + CxE] > 0.5AxB La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.	
Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{Pi}=0.9$ La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.	
Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.	

Fuente: (NEC, 2015)

Tabla 6

Coeficientes de irregularidad en elevación

Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{Ei}=0.9$ Rigidez $K_E < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80\frac{(K_D+K_E+K_F)}{3}$ La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	
Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_{Ei}=0.9$ $m_D > 1.50\ m_E$ ó $m_D > 1.50\ m_C$ La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.	
Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_{Ei}=0.9$ a > 1.3 b La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.	
Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.	

Fuente: (NEC, 2015)

Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales

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

$$Vx = \sum_{i=x}^{n} Fi$$

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

Donde:

V Cortante total en la base de la estructura

Vx Cortante total en el piso x de la estructura

Fi Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura

Fx Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura

n Número de pisos de la estructura

Wx Peso asignado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W

Wi Peso asignado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W

hx Altura del piso x de la estructura

hi Altura del piso i de la estructura

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

Tabla 7

Determinación de k

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
0.5 < T ≤ 2.5	0.75 + 0.50 T
> 2.5	2

Fuente: (NEC, 2015)

Control de la deriva de piso (derivas inelásticas máximas de piso ΔM)

Las derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calculan, para cada piso, realizando un análisis elástico de la estructura. (NEC, 2015)

Según NEC (2015) el cálculo de las derivas de piso incluye: las deflexiones debidas a efectos traslacionales y torsionales; y los efectos de segundo orden P-Δ."

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

Donde:

Δ_M Deriva máxima inelástica

Δ_E Deriva elástica obtenida en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

R Factor de reducción de resistencia

Se verificará que

$$\boldsymbol{\Delta_M < \Delta_M\ máxima}$$

Donde la deriva de piso máxima se establece en la siguiente tabla.

Tabla 8
Valores de ∆m máxima.

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

Fuente: (NEC, 2015)

2.3. ESTUDIO Y ANÁLISIS DE SUELOS

Según NEC (2015) el estudio de suelos comprende varias actividades tales como: reconocimiento de campo, investigación del subsuelo, análisis necesarios para el diseño y construcción de las obras en contacto con el suelo y un adecuado comportamiento de la edificación preservando la vida humana.

(Capote Abreu) Dice "Debido a las interacciones de suelos y cimientos, las características de los suelos o terrenos sobre los que se construye, influyen de modo determinante en la selección del tipo y tamaño de los cimientos usados; estos últimos a su vez, afectaran significativamente el diseño de la superestructura, el tiempo de construcción del edificio, y, en consecuencia, los costos de la obra"

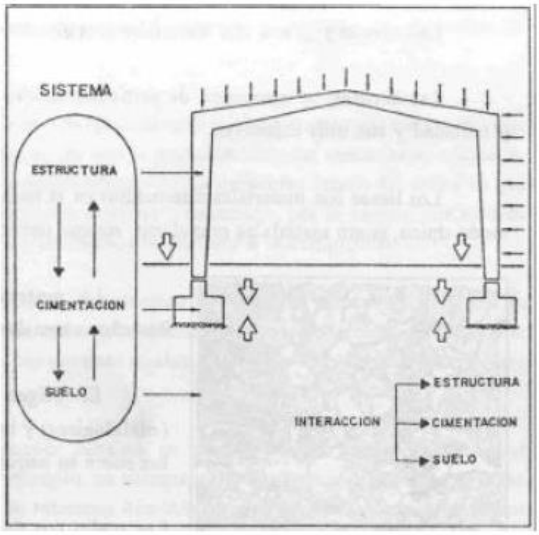


Figura 6 Interacción estructura-cimentación-suelo
Fuente: (Capote Abreu)

Por tanto, para lograr una edificación segura y económica es fundamental disponer de cierto conocimiento de la mecánica de suelos y del diseño de cimentaciones.

2.3.1. Estratigrafía y descripción del suelo

La estratigrafía, es la descripción en donde se indica el espesor de los estratos y los diferentes tipos de materiales que constituyen cada uno de los mismos. (Rico Rodríguez, 2005).

El procedimiento para describir la diferente morfología y otras características del suelo se la realiza de mejor manera utilizando un perfil o calicata recién excavada, lo suficientemente grande para permitir la examinación y descripción necesaria de los diferentes horizontes del suelo. Primero se registran las características de la superficie del suelo o sitio, luego se realiza la descripción del suelo, horizonte por horizonte, desde la parte superior. (Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación, 2009)

2.3.2. Propiedades o características básicas y geo-mecánicas del suelo

Según NEC (2015), las propiedades y características básicas mínimas de los suelos a determinar con los ensayos de laboratorio son:

- Peso unitario
- Humedad natural
- Límites de Atterberg
- Clasificación completa de cada uno de los estratos o unidades estratigráficas y sus distintos niveles según SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

Así mismo la NEC (2015) recomienda que es necesario determinar las principales características referentes a la resistencia al esfuerzo cortante de todos los distintos materiales que se encontraron en el sitio, estas características son:

- Ensayos comprensión simple
- Resistencia índice o corte directo
- Estimaciones de la resistencia mediante SPT o CPT.

Dentro de la caracterización geo-mecánica se deben presentar los siguientes parámetros analizados según el modelo geológico y geotécnico del sitio.

- Resistencia al esfuerzo cortante
- Propiedades esfuerzo – deformación
- Propiedades de compresibilidad
- Propiedades de expansión
- Propiedades de permeabilidad
- Las propiedades que fueran requeridas según el área de estudio.

2.3.3. Parámetros del suelo para diseño sismo resistente

Para realizar un diseño sismo resistente de una edificación se deben tomar los siguientes parámetros señalados en la NEC (2015):

- Zonificación sísmica y factor de zona sísmica Z.

El Factor Z, representa la aceleración máxima en roca esperada en el sismo de diseño, esto se determina mediante la ubicación del área de construcción en la zonificación sísmica resultante del estudio de peligro sísmico realizado por la NEC 2015.

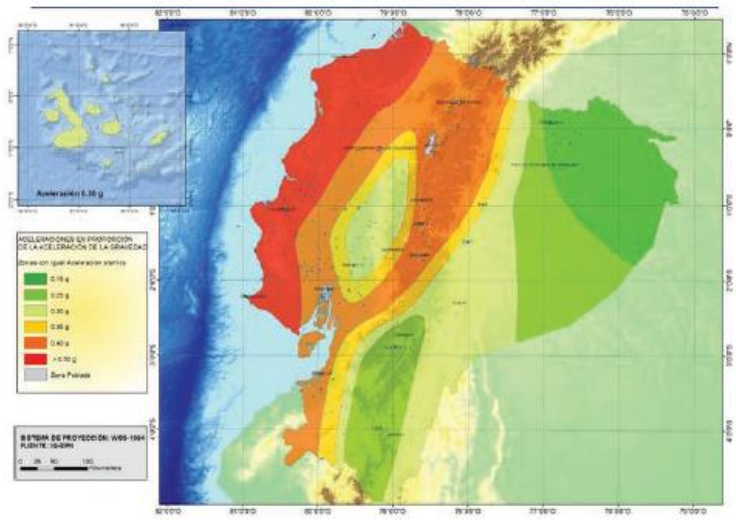


Figura 7 Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor de factor de zona Z, Ecuador
Fuente: (NEC, 2015)

Tabla 9
Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

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

Fuente: (NEC, 2015)

- Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico.

Según la NEC (2015), existen 6 tipos de perfiles de suelos definidos:

Tabla 10

Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ kPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa $> S_u \geq 50$ kPa

Fuente: (NEC, 2015)

- Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs.

  - Fa: coeficiente de amplificación del suelo en la zona de período corto.

Tabla 11

Tipo de suelo y factores de sitio Fa.

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					

Fuente: (NEC, 2015)

- Fd: amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

Tabla 12

Tipo de suelo y Factores de sitio Fd

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
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					

Fuente: (NEC, 2015)

- Fc: comportamiento no lineal de los suelos.

Tabla 13

Tipo de suelo y Factores de sitio Fc

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	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					

Fuente: (NEC, 2015)

2.3.4. Capacidad de carga del suelo

Según Naranjo Aguay & Dranichnikov (2012): "Capacidad del suelo para soportar las cargas aplicadas sobre él. Técnicamente la capacidad portante es la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el suelo, tal que no se produzca un fallo por cortante del suelo. Por tanto, la capacidad portante admisible está basada en los siguientes criterios:

- Si la función del suelo de cimentación es soportar una determinada tensión independientemente de la deformación, la capacidad portante se denomina carga de hundimiento.
- Si lo que se busca es un equilibrio entre la tensión aplicada al suelo y la deformación sufrida por este, deberá calcularse la capacidad portante a partir de criterios de asiento admisible"

Según Ortuño (2015) la presión de hundimiento de una cimentación directa, se suele evaluar mediante la formulación trinómica propuesta por Terzaghi:

$$q_{h(bruta)} = cN_c + q_o N_q + \frac{1}{2} B\gamma N_\gamma$$

Donde:

N_c, N_q, N_γ: son factores de capacidad de carga para el ángulo de rozamiento interno efectivo del suelo.

c: es la cohesión del terreno

q_o: es tensión vertical debida a la sobrecarga total de tierras a nivel de la cimentación

γ : es el peso específico del suelo por debajo de la cimentación

El cálculo sin drenaje se efectúa en tensiones totales, adoptando ϕ=0 y c=Su. Para el ángulo de rozamiento nulo. Los factores de capacidad de carga serán los siguientes:

- $N_c = 5.14$

- $N_q = 1$
- $N_\gamma = 0$

Donde la ecuación sería:

$$q_{h(bruta)} = S_u N_c + q_o$$

$$q_{h(bruta)} = 5.14 S_u + q_o$$

Reemplazando $q_o = \gamma D$

$$q_{h(bruta)} = 5.14 S_u + \gamma D$$

γ : es el peso específico aparente del terreno situado por encima de la base de cimentación.

D: es la profundidad a base del cimiento.

Ortuño (2015) aclara que: debido a que la acción estabilizadora q_o proviene solo del efecto de la sobrecarga y, para producir hundimiento del cimiento, la superficie de ruptura teórica deberá no solo levantar el terreno situado junto a la zapata, sino también atravesarlo movilizando su resistencia al corte. Para tener en cuenta este efecto se emplea un coeficiente de corrección por Skempton para el factor de corrección dc, a aplicar al termino de cohesión, función de relación profundidad / ancho de cimentación.

Aplicando este factor de corrección, la ecuación será:

$$q_{h(bruta)} = 5.14 dc S_u + \gamma D$$

Para establecer una presión de cimentación alejada del hundimiento se debe aplicar un factor de minoración a la tensión de hundimientos calculada, dicho factor de seguridad se aplica sobre la presión de hundimiento neta (FS=3, condición permanente). (Villa García, 2008)

Según Córdova Pinargote (2016), los valores de resistencia al esfuerzo cortante no drenado (Su), son medidos con los ensayos de laboratorio, se ha estimado los mismos a partir de los valores de N60, para ello se utilizó la siguiente recomendación de Brown y Hettiarachchi, (2008):

$$\frac{S_u}{P_{atm}} = \propto * N_{60}$$

2.3.5. Asentamientos

En función de las cargas proyectadas aproximadas ejercidas sobre el suelo y según el tipo de estructura se procede a determinar los asentamientos efectivos que se darán lugar por efecto del esfuerzo que generará la nueva zapata sobre el estrato de fundación.

Considerando la utilidad del ensayo SPT se procede al cálculo de asentamientos por medio del método de Terzagui, Peck y Merci (1996)

$$S = (B^{0.75}) * \left(\frac{1.7}{{N_{corr}}^{1.4}}\right) q$$

Donde:

B: es el ancho de la zapata en metros.

N_{corr}: es N_{30} del SPT corregido.

q: es la presión de contacto.

s: es el asentamiento previsible en milímetros.

2.4. ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO

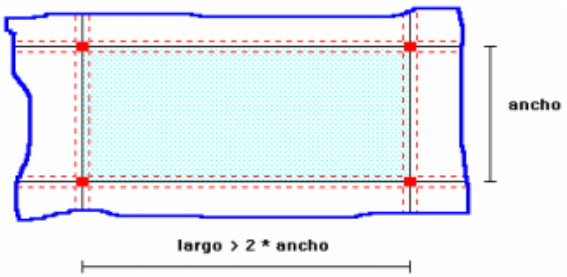
2.4.1. Losas

Para Romo (2008), las losas son: "elementos estructurales bidimensionales, en los que la tercera dimensión es pequeña comparada con las otras dos dimensiones básicas. Las cargas que actúan

sobre las losas son esencialmente perpendiculares al plano principal de las mismas, por lo que su comportamiento está dominado por la flexión."

Existen varios tipos de losas, entre las más diseñadas para una loseta está:

Losas macizas unidireccionales: son losas cuyo espesor completo es ocupado por hormigón armado, su comportamiento es parecido al de una viga ancha, para que sea unidireccional debe cumplir con la siguiente condición:



$$relación: \quad \frac{largo}{ancho} \geq 2$$

Figura 8 Relación para ser losa unidireccional.

Fuente: (Romo Proaño, 2008)

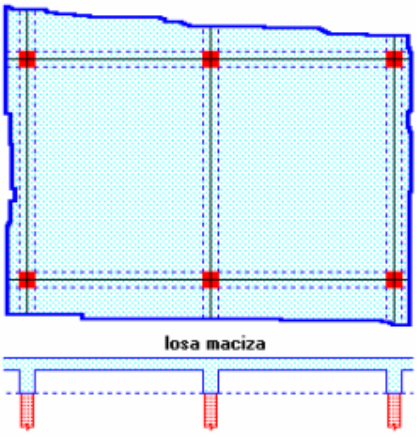


Figura 9 Losas macizas.

Fuente: (Romo Proaño, 2008)

Para el diseño de la losa es necesario tomar en cuenta algunas especificaciones según el código (American Concrete Institute, 2014):

- El espesor mínimo de losas en una dirección macizas no preesforzadas es:

Tabla 14

Espesor mínimo de losas en una dirección no preesforzadas.

Condición de apoyo	h mínimo[1]
Simplemente apoyadas	$\ell/20$
Un extremo continuo	$\ell/24$
Ambos extremos continuos	$\ell/28$
En voladizo	$\ell/10$

[1] Relaciones aplicables para concreto de peso normal y f_y = 420 MPa.

Fuente: (American Concrete Institute, 2014)

- Deflexiones máximas en losas

Tabla 15

Máximas deflexiones permisibles calculadas en losas

Tipo de miembro	Deflexión que se ha de considerar	Límite de la deflexión
Techos planos que no soportan ni están ligados a elementos no estructurales que es posible sean dañados por grandes deflexiones	Deflexión inmediata debido a carga viva	L/180
Pisos que no soportan ni están ligados a elementos no estructurales que es posible sean dañados por grandes deflexiones	Deflexión inmediata debido a carga viva	L/360
Construcción de techo o piso que soporta o que está ligada (integrada) a elementos no estructurales que sean dañados por grandes deflexiones	Aquella parte de la deflexión total que ocurre después de fijar elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debido a las cargas sostenidas y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)	L/480
Construcción de techo o piso que soporta o que está ligada a elementos no estructurales no dañados por grandes deflexiones		L/240

Fuente: (Romo Proaño, 2008) y (American Concrete Institute, 2014)

Donde:

L= luz de la viga o la losa en una dirección

- Altura mínima de vigas o losas en una dirección cuando no se calculan deflexiones

Tabla 16
Altura mínima de losas sin calcular deflexiones

Miembros	Altura mínima h			
	Libremente apoyados	Con un extremo Continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Losas macizas en una dirección	L/20	L /24	L /28	L /10
Vigas o losas nervadas en una dirección	L /16	L /18.5	L /21	L /8

Fuente: (Romo Proaño, 2008)

- Armadura mínima en losas macizas

Para losas que superen el fy de 4200 kg/cm2 se deberá utilizar la siguiente ecuación para obtener su cuantía $\rho min = \frac{0.0018*4200}{Fy}$.

- Armadura máxima

Se debe garantizar ductilidad mínima por tal motivo se debe cumplir lo siguiente:

$$\rho máx = 0.75 * \rho_{balanceado}$$

Si el diseño de la losa puede resistir el sismo la cuantía se calcula con:

$$\rho máx = 0.50 * \rho_{balanceado}$$

- Resistencia al corte

Se comprueba que resista al esfuerzo cortante de $V_c = 0.53 * \sqrt{f'c}$

2.4.2. Vigas

Para realizar un diseño y cálculo de vigas de hormigón armado se debe seguir una serie de pasos y consideraciones dadas por la NEC (2015).

- Definir los materiales a utilizarse en la viga es decir calidad del hormigón (f'c) y tipo de acero (fy).
- Predimensionar la sección, esto puede ser partiendo de un análisis arquitectónico antes ya planteado. Se define un valor para la altura y se toma en cuenta la altura mínima establecida por limitaciones a la deformación.
- Análisis de cargas: teniendo las secciones establecidas en el punto anterior se enlista las cargas que serán utilizadas en el proyecto:
  - Descargas de las losas
  - Paredes o muros
  - Pesos distintos: granizo, viento, acabados, sismos

Con estos pasos se crea las combinaciones de cargas mencionadas en la sección 2.8.1.5

- Verificación de la sección por flexión y corte
- Dimensionamiento por resistencia a flexión

Condición básica de diseño es:

$$\emptyset . M_n \geq M_u$$

Donde:

M_u= Momento flector último en la sección de diseño (del análisis estructural)

M_n=Momento nominal que se requiere para la sección que se diseña

Φ= Factor de reducción de resistencia. Para flexión varía en función de la deformación del acero, siendo igual a 0.90 para secciones controladas por contracción.

Para secciones rectangulares se trabaja con la ecuación:

$$M_n[kNm] = \frac{M_u[kNm]}{\emptyset}$$

Y para obtener la cuantía:

$$\rho = 0.85 * \frac{f'c}{fy} * \left[1 - \left(1 - \frac{2 * Mu}{\emptyset * 0.85 * f'c * b * d^2}\right)^{1/2}\right]$$

Donde:

$f'c$= resistencia a la compresión del hormigón

fy= esfuerzo de fluencia del acero

h= altura total de la sección de la viga

bw= ancho total de la sección de la viga

db= diámetro de las varillas longitudinales

dbe= diámetro de las barras de estribos

cc= recubrimiento de hormigón al filo de las armaduras

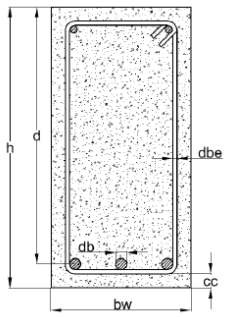


Figura 10 Sección de viga de hormigón armado
Fuente: (Estigarribia, 2010)

Se toma en cuenta las siguientes consideraciones para las cuantías:

$$\rho_{mín} \leq \rho \leq \rho_{máx}$$

- Si $\rho \leq \rho_{mín}$ entonces $\rho_{def} = \rho_{mín}$

- Si $\rho > \rho_{máx}$ entonces aumentar la sección de hormigón

Donde:

$$\rho_{mín} = \frac{\sqrt{f'c}}{4fy} \geq \frac{14}{fy}$$

$$\rho_{máx} = 0.025$$

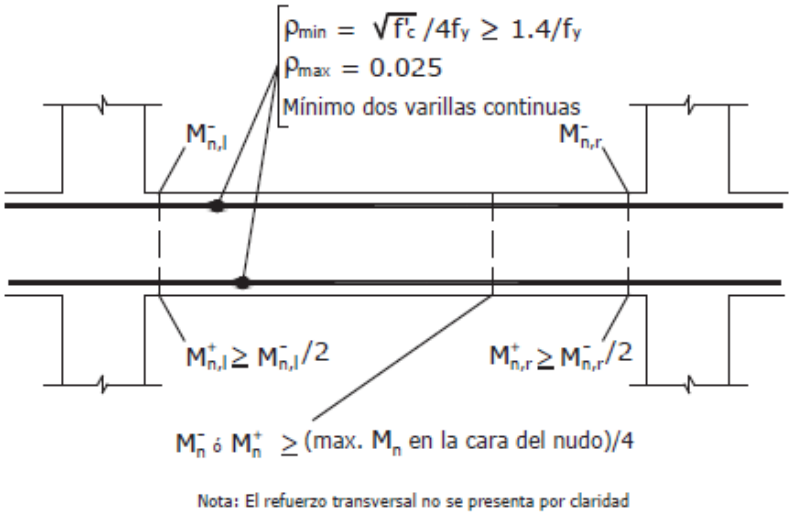


Figura 11 Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexión.
Fuente: (NEC, 2015)

Con la cuantía se obtiene el área de acero longitudinal de la viga, el cual según NEC (2015) no debe ser menor que el obtenido por medio de las siguientes ecuaciones:

$$A_s \geq max\left[\frac{1.4}{fy} b_w d; A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4fy} b_w d\right]$$

Donde:

$A_{s,min}$ = Área mínima de refuerzo de flexión (mm^2)

b_w = ancho del alma o diámetro de la sección circular (mm)

d = distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción (mm)

fy= Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo (MPa)

$f'c$= Resistencia especificada a la compresión del Hormigón (MPa)

- Dimensionamiento por resistencia a corte

Su condición básica es: $V_u \leq \emptyset V_n$

Donde:

V_u= Corte último en la sección de diseño (del análisis estructural)

V_n= Corte nominal que se requiere para la sección que se diseña

$\emptyset$= factor de reducción de resistencia.

$$\emptyset = 0.75 \quad Corte$$

$$\emptyset = 0.90 \quad Flexión$$

$$\emptyset = 0.75 \quad Torsión$$

– El cortante último es igual a:

$$V_u = V_{u\,vertical} + V_{u\,hiperestatico}$$

$$V_{u\,vertical} = \left(\frac{1.2D + 1.6L}{2}\right) * 0.75$$

$$V_{u\,hiper} = \frac{Mp^-{}_{izq} + Mp^+{}_{der}}{l_{libre\,viga}}$$

$$Mp^{-\&+} = As^{-\&+} * 1.25 * fy * \left(d - \frac{As^{-\&+} * 1.25 * fy}{1.7 * f'c * b}\right)$$

– La resistencia nominal es igual a:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_c= resistencia nominal por el hormigón sin armaduras de corte

V_s=resistencia o contribución de las armaduras de corte

Entonces: $V_u \leq \emptyset V_n \leq (\emptyset V_c + \emptyset V_s)$

Si $V_{u\,hiper} \geq 0.5\, V_u$ entonces $V_c = 0$ y $V_s = \frac{V_u}{\emptyset}$

Si no entonces $\emptyset V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d$

$$V_s = \frac{Vu - \emptyset V_c}{\emptyset} \qquad < \qquad 2.1\sqrt{f'c} * bw * d$$

$$A_v = \frac{V_s * s}{fy * d}$$

Si $V_s \geq 1.06 * \sqrt{f'c} * bw * d$ entonces $s_{max} = \frac{d}{4}$

- Para confinamiento

– La varilla del refuerzo transversal (estribos) debe ser mayor o igual a 10 mm.

– El espaciamiento s debe ser menor igual al mínimo entre:

$$\left(\frac{d}{4}; 6\emptyset_v; 200mm\right)$$

El primer estribo debe estar a 5 cm de la cara de la columna.

Los estribos deben estar a una distancia 2h, desde la cara de la columna hacia el centro.

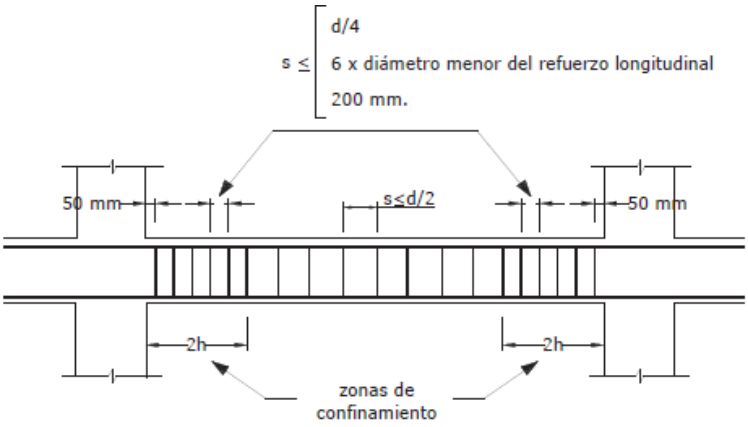


Figura 12 Separación de estribos.
Fuente: (NEC, 2015)

2.4.3. Columnas

Soto Bojórquez (2006) dice que: "Las columnas son elementos que soportan principalmente cargas a compresión. También soportan momentos flectores con respecto a uno o a los dos ejes de la sección transversal y esta acción puede producir fuerzas de tensión sobre una parte de la sección transversal."

Según Bojórquez (2006) la forma y el arreglo del refuerzo, identifican a los tres tipos de columnas.

1. Columnas rectangulares o cuadradas con refuerzo longitudinal de varillas y estribos laterales.
2. Columnas con refuerzo longitudinal y refuerzo en espiral o con estribos.

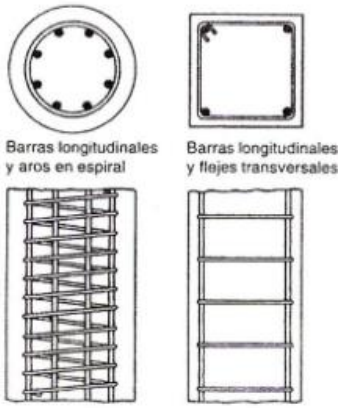


Figura 13 Tipos de selección de columnas
Fuente: (Slideplayer, 2014)

Para el diseño de las columnas se toma en cuenta varias consideraciones que a continuación se menciona:

- Seleccionar el material a utilizarse, acero u hormigón y las distintas propiedades de cada material.
- Predimensionar la sección de la columna como se indique en los planos arquitectónicos, o definiendo las medidas con las que se empezará a diseñar.
- Análisis de las cargas que afecten al diseño de las columnas.
- Combinaciones de cargas a partir del punto anterior. Según American Concrete Institute (2014) se debe tomar en cuenta las fuerzas axiales y momentos mayorados los cuales ocurren simultáneamente. Las combinaciones críticas pueden ser difíciles de identificar sin revisar sistemáticamente cada una de ellas y como se aprecia en la siguiente figura, considerar solamente las combinaciones de carga mayoradas asociadas con fuerza axial máxima (LC1) con momento de flexión máximo (LC2), no asegura un diseño que cumpla para otras combinaciones tales como (LC3)

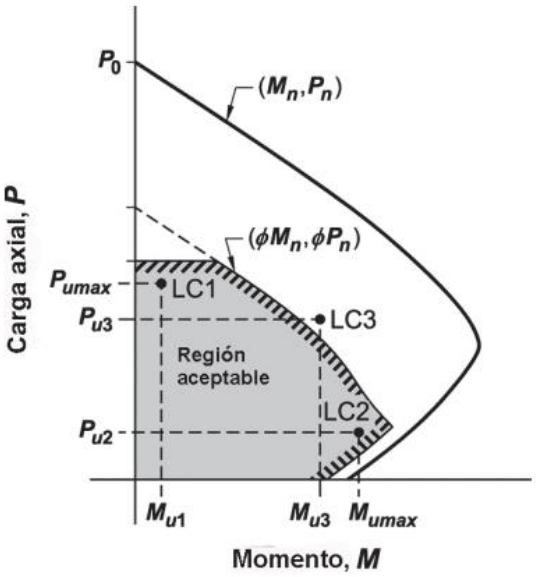


Figura 14 Combinación de carga crítica en columnas
Fuente: (American Concrete Institute, 2014)

Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, la resistencia de diseño en todas las secciones a lo largo de la columna debe cumplir según American Concrete Institute (2014) con:

$$\emptyset P_n \geq P_u$$

$$\emptyset M_n \geq M_u$$

$$\emptyset V_n \geq V_u$$

$$\emptyset T_n \geq T_u$$

- Análisis estructural mediante software computacional o con procedimientos manuales
- Refuerzo longitudinal

Según NEC (2015), las secciones en los extremos de las columnas serán diseñadas para la combinación más desfavorable de momentos y carga axial.

La cuantía máxima de refuerzo longitudinal debe cumplir lo siguiente:

$$0.01 \leq \frac{\rho_g}{A_g} \leq 0.03$$

Donde:

ρ_g : Área de refuerzo longitudinal

A_g: Área bruta de la sección

El área de acero será:

$$A_{sl} = \rho * b * d$$

- Refuerzo transversal

$$A_{est} \geq \max(A_{sh}; A_v)$$

$$A_{sh} \geq \max(A_{sh1}; A_{sh2})$$

$$A_{sh1} = 0.3 * \frac{sh * h" * f'c}{fy} * \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right)$$

$$A_{sh2} = 0.09 * \frac{sh * h" * f'c}{fy}$$

$$sh \leq \min\left(\frac{bc}{4}; \frac{hc}{4}; 10\ cm.\right)$$

$$h" = h - 2rec \quad (entre\ centros\ de\ estribos)$$

$$A_g = b * h$$

$$A_c = (b - 3.5) * (h - 3.5)$$

Donde:

$A_c = entre\ bordes\ exteriores\ de\ estribos.$ Área del corazón

$A_{sh} =$ área de estribos, perpendicular a $h"$

$A_{sh1} = Recuperación\ de\ capacidad\ perdida\ por\ desconchamiento$

$A_{sh2} = Ductilidad$

El refuerzo transversal se calcula de la siguiente manera:

$$A_{v\ calc} \geq \left(A_{v\ calculo}; A_{v\ capacidad}\ \right)$$

Donde:

$A_{v\ calculo}$ = Refuerzo transversal para resistir el corte de cálculo $V_{u\ calc.}$

$A_{v\ capacidad}$ = Refuerzo transversal para resistir el corte por capacidad a flexión de la columna $V_{u\ cap}$

Se realiza el chequeo con $V_{u\ cap}$ por ser siempre mayor a $V_{u\ calc.}$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * bc * d$$

$$V_s = \frac{V_{u\ cap} - \emptyset V_c}{\emptyset}$$

$$A_v = \frac{V_s * s}{fy * d}$$

$$V_{u\ cap} = \frac{M_{b\ cabeza} + M_{b\ pie}}{h_{libre}}$$

2.4.4. Ménsula

Según ACI (2014), las ménsulas son voladizos cortos que tienden a actuar como cerchas simples o vigas de gran altura más que como miembros a flexión. La ménsula que se detalla a continuación en la siguiente figura puede fallar por lo siguiente:

- Cortante en la parte de unión entre columna y cartela
- Fluencia del estribo a tracción
- Aplastamiento

- Hendimiento del puntal de compresión
- Aplastamiento localizado o cortante bajo la platina de carga

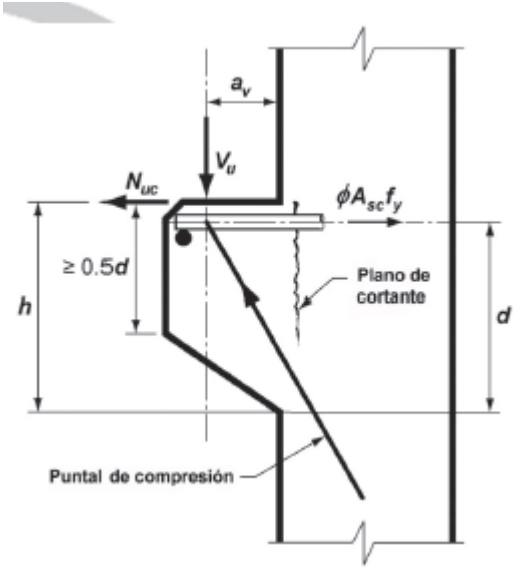


Figura 15 Ménsula y sus acciones estructurales.
Fuente: (American Concrete Institute, 2014)

El método de diseño de la ménsula que se plantea a continuación es válido experimentalmente según el ACI (2014) solo si se cumple las siguientes condiciones:

$$\frac{a_v}{d} \leq 1$$

$$N_{uc} \leq 0.2 * V_u$$

- **Resistencia al corte por fricción**

Si el hormigón utilizado posee una densidad normal, se debe chequear que $\frac{V_u}{\emptyset}$ no exceda el menor de:

$$V_{r1} = 0.2 * f'c * bw * d$$

$$V_{r2} = 110 * bw * d$$

$$V_{r3} = (34 + 0.8f'c) * bw * d$$

$$V_r = mínimo\ (V_{r1};\ V_{r2};\ V_{r3})$$

Si $V_n = \frac{V_u}{\emptyset}$

$$V_n \leq V_r$$

Pudiendo así obtener el área total de estribos cerrados horizontales con la siguiente fórmula:

$$Av_f = \frac{V_n}{Fy * \mu}$$

Donde μ se selecciona de la siguiente tabla:

Tabla 17
Factor de fricción

factor de fricción (m)	
Concreto colado monolíticamente =	1.4λ
Concreto colocado sobre concreto fraguado aspero =	1.0λ
Concreto colocado sobre concreto fraguado liso =	0.6 λ
Concreto anclado a un acero estructural =	0.7 λ
dónde: l es igual a 1.0 para concreto peso normal	
aprox. 0.85 para concreto con arena de peso ligero (concreto peso intermedio)* 0.75 para concreto ligero.	
μ =	**1**

Fuente: (American Concrete Institute, 2014)

- **Refuerzo principal**

Debe ser al menos la menor de las siguientes tres ecuaciones:

$$A_f + A_n$$

$$\left(\frac{2}{3} Av_f\right) + A_n$$

$$0.04 * \left(\frac{f´c}{Fy}\right) * bw * d$$

De las cuales

$$A_f = \frac{V_u * a + N_{uc} * (h - d)}{\emptyset * Fy * 0.85 * d}$$

$$A_n = \frac{N_{uc}}{0.85 * Fy}$$

El acero total principal As se repartirá en varillas, calculando la longitud total de cada varilla de la siguiente manera:

$$ldh = \frac{0.075 * \psi e * Fy}{\lambda * \sqrt{f´c}} * db$$

$\lambda\ y\ \psi e = 1\ según$ (American Concrete Institute, 2014)

La longitud de desarrollo horizontal se obtiene de la multiplicación del diámetro de la varilla mayor del acero principal por ldh.

Finalmente el área de acero paralela a la cara exterior de la ménsula se la obtiene de:

$$Am = máximo\ (0.04 * \left(\frac{f´c}{Fy}\right) * bw * d; 0.5 * As)$$

En la siguiente figura se puede observar en donde van ubicadas las distintas áreas de acero antes mencionadas:

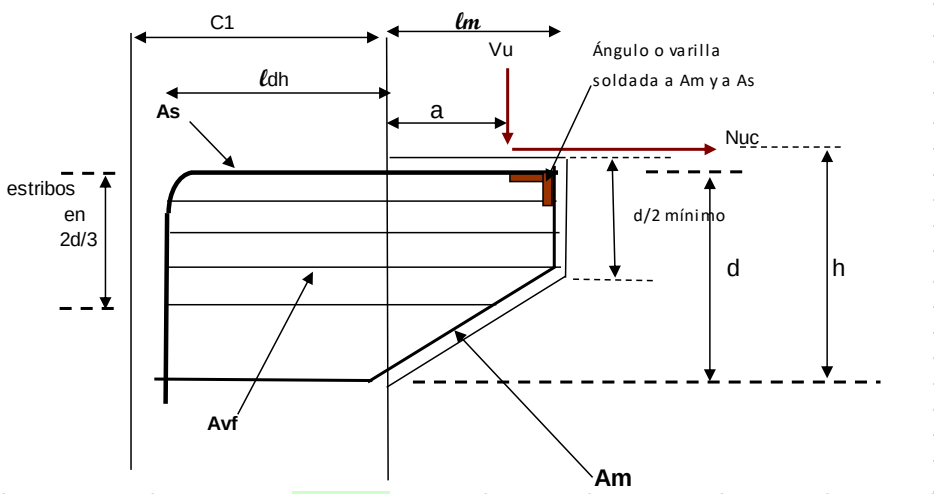


Figura 16 Ubicación de la armadura principal y de estribos en ménsula.

2.4.5. Conexión Viga-Columna

Al hablar del diseño de una estructura de hormigón armado, es importante el análisis y diseño de las distintas conexiones, entre las cuales una de las más críticas son las conexiones viga-columna.

Existen las conexiones típicas, dependiendo del lugar de ubicación o con los elementos que se realiza el nudo, por ejemplo:

- Nudos interiores, exteriores, en voladizo, esquineros
- Nudos con dos, tres, cuatro vigas llegando a la columna, losa columna, de cubierta y entrepiso.

Clasificación de las conexiones

Según el Comité Conjunto ACI-ASCE 352 (2010) las conexiones se clasifican de la siguiente manera:

- Conexiones de carga

– Tipo 1: compuesta por miembros diseñados para cumplir los requisitos de resistencia de la ACI 318, excluyendo en Cap. 21.

– Tipo 2: Miembros que llegan a la conexión se diseñan para que su resistencia se mantenga bajo deformaciones alternantes en el rango inelástico

- Geometría de la conexión

– Aplican cuando el ancho del diseño de la viga b_b es más pequeño que el menor de $3b_c$ y $(b_c + 1.5h_c)$, dónde b_c y h_c son el ancho y la altura, respectivamente, de la sección de la columna.

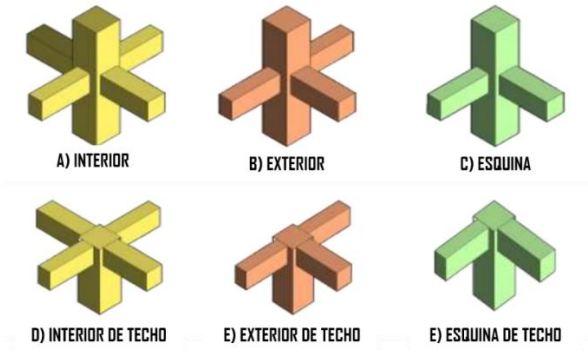


Figura 17 Diseño de conexiones. Tipos

Fuente: (Aula de Servicios Profesionales de Ingeniería y Capacitación, 2016)

Fuerzas en el nudo:

Se debe tomar en consideración que es necesario verificar el cortante en cada una de las direcciones.

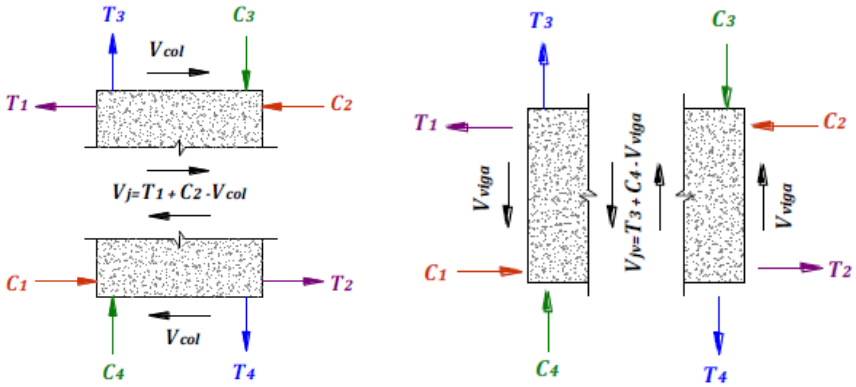


Figura 18 Izquierda: fuerza cortante horizontal. Derecho: fuerza cortante vertical.

Fuente: (Aguiar Falconí, Revelo, & Tapia)

Donde:

T = tracción (acero superior)

C = compresión (hormigón)

Vcol = cortante columna

Vj = cortante horizontal en nudo

Vviga = cortante viga

Vjv = cortante vertical

Como se muestra en la figura anterior se puede ver que tanto la armadura inferior y superior crean distintas fuerzas cortantes horizontales y la armadura de la columna genera la fuerza cortante vertical.

Consideraciones de diseño

- **Control de resistencia al corte Horizontal**

$$V_j \leq \emptyset V_n$$

Donde:

V_n : Cortante resistido por el nudo

V_j : Cortante aplicado al nudo

$\emptyset$: Factor de reducción de capacidad = 0.75

Los momentos se calculan con las siguientes formulas:

$$M_1 = A_{s1} \propto fy \left(d - A_{s1} \propto \frac{fy}{1.7\, f'c\, b}\right)$$

$$M_2 = A_{s2} \propto fy \left(d - A_{s2} \propto \frac{fy}{1.7\, f'c\, b}\right) \qquad \propto = 1.25$$

$M_1\ y\ M_2$: Capacidad a flexión positiva y negativa de las vigas en el rango inelástico

b: Ancho de viga que llega al nudo (cm)

d : Altura efectiva de la losa (cm)

A_{s1}: Armadura de refuerzo longitudinal superior de la viga

A_{s2}: Armadura de refuerzo longitudinal inferior de la viga

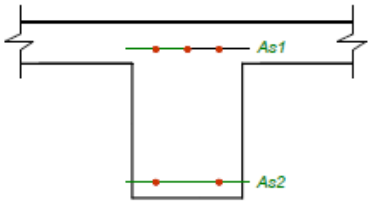


Figura 19 Sección de la viga
Fuente: (Aguiar Falconí, Revelo, & Tapia)

El cortante para los nudos de tipo interior y exterior se calcula con la siguiente fórmula:

$$V_{col} = \frac{M_1 + M_2}{H}$$

Y el cortante para nudos de tipo exteriores y esquineros:

$$V_{col} = \frac{M_1}{H}$$

Donde H: distancia entre puntos de inflexión de las columnas

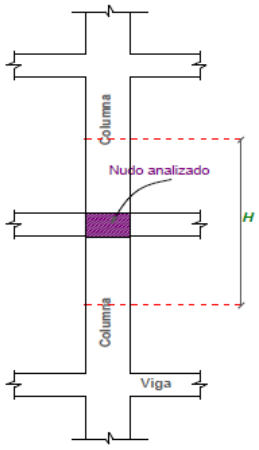


Figura 20 Distancia H entre puntos de inflexión
Fuente: (Aguiar Falconí, Revelo, & Tapia)

Con todo lo antes detallado se puede calcular la fuerza cortante que va al nudo.

– Nudos interiores y exteriores en sentido de análisis paralelo al borde:

$$V_j = T_1 + C_2 - V_{col}$$

– Nudos exteriores y esquineros en sentido de análisis paralelo al borde:

$$V_j = T_1 - V_{col}$$

$$siendo$$

$$T_1 = A_{s1} \ast \propto \ast Fy$$

$$C_2 = A_{s2} \ast \propto \ast Fy$$

La resistencia cortante resistida por el nudo será:

$$V_n = \gamma \sqrt{f'c} * A_j$$

– Nudos interiores

$$\gamma = 5.3$$

– Nudos esquineros

$$\gamma = 4.0$$

– Nudos exteriores

$$\gamma = 3.2$$

A_j : Área efectiva $= b_j * h_j$

$$h_j = h_c$$

$b_j = b_v$ Excepto de las vigas que llegan a una columna más ancha, en este caso el ancho efectivo tiene que ser menor que las siguientes condiciones:

a) $b_j = b_v + h_j$

b) $b_j = b_v + 2x$

x es la distancia perpendicular más pequeña del eje longitudinal de la viga al lado de la columna.

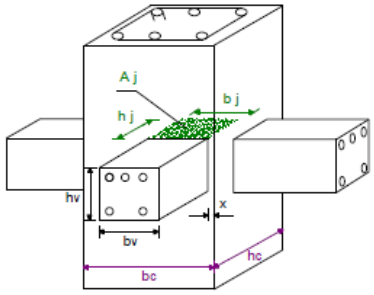


Figura 21 Área efectiva
Fuente: (Aguiar Falconí, Revelo, & Tapia)

- **Control de resistencia al corte Vertical**

$$V_{jv} = V_n * \frac{h_v}{h_c}$$

Si $V_{jv} < V_j \rightarrow$ no existe problema corte vertical

Comprobando que $h_v < h_c$ No es necesario revisar V_{nv}

Se analiza el cortante vertical resistido, analizando y comprobando que la columna en análisis, cuente con un hierro en la parte central en cada cara.

El ejemplo que presenta Aguiar Falconí, Revelo, & Tapiaes el siguiente: si su armadura longitudinal mínima tiene que ser compuesta de 8 hierros como se presenta en la figura, 4 varillas extremos y 4 varillas para el centro:

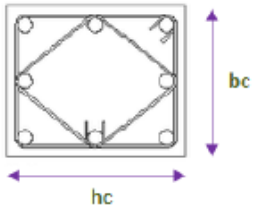


Figura 22 Armadura mínima en columna
Fuente: (Aguiar Falconí, Revelo, & Tapia)

- **Control de refuerzo de confinamiento**

Las condiciones de confinamiento se aprecian en la imagen:

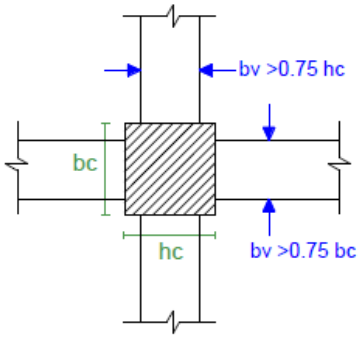


Figura 23 Confinamiento
Fuente: (Aguiar Falconí, Revelo, & Tapia)

En el nudo se coloca refuerzo transversal:

El valor del área de acero transversal debe ser la mayor entre:

$$A_{sh} = 0.3\frac{s_h * h^{"} * f'c}{f_{yh}} * \left[\left(\frac{Ag}{Ach}\right) - 1\right]$$

$$A_{sh} = 0.09\frac{s_h * h^{"} * f'c}{f_{yh}}$$

Donde:

s_h: Separación del refuerzo dentro del nudo

$h^{"}$: Dimensión transversal del núcleo cuya medida va de centro a centro de las ramas exteriores.

Ach: Área del núcleo de la columna.

Ag: Área bruta de la sección de la columna.

f_{yh}: Resistencia a la fluencia del refuerzo transversal

Además (Aguiar Falconí, Revelo, & Tapia) dicen que: si el espesor del concreto fuera del refuerzo transversal excede 100 mm, debe colocarse un refuerzo adicional con un espaciamiento no superior a 300 mm.

La separación del refuerzo transversal será el menor valor que se dé, de las siguientes ecuaciones:

a) $\frac{b_c}{4}; \frac{h_c}{4}$

b) $6\ \emptyset col$

c) $s_h = 10\left(\frac{35-h_x}{3}\right)$

$10\ cm \leq s_h \leq 15cm$

Donde hx es el valor máximo de separación entre ramas. No puede superar 350 mm, medida que será tomada desde el centro de cada varilla en análisis.

Lo antes mencionado debe proporcionarse en una longitud, la cual es tomada desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales inelásticos. (American Concrete Institute, 2014)

Y será la mayor de:

$$b_c; h_c; \frac{luz\ libre}{6}; 45\ cm.$$

- **Control de longitud de anclaje**

Este control se realiza en el diseño de los nudos exteriores y esquineros.

Y debe cumplir lo siguiente:

$$ldh_{req} < ldh_{disp}$$

La longitud de anclaje requerida se obtendrá con la siguiente fórmula si la varilla terminase en un gacho a 90°:

$$ldh_{req} = \frac{fy * \emptyset_v}{17.2\sqrt{f´c}}$$

Donde:

$\emptyset_v$: Es el diámetro del refuerzo de la varilla

Esta longitud podrá ser reducida un 20% si el gancho de 90° está dentro del núcleo confinado de una columna o elemento de borde, es decir:

$$ldh_{diseño} = 0.80 * ldh_{req}$$

2.4.6. Cimentaciones

Para Montoya & Pinto Vega (2010) "la cimentación es aquella parte de la estructura encargada de transmitir las cargas al terreno. Dado que la resistencia y rigidez del terreno son salvo raros casos, muy inferiores a las de la estructura, la cimentación posee una área en planta muy superior a la suma de las áreas de todos los soportes y muros de carga."

Según Ortuño (2015), "para el buen diseño de una cimentación es preciso:

1. Que no se hunda, o que el coeficiente de seguridad disponible con relación a la carga que produciría el agotamiento de la resistencia del terreno, y el hundimiento de la cimentación, sea adecuado.

2. Que no se dañe, o que los movimientos (asentamientos, desplazamientos horizontales, giros) causados por la deformación del terreno sometido a las tensiones trasmitidas por la cimentación, sean tolerables por la estructura.

3. Que no dañe a otros, en el sentido de que los efectos originados en el terreno por una cimentación, se hacen notar más allá de los límites estrictos de la estructura a construir".

Dentro de las cimentaciones existe una amplia clasificación dependiendo de la importancia de las estructuras que se apoyarán en ellas, dentro de estas las siguientes:

- Zapatas aisladas, corridas combinadas.
- Losas de cimentación
- Cimentación ciclópea.

1. Plintos aislados

El plinto aislado es una solución como una base de varios elementos estructurales, tales como columnas o pilares, ampliando su superficie de apoyo y de esta manera hacer que el suelo soporte la carga que se transmite.

Garza Vazquez (2000), dice que con el fin de darle rigidez lateral al sistema de cimentación, las zapatas aisladas siempre deben interconectarse en ambos sentidos por medio de vigas de amarre o cadenas.

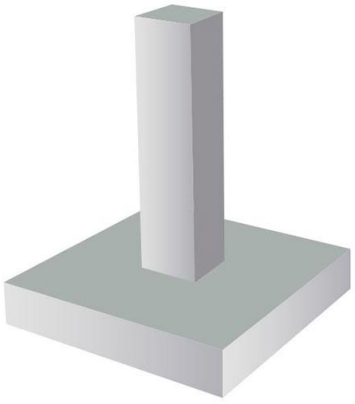


Figura 24 zapata aislada.
Fuente: (CONCREMAX)

2. Zapatas combinadas

(Rodriguez Serquén) Dice: “este tipo de zapatas se usa cuando dos columnas de las edificaciones están bastante cerca, y las dimensiones, en planta de las zapatas están casi en contacto entre sí, entonces se usa un solo cimiento para dos columnas”.

La zapata corrida cuenta de un bloque rectangular de hormigón armado con armadura longitudinal diseñado en la dirección de mayor longitud y con acero transversal, para la longitud más corta. Su diseño se realiza principalmente para que la zapata pueda resistir esfuerzo de corte por flexión, punzonamiento y momentos flectores. (Rodriguez Serquén)

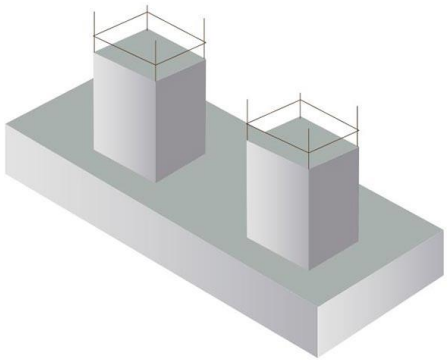


Figura 25 Zapata combinada
Fuente: (CONCREMAX)

3. Zapata corrida

Se la recomienda para ser base de muros de anclaje, o hileras de pilares. Estructuralmente funcionan como viga flotante que recibe cargas lineales o puntuales separadas.

Montoya & Pinto Vega (2010) Afirman que: las zapatas corridas son cimentaciones de gran longitud en comparación con su sección transversal. Están indicadas como cimentación de un elemento estructural longitudinalmente continuo, como un muro, en el pretendemos los asientos del terreno.

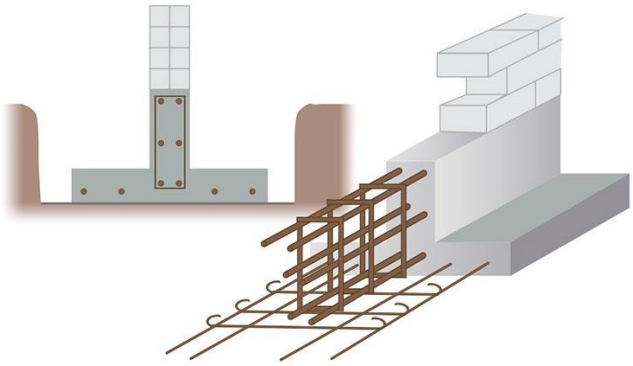


Figura 26 Zapata Corrida.
Fuente: (CONCREMAX)

Diseño de cimientos

Para diseñar un cimiento se sigue una secuencia de pasos con diferentes consideraciones, a continuación se los menciona:

- Se selecciona el material y el tipo de cimiento que se va a realizar tomando en cuenta las características y analizando cual es la mejor opción.
- Se analiza las cargas y momentos que bajan de toda la estructura y serán las que los cimientos tengan que soportar, esto se lo realiza mediante el programa estructural que despliega estos datos necesarios para el diseño.
- Se determina las posibles longitudes del cimiento
- Área de fundación: se asume una base y una longitud del cimiento con las que se seguirá en el diseño.
- Se determina la presión neta del suelo y se compara con la presión que el suelo soporta, teniendo que ser la primera menor que la segunda. Se analiza si la carga es uniformemente distribuida, trapezoidal o triangular.
- Chequeos de cortante

– Cortante unidireccional

– Cortante bidireccional

Mediante iteraciones se fija una altura de la zapata analizando que:

$$V_c < V_p$$

$$V_c = \frac{Vu}{\emptyset * bw * d}$$

$$V_p = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

- Diseño a flexión

Se toman las mismas consideraciones de las vigas

Se realiza un diseño lateral para las vigas de cimentación, con la cual se arma las alas.

2.4.7. Cadena de amarre

Las cadenas son elementos estructurales que unen columnas, disminuyen la esbeltez de la zona del cabezal o arranque de columnas. (Zúñiga Gallegos, 2016)

Características:

- Estabilizan las zapatas del lindero
- Arriostran en terrenos o en linderos
- Reducen asentamientos diferenciales
- Disminuyen momentos por excentricidades, no consideradas en el diseño y aquellos que se transmiten a la cimentación
- Mejoran el comportamiento sísmico de la estructura

Controla esbeltez cuando la columna parte desde la cimentación sin cadena.

- **Diseño cadena de amarre**

Su función es disipar el momento que llega al cimiento para que su diseño sea únicamente a carga vertical. Se debe distribuir el momento en pie de columna (Mp) completamente en la cabeza del muñeco.

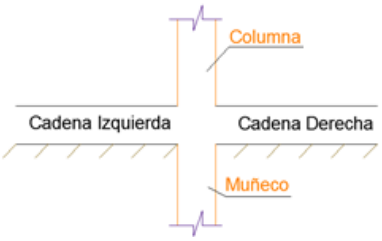


Figura 27 Esquema explicativo de la cadena

Procedimiento de cálculo:

- Se analizan los momentos que bajan de toda la estructura, estos serán las que soportan las cadenas de amarre, se lo realiza mediante el programa estructural que despliega los datos necesarios para el diseño.
- Se asume las posibles dimensiones de la cadena de amarre
- Se determina el área de acero con las dimensiones asumidas y la cuantía con el mayor momento
- Se calcula cortantes $V = Vhiper. + Visos.$
- Se determina el cortante último y con este el área de acero

2.4.8. Graderíos

Para García Diéguez & García Martínez (2000) las escaleras son: elementos constructivos inclinados que hacen la conexión entre dos planos situados a distinto nivel. Esto se produce mediante los peldaños, escalones o gradas.

Dentro de un coliseo los graderíos son muy importantes ya que se convierten en los asientos para los espectadores, al igual que en la tribuna. Pero además de los graderíos se considera muy importantes las escaleras, ya que por estas es por donde las personas pueden movilizarse de abajo hacia arriba o viceversa. (García Diéguez & García Martínez, 2000)

Para el diseño y cálculo de las escaleras y graderíos es necesario cumplir y tomar en cuenta los siguientes requisitos, según (Escaleras y rampas, 2000):

- Ser de utilización cómoda.
- Ancho y alto de los escalones y gradas adecuados para el uso previsto.
- Garantizar la seguridad.
- Cumplir con las normas de seguridad en cuanto a ubicación correcta para la evacuación de personas en caso de emergencia.

Según Zúñiga Gallegos (2016): las escaleras se pueden clasificar de la siguiente manera:

- Material con el que estén construidas: madera, acero, hierro, mampostería, piedra, hormigón armado, mixtas.
- Destino o uso: escaleras principales, secundarias, de servicio, de sótano.
- Tipología estructural: escaleras losa, ortopoligonales, escalones en volado, auto portantes, helicoidales.
- Según la ubicación en el edificio: interiores o exteriores.

Graderío ortopoligonal

El diseño de los graderíos se basan en las escaleras ortopoligonales, las cuales son un caso muy especial dentro de los sistemas de escaleras, esto se debe a que el mismo no está compuesto por una losa plana y escalones, sino, es un sistema de losa que se presenta como escalón. La selección

de este sistema se debe a que al ser un coliseo la huella se vuelve un asiento y la contrahuella la altura del mismo. (Zúñiga Gallegos, 2016)

Para su diseño se sigue los siguientes pasos:

- Determinar la altura mínima de las gradas
- Análisis de cargas
- Verificación de la altura de la losa

$$V_c = \frac{V_u}{\emptyset * bw * d}$$

$$V_p = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

$$V_c < V_p$$

- Diseño a flexión

Se obtiene la cuantía con:

$$\rho = 0.85 * \frac{f'c}{fy} * \left[1 - \left(1 - \frac{2 * Mu}{\emptyset * 0.85 * f'c * b * d^2}\right)^{1/2}\right]$$

Y el área de acero:

$$A_s = \rho * bw * d$$

La armadura de distribución es:

$$A_{sd} = 0.0018 * bw * t$$

2.4.9. Muro de Anclaje

Según la NEC (2015)en aquellos casos que $\frac{M}{V * lw} < 2$, el refuerzo longitudinal se calcula según los requerimientos de cortante. Para estos sistemas:

- Se emplea como refuerzo de acero: varilla corrugada o malla electrosoldada.

- La cuantía mínima será: 0.0025 para el eje longitudinal ρ_v, y transversal ρ_n.
- Espaciamiento máximo entre refuerzos: 450 mm.

- **Fuerza cortante factorizada**

$$Vu > \frac{1}{6} Acv\sqrt{f'c}$$

Donde:

Acv Área neta de la sección de hormigón que resiste cortante

- **Chequeo de cortante**

$$\phi Vn \geq Vu$$

Capacidad nominal a cortante

$$Vn = Acv\left(\propto_c \sqrt{f'c} + \rho_n Fy\right)$$

Donde:

$\propto_c$ Coeficiente que define la contribución relativa de la resistencia del hormigón a la resistencia nominal a cortante del muro. Varia de ¼ a $^1/_6$ para $\frac{hw}{lw}$ entre 1.5 y 2.

hw Altura el muro

lw Longitud del muro considerado en la dirección de la fuerza cortante

ρ_n Razón del área de refuerzo distribuido paralelo al piano de Acv

- **Detallado del refuerzo**

Según ACI (2014), cuando se requiere refuerzo para resistencia a cortante en el plano del muro, el espaciamiento:

- Refuerzo longitudinal no debe ser mayor que el menor de 3h, 450 mm y lw/3.

- Refuerzo transversal no debe ser mayor que el menor de 3h, 450 mm y lw/5.

2.5. ESTRUCTURA METÁLICA

Las construcciones en acero siguen las especificaciones ANSI/AISC 360-16.

El diseño se realiza con las disposiciones del método Diseño en Base a Factores de Carga y Resistencia (LRFD)

2.5.1. Chequeo de elementos de acero

2.5.1.1. Elementos a compresión

Satisface los requisitos cuando la resistencia requerida de cada componente estructural es mayor o igual a la resistencia requerida determinada de acuerdo con las combinaciones de carga LRFD. (AISC, 2016)

$$P_u \leq \emptyset_t * P_n$$

De donde:

P_u Resistencia requerida (LRFD)

P_n Resistencia nominal

$\emptyset$ Factor de reducción de resistencia

$\emptyset * P_n$ Resistencia de diseño

Base de Diseño:

La resistencia de diseño en compresión, $\emptyset_t * P_n$, deben ser determinadas de la siguiente manera:

La resistencia de compresión nominal, P_n, es el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites que aplican pandeo por flexión, pandeo torsional, y pandeo flexo-torsional. (AISC, 2016)

$$\emptyset_t = 0.90 \ (LRFD)$$

Pandeo por flexión:

Según AISC (2016), para los miembros solicitados en compresión que son formados por elementos no esbeltos. La resistencia de compresión nominal, Pn, debe ser determinada basada en el estado límite de pandeo por flexión:

$$P_n = F_{cr} * A_g$$

La tensión de pandeo por flexión, F_{cr} se determina cuando:

$$\lambda c = \frac{KL}{r} * \frac{1}{\pi}\sqrt{\frac{Fy}{E}}$$

a) $\frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ ó $\lambda c \leq 2.25$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\lambda c^2}\right) * Fy$$

b) $\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ ó $\lambda c > 2.25$

$$F_{cr} = \frac{0.658}{\lambda c^2} * Fy$$

Donde:

Ag Área bruta de la sección transversal (cm2)

E Módulo de elasticidad del acero

Fy Tensión mínima de fluencia (kg/cm2)

r radio de giro (cm)

Capacidad de la sección

Para las secciones metálicas se realiza una relación de porcentajes para comparar con los resultados del diseño obtenidos por el SAP2000, como se muestra a continuación:

$$R = Axl + Mx + My$$

$$Axl = \frac{P_{real}}{P_u}$$

$$Mx = \frac{Z_{req}\, x}{Z}$$

$$My = \frac{Z_{req}\, y}{Z}$$

2.5.1.2. Elementos a flexión

Satisface los requisitos cuando el módulo plástico de la sección es mayor al cálculo con el momento requerido de las combinaciones de carga LRFD.

$$M_u = \emptyset_b * M_n$$

$$M_u = \emptyset_b * Fy * Z$$

$$Z_{req} = \frac{M_u}{\emptyset_b * Fy}$$

$$Z > Z_{req}$$

Base de Diseño:

Según AISC (2016) la resistencia de diseño en flexión $\emptyset_b$*Mn, se determinan de la siguiente manera:

a) $\emptyset_t = 0.90\ (LRFD)$

b) Las disposiciones están basadas en la suposición que los puntos de apoyo de vigas están restringidos contra la rotación en torno al eje longitudinal (volcamiento).

Fluencia:

La resistencia nominal en flexión, Mn, debe ser del valor obtenido por fluencia:

$$M_n = M_p = Fy * Z_x$$

Donde:

Fy Tensión de fluencia mínima (kg/cm^2)

Zx Módulo plástico de la sección en torno al eje x (cm^3)

$$M_n = M_p = Fy * Z_y$$

Donde:

Zy Módulo plástico de la sección en torno al eje y (cm^3)

La capacidad de la sección se lo realiza de igual manera que los elementos a compresión.

2.5.2. Cubierta de estructura metálica

Según ArcelorMittal (2017) las estructuras metálicas para cubiertas son elementos constructivos eficientes que resuelven los problemas de funcionalidad, ahorro y eficiencia. Este tipo de cubiertas son ideales para grandes superficies en donde se requiere optimizar precios, tiempos de instalación, aislamiento acústico y térmico, resistencia, etc.

Una de las ventajas al elegir estructura metálica, a más de la económica; se puede conseguir ligereza de la estructura, dimensiones reducidas de todos los elementos constructivos, reducir el tiempo de ejecución, flexibilidad en los usos y una solución sostenible. (ArcelorMittal, 2017)

2.5.2.1. Cerchas metálicas

Las exigencias estructurales de salvar grandes luces, se resuelve mediante el uso de cerchas metálicas. Estas cerchas están conformadas por cordones superiores, cordones inferiores y un sistema de barras trianguladas que se conectan, que pueden estar vertical u horizontalmente instaladas. (arquitectura+acero, 2017)

Con la triangulación en la cercha se consigue formar estructuras rígidas y estables, que pueden cubrir grandes luces, las deformaciones producidas son pequeñas, debido a los alargamientos y acortamientos de las barras, originados por los esfuerzos axiales que se desarrollan debido a las cargas exteriores. (Basset & Guardiola, 2011)

Según Machaca (2015) algunos ejemplos de estructuras trianguladas son:

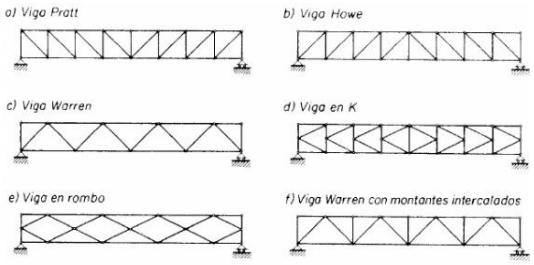


Figura 28 Cerchas tipo
Fuente: (Machaca, 2015)

En el desarrollo del presente trabajo se optó por la cercha tipo Pratt, ya que cumplió con la base arquitectónica establecida y los parámetros de diseño establecidos por las normas requeridas.

Cercha Pratt:

Según Dueñas (2017), originalmente fue diseñada por Thomas y Caleb Pratt en 1844, representa la adaptación de las cerchas al uso más generalizado de un nuevo material de construcción de la época: el acero. En la cercha Pratt las barras diagonales están sometidas a tracción mientras que las barras verticales están comprimidas. Eso representa ventajas si toda la cercha es de acero, ya que

los elementos traccionados no presentan problemas de pandeo aunque sean largos, mientras que los sometidos a compresión si pueden presentar pandeo, lo que obliga a hacer los de mayor espesor.

La celosía Pratt puede presentar variaciones, normalmente consistentes en barras suplementarias que van desde las diagonales hasta el cordón superior, dichas barras son usadas para reducir la longitud efectiva de pandeo. (Dueñas, 2017)

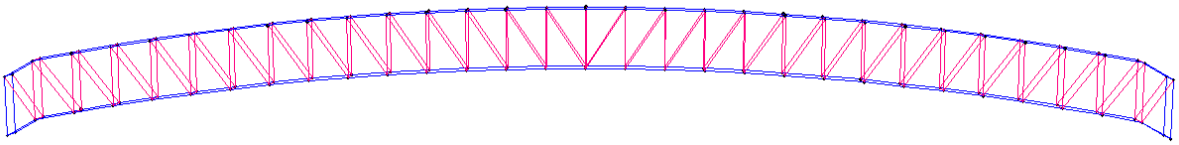


Figura 29 Cercha tipo Pratt

2.5.3. Medios de Unión

2.5.3.1. Uniones apernadas

Son los constituidos por pernos, tuercas, y arandelas que, deberán estar normalizados y corresponder a los mismos grados del material que unen los límites elásticos y la resistencia a tracción.

Método analítico:

Los esfuerzos a cortante deben cumplir la siguiente condición, para que el diámetro del perno elegido sea el efectivo.

$$fv < Fv$$

Donde:

Fv Esfuerzo permisible a cortante

fv Esfuerzo cortante

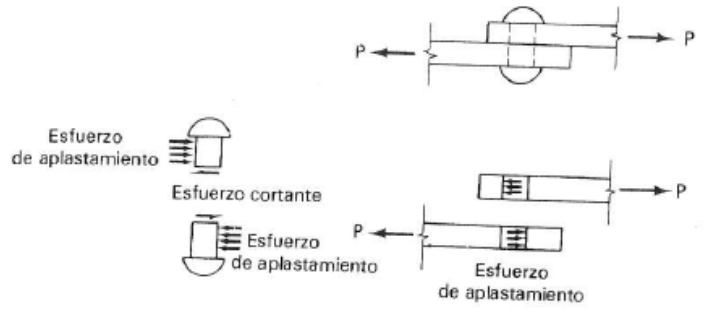


Figura 30 Transferencia de esfuerzos por cortante y aplastamiento
Fuente: (Johnston, Lin, & Galambos, 1988)

Los pernos que se utilicen deben ser de alta resistencia.

Según Johnston, Lin, & Galambos (1988), se define al esfuerzo cortante f_v en los conectores como la carga de cortante P que se transmite, dividida entre el área de cortante efectiva A_v:

$$f_v = \frac{\mathrm{P}}{Av}$$

$$Av = \begin{cases} \frac{\pi d^2}{4} & en\ cortante\ simple \\ \frac{\pi d^2}{2} & en\ cortante\ doble \end{cases}$$

Los esfuerzos de los pernos se basan en el área determinada con el diámetro máximo en la porción con rosca. Los pernos de alta resistencia se aprietan hasta obtener un esfuerzo de tensión alta en el vástago, con lo que se desarrolla una presión de apriete confiable.

Los esfuerzos permisibles debidos al cortante se hallan de la siguiente manera:

$$fv < 0{,}4 * Fy$$

Donde:

fv Esfuerzo cortante

Fy Esfuerzo de fluencia

2.5.3.2. Uniones soldadas

Las uniones deben satisfacer las condiciones de comportamiento estructural, siendo así lo suficientemente fuertes para transmitir las cargas. Entonces para poder realizar la unión directa de entre metales de igual o parecida composición (placa-tubo, tubo-tubo, placa-placa, varilla- placa, etc.) es importante aplicar calor, con el objetivo de fundir los bordes de los elementos, dando lugar al cordón de soldadura.

El cordón de soldadura se diseña y calcula dependiendo de la geometría de unión y también de las distintas fuerzas que deberá transmitir por el mismo.

- Suelda tipo filete

Para calcular el cordón de soldadura se necesita conocer sus partes:

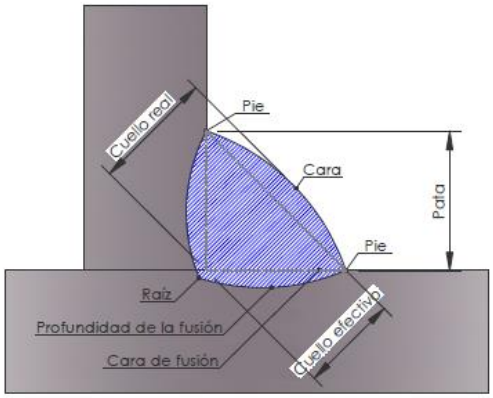


Figura 31 Partes de un cordón de soldadura.
Fuente: (GRUPMA V, 2014)

Se lo diseña de la siguiente manera:

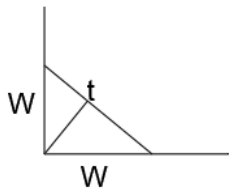


Figura 32 Dimensión efectiva de la garganta de la soldadura.

$$t = 0.707w$$

$$Ru = t * l * Fv$$

Donde:

Ru Fuerza que debe transmitir de elemento a elemento soldado

t Espesor de la suelda tipo filete

l Longitud total de suelda, longitud que ocupará todo el cordón

Fv = 0.4*Fy.

Fv debe ser el menor entre la placa y el electrodo.

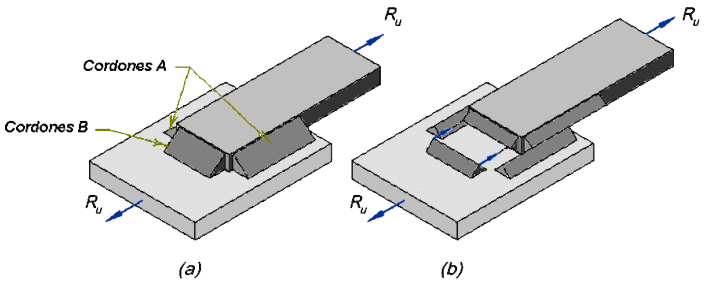


Figura 33 Suelda tipo filete tipo
Fuente: (Google Imagenes, s.f.)

Los electrodos que se utiliza para sueldas estructurales se detallan en la siguiente tabla:

Tabla 18
Resistencia de las uniones soldadas

NÚMERO DE ELECTRODO	RESISTENCIA ÚLTIMA kpsi (MPA)	RESISTENCIA DE FLUENCIA kpsi (MPA)	ELONGACIÓN %
E60xx	62 (427)	50 (345)	17-25
E70xx	70 (482)	57 (393)	22
E80xx	80 (551)	67 (462)	19
E90xx	90 (620)	77 (531)	14-17
E100xx	100 (689)	87 (600)	13-16
E120xx	120 (827)	107 (737)	14

Fuente (Ringegni, 2013)

2.5.4. Diseño placa de anclaje

La placa base metálica sirve como soporte de la estructura metálica, ya que al estar bajo de una estructura de hormigón puede producir fisuras que dañen y afecten a la estructura.

El apoyo que conecta la estructura metálica con la estructura de hormigón tendrá 3 aspectos importantes a resolver:

Dimensiones de la placa de anclaje:

Las dimensiones de la placa base tiene que cumplir el siguiente criterio:

$$P_u \leq \phi_c * Pp$$

Se debe adoptar las medidas necesarias para la transmisión de cargas de la cercha a la columna. Según AISC (2016) en ausencia de un marco regulatorio, se permite tomar la resistencia de aplastamiento de diseño, $\emptyset_c * Pp$, para el estado límite de aplastamiento del concreto, como se muestra a continuación:

$$\emptyset_c = 0.65 \ (LRFD)$$

La resistencia de aplastamiento nominal, Pp, se determina como se indica a continuación:

Caso 1: En el área total de apoyo de concreto

$$Pp = 0.85 * f'c * A1$$

Caso 2: En una área menor a la total del apoyo de concreto:

$$Pp = 0.85 * f'c * A1 * \sqrt{A2/A1} \leq 1.7 * f'c * A1$$

Donde:

A1 Área de aplastamiento concéntrico de acero sobre un soporte de concreto (cm^2)

A2 Máxima área de la porción de la superficie de apoyo que es geométricamente similar y concéntrica con el área de carga (cm^2)

Espesor placa de anclaje:

Para determinar el espesor de la placa, se supone que la placa está en una viga simplemente apoyada, distribuida uniformemente su esfuerzo en el área de apoyo de la placa.

$$Mmáx = \frac{W * l^2}{8}$$

Esfuerzo a flexión:

$$f_b = 0{,}75 * fy$$

$$S = \frac{Mmáx}{f_b}$$

Donde:

$Mmáx$ Momento de resistencia máximo

S Módulo de sección requerido

El espesor de la placa se lo calcula de la siguiente manera:

$$h = \sqrt[3]{\frac{6 * S}{b}}$$

Donde:

h Espesor de la placa

b Ancho de análisis

2.5.5. Diseño varillas de anclaje

- **Estados límites de tensión y corte:**

$$R_u \leq Q_{ct}$$

$$R_u \leq \emptyset * Q_{nt}$$

$$\emptyset = 0.75 \ (LRFD)$$

Donde:

R_u Resistencia requerida

La resistencia de diseño de tracción y de corte, de una varilla con una parte roscada debe ser determinada de acuerdo con los estados límites de ruptura en tracción y ruptura de corte. (AISC, 2016)

Resistencia admisible de la varilla:

$$Q_{ct} = \phi_t * Q_{nt}$$

Donde:

Q_{ct} Resistencia de diseño a tracción

Resistencia a Tracción de varillas de Anclaje

Según AISC (2016) cuando la distancia del centro de un anclaje al borde libre del concreto en dirección perpendicular a la altura de la varilla de anclaje es mayor o igual a 1.5 veces la altura de la varilla de anclaje medido al extremo superior de la cabeza de la varilla, y cuando el espaciamiento entre el centro de una varilla de anclaje de acero a otro es mayor o igual a tres veces la altura de la varilla de anclaje medido al extremo superior de la cabeza de la varilla la resistencia disponible a tracción de una varilla de anclaje de acero debe ser determinada como sigue:

$$Q_{nt} = Fu * A_{sa}$$

Donde:

Q_{nt} Resistencia nominal a tracción

A_{sa} Área de la sección transversal de la varilla de anclaje (cm^2)

- **Resistencia nominal para los estados límites de tensión y corte:**

Para los requerimientos del AISC (2016) la resistencia requerida usando el método LRFD.

$$F_{nt} = 0{,}75 * Fu$$

$$F_{nv} = 0{,}40 * Fu$$

Donde:

F_n Tensión de tracción nominal, F_{nt}, o tensión de corte nominal, F_{nv}

F_u Resistencia a la tracción última

Tensión de trabajo de corte:

$$F_v = \frac{|V|}{n * A_{sa}}$$

Donde:

n Número de varillas de anclaje

$$F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\emptyset_v * F_{nv}} * F_v$$

Esfuerzo de tracción:

$$F_t = F_{ta} + F_{tb}$$

Requerimiento:

$$F_t \leq 0.75 * F'_{nt} \leq 0.75F_{nt}$$

- **Desarrollo de ganchos estándar en tracción**

Según ACI (2014), la longitud de desarrollo, L_{dh}, para barras corrugadas en tracción que terminen en gancho estándar es:

$$L_{dh} = \left(\frac{Fy}{17.2\sqrt{f'c}}\right) d_b$$

Los factores de modificación se los determinará, de acuerdo a la tabla siguiente:

- **Longitud del gancho**

$$L_{gancho} = 12 * db$$

Donde:

db Diámetro del perno de anclaje

- **Distancias al borde, espaciamientos requeridos para evitar las fallas por hendimiento**

Según ACI (2014) para anclajes preinstalados y postinstalados que serán sometidos a torsión, el espaciamiento mínimo de centro a centro de los anclajes: $d = 4d_a$

Para los anclajes preinstalados que serán sometidos a torsión, la distancia mínima al borde: $d = 6d_a$

Donde:

d_a Diámetro exterior de un anclaje o diámetro del fuste del perno con cabeza o del perno en forma de gancho

2.6. CUBIERTA DE TENSOMEMBRANA

2.6.1. Descripción y Generalidades

Las Tensoestructuras:

Son coberturas basadas en estructuras ligeras, las cuales logran una gran estabilidad combinando y equilibrando las fuerzas de elementos rígidos (postes, arcos, etc.) con la versatilidad y adaptabilidad de elementos flexibles (membranas y cables). (CIDELSA, 2017).

Al entrar al tercer milenio, los cambios acelerados en el escenario social y tecnológico han repercutido considerablemente en la forma como se producen los artefactos y objetos, incluidas dentro de este proceso las estructuras. El desarrollo de programas especializados y la disponibilidad de nuevos materiales sintéticos, han sido elementos importantes en la configuración estructural de la reciente arquitectura. (Marroquín, 2012)

La particularidad de las Tensoestructuras radica en que la membrana trabaja estructuralmente (junto a cables y estructuras sólidas) y no sólo cubre la estructura soportante, como ocurre en una techumbre tradicional de planchas metálicas, además esta solución mezcla formas cóncavas, capaces de resistir las cargas verticales y convexas, que hacen frente al viento, resistiendo las fuerzas debidas a presiones y succiones. (Maldonado, 2009)

La evolución y perfeccionamiento de herramientas digitales para el diseño asistido de estructuras no convencionales, así como los avances en la producción textil con fibras de alta resistencia y materiales sintéticos de la industria aeroespacial a costos accesibles, han hecho posible su acelerada difusión en todo el mundo, principalmente para cubrir grandes espacios y para el revestimiento de edificios como: estadios, coliseos, terminales de pasajeros, centros comerciales. (Marroquín, 2012)

Tensomembrana:

Son una rama de la arquitectura textil. Por lo general se trata de estructuras ligeras tensadas que solo tienen rigidez a tracción y que generalmente son pretensadas, en este proyecto se utiliza este material para la cubierta de la tribuna. (PREYSI, 2017)

Las estructuras textiles proporcionan amplios cerramientos de gran variedad e interés espacial, requieren mínimos elementos de soporte de estructura "rígida" y proporcionan niveles generales de luz diurna natural muy buenos. Desde el punto de vista de la ingeniería, las estructuras textiles son membranas de espesor constante que en virtud de su forma superficial y de la gran deformidad, son capaces de soportar las cargas que se requieren en la norma. (PREYSI, 2017)

Uniones:

En el diseño se debe asegurar que los esfuerzos de trabajo de la membrana se transfieran suave y uniformemente a los cables y la estructura de soporte. Las fuerzas de diseño de cables y acero son a menudo altas, así que las uniones deben asegurar que la carga fluya adecuadamente a la estructura. (Castro, 2006)

Se debe tener en cuenta la elongación del textil luego de estar sometido por un periodo de tiempo a carga constante, para evitar uniones con cargas desbalanceadas y desplazamientos. Las uniones

deben estar protegidas contra la corrosión, y por ello se recomienda usar acero inoxidable, aluminio, acero galvanizado o protección con pintura. (Castro, 2006)

Según Castro (2006) los diferentes tipos de uniones son: Textil con textil, textil con cable, cable con cable, cable con mástil y mástil con cimentación.

2.6.2. Características

Las cubiertas tensadas son las que emplean mástiles, tensores y cables para tensar la tela por sus extremos en direcciones y sentidos opuestos, incluso fuera del plano. (PREYSI, 2017)

Según PREYSI (2017), algunas de las razones principales que favorecen el empleo de las Tensomembranas son las siguientes:

- El peso propio inferior a 1 kg/m2 que, junto con la resistencia y flexibilidad del material, permite obtener cubiertas completas extraordinariamente ligeras, sin correas intermedias, de entre 5 y 10 kg/m2
- El coeficiente de transmisión de la luz permite el aprovechamiento de la iluminación natural sin necesidad de recurrir al vidrio, cuya rigidez requiere sobredimensionado
- La puesta en obra es un montaje de elementos prefabricados que se podrán desmontar y reciclar

Los materiales comúnmente utilizados en la confección de las membranas reflejan más del 75% de la energía solar incidente, (absorben el 17% y transmiten el 13% de la luz solar incidente), lo cual hace que sean muy eficaces como cubiertas en las zonas templadas, tropicales y áridas. (PREYSI, 2017)

Para evitar los esfuerzos de compresión las membranas deben estar pretensionadas. Levy y Spillers (1995), Raible (2003) y Gil (2003) usaron un método pretensionado para analizar

membranas que estaban inicialmente planas en el espacio Euclidiano. Una aproximación que incluye membranas pretensionadas curvas usando una estrategia de proyección, la podemos encontrar en la teoría de Bletzinger y Wüchner (2001). (Vallecillo, 2010)

2.7. TECHOS

Los techos metálicos son una solución de cubierta gracias a sus ventajas constructivas y económicas, pero tratándose de transferencia de calor y por sus propiedades físicas de excelentes conductoras no son justamente las más idóneas de las coberturas. Intentando corregir la debilidad de esta tipología de cubiertas se integran una diversidad de estrategias de aislación térmica. (Díaz, 2012)

2.7.1. Tipos de recubrimientos

En el mercado existente existe 2 tipos de recubrimientos elaborados con acero estructural y recubiertos con aleación especial, como son: (NOVACERO, 2018)

Galvalume

Es una aleación de aluminio, zinc y silicio con la que se recubre el alma de acero del panel, otorgándole diversas propiedades: resistencia a la corrosión, reflectividad lumínica y protección a las áreas cortadas o perforadas. (NOVACERO, 2018)

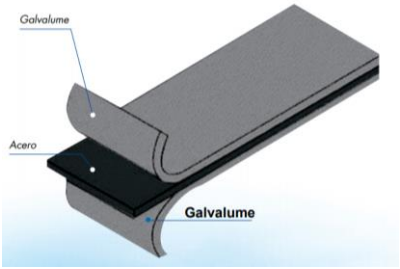


Figura 34 Recubrimiento por galvalume
Fuente: (NOVACERO, 2018)

Prepintado

El Prepintado es un recubrimiento que consiste en un proceso de pintura continua sobre la base de galvalume, que incluye limpieza, pretratamiento químico, acabado de pintura uniforme y especial de tipo poliéster. (NOVACERO, 2018)

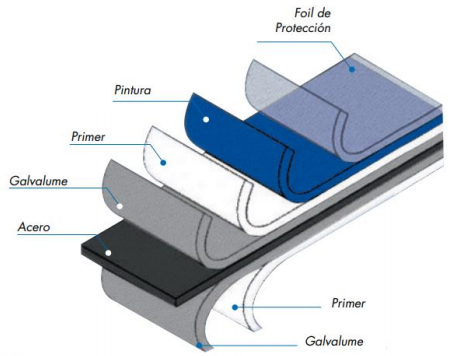


Figura 35 Recubrimiento por prepintado
Fuente: (NOVACERO, 2018)

2.7.2. Paneles aislantes

Tienen la función de conseguir un aislamiento térmico y acústico, estos tipos de paneles son más utilizados en estructuras en donde se necesita que la luz del día tenga un valor significativo y aislar en ocasiones el ruido que dentro de la estructura se produzca.

Según Kubiec-Conduit (2018), los materiales aislantes más utilizados en el mercado son lana de vidrio, poliestireno o poliuretano y lana mineral de roca. Con este tipo de aislantes se tiene paneles tipo sánduche, en donde el material aislante está en el interior y estos tienen espesores adecuados de acuerdo a las necesidades.

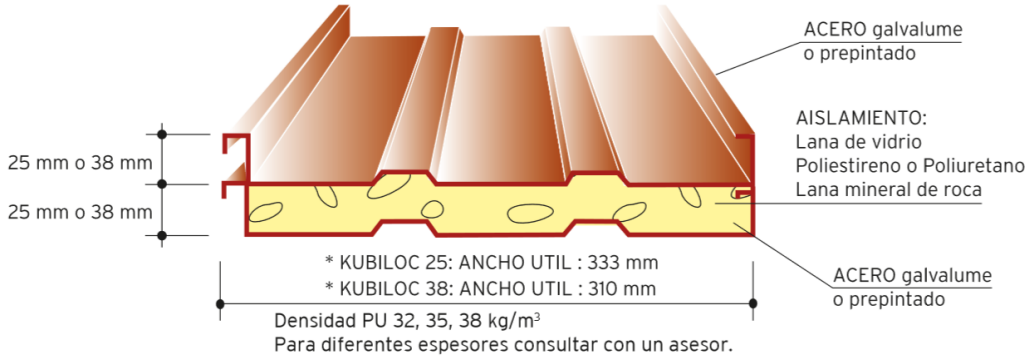


Figura 36 Panel SSR (Standing Seam Roof)
Fuente: (Kubiec- Conduit, 2018)

2.8. CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGA

La adecuada determinación de cargas permite que la estructura tenga el soporte necesario para todo su vida útil, determinar su posición y combinaciones más desfavorables hacen que la superposición de estas, sea más precisa en la estructura real.

2.8.1. Tipos de cargas

2.8.1.1. Carga muerta o permanente

Las cargas permanentes se constituyen por los pesos de todos los elementos estructurales, tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura. (NEC, 2015)

Peso Propio: La carga originada por el peso propio se lo determina con el programa SAP2000, este toma en cuenta el peso de todos los elementos como lo menciona la NEC Cargas (No sísmicas).

Instalaciones: La carga por instalaciones varía dependiendo a la funcionalidad que vaya a tener la estructura, en estas se puede tomar en cuenta desagües, iluminación, y otras.

2.8.1.2. Carga viva

La carga viva que se utilice en el cálculo depende de la ocupación a la que está destinada la estructura y se conforman por los pesos de personas, estas no son de carácter permanente como:

muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras. (NEC, 2015)

2.8.1.3. Carga del viento

Las cargas por viento se vuelven importantes en el caso de las estructuras metálicas ya que por su peso liviano y grandes superficies pueden llegar a ser más importantes y considerables que el sismo.

Según NEC (2015), la velocidad corregida por el viento depende de la altura y las características topográficas o de edificación del entorno, la velocidad de diseño por viento hasta 10 m de altura, será de 21 m/s.

$$V_b = V * \sigma$$

Donde:

Vb Velocidad corregida del viento en m/s

V Velocidad instantánea máxima del viento en /s

σ Coeficiente de corrección

Según NEC (2015) las características topográficas se reparten en 3 categorías:

- Categoría A (sin obstrucción): edificios frente al mar, zonas rurales o espacios abiertos sin obstáculos topográficos.
- Categoría B (obstrucción baja): edificios en zonas suburbanas con edificación de baja altura, promedio hasta 10m.
- Categoría C (zona edificada): zonas urbanas con edificios de altura.

Tabla 19

Coeficiente de corrección

Altura (m)	Sin obstrucción (Categoría A)	Obstrucción baja (Categoría B)	Zona edificada (Categoría C)
5	0.91	0.86	0.80
10	1.00	0.90	0.80
20	1.06	0.97	0.88
40	1.14	1.03	0.96
80	1.21	1.14	1.06
150	1.28	1.22	1.15

Fuente: (NEC, 2015)

Según NEC (2015) la acción del viento actúa como presión sobre los elementos. Para determinar la resistencia del elemento al empuje del viento, se establece una presión de cálculo P, como se muestra a continuación:

$$P = \frac{1}{2} * \rho * {V_b}^2 * c_e * c_f$$

Donde:

P Presión de cálculo expresada e Pa (N/m2)

ρ Densidad del aire expresada en kg/m3

Ce Coeficiente de entorno/altura

Cf Coeficiente de forma

En las siguientes tablas se encuentra los factores para la determinación del coeficiente de forma y entorno.

Tabla 20

Factor de entorno Cf

Construcción	Barlovento	Sotavento
Superficies verticales de edificios	+0.8	
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido del viento	+1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0.7	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección cuadrada o rectangular	+2.0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda los 45°	+0.8	-0.5
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

Fuente: (NEC, 2015)

Tabla 21

Factor de entorno Ce

Construcción	Coeficiente C_r
Elementos situados en patios interiores, cuyo ancho es inferior a la altura del edificio y sin conexión con el espacio exterior por su parte inferior, así como ventanas interiores (en el caso de que se dispongan dobles ventanas)	0.3
Elementos en fachadas protegidas en edificios alineados en calles rectas, a una distancia de la esquina, mayor que la altura de la edificación, en bloques exentos en la parte central de una fachada, de longitud mayor que el doble de la altura o en patios abiertos a fachadas o patios de manzana	0.8
Elementos en fachadas expuestas en edificaciones aisladas o fachadas de longitud menor que el doble de la altura	1.3
Elementos en fachadas muy expuestas, situados al borde de la orilla de lagos o del mar, próximos a escarpaduras, laderas de fuerte inclinación, desfiladeros, y otros	1.5

Fuente: (NEC, 2015)

2.8.1.4. Granizo

Según NEC (2015) las cargas por granizo se deben tomar en cuenta para regiones del país con más de 1500 msnm, y se determina por la siguiente expresión.

$$S = \rho_s * H_s$$

Donde:

ρs Peso específico del granizo (1000 kg/m3)

Hs Altura de acumulación (m)

Para el caso de cubiertas con pendientes menores del 15%, se considera una carga de granizo mínima de 0.5 kN/m2, así mismo para cubiertas de pendientes menores al 5% una carga de 1.0 kN/m2.

2.8.1.5. Combinación de carga

Las cargas a tomarse en consideración en las diferentes combinaciones que la NEC (2015) señala, son las siguientes:

D Carga permanente

E Carga de sismo

L Sobrecarga (carga viva)

Lr Sobrecarga cubierta (carga viva)

S Carga de granizo

W Carga de viento

Las combinaciones básicas para el diseño por última resistencia son:

Tabla 22

Combinaciones de carga NEC 2015

Combinaciones de carga
1.4D
1.2D+1.6L+0.5máx[Lr;S;R]
1.2D+1.6máx[Lr;S;R]+máx[Lr;o.5W]
1.2D+1.0W+L+0.5máx[Lr;S;R]
1.2D+1.0E+L+0.2S
0.9D+1.0W
0.9D+1.0E

Fuente: (NEC, 2015)

CAPÍTULO III

ANÁLISIS Y DISEÑO DEL COLISEO MULTIUSO.

3.1. CUBIERTA DE ESTRUCTURA METÁLICA

La cubierta de estructura metálica tiene cubierta definida y partiendo de las consideraciones y condiciones del diseño arquitectónico, se optó por utilizar secciones circulares para los cordones de las vigas principales y para el tejido, ya que está sección es eficiente y óptima.

En la siguiente figura se puede ver todos los elementos que conforman la estructura metálica:

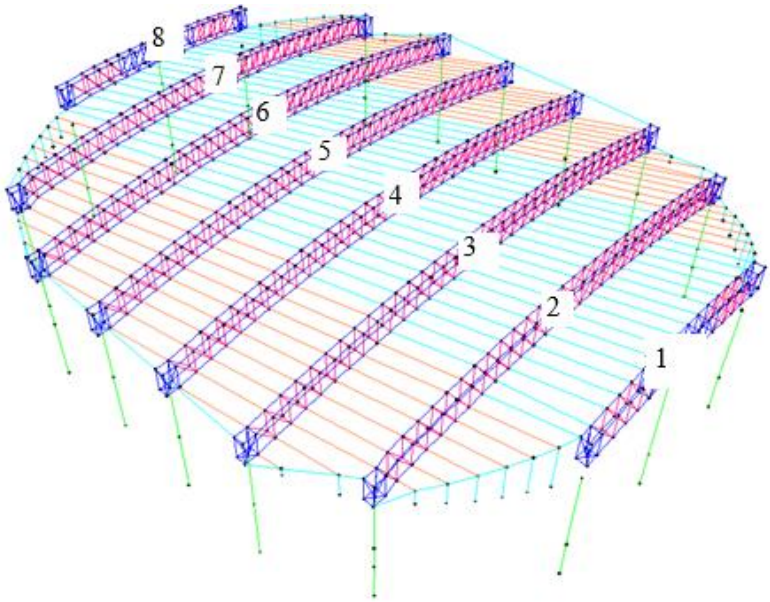


Figura 37 Modelo de la Cubierta en SAP2000

3.1.1. Consideraciones para el diseño

3.1.1.1. Geometría del modelo estructural

En las vigas principales (cerchas 2 al 7) se optó por tubos circulares huecos de acero A 500 Gr. B tanto en los cordones superiores como inferiores con un $\phi = 4$" y e = 6 mm, así como en los elementos del tejido con un $\phi = 2$" y e = 3 mm.

Las vigas de los extremos (cerchas 1 y 8) tienen diferentes disposiciones ya que por su menor ángulo de curvatura necesita ser reforzado en la parte central, en los elementos de los tejidos se optó por tubos circulares huecos con un espesor ϕ = 4" y e = 6 mm y en los extremos con un ϕ = 2" y e = 3 mm.

Para las correas se optó por perfiles G de acero A 36 en donde la correa inicia con la unión del cordón inferior de la viga anterior y termina con la unión del cordón superior de la viga siguiente; el espesor de los perfiles varía dependiendo la ubicación y las solicitaciones que actúen sobre ella, en donde se optó por ubicar a L/4 de (150x75x25x5) mm y a L/2 de (150x100x15x3) mm. De igual forma las cabezas de las columnas de la cercha se conectan con un perfil G (150x100x15x3) mm.

Se optó por colocar columnetas de perfil G (150x75x25x4) mm entre las cerchas 1-3 y 6-8, en la parte de la viga perimetral.

La cubierta está conformada por un panel KUBILOC 25 SSR (Standing Seam Roof)

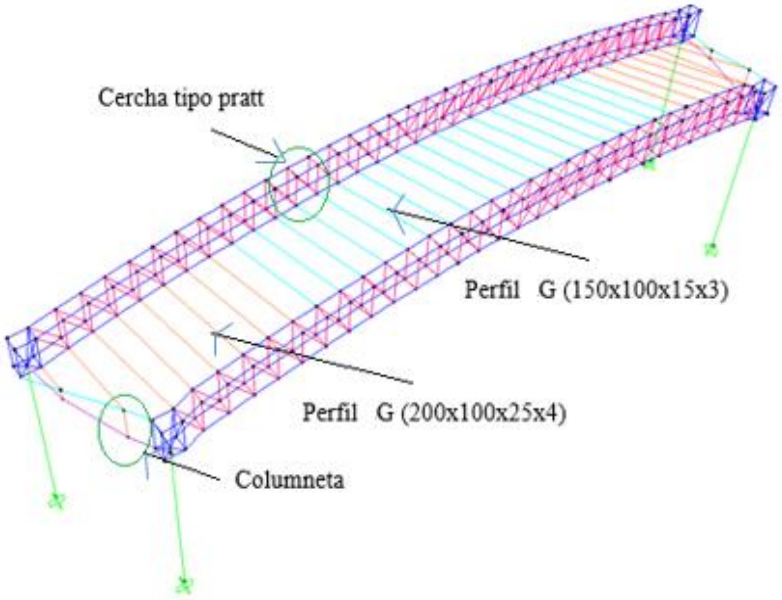


Figura 38 Modelo de cercha número 4-5 en SAP2000

La cubierta cuenta con 8 cerchas, está es simétrica tanto longitudinal como transversal; las cerchas 1 y 8, como la 2 y 7 y como la cerchas 3, 4, 5 y 6 son iguales en longitud.

Las cerchas tienen una sección única de (600 x 800 x 1500) mm y se mantienen en todo el largo, con una altura en la parte central de 2.00 m. A continuación se muestra una tabla en donde se presenta la luz entre apoyos y la altura desde la base de las columnas.

Tabla 23
Longitud de la cerchas

Cerchas	Luz	Altura
	(m)	(m)
1	16,06	9,67
2	31,08	8,35
3	35,80	8,10
4	35,80	8,10
5	35,80	8,10
6	35,80	8,10
7	31,08	8,35
8	16,06	9,67

3.1.1.2. Resumen de cargas

A continuación se detallan las cargas utilizadas para el diseño de la cubierta.

Tabla 24
Cargas utilizadas en el diseño de cubierta metálica del coliseo multiusos

TIPO	NOMBRE	DESCRIPCIÓN
Dead	Peso propio	El programa SAP 2000 calcula el peso propio de los elementos ingresados en el modelo.
	Sobrecarga	• El peso del panel escogido para el techo (Kubiloc Total) con un espesor de 3.5 mm. Cuyo peso es de 3.36 kg/m2.

CONTINÚA →

		• El peso de las instalaciones considerando una cantidad de 10 kg/m2.
Live	Carga Viva	Según (Norma Ecuatoriana de la Construcción: Cargas (No Sísimicas), 2014) para cubiertas planas, inclinadas y curvas se debe considerar una carga viva de 70 kg/ m2, esta carga se conforma por el peso de las personas que realicen mantenimiento.
Wind	Viento	Considerando la velocidad del viento como 21 m/s según la NEC 2015, se debe calcular la velocidad corregida tomando en cuenta el coeficiente de corrección según las características topográficas, cumpliendo con la Categoría A (sin obstrucción): zona rural o espacio abierto sin obstáculos topográficos. Con esta categoría y con la altura del elemento estructural se puede seleccionar el parámetro σ. Coeficiente de corrección σ Con la velocidad corregida se puede calcular la presión del viento considerando los siguientes factores para el proyecto: • Densidad del Aire: 1.25 Kg/m3. • Coeficiente de entorno: 1.3 • Coeficiente de forma:0.8
Snow	Granizo	Para cubiertas con pendientes menores de 15 % se considera una carga de granizo de 0.50 KN/m2. Con una altura de acumulación de 5 cm.

Determinación de las cargas actuantes en las correas:

Las cargas fueron ingresadas en todas las correas de la cubierta del coliseo multiuso, para esto se tuvo que repartir por anchos cooperantes los mismos que son calculados en la siguiente tabla según los nudos que se tiene en cada cercha.

Tabla 25

Ancho cooperante para correas entre cerchas 3 y 4; 4 y 5; 5 y 6. Coliseo Multiuso

Nudos	Ángulo	Distancia entre cercha horizontal	Distancia entre cercha inclinada	Ancho cooperante
#	°	m	m	m
1	12.91	1.09	1.13	0.56
2	12.08	1.00	1.02	1.08
3	11.29	1.00	1.02	1.02
4	10.50	1.00	1.02	1.02
5	9.71	1.00	1.02	1.02
6	8.93	1.00	1.01	1.01
7	8.15	1.00	1.01	1.01
8	7.37	1.00	1.01	1.00
9	6.59	1.00	1.01	1.01
10	5.81	1.00	1.01	1.01
11	5.03	1.00	1.00	1.01
12	4.26	1.00	1.00	1.00
13	3.48	1.00	1.00	1.00
14	2.71	1.00	1.00	1.00
15	1.93	1.00	1.00	1.00
16	1.16	1.00	1.00	1.00
17	0.39	1.00	1.00	1.00

Tabla 26

Ancho cooperante para correas entre cerchas 2 y 3; 6 y 7. Coliseo Multiuso

	Columna	Ángulo	Distancia entre cercha horizontal	Distancia entre cercha inclinada	Ancho cooperante
Nudos	1	29.14	0.74	0.85	0.42
	2	10.50	1.00	1.02	0.93
	3	9.71	1.00	1.01	1.02
	4	8.93	1.00	1.01	1.01
	5	8.15	1.00	1.01	1.01

CONTINÚA →

	6	7.37	1.00	1.01	1.01
	7	6.59	1.00	1.01	1.01
	8	5.81	1.00	1.01	1.01
	9	5.03	1.00	1.00	1.01
	10	4.26	1.00	1.00	1.00
	11	3.48	1.00	1.00	1.00
	12	2.71	1.00	1.00	1.00
	13	1.93	1.00	1.00	1.00
	14	1.16	1.00	1.00	1.00
	15	0.39	1.00	1.00	1.00

Tabla 27

Ancho cooperante para correas entre cerchas 1 y 2; 7 y 8. Coliseo Multiuso

	Columna	Ángulo	Distancia entre cercha horizontal	Distancia entre cercha inclinada	Ancho cooperante
Nudos	1	8.78	1.23	1.24	0.62
	2	4.26	1.00	1.00	1.12
	3	3.48	1.00	1.00	1.00
	4	2.71	1.00	1.00	1.00
	5	1.93	1.00	1.00	1.00
	6	1.16	1.00	1.00	1.00
	7	0.39	1.00	1.00	1.00

- **Carga Granizo**

Tabla 28

Carga de granizo. Coliseo Multiuso

GRANIZO		
Peso Específico	1000.00	kg/m^3
Altura de acumulación	0.05	m
S	50.00	Kg/m^2
	0.05	T/m^2

Tabla 29

Carga de granizo para correas entre cerchas 3 y 4; 4 y 5; 5 y 6. Coliseo Multiuso.

Nudos	Ancho cooperante	Carga Granizo
#	m	t/m
1	0.56	0.03
2	1.07	0.05
3	1.02	0.05
4	1.02	0.05
5	1.02	0.05
6	1.01	0.05
7	1.01	0.05
8	1.01	0.05
9	1.01	0.05
10	1.01	0.05
11	1.01	0.05
12	1.00	0.05
13	1.00	0.05
14	1.00	0.05
15	1.00	0.05
16	1.00	0.05
17	1.00	0.05

Tabla 30

Carga de granizo para correas entre cerchas 2 y 3; 6 y 7. Coliseo Multiuso

Nudos	Ancho cooperante	Carga Granizo
#	m	t/m
1	0.43	0.02
2	0.93	0.05
3	1.02	0.05
4	1.01	0.05
5	1.01	0.05

CONTINÚA →

6	1.01	0.05
7	1.01	0.05
8	1.01	0.05
9	1.00	0.05
10	1.00	0.05
11	1.00	0.05
12	1.00	0.05
13	1.00	0.05
14	1.00	0.05
15	1.00	0.05

Tabla 31

Carga de granizo para correas entre cerchas 1 y 2; 7 y 8. Coliseo Multiuso

Nudos	**Ancho cooperante**	**Carga Granizo**
#	m	t/m
1	0.62	0.0311
2	1.12	0.0562
3	1.00	0.0501
4	1.00	0.0501
5	1.00	0.0500
6	1.00	0.0500
7	1.00	0.0500

- **Carga Kubiloc Total**

Tabla 32

Carga de Kubiloc Total. Coliseo Multiuso

KUBILOC TOTAL		
Espesor	3.50	Mm
Peso	3.36	Kg/m2
	0.0034	t/m^2

Tabla 33

Carga de Kubiloc Total para correas entre cerchas 3 y 4; 4 y 5; 5 y 6. Coliseo Multiuso

Nudos	Ancho cooperante	Carga Kubiloc total
#	m	t/m
1	0.56	0.002
2	1.07	0.004
3	1.02	0.003
4	1.02	0.003
5	1.02	0.003
6	1.01	0.003
7	1.01	0.003
8	1.01	0.003
9	1.01	0.003
10	1.01	0.003
11	1.01	0.003
12	1.00	0.003
13	1.00	0.003
14	1.00	0.003
15	1.00	0.003
16	1.00	0.003
17	1.00	0.003

Tabla 34

Carga de Kubiloc Total para correas entre cerchas 2 y 3; 6 y 7. Coliseo Multiuso

Nudos	Ancho cooperante	Carga Kubiloc total
#	m	t/m
1	0.43	0.001
2	0.93	0.003
3	1.02	0.003
4	1.01	0.003
5	1.01	0.003

CONTINÚA →

6	1.01	0.003
7	1.01	0.003
8	1.01	0.003
9	1.01	0.003
10	1.00	0.003
11	1.00	0.003
12	1.00	0.003
13	1.00	0.003
14	1.00	0.003
15	1.00	0.003

Tabla 35

Carga de Kubiloc Total para correas entre cerchas 1 y 2; 7 y 8. Coliseo Multiuso

Nudos	**Ancho cooperante**	**Carga Kubiloc total**
#	m	t/m
1	0.62	0.002
2	1.12	0.004
3	1.00	0.003
4	1.00	0.003
5	1.00	0.003
6	1.00	0.003
7	1.00	0.003

- **Carga Instalaciones**

Tabla 36

Carga de Instalaciones, Coliseo Multiuso

INSTALACIONES	
0.01	T/m^2

Tabla 37

Carga de instalaciones para correas entre cerchas 3 y 4, 4y 5, 5 y 6. Coliseo Multiuso

Nudos	Ancho cooperante	Carga Instalaciones
#	m	t/m
1	0.56	0.01
2	1.07	0.01
3	1.02	0.01
4	1.02	0.01
5	1.02	0.01
6	1.01	0.01
7	1.01	0.01
8	1.01	0.01
9	1.01	0.01
10	1.01	0.01
11	1.01	0.01
12	1.00	0.01
13	1.00	0.01
14	1.00	0.01
15	1.00	0.01
16	1.00	0.01
17	1.00	0.01

Tabla 38

Carga de instalaciones para correas entre cerchas 2 y 3,6 y 7. Coliseo Multiuso

Nudos	Ancho cooperante	Carga Instalaciones
#	m	t/m
1	0.43	0.01
2	0.93	0.03
3	1.02	0.03

CONTINÚA →

4	1.01	0.03
5	1.01	0.03
6	1.01	0.03
7	1.01	0.03
8	1.01	0.03
9	1.01	0.03
10	1.00	0.03
11	1.00231	0.03
12	1.00148	0.03
13	1.00084	0.03
14	1.00039	0.03
15	1.00011	0.03

Tabla 39

Carga de instalaciones para correas entre cerchas 1 y 2; 7 y 8. Coliseo Multiuso

Nudos	**Ancho cooperante**	**Carga Instalaciones**
#	m	t/m
1	0.62	0.01
2	1.12	0.01
3	1.00	0.01
4	1.00	0.01
5	1.00	0.01
6	1.00	0.01
7	1.00	0.01

- **Carga Viva**

Tabla 40

Carga Viva, Coliseo Multiuso.

Carga Viva	
0.07	t/m2

Tabla 41

Carga viva para correas entre cerchas 3 y 4, 4y 5, 5 y 6. Coliseo Multiuso

Nudos	Ancho cooperante	Carga Viva
#	m	t/m
1	0.56	0.12
2	1.07	0.23
3	1.02	0.21
4	1.02	0.21
5	1.02	0.21
6	1.01	0.21
7	1.01	0.21
8	1.01	0.21
9	1.01	0.21
10	1.01	0.21
11	1.01	0.21
12	1.00	0.21
13	1.00	0.21
14	1.00	0.21
15	1.00	0.21
16	1.00	0.21
17	1.00	0.21

Tabla 42

Carga viva para correas entre cerchas 2 y 3,6 y 7. Coliseo Multiuso

Nudos	Ancho cooperante	Carga Viva
#	m	t/m
1	0.43	0.03
2	0.93	0.07
3	1.02	0.07
4	1.01	0.07

CONTINÚA →

5	1.01	0.07
6	1.01	0.07
7	1.01	0.07
8	1.01	0.07
9	1.01	0.07
10	1.00	0.07
11	1.00	0.07
12	1.00	0.07
13	1.00	0.07
14	1.00	0.07
15	1.00	0.07

Tabla 43

Carga viva para correas entre cerchas 1 y 2; 7 y 8. ColiseoMultiuso

Nudos	**Ancho cooperante**	**Carga Viva**
#	m	t/m
1	0.62	0.04
2	1.12	0.08
3	1.00	0.07
4	1.00	0.07
5	1.00	0.07
6	1.00	0.07
7	1.00	0.07

- **Fuerzas Sísmica**

En la siguiente tabla se presenta el espectro de respuesta elástico de aceleraciones Sa, el mismo que esta expresado como fracción de la aceleración de la gravedad.

Los datos para el espectro se los obtuvieron mediante el estudio de suelos realizado en el sitio donde está previsto realizar la construcción del coliseo multiuso y la tribuna, se realizaron ensayos

SPT para determinar la estratigrafía del lugar, el tipo de suelo y los diferentes parámetros para el diseño sismo resistente de la estructura.

- Z= 0.40
- El suelo es tipo C
- Fa=1.20
- Fd=1.11
- Fs=1.11

Tabla 44

Espectro elástico de aceleraciones. Coliseo Multiuso

T (s)	Sa (g)
0.000	0.096
0.103	0.238
0.150	0.238
0.300	0.238
0.400	0.238
0.471	0.238
0.500	0.238
0.565	0.238
0.600	0.224
0.649	0.207
0.700	0.192
0.800	0.168
0.900	0.149
1.000	0.134
1.100	0.122
1.150	0.117
1.200	0.112
1.400	0.096
1.600	0.084
1.800	0.075

CONTINÚA →

2.000	0.067
2.200	0.061
2.400	0.056
2.600	0.052
2.664	0.050
2.700	0.050
2.800	0.048
2.900	0.046
3.000	0.045

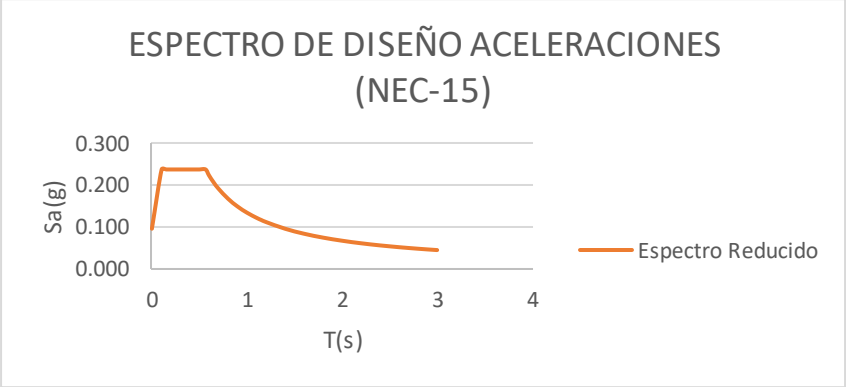


Figura 39 Espectro de diseño NEC 2015, Coliseo Multiuso

3.1.1.3. Combinación de cargas

Las combinaciones de cargas que realiza el programa SAP 2000 se detallan en la siguiente tabla:

Tabla 45
Combinaciones de carga para diseño del acero creadas por el programa SAP 2000, Coliseo multiuso.

DSTL1	1.4 Dead + 1.4 Sobrecarga
DSTL2	1.2 Dead + 1.2 Sobrecarga + 1.6 Carga Viva
DSTL3	1.2 Dead + 1.2 Sobrecarga + 0.5 Carga Viva + 1.3 Viento
DSTL4	1.2 Dead + 1.2 Sobrecarga + 0.5 Carga Viva - 1.3 Viento
DSTL5	0.9 Dead + 0.9 Sobrecarga + 1.3 Viento
DSTL6	0.9 Dead + 0.9 Sobrecarga - 1.3 Viento

CONTINÚA →

DSTL7	1.2 Dead + 1.2 Sobrecarga + 0.5 Carga Viva +1 Sismo en X
DSTL8	1.2 Dead + 1.2 Sobrecarga + 0.5 Carga Viva -1 Sismo en X
DSTL9	1.2 Dead + 1.2 Sobrecarga + 0.5 Carga Viva +1 Sismo en Y
DSTL10	1.2 Dead + 1.2 Sobrecarga + 0.5 Carga Viva - 1 Sismo en Y
DSTL11	0.9 Dead + 0.9 Sobrecarga +1 Sismo en X
DSTL12	0.9 Dead + 0.9 Sobrecarga - 1 Sismo en X
DSTL13	0.9 Dead + 0.9 Sobrecarga + 1 Sismo en Y
DSTL14	0.9 Dead + 0.9 Sobrecarga - 1 Sismo en Y
DSTL15	1.2 Dead + 1.2 Sobrecarga + 0.5 Carga Viva + 1 Sismo en X espectro
DSTL16	1.2 Dead + 1.2 Sobrecarga + 0.5 Carga Viva + 1 Sismo en Y espectro
DSTL17	0.9 Dead + 0.9 Sobrecarga + 1 Sismo en X espectro
DSTL18	0.9 Dead + 0.9 Sobrecarga + 1 Sismo en Y espectro
DSTL19	1 Dead + 1 Sobrecarga
DSTL20	1 Dead + 1 Sobrecarga + 1 Carga Viva

Todas estas combinaciones de carga son determinadas por el programa SAP 2000.

3.1.2. Chequeo de los elementos de las cerchas

Con la ayuda del software SAP2000 especializado en el cálculo de estructuras, se realizó un chequeo de los elementos por el código AISC 360-16. En la siguiente figura se puede ver que presenta una baja demanda comparada con la capacidad resistente de los elementos de la estructura. A pesar de que no toman mucha carga los elementos, sus valores son indispensables ya que se controla deformaciones y derivas elásticas.

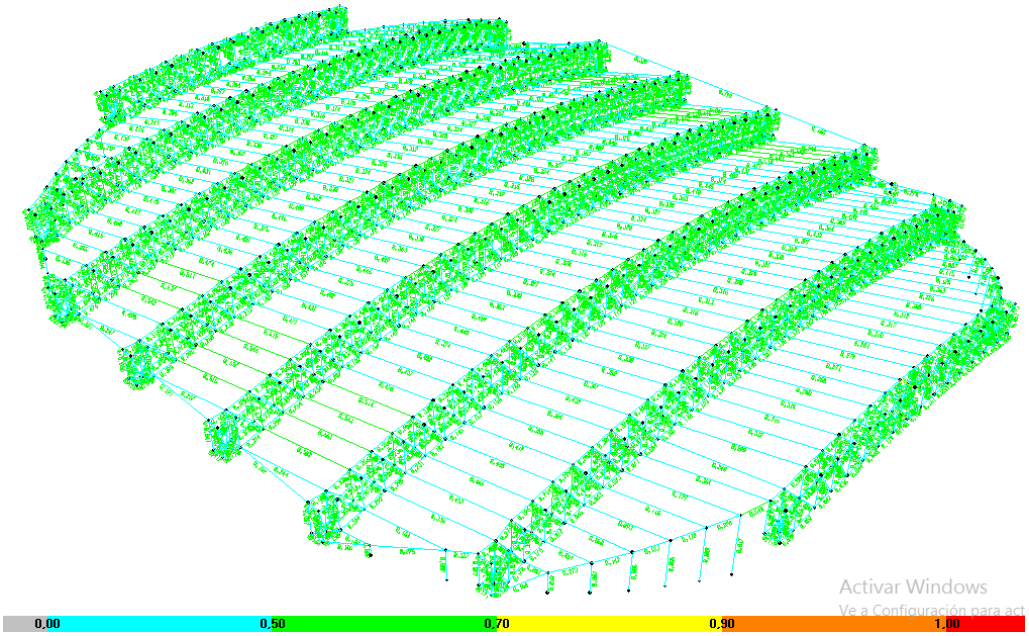


Figura 40 Capacidad vs Carga y Momento, Coliseo Multiuso

3.1.2.1. Diseño de los elementos de las cerchas

Para la comprobación de los elementos se tiene que realizar los chequeos por tracción, compresión y flexión.

En la siguiente tabla se puede ver las especificaciones de la tubería estructural redonda (tubos) y de los perfiles estructurales (correas) que ha sido utilizado en los elementos estructurales.

Tabla 46
Especificaciones acero estructural

Especificaciones Acero A500GrB		
Tubería Estructural redonda (Tubos)		
fy	2952,89	kg/cm2
Fu	4077,80	kg/cm2
Especificaciones Acero A36		
Perfiles Estructurales (Correas)		
fy	2531,05	kg/cm2
Fu	4077,80	kg/cm2

Se ha puesto en consideración la comprobación de los elementos más solicitados de tres elementos indispensables como: Cordón viga principal, elemento tejido especial, elemento tejido tipo y correa.

Cordón viga principal (ϕ = 4"; e = 6mm)

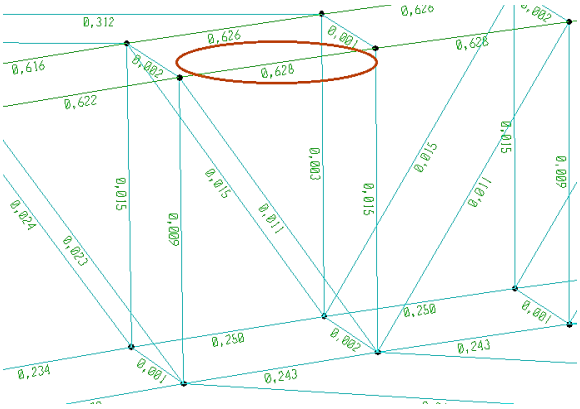


Figura 41 Diseño cordón superior viga principal, Coliseo Multiuso

Tabla 47
Cargas del cordón más solicitado, Coliseo Multiuso

Acción	Magnitud	Unidad
P (Diseño)	25919,76	Kg
Mx (Diseño)	3884,28	Kg-cm
My (Diseño)	76,48	Kg-cm

Diseño de miembros a Compresión

$$P_u \leq \emptyset_t * P_n$$

$$\lambda c = \frac{KL}{r} * \frac{1}{\pi}\sqrt{\frac{Fy}{E}}$$

$$\lambda c = \frac{1 * 100{,}07\ cm}{3{,}39\ cm} * \frac{1}{3.141}\sqrt{\frac{2952.89\ {}^{kg}/_{cm^2}}{2038901{,}92\ {}^{kg}/_{cm^2}}} = 0{,}36$$

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{Fy}} \qquad \text{ó} \qquad \lambda c \leq 2.25$$

$$F_{cr} = \left(0.66^{0.36^2}\right) * 2952.89\,{}^{kg}/_{cm^2} = 2798.75\,{}^{kg}/_{cm^2}$$

$$P_n = F_{cr} * A_g$$

$$P_n = 2798.75\,{}^{kg}/_{cm^2} * 18.02\ cm^2 = 50433.55\ \text{kg}$$

$$P_u = \emptyset_t * P_n$$

$$P_u = 0.90 * 50433.55\ \text{kg} = 45390{,}19\ \text{kg}$$

$$P_u > P_{diseño}$$

$$45390{,}19\ kg > 25919{,}76\ kg \qquad \rightarrow \qquad OK$$

Diseño de miembros a Flexión

$$M_u = \emptyset_b * M_n$$

$$M_u = \emptyset_b * Fy * Z$$

Módulo plástico de la sección:

$$Z = 54.91\ cm^3$$

$$Z_{req} = \frac{M_u}{\emptyset_b * Fy}$$

$$Z_{reqx} = \frac{3884{,}28\ \text{kg} - \text{cm}}{0.90 * 2952.89\,{}^{kg}/_{cm^2}} = 1.46\ cm^3$$

$$Z > Z_{reqx}$$

$$54.908\ cm^3 > 1.451\ cm^3 \qquad \rightarrow \qquad OK$$

$$Z_{reqy} = \frac{76{,}48 \text{ kg} - \text{cm}}{0.90 * 2952.89 \, {}^{kg}/_{cm^2}} = 0.03 \; cm^3$$

$$Z > Z_{reqy}$$

$$54.91 \; cm^3 > 0.03 \; cm^3 \qquad \rightarrow \qquad OK$$

Capacidad de la sección

$$R = Axl + Mx + My$$

$$Axl = \frac{P_{real}}{P_u}$$

$$Axl = \frac{25919{,}76 \; kg}{45390{,}19 \; kg} = 0.571$$

$$Mx = \frac{Z_{req}\, x}{Z}$$

$$Mx = \frac{1.46 \;\; cm^3}{54.91 \;\; cm^3} = 0.027$$

$$My = \frac{Z_{req}\, y}{Z}$$

$$My = \frac{0.03 \; cm^3}{54.91 \; cm^3} = 0.001$$

$$R = 0.571 + 0.027 + 0.001 = 0.598$$

El cordón inferior de la cercha está trabajando en un 59.80% de la capacidad total de la sección, este valor se compara con el valor obtenido en el SAP2000 como se muestra a continuación:

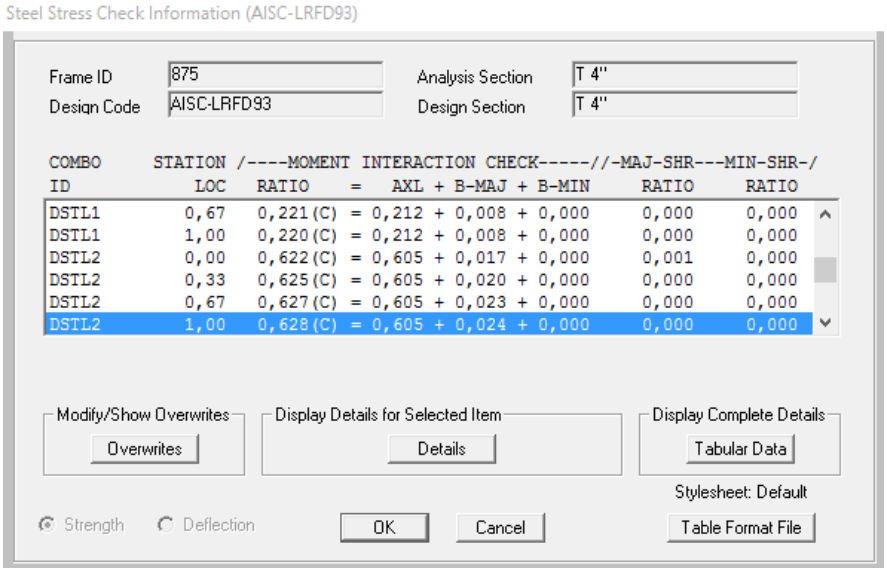


Figura 42 Capacidad de trabajo del cordón superior, Coliseo Multiuso

- **Elemento del tejido central sobre la columna 8CL (ϕ = 4"; e = 6mm)**

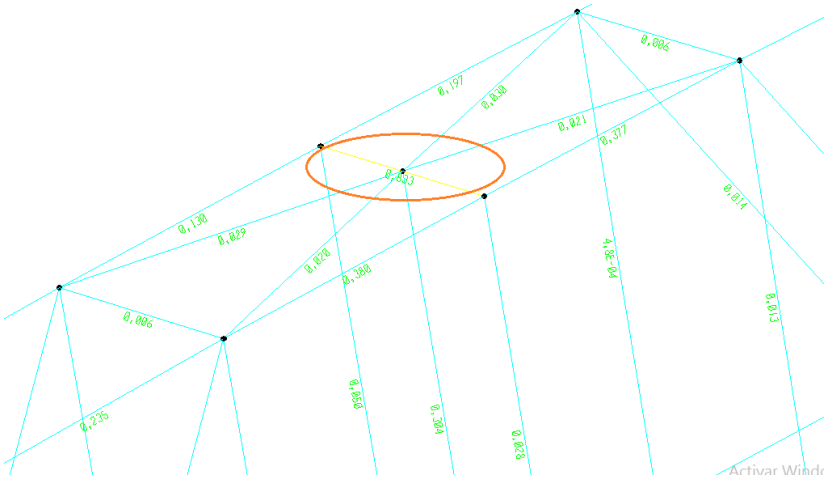


Figura 43 Diseño del tejido central sobre columna 8CL– Cercha 8.Coliseo Multiuso

Tabla 48

Cargas del tejido de la cercha más solicitada, Coliseo Multiuso

Acción	Magnitud	Unidad
P (Diseño)	258,59	Kg
Mx (Diseño)	121166,73	Kg-cm
My (Diseño)	298,46	Kg-cm

Diseño de miembros a Tracción

$$P_u = 0.90 * 4077.80\,{}^{kg}/_{cm^2} * 18.02\ cm^2 = 66133.82\ kg$$

$$P_u > P_{diseño}$$

$$66133.82\ kg > 258{,}59\ kg \qquad \rightarrow \qquad OK$$

Diseño de miembros a Flexión

Módulo plástico de la sección: $Z = 54.91\ cm^3$

$$Z_{reqx} = \frac{121166{,}73\ \text{kg} - \text{cm}}{0.90 * 2952.89\ {}^{kg}/_{cm^2}} = 45{,}59\ cm^3$$

$$Z > Z_{reqx}$$

$$54.91\ cm^3 > 45{,}59\ cm^3 \qquad \rightarrow \qquad OK$$

$$Z_{reqy} = \frac{298{,}46\ \text{kg} - \text{cm}}{0.90 * 2952.89\ {}^{kg}/_{cm^2}} = 0.11\ cm^3$$

$$Z > Z_{reqy}$$

$$54.91\ cm^3 > 0.11\ cm^3 \qquad \rightarrow \qquad OK$$

Capacidad de la sección

$$Axl = \frac{258{,}59\ kg}{66133.822\ kg} = 0.004$$

$$Mx = \frac{45{,}59\ \ cm^3}{54.91\ \ cm^3} = 0.830$$

$$My = \frac{0.11\ cm^3}{54.91\ cm^3} = 0.002$$

$$R = 0.004 + 0.830 + 0.002 = 0.836$$

El elemento del tejido de la cercha está trabajando en un 83.60% de la capacidad total de la sección, este valor se compara con el valor obtenido en el SAP2000 como se muestra a continuación:

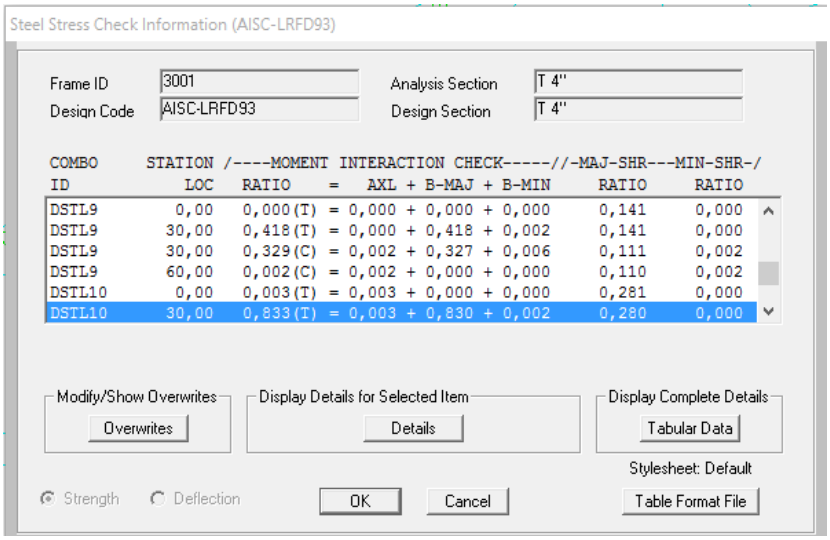


Figura 44 Capacidad de trabajo del elemento del tejido central, cerchas Coliseo Multiuso

- **Elemento tejido tipo (ϕ = 2"; e = 3mm)**

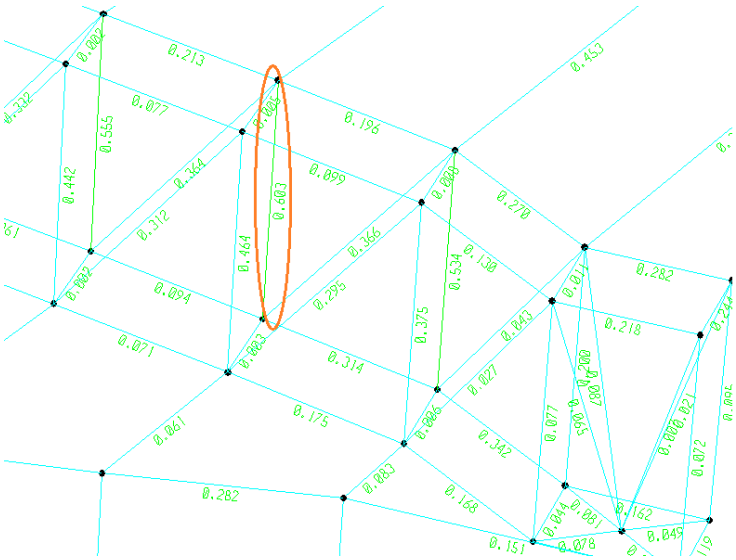


Figura 45 Diseño del tejido tipo, Coliseo Multiuso

Tabla 49

Carga del tejido tipo más solicitado, Coliseo Multiuso

Acción	Magnitud	Unidad
P (Diseño)	4211,89	Kg

Diseño de miembros a Compresión

$$\lambda cx = \frac{1 * 150{,}00\ cm}{1{,}69\ cm} * \frac{1}{3.141}\sqrt{\frac{2952{,}89\ {}^{kg}/_{cm^2}}{2038901{,}92\ {}^{kg}/_{cm^2}}} = 1{,}07$$

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{Fy}} \qquad \text{ó} \qquad \lambda c \leq 2.25$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{1{,}07^2}\right) * 2952{,}89\ {}^{kg}/_{cm^2} = 1823{,}31\ {}^{kg}/_{cm^2}$$

$$P_n = 1823{,}31\ {}^{kg}/_{cm^2} * 4{,}51\ cm^2 = 8213{,}99\ \text{kg}$$

$$P_u = 0.90 * 7392{,}59\ \text{kg} = 7392{,}59\ \text{kg}$$

$$P_u > P_{diseño}$$

$$7392{,}59\ kg > 4211{,}89\ kg \qquad \rightarrow \qquad OK$$

Capacidad de la sección

$$Axl = \frac{4211{,}89\ \ kg}{7392{,}59\ \ kg} = 0.57$$

$$R = 0.57$$

La correa está trabajando en un 57,00% de la capacidad total de la sección, este valor se compara con el valor obtenido en el SAP2000 como se muestra a continuación:

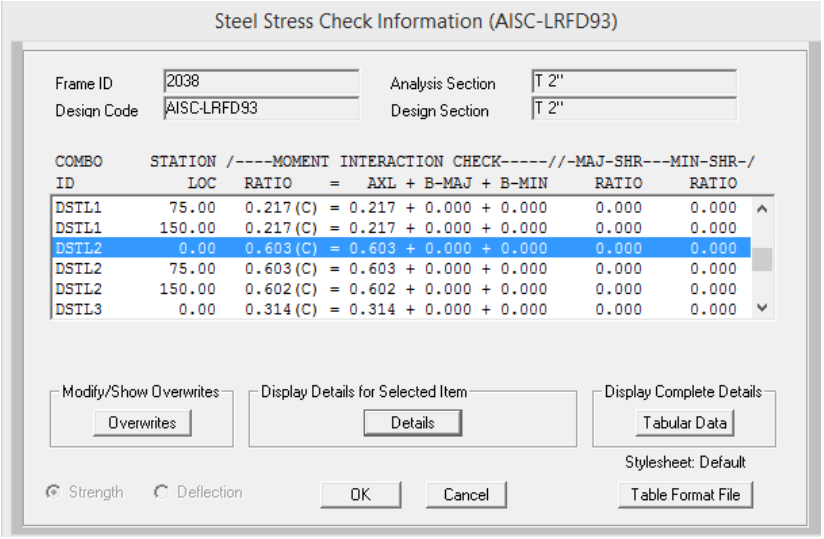


Figura 46 Capacidad de trabajo elemento tejido tipo, Coliseo Multiuso

- **Correa (200x100x25x4) mm**

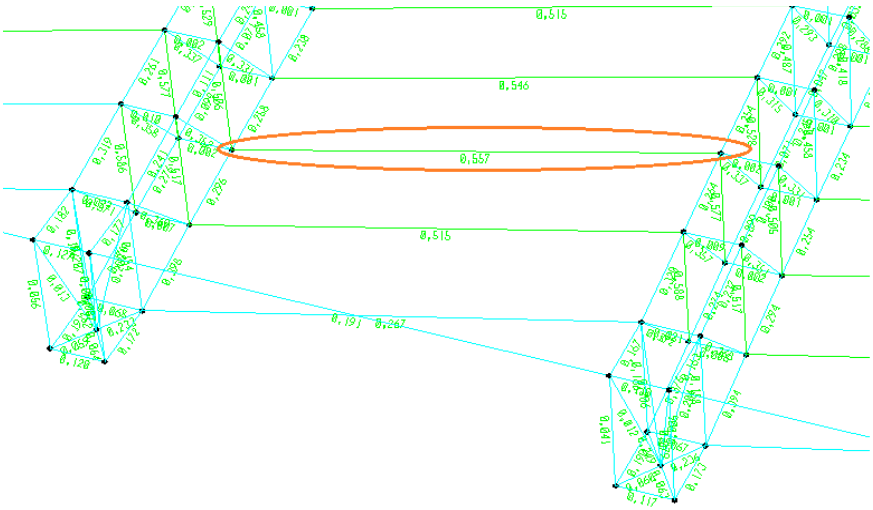


Figura 47 Diseño correa (200x100x25x4) mm

Tabla 50
Cargas de la correa más solicitada, Coliseo Multiuso

Acción	Magnitud	Unidad
P (Diseño)	58,78	Kg
Mx (Diseño)	-11609,30	Kg-cm
My (Diseño)	54217,32	Kg-cm

Diseño de miembros a Compresión

$$\lambda cx = \frac{1 * 560{,}45\ cm}{7{,}29\ cm} * \frac{1}{3.141}\sqrt{\frac{2531{,}05\ {}^{kg}/_{cm^2}}{2038901{,}92\ {}^{kg}/_{cm^2}}} = 0{,}86$$

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{Fy}} \qquad \text{ó} \qquad \lambda c \leq 2.25$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{0{,}86^2}\right) * 2531{,}05\ {}^{kg}/_{cm^2} = 1853{,}79\ {}^{kg}/_{cm^2}$$

$$P_n = 1853{,}79\ {}^{kg}/_{cm^2} * 23{,}36\ cm^2 = 43304{,}51\ \text{kg}$$

$$P_u = 0.90 * 43304{,}51\ \text{kg} = 38974{,}06\ \text{kg}$$

$$P_u > P_{diseño}$$

$$38974{,}06\ kg > 58{,}78\ kg \qquad \rightarrow \qquad OK$$

Diseño de miembros a Flexión

Módulo plástico de la sección:

$$Zx = 152{,}13\ cm^3$$

$$Zy = 93{,}73\ cm^3$$

$$Z_{reqx} = \frac{11609{,}30\ \text{kg} - \text{cm}}{0.90 * 2531{,}05\ {}^{kg}/_{cm^2}} = 5{,}09\ cm^3$$

$$Z > Z_{reqx}$$

$$152{,}13\ cm^3 > 5{,}09\ cm^3\ cm^3 \qquad \rightarrow \qquad OK$$

$$Z_{reqy} = \frac{54217{,}32 \text{ kg} - \text{cm}}{0.90 * 2531{,}05 \, {}^{kg}/_{cm^2}} = 23{,}80 \ cm^3$$

$$Z > Z_{reqy}$$

$$93{,}73 \ cm^3 > 23{,}80 \ cm^3 \qquad \rightarrow \qquad OK$$

Capacidad de la sección

$$Axl = \frac{58{,}78 \ kg}{38974{,}06 \ \ kg} = 0.002$$

$$Mx = \frac{5{,}09 \ \ cm^3}{152{,}13 \ \ cm^3} = 0.093$$

$$My = \frac{23{,}80 \ cm^3}{93{,}73 \ cm^3} = 0.433$$

$$R = 0.002 + 0.093 + 0.433 = 0.528$$

La correa está trabajando en un 52.80% de la capacidad total de la sección, este valor se compara con el valor obtenido en el SAP2000 como se muestra a continuación:

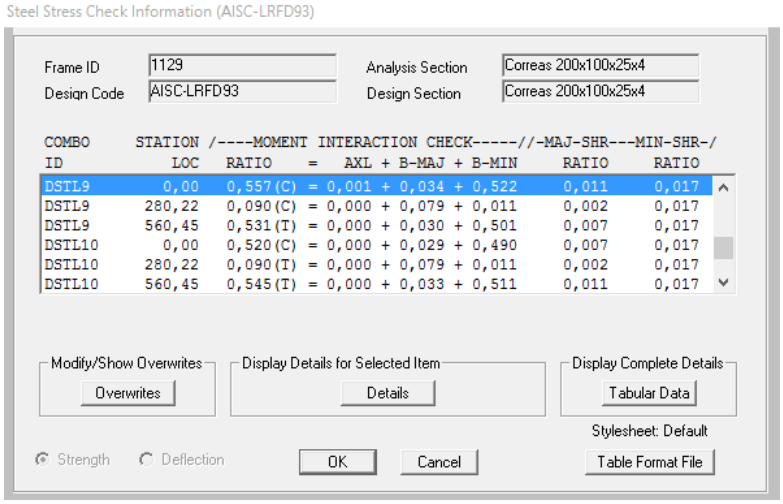


Figura 48 Capacidad de trabajo correa tipo, Coliseo Multiuso

3.1.3. Deflexiones

Según ACI 318 (2014) para entrepisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daño debido a deflexiones grades, el límite de deflexión será:

$$\Delta_{límite} = \frac{L}{360}$$

En la siguiente Tabla se puede ver los límites de deflexión y la máxima deflexión de todas las cerchas, se puede observar que todos pasan el chequeo de deflexión.

Tabla 51

Límite de deflexión de las cerchas, Coliseo Multiuso

Cerchas	Luz libre	Límite Deflexión	Máxima Deflexión
	(m)	(cm)	(cm)
1	15,26	4,2	0,2
2	30,28	8,4	2,9
3	35,00	9,7	3,9
4	35,00	9,7	4,2
5	35,00	9,7	4,2
6	35,00	9,7	3,9
7	30,28	8,4	3,0
8	15,26	4,2	0,2

La deflexión se da por la aplicación de la carga viva (L), en la siguiente figura se puede apreciar una de las cerchas de análisis.

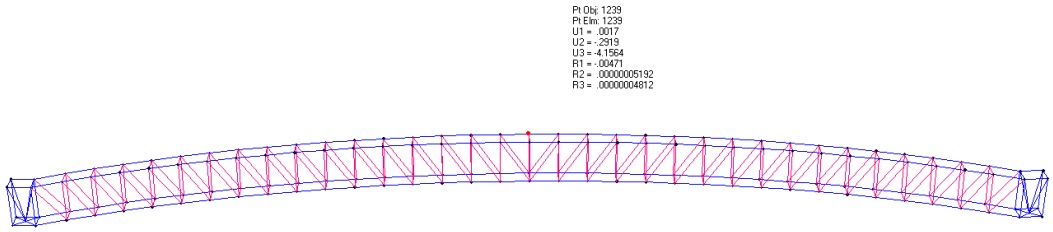


Figura 49 Cercha 5: Deflexión central, Coliseo Multiuso

3.1.4. Diseño de nudos en cercha metálica

La cercha de cubierta tiene varios tipos de nudos que se los ha nombrado, como se muestra en la siguiente tabla, por el número y tipo de perfiles que llegan a él. Cabe recalcar que el diseño se lo realizo para el nudo tipo con las mayores cargas que podrá recibir, de esta manera si las soporta podrá soportar las distintas cargas menores o iguales a la del diseño. El método utilizado es LRFD.

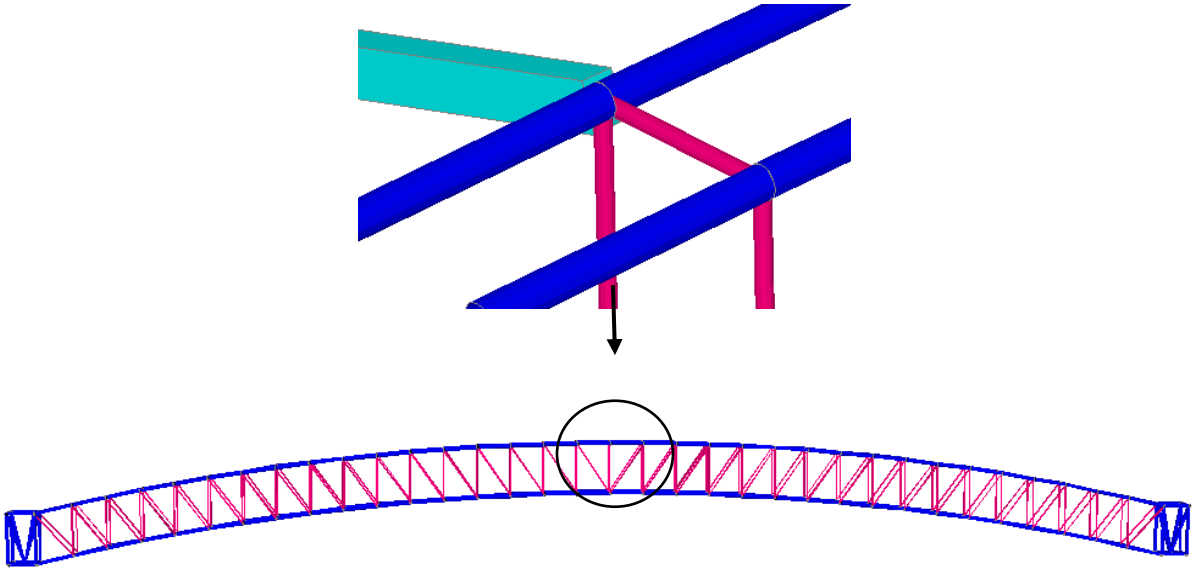
Tabla 52

Tipos de nudo, ubicación y elementos que une. Coliseo Multiuso.

	Ubicación	Que une
Tipo 1	Nudo del de la mitad de las luces de las cerchas de la 2 a la 7.	Cordón superior con dos perfiles tubulares de 2” uno en sentido horizontal y otro en sentido vertical.
Tipo 2	Son los nudos de todas las cerchas, sin tomar en cuenta los del centro de las cerchas y los laterales o nudos de apoyo.	Tanto al cordón superior o cordón inferior con tres perfiles tubulares de 2”, uno en sentido horizontal, otro en sentido vertical y un tercero con inclinación.
Tipo 3	Nudo del de la mitad de las luces de las cerchas de la 2 a la 7.	Cordón inferior con cuatro perfiles tubulares, uno en sentido horizontal, otro en sentido vertical y dos más con una inclinación.
Tipo 4	Son todos los nudos donde empieza y terminan las correas metálicas.	Cordón superior e inferior con correas metálicas 2G.
Tipo 5	Extremos de las cerchas	Unión de 8 perfiles metálicos tubulares de 4”.

Se detalla el proceso de cálculo del nudo Tipo 1 y de los siguientes tipos se indicará los resultados obtenidos.

TIPO 1:



Las fuerzas axiales que actúan en cada tubo son las que se muestran en la siguiente figura.

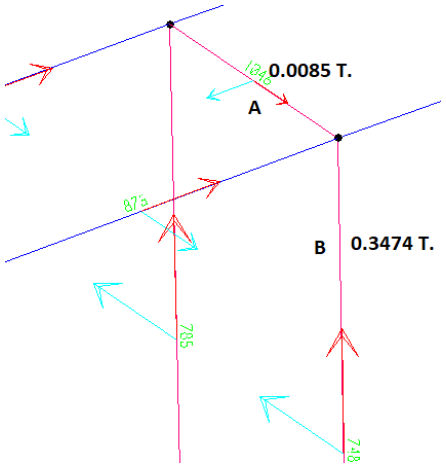


Figura 50 Fuerzas axiales Nudo Tipo 1. Coliseo Multiuso

Según la figura anterior se llama A y B a los perfiles tubulares de 2" del tejido de la cercha.

- Unión tubo A con cordón superior

Se opta por una placa A36 de 6 mm. de espesor y un electrodo E6013 para el cordón de suelda.

Tabla 53

Especificaciones técnicas de elementos para nudos.

Pernos A325		
Fu	8400	Kg/cm^2
Fy	6440	Kg/cm^2
Fv=0.4*Fy	2576	Kg/cm^2
Placa A36		
Fu	4060	Kg/cm^2
Fy	2530.8	Kg/cm^2
Electrodo E6013		
Fu	4384.78	Kg/cm^2
Fy	3365.06	Kg/cm^2
Fn=0.6*Fy	2019.04	Kg/cm^2

La longitud del cordón de la suelda será igual a:

$$l = (2 * 50mm) = 10cm.$$

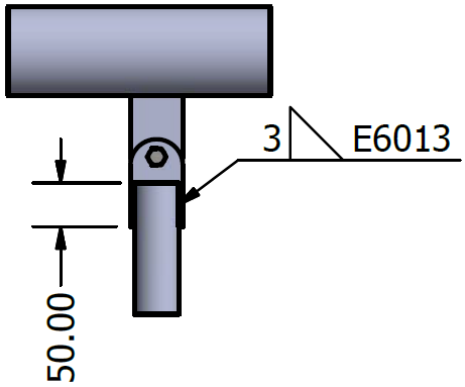


Figura 51 Longitud de cordón de suelda entre placa y tubo A del nudo Tipo 1.Coliseo Multiuso

Tabla 54

Diseño de la suelda entre placa y tubo de A" en nudo Tipo 1.Coliseo Multiuso.

DATOS		
Pu=	0.0085	T
Tamaño nominal suelda:	0.3	cm
Longitud del cordón:	10	cm
Fy placa:	2	**CONTINÚA →**
Fn elec=0.6*Fy:	2019.04	kg/cm^2
espesor placa:	0.6	cm
b placa:	6	cm
DISEÑO DE LA SUELDA		
t=0.707*w	0.2121	cm
Capacidad Suelda		
ΦPn1=0.75*Fn*t*L	3211.79	Kg
Capacidad de placa		
ΦPn2= 0.9*Fyp*e*L	8199.79	Kg
ΦPn=	3.21	T.

$$Pu \leq \emptyset P_n$$

$$0.0085\ T \leq 3.21\ T$$

Conclusión: el cordón de suelda si soportará la carga axial producida por el tubo de 2". Además se diseña una placa que se suelda al cordón superior de la cercha. Su longitud de cordón de suelda es: $l = 6\ cm$

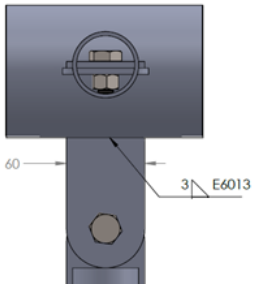


Figura 52 Longitud de cordón de suelda entre placa y tubo de 4" en nudo Tipo 1. Coliseo Multiuso

Tabla 55

Diseño de la suelda entre placa y tubo de 4" en nudo Tipo 1. Coliseo Multiuso

DATOS		
Pu=	0.0085	T
Tamaño nominal suelda:	0. 3	cm
Longitud del cordón:		**CONTINÚA →**
Fy placa:	2530.8	kg/cm^2
Fn elec=0.6*Fy:	2019.04	kg/cm^2
espesor placa:	0.6	cm
b placa:	6	cm
DISEÑO DE LA SUELDA		
t=0.707*w	0.2121	cm
Capacidad Suelda		
ΦPn1=(0.75*Fn*t*L)*[1+0.5sen$^{1.5}$90°]	2890.61	Kg
Capacidad de placa		
ΦPn2= 0.9*Fyp*e*L	8199.79	Kg
ΦPn=	2.89	T.

$$Pu \leq \emptyset P_n$$

$$0.0085\ T \leq 2.89\ T$$

Conclusión: el cordón de suelda si soportará la carga axial producida por el tubo A transmitida por la placa.

Al ya tener las dos placas se las emperna para crear la unión articulada.

Tabla 56

Diseño de perno para conexión articulada nudo Tipo 1. Coliseo Multiuso

ϕ Perno (d)=	**1/2**	**Pulg**
Área perno(Ap)=	1.27	cm^2
Tipo de perno=	**A 325**	
Fy perno (Fyp)=	6440	kg/cm^2
Material placa=	**A 36**	
Fy placa (Fyt)=	2530.8	kg/cm^2
Espesor placa (t)=	6	mm
N (corte simple/doble)=	1	
Resistencia a corte		
$V = 0.75 * (0.4 * Fyp) * N * Ap$		
V=	2447.40	Kg
Resistencia al aplastamiento (Placa)		
$A = 2.4 * 0.75 * Fyt * d * t$		
A=	3471.25	Kg
Resistencia de aplastamiento de diseño para un solo tornillo		
$R = \min(V; A)$		
R=	2447.40	Kg
# Requerido de tornillos		
# =	0.0035	U

Un perno de ½” es suficiente para soportar la carga axial del tubo de 2”, transmitida por la placa de 5mm.

- Unión tubo B con cordón superior

Los cálculos son exactamente iguales al del tubo A, simplemente se deberá realizar la comprobación de la carga axial del tubo B

$$Pu \leq \emptyset P_n$$

$$0.3474\ T \leq 3.21\ T$$

Conclusión: el cordón de suelda si soportará la carga axial producida por el tubo B de 2".

La placa que se suelda al cordón superior también soporta la carga axial producida por el tubo de B de 2" transmitida por la placa.

$$Pu \leq \emptyset P_n$$

$$0.3474\ \ T \leq 2.89\ T$$

Al ya tener las dos placas se las emperna para crear la unión articulada con un solo perno de ½" para soportar la carga axial del tubo B de 2", transmitida por la placa de 5mm.

El nudo diseñado quedará de la siguiente manera:

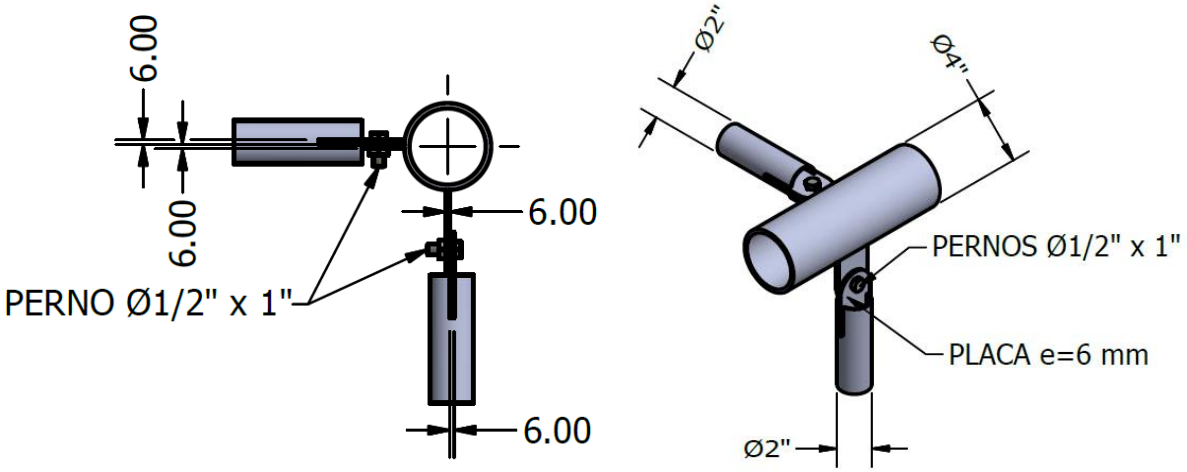
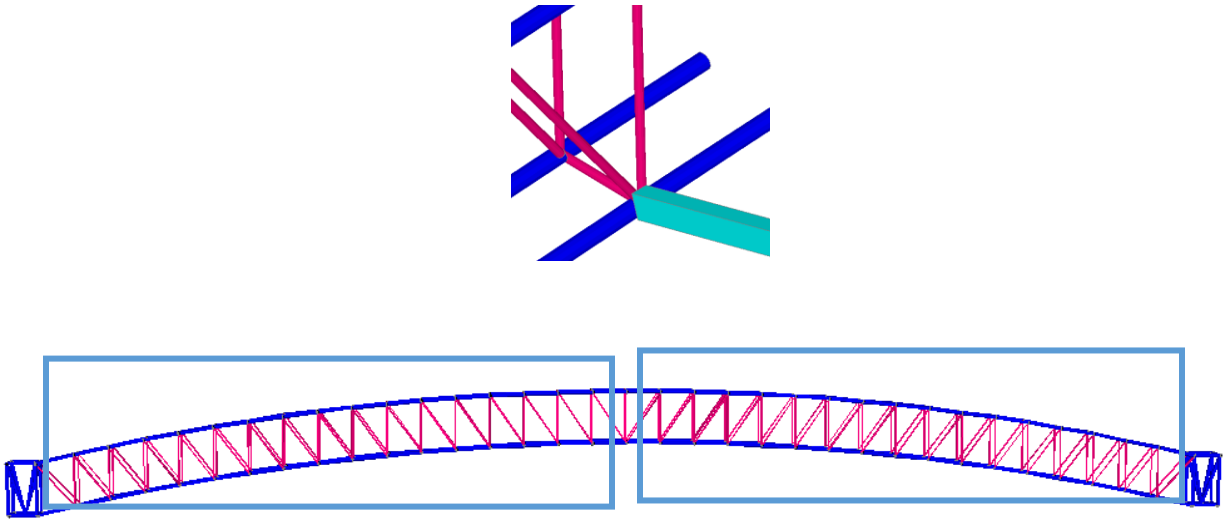


Figura 53 Nudo tipo 1. Coliseo Multiuso

TIPO 2:



Las fuerzas axiales en cada barra son las siguientes:

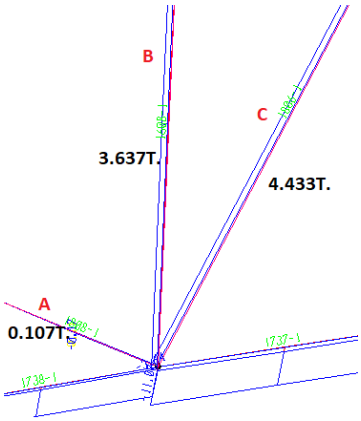


Figura 54 Fuerzas axiales en nudo Tipo 2. Coliseo Multiuso

- Unión del tubo A con el cordón inferior

Los cálculos son exactamente iguales al del tubo A del nudo Tipo 1, simplemente se deberá realizar las distintas comprobaciones. A continuación se presenta un resumen:

Tabla 57
Resumen diseño unión tubo A en nudo Tipo 2. Coliseo Multiuso

Suelda placa de 10mm con tubo horizontal de 2"del tejido.	Long. de suelda: 12 cm Tamaño nominal: 3mm.	$Pu \leq \emptyset P_n$ $0.107\ T \leq 3.85\ T$	Ok

CONTINÚA →

Suelda placa 10mm con tubo de 4”(cordón inferior)	Long. de suelda:6 cm Tamaño nominal: 3mm.	$Pu \leq \emptyset P_n$ $0.107\ T \leq 2.89\ T$	Ok
Perno que une las dos placas de 10mm.	1 perno requerido de ½”		Ok

- Unión del tubo B con el cordón inferior

Tabla 58
Resumen diseño unión tubo B en nudo Tipo 2. Coliseo Multiuso

Suelda placa de 10mm con tubo horizontal de 2”del tejido.	Long. de suelda: 24 cm Tamaño nominal: 3mm.	$\boldsymbol{Pu \leq \emptyset P_n}$ $\boldsymbol{3.637 \leq 7.71\ T}$	Ok
Suelda placa 10 mm con tubo de 4”(cordón inferior)	Long. de suelda:17.5 cm Tamaño nominal: 3mm.	$Pu \leq \emptyset P_n$ $3.637\ T \leq 5.62\ T$	Ok
Perno que une las dos placas de 10 mm.	1 perno requerido de 1 ”		Ok

- Unión del tubo C con el cordón inferior

El tubo C se encuentra con una inclinación de 56.58 ° con respecto del cordón inferior

Tabla 59
Resumen diseño unión tubo C en nudo Tipo 2. Coliseo Multiuso

Suelda placa de 10mm con tubo horizontal de 2”del tejido.	Long. de suelda: 24 cm Tamaño nominal: 3mm.	$Pu \leq \emptyset P_n$ $4.43\ T \leq 7.71\ T$	Ok
Suelda placa 10mm con tubo de 4”(cordón inferior)	Long. de suelda:17.5 cm Tamaño nominal: 3mm.	$Pu \leq \emptyset P_n$ $4.43\ T \leq 5.62\ T$	Ok
Perno que une las dos placas de 10mm.	1 perno requerido de 1 ”		Ok

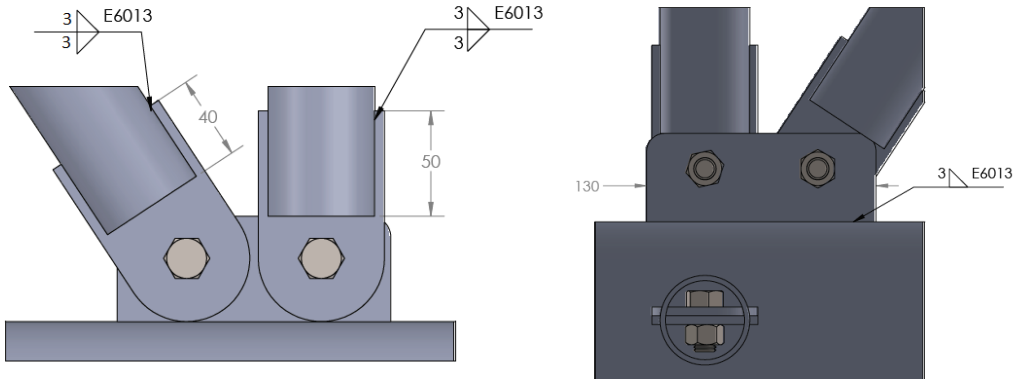


Figura 55 Detalle longitudes de cordón de suelda para nudo tipo 2. Coliseo Multiuso

Nota: el primer detalle se refiere a la suelda del tubo A, la segunda al tubo B y C, y la tercera a la placa que une al cordón inferior con los tubos B y C.

El nudo diseñado será el siguiente:

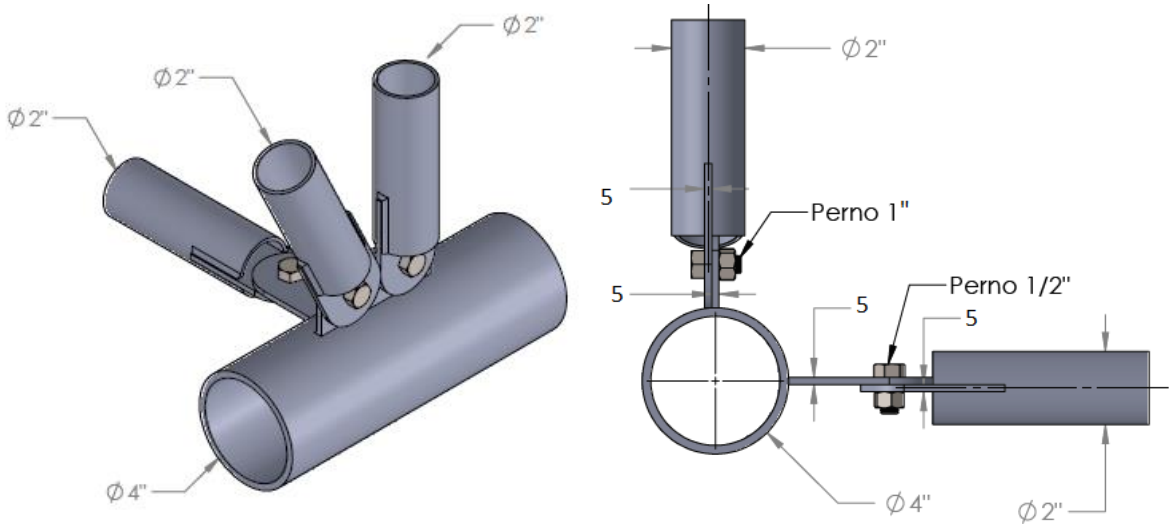
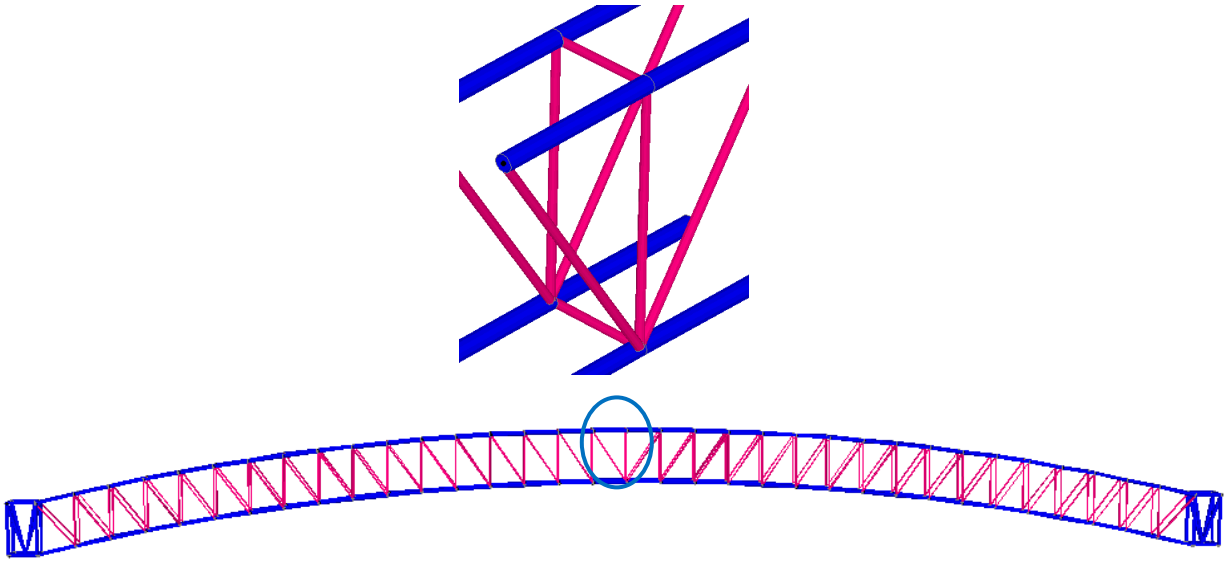


Figura 56 Nudo tipo 2. Coliseo Multiuso

TIPO 3:



Las fuerzas actuantes axiales de cada barra son las siguientes:

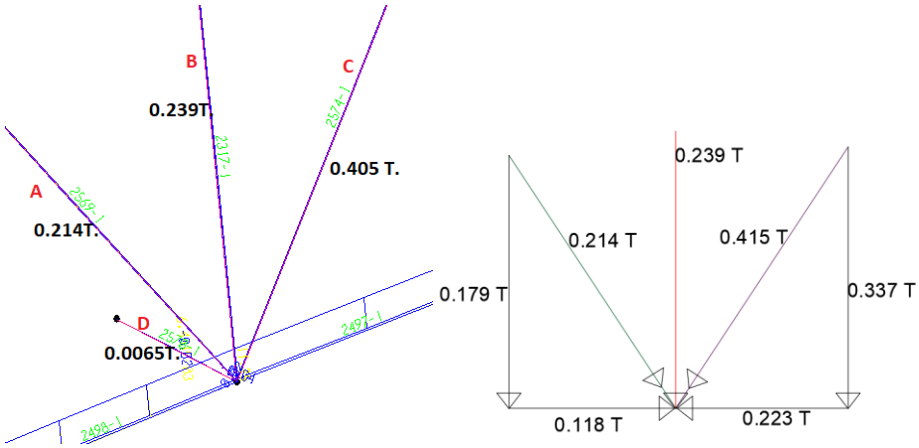


Figura 57 Fuerzas axiales Nudo Tipo 3. Coliseo Multiuso

Para el análisis de este tipo de nudo se nombra con las letras A, B, C y D a los tubos de 2" que son parte del tejido.

A continuación se presenta un resumen sobre el diseño de cada parte del nudo.

- Unión del tubo A con el cordón inferior

Tiene una inclinación de 56.68 ° con respecto de la placa al igual que el tubo C.

Tabla 60
Resumen diseño unión tubo A en nudo Tipo 3. Coliseo Multiuso

Suelda placa de 10mm con tubo horizontal de 2"del tejido.	Long. de suelda: 12 cm Tamaño nominal: 3mm.	$Pu \leq \emptyset P_n$ $0.214\ T \leq 3.85\ T$	Ok
Suelda placa 10mm con tubo de 4"(cordón inferior)	Long. de suelda:22 cm Tamaño nominal: 3mm.	$Pu \leq \emptyset P_n$ $0.214\ T \leq 10.6T$	Ok
Perno que une las dos placas de 10mm.	1 perno requerido de ½"		Ok

- Unión del tubo B con el cordón inferior

Tabla 61
Resumen diseño unión tubo B en nudo Tipo 3. Coliseo Multiuso

Suelda placa de 10mm con tubo horizontal de 2"del tejido.	Long. de suelda: 12 cm Tamaño nominal: 3mm.	$Pu \leq \emptyset P_n$ $0.239 \leq 3.85\ T$	Ok
Suelda placa 10mm con tubo de 4"(cordón inferior)	Long. de suelda:22 cm Tamaño nominal: 3mm.	$Pu \leq \emptyset P_n$ $0.239\ T \leq 10.6\ T$	Ok
Perno que une las dos placas de 10mm.	1 perno requerido de ½"		Ok

- Unión del tubo C con el cordón inferior

Tabla 62
Resumen diseño unión tubo C en nudo Tipo 3. Coliseo Multiuso

Suelda placa de 10mm con tubo horizontal de 2"del tejido.	Long. de suelda: 12 cm Tamaño nominal: 3mm.	$Pu \leq \emptyset P_n$ $0.415\ T \leq 3.85\ T$	Ok

CONTINÚA →

Suelda placa 10mm con tubo de 4"(cordón inferior)	Long. de suelda:22 cm Tamaño nominal: 3mm.	$Pu \leq \emptyset P_n$ $0.415\ T \leq 10.6\ T$	Ok
Perno que une las dos placas de 10mm.	1 perno requerido de ½"		Ok

- Unión del tubo D con el cordón inferior

Tabla 63

Resumen diseño unión tubo D en nudo Tipo 3. Coliseo Multiuso

Suelda placa de 10mm con tubo horizontal de 2"del tejido.	Long. de suelda: 12 cm Tamaño nominal: 3mm.	$Pu \leq \emptyset P_n$ $0.0065\ T \leq 3.85T$	Ok
Suelda placa 10mm con tubo de 4"(cordón inferior)	Long. de suelda:6 cm Tamaño nominal: 3mm.	$Pu \leq \emptyset P_n$ $0.0065 \leq 2.89\ T$	Ok
Perno que une las dos placas de 10mm.	1 perno requerido de ½"		Ok

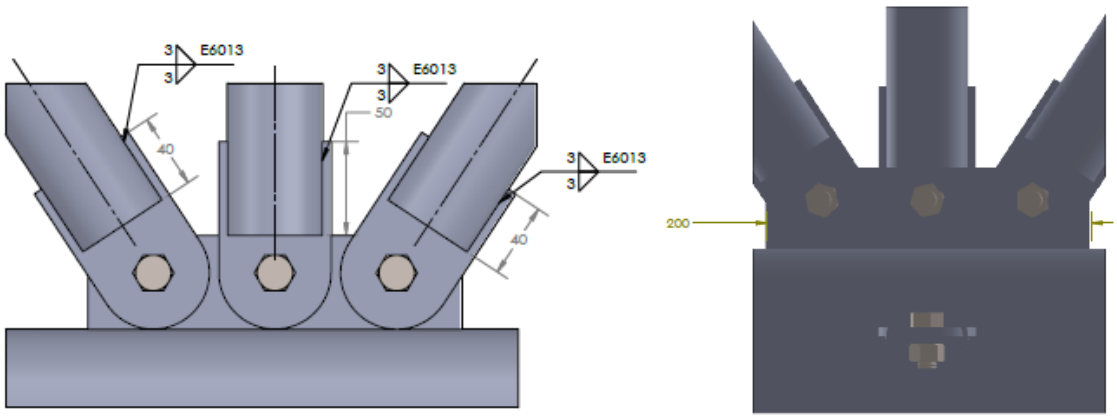


Figura 58 Detalle longitudes de cordón de suelda para nudo tipo 3. Coliseo Multiuso

Nota: El primer detalle se refiere al tubo A, B y C, el segundo detalle a la placa que une el tubo A,B, y C con el cordón inferior de la cercha.

El nudo diseñado quedará de la siguiente manera:

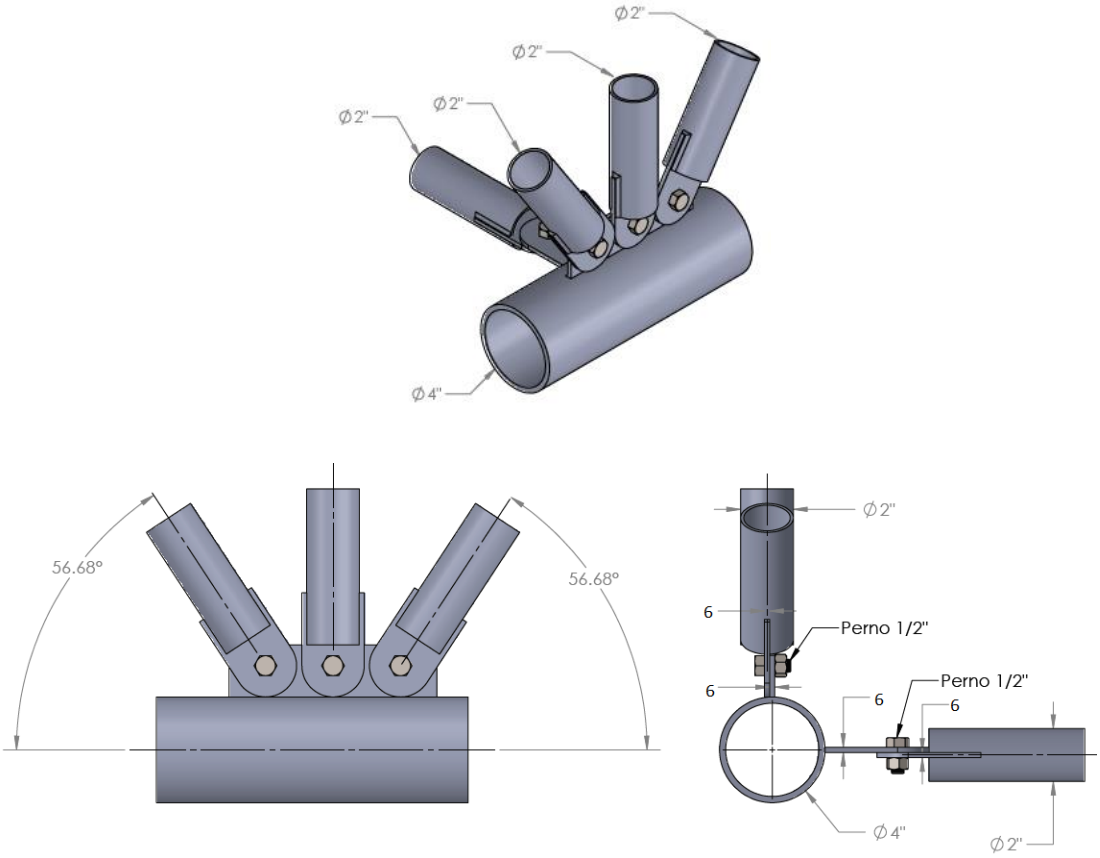
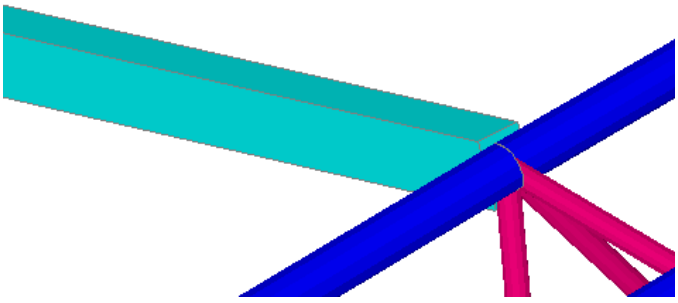


Figura 59 Diseño nudo tipo 3. Coliseo Multiuso

TIPO 4:



Se diseña una suelda q soporte la fuerza axial producida por la correa de perfil metálico 2G unido a una placa de 3mm.

Las longitudes de cordón de suelda se muestran en la siguiente figura

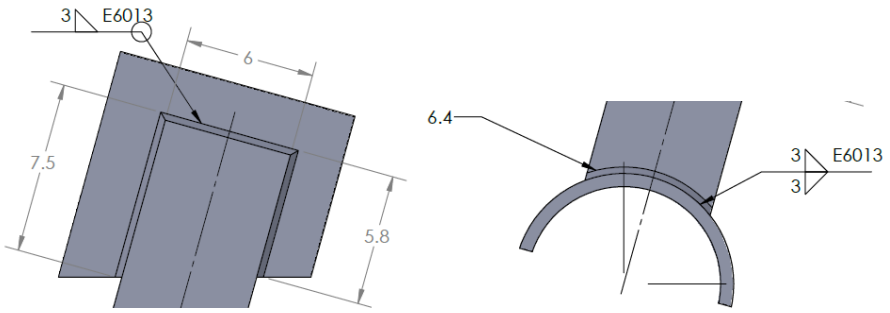


Figura 60 Detalle longitud de cordones de suelda nudo tipo 4. Coliseo Multiuso

Tabla 64

Diseño de la suelda nudo Tipo 4. Coliseo Multiuso

DATOS		
Pu=	1.54	T
Tamaño nominal suelda:	0.3	cm
Longitud del cordón:	19	cm
Fy placa:	2530.8	kg/cm^2
Fn elec=0.6*Fy:	2019.04	kg/cm^2
espesor placa:	0.4	cm
b placa:	6	cm
DISEÑO DE LA SUELDA		
t=0.707*w	0.2121	cm
Capacidad Suelda		
ΦPn1=0.75*Fn*t*L	6102.40	Kg
Capacidad de placa		
ΦPn2= 0.9*Fyp*e*L	8199.79	Kg
ΦPn=	6.10	T.

$$Pu \leq \emptyset P_n$$

$$1.54\ T \leq 6.10\ T$$

Por lo tanto la suelda si soporta la carga del perfil metálico.

Y también se suelda la placa antes mencionada con el tubo de 4” del cordón ya sea superior o inferior.

Tabla 65

Diseño de la suelda entre placa y tubo de 4" en nudo Tipo 4. Coliseo Multiuso

DATOS		
Pu=	1.54	T
Tamaño nominal suelda:	0.3	cm
Longitud del cordón:	12.5	cm
Fy placa:	2530.8	kg/cm^2
Fn elec=0.6*Fy:	2019.04	kg/cm^2
espesor placa:	0.6	cm
b placa:	6	cm
DISEÑO DE LA SUELDA		
t=0.707*w	0.2121	cm
Capacidad Suelda		
ΦPn1=0.75*Fn*t*L	4014.73	Kg
Capacidad de placa		
ΦPn2= 0.9*Fyp*e*L	8199.79	Kg
ΦPn=	4.01	T.

$$Pu \leq \emptyset P_n$$

$$1.54\ T \leq 4.01\ T$$

El diseño del nudo será el siguiente:

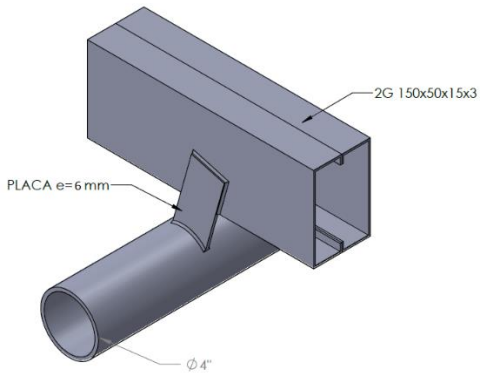
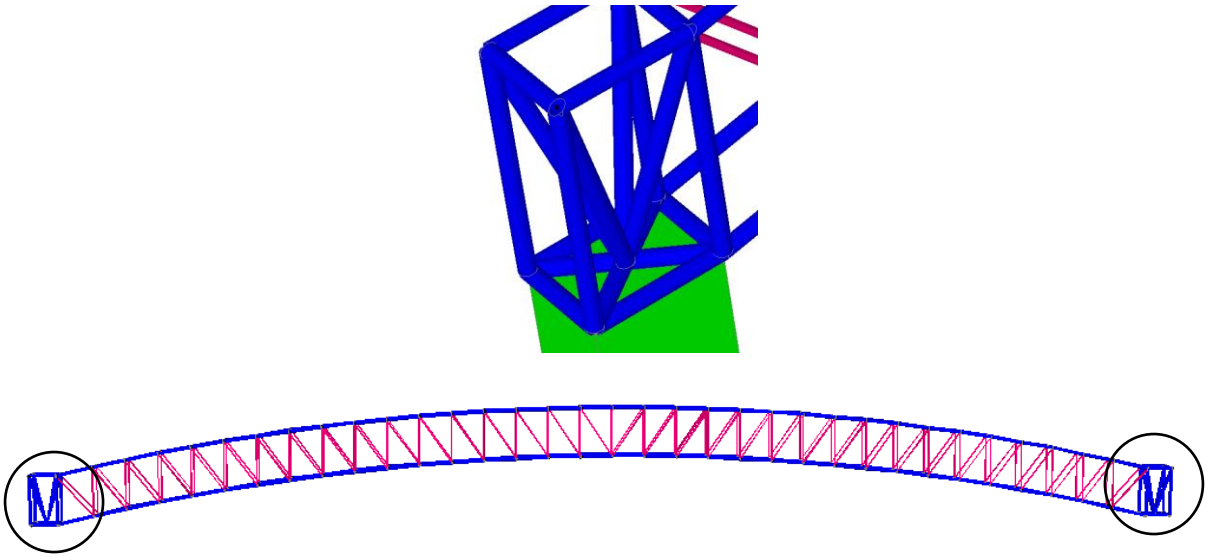


Figura 61 Diseño nudo Tipo 4.

TIPO 5:



Las fuerzas axiales de las barras se detallan en la siguiente imagen.

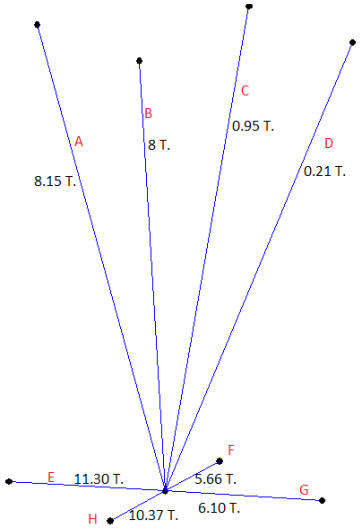
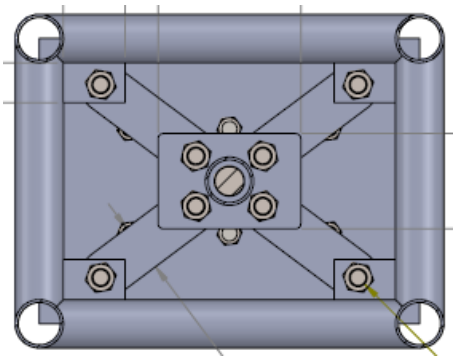


Figura 62 Fuerzas axiales Nudo Tipo 5. Coliseo Multiuso

Para el diseño se toma E, F, G y H como placas de espesor 8mm. Se selecciona la que tenga la carga más crítica, para realizar un diseño uniforme para las cuatro placas. Se selecciona la carga de 11.30 T. y se diseña para que estas lleguen a una misma placa central inferior como se presenta en el siguiente figura.



Sobre esta placa central inferior se coloca un tubo y sobre él, otra placa central superior a la cual llegarán los cuatro tubos A, B, C y D. Al igual que en las placas se selecciona la carga más crítica, en este caso será 8.15 T.

Estas placas y tubo estarán unidos a la placa de anclaje con un perno diseñado para soportar las fuerzas de 4 tubos y 4 placas.

- Unión de placas E, F, G y H con placa central inferior.

Tabla 66

Diseño perno de unión placas E, F, G y H en nudo tipo 5, Coliseo Multiuso

ϕ Perno (d)=	**1 1/2**	**Pulg**
Área perno(Ap)=	11.40	cm^2
Tipo de perno=	**A 325**	
Fy perno (Fyp)=	6440	kg/cm^2
Material placa=	**A 36**	
Fy placa (Fyt)=	2530.8	kg/cm^2
Espesor placa (t)=	8	mm
N (corte simple/doble)=	1	
Resistencia a corte		
$V = 0.75 * (0.4 * Fyp) * N * Ap$		
V=	22026.57	Kg
Resistencia al aplastamiento (Placa)		

CONTINÚA →

	$A= 2.4 * 0.75 * Fyt * d * t$	
A=	13884.98	Kg
Resistencia de aplastamiento de diseño para un solo tornillo		

	$R = \min(V; A)$	
R=	13884.98	Kg
# Requerido de tornillos		
# =	0.8138	U

Para soportar una carga de 11.3 T. es necesario un perno de 1 ½" por cada placa de 8mm. En total 4 pernos.

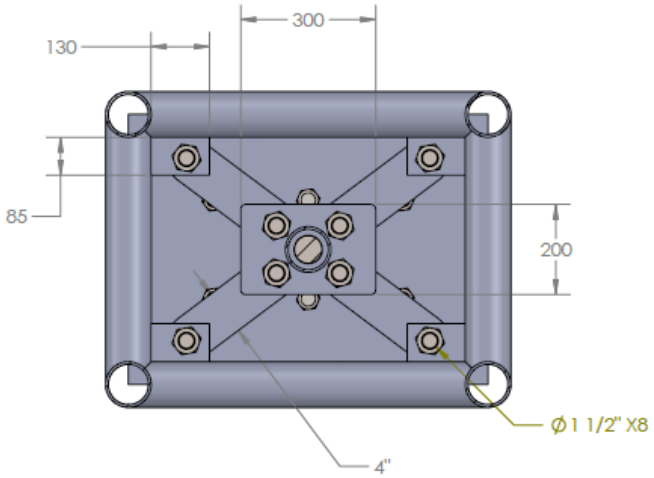


Figura 63 Detalle diseño placas E, F, G y H unido con pernos de 1 ½". Nudo Tipo 5. Coliseo Multiuso.

- Unión de placas A, B, C, y D con placa central superior.

Se inserta una placa de 8mm en cada tubo para luego esta doblarla y empernarla a placa central superior

Tabla 67

Diseño perno de unión para placas A, B, C y D en nudo tipo 5, Coliseo Multiuso

DATOS		
Pu=	8.15	T
Tamaño nominal suelda:	0.3	cm
Longitud del cordón:	33.6	cm
Fy placa:	2530.8	kg/cm^2
Fn elec=0.6*Fy:	2019.04	kg/cm^2
espesor placa:	0.8	cm
b placa:	11	cm
DISEÑO DE LA SUELDA		
t=0.707*w	0.2121	cm
Capacidad Suelda		
ΦPn1=0.75*Fn*t*L	10277.71	Kg
Capacidad de placa		
ΦPn2= 0.9*Fyp*e*L	20043.94	Kg
ΦPn=	10.28	T.

$$Pu \leq \emptyset P_n$$

$$8.15\ T \leq 10.28\ T$$

Para soportar la fuerza de cada tubo se necesita una suelda y una placa de 8mm. como se detalla a continuación:

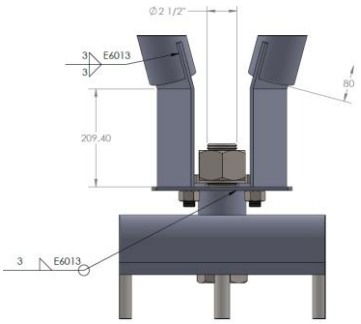


Figura 64 Detalle unión placas A, B, C y D, nudo tipo 5. Coliseo Multiuso.

Esta placa ira empernada a la placa base superior, el perno se diseña a continuación:

Tabla 68

Diseño del perno superior para conexión articulada nudo Tipo 5. Coliseo Multiuso

ϕ Perno (d)=	**1**	**Pulg**
Área perno(Ap)=	5.07	cm^2
Tipo de perno=	**A 325**	
Fy perno (Fyp)=	6440	kg/cm^2
Material placa=	**A 36**	
Fy placa (Fyt)=	2530.8	kg/cm^2
Espesor placa (t)=	8	mm
N (corte simple/doble)=	1	
Resistencia a corte		
$V = 0.75 * (0.4 * Fyp) * N * Ap$		
V=	9789.59	Kg
Resistencia al aplastamiento (Placa)		
$A = 2.4 * 0.75 * Fyt * d * t$		
A=	9256.65	Kg
Resistencia de aplastamiento de diseño para un solo tornillo		
$R = \min(V; A)$		
R=	9256.65	Kg
# Requerido de tornillos		
# =	0.88	U

Para soportar una carga de 8.15 T. es necesario un perno de 1” por cada placa de 8mm.

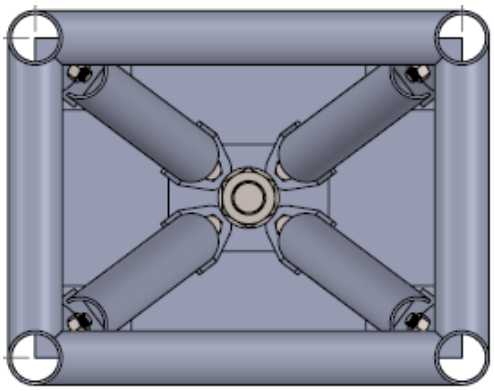


Figura 65 Detalle unión tubos A, B, C y D en la placa central superior mediante una placa de 8mm y un perno de 1".Nudo Tipo 5 (Vista Superior). Coliseo multiuso

Además se diseña el perno que une las placas centrales el tubo de 4" intermedio entre placas y la placa base. Este perno deberá resistir las siguientes fuerzas:

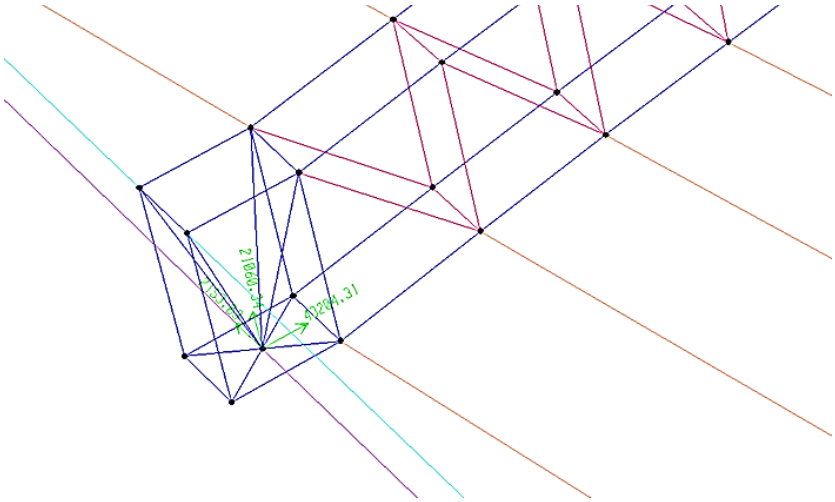


Figura 66 Fuerzas actuantes – Nudo tipo 5. Coliseo Multiuso

Las fuerzas actuantes son el plano de corte x-y son:

$$Fx = 43204.31 \text{ kg} \; ; \quad Fy = 2153.03 \text{ kg}$$

$$F_R = \sqrt{Fx^2 + Fy^2} = 43257.92 \text{ kg}$$

Tornillo a usarse ASTM A-449:

Tabla 69

Especificaciones perno alta resistencia (Ø =2 1/2")

Especificaciones Acero A-449 (Ø=2 1/2")		
Perno Alta Resistencia		
fy	4077.40	kg/cm2
Fu	6327.00	kg/cm2

$$Av = \frac{\pi * d^2}{4} = 31.67 \text{ cm}^2$$

$$fv = \frac{F_R}{Av} = \frac{43257.92 \text{ kg}}{31{,}67 \text{ cm}^2} = 1365.93 \, {}^{kg}/_{\text{cm}^2}$$

$$Fv = 0{,}4 * Fy = 1630.96 \, {}^{kg}/_{\text{cm}^2}$$

$$1365.93 \, {}^{kg}/_{\text{cm}^2} < 1630.96 \, {}^{kg}/_{\text{cm}^2} \quad \rightarrow \quad OK$$

Se necesita un perno de 2 ½" para poder soportar la fuerza de las 8 barras.

La parte inferior del nudo tipo 5 tendrá los siguientes elementos:

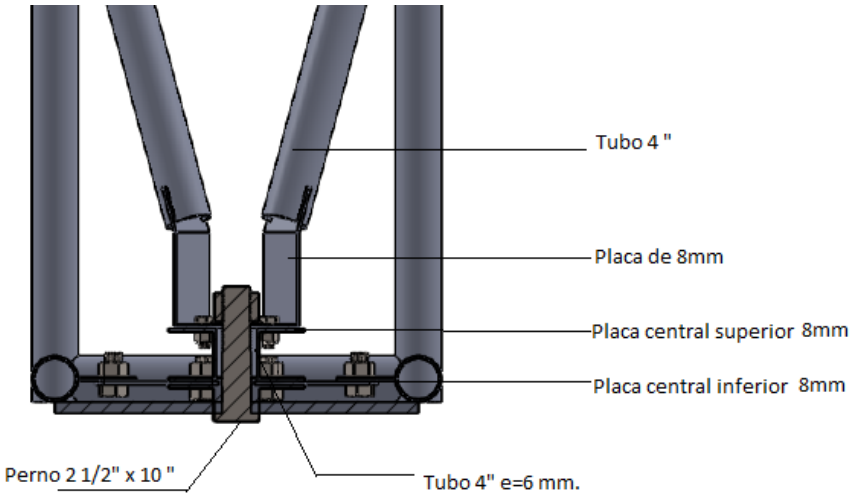


Figura 67 Componentes nudo inferior Tipo 5. Coliseo Multiuso

Los tubos A, B, C y D se unen con el cordón superior mediante una placa y perno que se detalla a continuación:

Tabla 70
Resumen diseño unión tubo C en nudo Tipo 3. Coliseo Multiuso

Suelda placa de 8mm con tubo diagonal de 4”	Long. de suelda: 32 cm Tamaño nominal: 3mm.	$Pu \leq \emptyset P_n$ $8.15\ T \leq 10.28T$	Ok
Suelda placa 8mm con tubo de 4”(cordón superior)	Long. de suelda: 28.5cm Tamaño nominal: 3mm.	$Pu \leq \emptyset P_n$ $8.15T \leq 9.15\ T$	Ok
Perno que une las dos placas de 5mm.	1 perno requerido de 1 ”		Ok

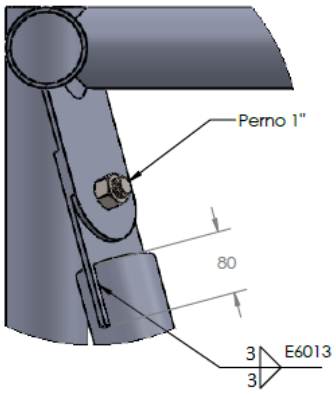


Figura 68 Detalle unión superior tubos A, B, C y D en nudo tipo 5.

El diseño final del nudo es:

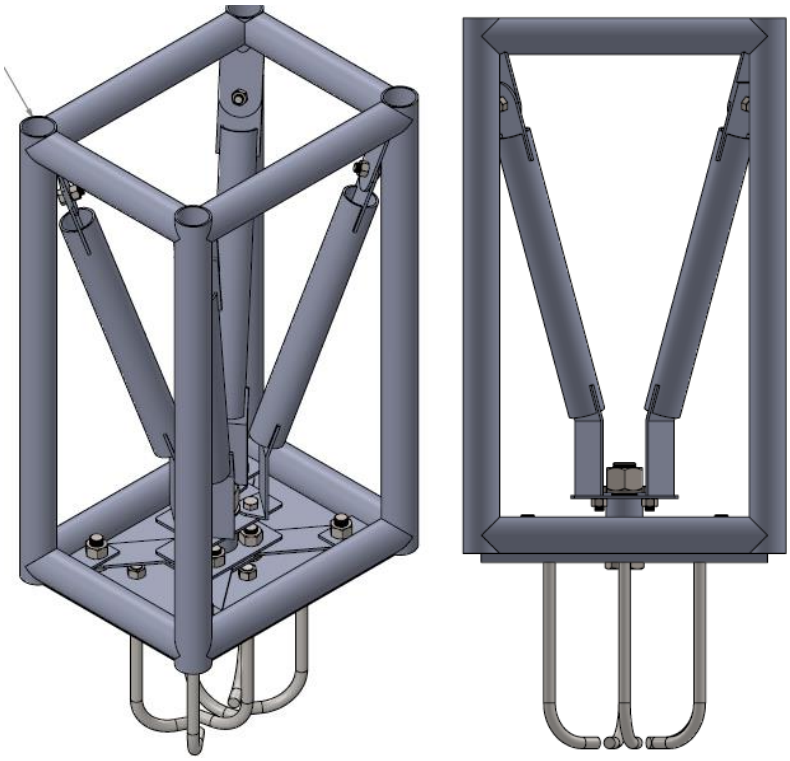


Figura 69 Diseño final del nudo tipo 5 para Coliseo Multiuso.

3.1.5. Diseño de placas de anclaje

Esta placa con sus respectivas varillas de anclaje se situarán sobre todas las ménsulas diseñadas en este coliseo multiuso. Se diseña para las cargas actuantes más solicitantes, como se muestra en la siguiente figura 65 que es la cercha 5, apoyo de columna 5A.

- **Dimensiones de la placa de anclaje:**

$$P_u \leq \phi_c * Pp$$

En este caso Pu es igual a F_z

$$Fz = 21060{,}34 \text{ kg}$$

Caso 2: Área del hormigón mayor al área de la placa

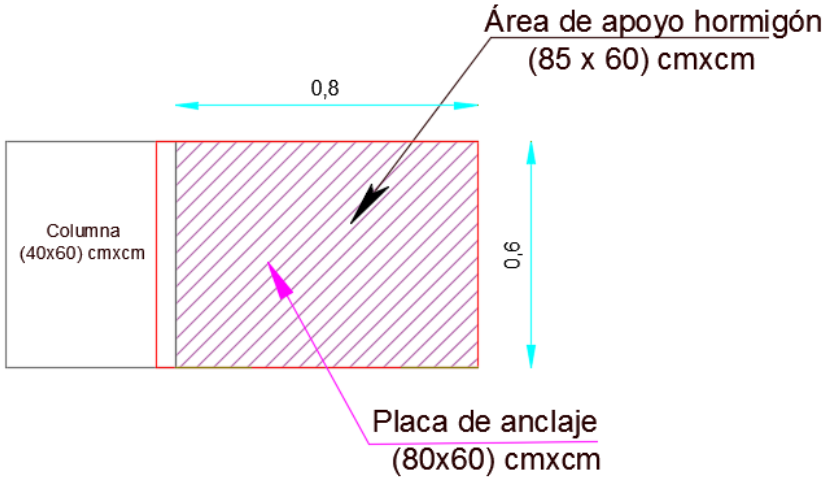


Figura 70 Detalle grafico de dimensiones

A2: Área de apoyo de hormigón (85 x 60) cm x cm ; A2=5100,00 cm^2

A1: Área placa de anclaje (80 x 60) cm x cm ; A1=4800,00 cm^2

$$Pp = 0.85 * f´c * A1 * \sqrt{A2/A1}$$

$$Pp = 0.85 * 240{,}00\,{}^{kg}/_{cm^2} * 4800{,}00\,cm^2 * \sqrt{{}^{5100{,}0\,cm^2}/_{4800{,}00\,cm^2}} = 1009336{,}26\,kg$$

$$Pp \leq 1.7 * f´c * A1$$

$$Pp \leq 1.7 * 240{,}00\,{}^{kg}/_{cm^2} * 4800{,}00\,cm^2$$

$$Pp \leq 1958400{,}00\,kg$$

$$1009336{,}26\,kg \leq 1958400{,}00\,kg \quad \rightarrow \quad OK$$

Resistencia de aplastamiento de diseño

$$21060{,}34\ \text{kg} \leq \phi_c * 1009336{,}26\ kg$$

$$21060{,}34\ \text{kg} \leq 757002{,}19\ kg \quad \rightarrow \quad OK$$

Con la conclusión se puede adoptar una placa de (80 x 60) cm x cm

- **Espesor placa de anclaje:**

El acero que se utilizará es el ASTM A 36, en la siguiente tabla se puede ver las especificaciones sacadas de la tabla 43:

Tabla 71
Especificaciones acero A36

Especificaciones Acero A36		
Perfiles Estructurales		
fy	2531.05	kg/cm2
Fu	4077.804	kg/cm2

Fuerza inicial: $Fz = 21060{,}34$ kg

$$w = \frac{21060{,}34 \text{ kg}}{60{,}00 \text{ cm}} = 351{,}01\ {}^{kg}/_{cm}$$

$$Mmáx = \frac{351{,}01\ {}^{kg}/_{\text{cm}} * (80{,}00\ cm)^2}{8} = 280804{,}53\ kg - cm$$

$$f_b = 0{,}75 * 2531{,}05\ {}^{kg}/_{cm^2} = 1898{,}29\ {}^{kg}/_{cm^2}$$

$$S = \frac{M}{f_b} = \frac{280804{,}53\ kg - cm}{1898{,}29\ {}^{kg}/_{cm^2}} = 147{,}93\ cm^3$$

$$S = \frac{b * h^3}{6} \rightarrow h = \sqrt[3]{\frac{6 * S}{b}}$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{6 * 147{,}93\ cm^3}{60{,}00\ cm}} = 2{,}46\ cm$$

En conclusión se tiene un espesor de 25,00 mm, existente en el mercado.

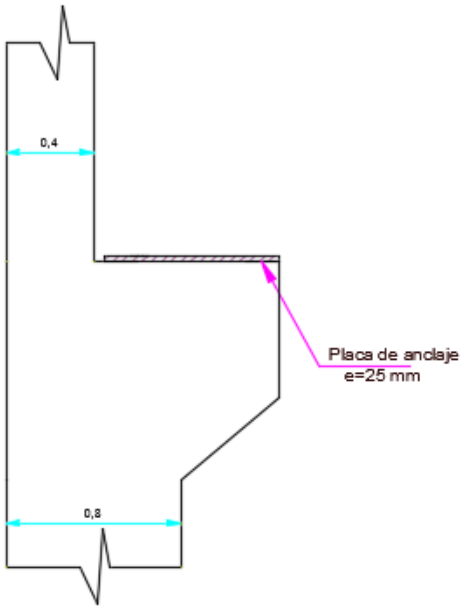


Figura 71 Detalle: Placa de anclaje, Coliseo Multiuso

3.1.6. Diseño de varillas de anclaje

Las varillas de anclaje se diseñarán para absorber la acción de corte y tracción, en la siguiente figura se muestra un esquema de la varilla.

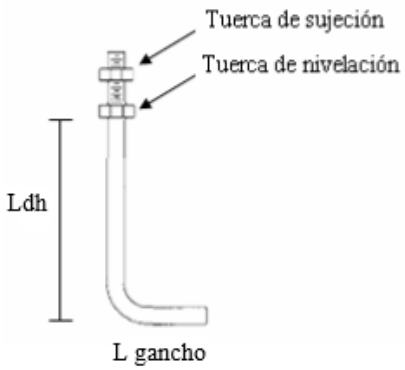


Figura 72 Esquema varilla de anclaje

- **Cálculo de la cantidad de varillas**

Solicitaciones de las varillas de anclaje:

Dimensión mayor de la placa de anclaje: a= 80,00 cm

Varillas corrugadas: n= 6

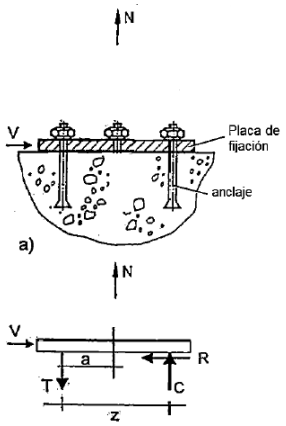


Figura 73 Fuerzas actuantes en la placa de anclaje
Fuente: (Álvarez & Loza, 2011)

En este caso N es igual a F_z

$$N = Fz = 21060{,}34 \text{ kg}$$

Esta carga axial se transmite a todas las varillas

$$T = \text{C} = \frac{\text{N}}{\text{n}} = \frac{21060{,}34 \text{ kg}}{6} = 3510.06\ kg$$

Varilla corrugada a usarse ASTM A706

Tabla 72
Especificaciones acero A706

Especificaciones Acero A706		
fy	4200,00	kg/cm2
Fu	5500,00	kg/cm2

$$D = 32 \text{ mm}; \quad A_{sa} = 8.04 \text{ cm}^2$$

Fuerza del trabajo por varilla:

$$F_{trab} = \frac{\text{N}}{n} = \frac{21060{,}34 \text{ kg}}{6} = 3510.06\ kg$$

Resistencia nominal a tracción de la varilla:

$$Q_{nt} = Fu * A_{sa}$$

$$Q_{nt} = 5500{,}00\ {}^{kg}/_{\text{cm}^2} * 8.04\ \text{cm}^2 = 44233.62\ kg$$

Resistencia admisible de la varilla:

$$Q_{ct} = \phi_t * Q_{nt} = 0{,}75 * 44233.62\ kg = 33175.22\ kg$$

$$F_{trab} < Q_{ct}$$

$$3510.06\ kg < 33175.22 \qquad \rightarrow \qquad OK$$

- **Diseño a corte y tracción**

Tensión de tracción nominal:

$$F_{nt} = 0{,}75 * Fu$$

$$F_{nt} = 0{,}75 * 5500{,}00\ {}^{kg}/_{\text{cm}^2} = 4125{,}00\ {}^{kg}/_{\text{cm}^2}$$

Tensión de corte nominal:

$$F_{nv} = 0{,}40 * Fu$$

$$F_{nv} = 0{,}40 * 5500{,}00\ {}^{kg}/_{\text{cm}^2} = 2200{,}00\ {}^{kg}/_{\text{cm}^2}$$

Tensión de trabajo de corte:

$$F_v = \frac{|V|}{n * A_{sa}} = \frac{|43204.31\ kg|}{6 * 8.04\ \text{cm}^2} = 895.34\ {}^{kg}/_{\text{cm}^2}$$

Tensión:

Espesor de la placa: t = 25,00 mm

$$MI = \frac{|V| * \left(\frac{t + 0{,}125\ in}{2}\right)}{n} = \frac{|43204.31\ kg| * \left(\frac{2{,}50\ cm + 0{,}125\ in}{2}\right)}{6} = 10144.01\ kg - cm$$

$$S = \frac{d^3}{6} = \frac{[3.20\ cm]^3}{6} = 5.46\ cm^3$$

$$F_{tb} = \frac{MI}{S} = \frac{10144.01\ kg - cm}{5.46\ \ cm^3} = 1857.42\ {}^{kg}/_{\text{cm}^2}$$

Tensión Axial:

$$F_{ta} = \frac{\text{T}}{n * A_{sa}} = \frac{21060.34\ kg}{6 * 8.04\ \text{cm}^2} = 436.44\ \ {}^{kg}/_{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo de tracción:

$$F_t = F_{ta} + F_{tb}$$

$$F_t = 436.44\ {}^{kg}/_{\text{cm}^2}\ + 1857.42\ {}^{kg}/_{\text{cm}^2}\ = 2293.86\ {}^{kg}/_{\text{cm}^2}$$

Requerimiento:

$$F_t \leq 0.75 * F'_{nt} \leq 0.75 F_{nt}$$

$$F'_{nt} = 1.3 F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\emptyset_v * F_{nv}} * F_v$$

$$F'_{nt} = \ 1{,}3 * 4125{,}00\ {}^{kg}/_{\text{cm}^2} - \frac{4125{,}00\ {}^{kg}/_{\text{cm}^2}}{0.75 * 2200{,}00\ {}^{kg}/_{\text{cm}^2}} * 895.34\ {}^{kg}/_{\text{cm}^2}$$

$$F'_{nt} = \ 3124.15\ {}^{kg}/_{\text{cm}^2}$$

$$2293.86\ {}^{kg}/_{\text{cm}^2} \leq 2343.12\ {}^{kg}/_{\text{cm}^2} \leq 3093.75\ {}^{kg}/_{\text{cm}^2} \quad \rightarrow \quad OK$$

- **Cálculo de la longitud mínima del embebido**

La longitud de desarrollo de la varilla con un gancho de 90° es:

$$L_{dh} = \left(\frac{fy}{17.2 * \sqrt{f'c}}\right) d_b$$

$$L_{dh} = 15.76 * 3.2\ cm = 50.44\ cm$$

Se asume una longitud de gancho de 50 cm

- **Cálculo longitud del gancho a 90°**

Según ACI 318-14, para varillas corrugadas se debe tomar:

$$L_{gancho} = 12d_b = 38.4\ cm$$

Se asume una longitud de gancho de 38 cm

- **Distancia al borde y espacionamiento**

Las distancia mínima al borde: $d = 6d_a$

$$d_{min} = 6(3.20\ cm) = 19.20\ cm$$

Se escoge una distancia de borde de 19 cm

Espacionamiento mínimo centro y centro de los anclajes: $d = 4d_a$

$$d_{min} = 4(3.20\ cm) = 12{,}80\ cm$$

En las siguientes imágenes se puede ver los detalles de ubicación y dimensionamiento de las varillas de anclaje y espesor de la placa de anclaje.

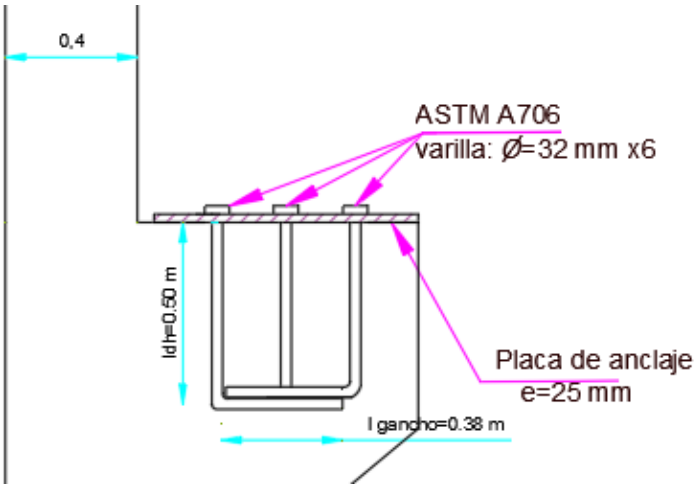


Figura 74 Detalle: Vista frontal Coliseo Multiuso

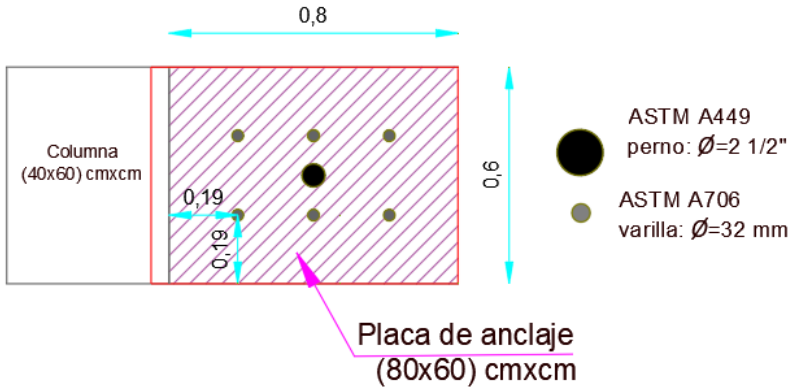


Figura 75 Detalle: Ubicación varillas de anclaje, Coliseo Multiuso

3.2. ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO DEL COLISEO

Como se puede ver en la siguiente figura, la estructura de hormigón armado que se presenta está constituida por los elementos que son soportes y de arriostramiento como: la losa maciza, vigas de arriostramiento ,vigas perimetrales, vigas inclinadas para el graderío, columnas rectangulares para soporte de la cubierta metálica, columnas intermedias para vigas de graderío y muros estructurales.

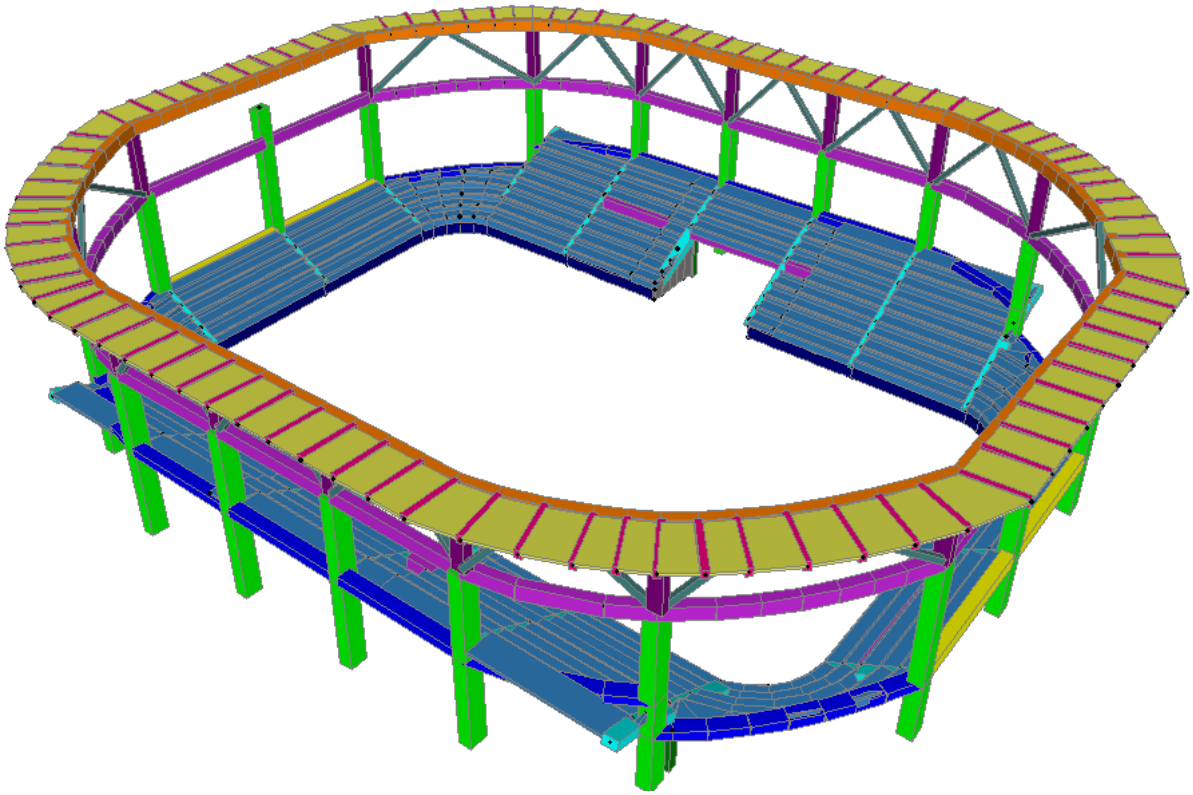


Figura 76 Estructura de hormigón armado del Coliseo Multiuso

3.2.1. Consideraciones generales

3.2.1.1. Geometría básica de la estructura

En las siguientes figuras se puede ver las secciones de los elementos de hormigón armado, cada uno de estos se diferencian en sus secciones, por ello cada uno varía de colores dependiendo de la ubicación y de altura.

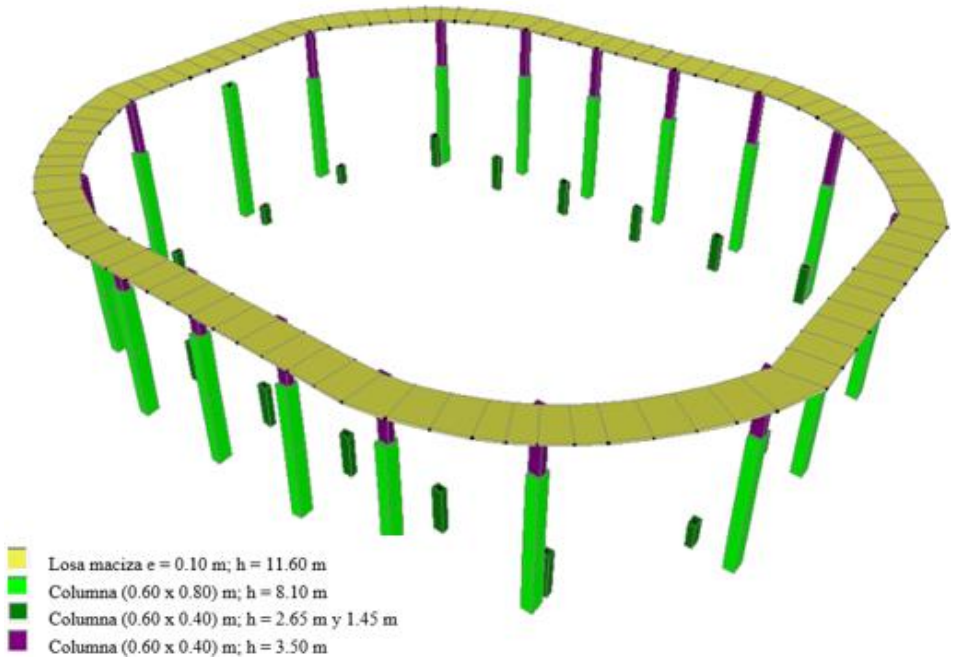


Figura 77 Secciones losa maciza y columna

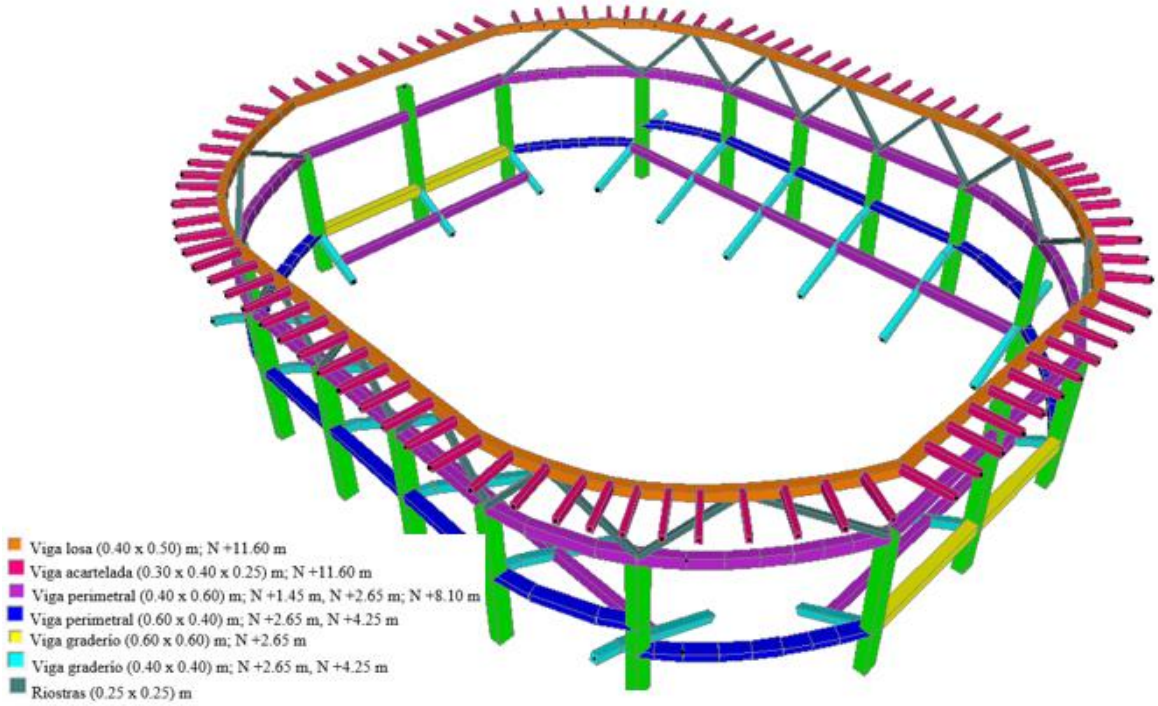


Figura 78 Secciones vigas

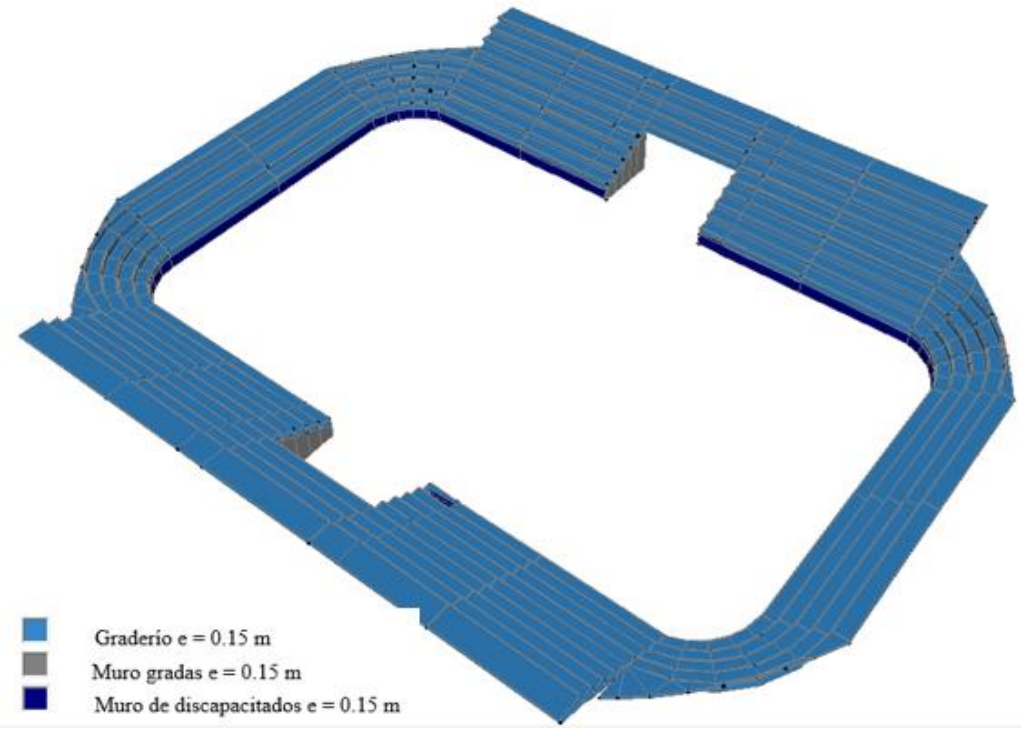


Figura 79 Sección graderío y muro de anclaje

3.2.1.2. Resumen de cargas

A continuación se detallan las cargas utilizadas para el diseño de la estructura de hormigón.

Tabla 73
Cargas utilizadas en el diseño de la estructura de hormigón, Coliseo Multiuso

TIPO	NOMBRE	DESCRIPCIÓN
Dead	Peso propio	El programa SAP 2000 calcula el peso propio de los elementos ingresados en el modelo.
	Sobrecarga	• El peso para la losa de cubierta considerando masillado e instalaciones de 50 kg/m2. • El peso de sobrecarga para el graderío, se consideró una cantidad de 100 kg/m2.
Live	Carga Viva	• Según NEC (2014) para cubiertas planas, inclinadas y curvas se debe considerar una carga viva de 70 kg/ m2, esta

CONTINÚA →

		carga se conforma por el peso de las personas que realicen mantenimiento. • Se consideró una carga para los graderíos de 500 kg/ m2.
Snow	Granizo	Para cubiertas con pendientes menores de 5 % se considera una carga de granizo de 1 KN/m2.

Para el diseño de losa de cubierta se tomaron en cuenta las siguientes cargas:

Tabla 74
Cargas utilizadas en el diseño losa de cubierta. Coliseo Multiuso.

TIPO	NOMBRE	DESCRIPCIÓN
Dead	Sobrecarga	• 0.05 T/m^2
Snow	Granizo	• 0.10 T/m^2
Live	Carga Viva	• 0.07 T/m^2

Además para el diseño de los graderíos las cargas a utilizarse son:

Tabla 75
Cargas utilizadas en el diseño de graderío. Coliseo Multiuso

TIPO	NOMBRE	DESCRIPCIÓN
Dead	Sobrecarga	• 0.10 T/m^2.
Live	Carga Viva	• 0.50 T/m^2.

3.2.1.3. Combinaciones de cargas.

Las combinaciones de carga para el diseño de elementos de hormigón creadas por el programa SAP2000.

Tabla 76
Combinaciones de carga para diseño de hormigón armado creadas por el programa SAP2000, Coliseo Multiuso

DCON1	1.4 Dead + 1.4 Sobrecarga
DCON2	1.2 Dead + 0.5 Granizo + 1.2 Sobrecarga + 1.6 Carga Viva
DCON3	1.2 Dead + 1.6 Granizo + 1.2 Sobrecarga + 1 Carga Viva

CONTINÚA →

DCON4	1.2 Dead + 0.5 Granizo + 1.2 Sobrecarga + 1 Carga Viva + 1.6 Viento
DCON5	1.2 Dead + 0.5 Granizo + 1.2 Sobrecarga + 1 Carga Viva - 1.6 Viento
DCON6	1.2 Dead +1 Granizo + 1.2 Sobrecarga + 0.8 Viento
DCON7	1.2 Dead + 1 Granizo + 1.2 Sobrecarga - 0.8 Viento
DCON8	0.9 Dead + 0.9 Sobrecarga + 1.6 Viento
DCON9	0.9 Dead + 0.9 Sobrecarga - 1.6 Viento
DCON10	1.2 Dead + 0.2 Granizo + 1.2 Sobrecarga + 1 Carga Viva + 1 Sismo en X
DCON11	1.2 Dead + 0.2 Granizo + 1.2 Sobrecarga + 1 Carga Viva - 1 Sismo en X
DCON12	1.2 Dead + 0.2 Granizo + 1.2 Sobrecarga + 1 Carga Viva + 1 Sismo en Y
DCON13	1.2 Dead + 0.2 Granizo + 1.2 Sobrecarga + 1 Carga Viva - 1 Sismo en Y
DCON14	0.9 Dead + 0.9 Sobrecarga + Sismo en X
DCON15	0.9 Dead + 0.9 Sobrecarga - Sismo en X
DCON16	0.9 Dead + 0.9 Sobrecarga + Sismo en Y
DCON17	0.9 Dead + 0.9 Sobrecarga - Sismo en Y
DCON18	1.2 Dead + 0.2 Granizo + 1.2 Sobrecarga + 1 Carga Viva + 1 Sismo X espectro.
DCON19	1.2 Dead + 0.2 Granizo + 1.2 Sobrecarga + 1 Carga Viva + 1 Sismo Y espectro.
DCON20	0.9 Dead + 0.9 Sobrecarga + 1 Sismo X espectro
DCON21	0.9 Dead + 0.9 Sobrecarga + 1 Sismo Y espectro

3.2.2. Diseño de losa

Con ayuda del software SAP2000 se logra obtener momentos máximos que servirán como parte del análisis y diseño. Se muestran en la siguiente figura los diagramas correspondientes a momentos; en donde las zonas de color rojo representan las áreas con mayores momentos negativos, las zonas de color naranjado representan las áreas con mayores momentos.

La combinación de carga usada para el diseño de la losa:

1.4D → 1.4 Dead + 1.4 Sobrecarga

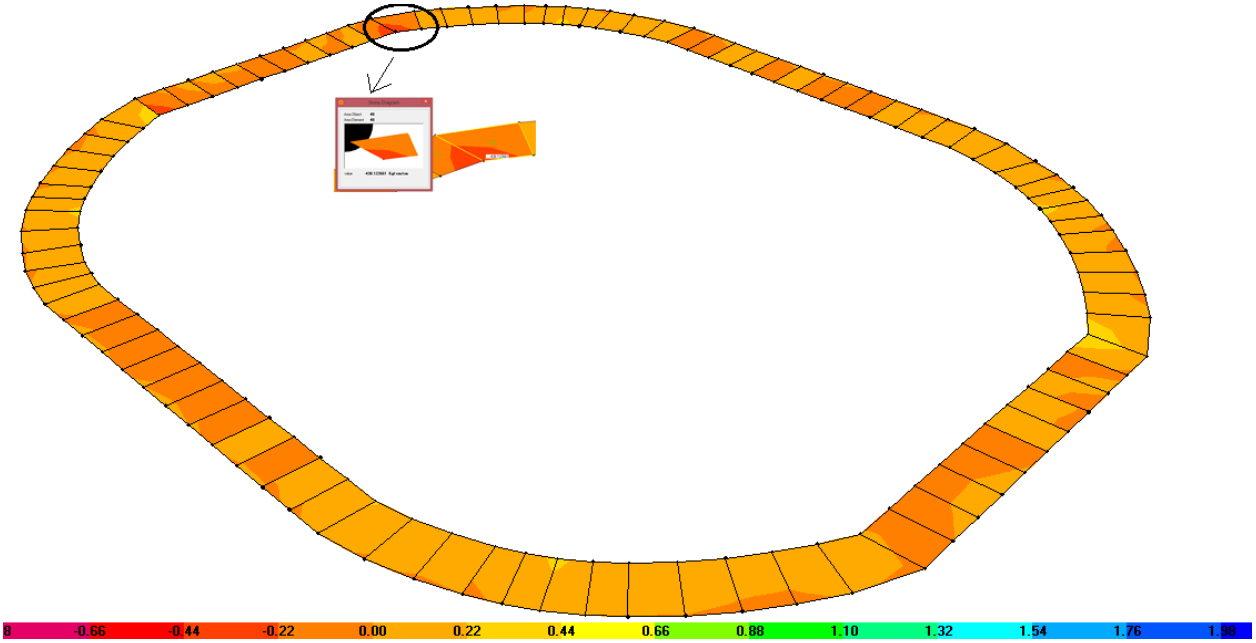


Figura 80 Momentos flectores máximos losa, Coliseo Multiuso.

Tabla 77

Datos iniciales losa, Coliseo Multiuso

DATOS		
f'c=	240,00	kg/cm2
fy=	4200,00	kg/cm2
h_{losa}=	10,00	cm
b=	100,00	cm
d=	7,00	cm
M2-2 máx $_{positivo}$=	459.13	kg-cm
M2-2 máx $_{negativo}$=	-438.12	kg-cm

Para el diseño se utilizará una losa unidireccional maciza, debido a que se encuentra en volado y solo sirve de cubierta inclinada para no observar la cercha metálica.

$$\frac{L}{S} = \frac{6.00\ m}{2.30\ m} = 2.61 \geq 2 \rightarrow Unidireccional$$

En la siguiente figura se puede ver el tramo de losa en análisis.

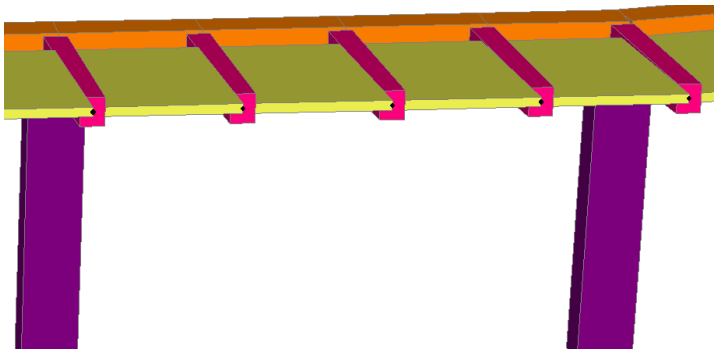


Figura 81 Sección losa de análisis, Coliseo Multiuso

- **Diseño a flexión:**

Con el momento flector calculado se procede a calcular la cuantía y el área de acero necesaria:

$$\rho = 0.85\left(\frac{f'c}{fy}\right)\left(1-\left(1-\frac{2*Mu}{\emptyset*0.85*f'c*b*d^2}\right)^{\frac{1}{2}}\right)$$

$$\rho_{positivo} = 0.85\left(\frac{240\ {}^{kg}/_{cm^2}}{4200\ {}^{kg}/_{cm^2}}\right)\left(1-\left(1-\frac{2*459.13\ \text{kg}-\text{cm}}{0.90*0.85*240\ {}^{kg}/_{cm^2}*100\ \text{cm}*(7\ cm)^2}\right)^{\frac{1}{2}}\right)$$

$$\rho_{positivvo} = 0.000024\ cm^2$$

$$\rho_{positivvo} < \rho_{min} = \frac{14}{fy} = 0.0033$$

$$As_{positivo} = \rho * b * d$$

$$As_{positivo} = 0.0033*100\ cm*7\ cm = 2{,}33\ cm^2 \rightarrow 4\emptyset 10\text{mm}(1\emptyset@25\text{cm})$$

$$\rho_{negativo} = 0.000015\ cm^2$$

$$\rho_{negativo} < 0.0033$$

$$As_{negativo} = 0.0033*100\ cm*7\ cm = 2{,}33\ cm^2 \rightarrow 4\emptyset 10\text{mm}(1\emptyset@25\text{cm})$$

- **Armadura de distribución**

$$Asd = 0.0018 * 100\ cm * 10\ cm$$

$$Asd = 1.80\ cm^2 \rightarrow 4Ø8\text{mm}(1Ø@25\text{cm})$$

En la siguiente figura se puede ver el armado de la losa maciza.

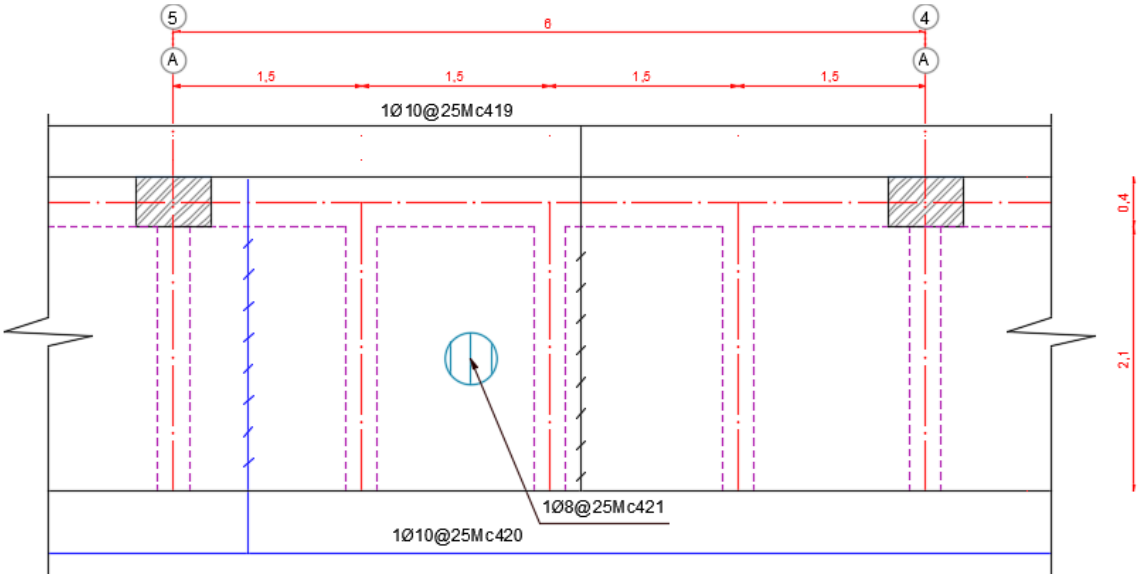


Figura 82 Detalle de armado losa, Coliseo Multiuso

3.2.3. Diseño de vigas

Se procede a realizar el diseño de una viga perimetral del coliseo multiusos, mismo que servirá para comprobar los resultados obtenidos en el programa SAP2000.

Las vigas a analizar esta en el nivel +8.10 metros, sus secciones son de 40 cm por 60 cm, y se encuentran entre en el eje A entre 3 y 4.

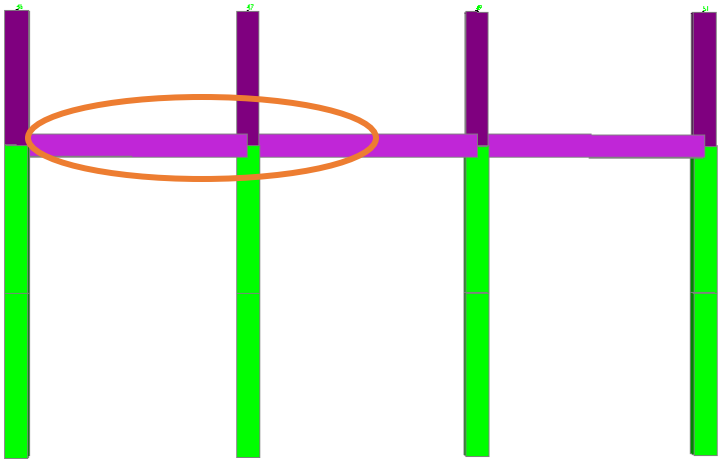


Figura 83 Disposición de la viga A. Coliseo Multiuso

- **Diseño a flexión**

Los datos necesarios para el diseño a flexión de las vigas se detallan en la siguiente tabla:

Tabla 78

Datos para diseño de vigas de 3A a 6A. Coliseo Multiuso

F'c	**240**	**Kg/cm2**
Fy	4200	Kg/cm2
base	40	cm.
Altura	60	cm.
Altura efectiva	54	cm.

Los momentos obtenidos en la viga analizada son los siguientes:

A continuación se procede a calcular el área de acero que soporte los momentos últimos indicados anteriormente. Para esto se utilizan las formulas señaladas en la sección 2.4.2. Y se resume el proceso de cálculo en la siguiente tabla.

Tabla 79

Refuerzo longitudinal Viga de 3A a 4A, calculo manual. Coliseo Multiuso

		DISEÑO		CUANTIA		ACERO	
Mu_{Max}	**d**	**b**	**H**	**Calculada**	**Corregida**	**Área de Acero**	**Área de acero *4/3**
T-m	[cm]	[cm]	[cm]			[cm^2]	[cm^2]
10.21	54	40	60	0.0024	0.0033	5.13	7.20
6.73	54	40	60	0.0016	0.0033	3.35	4.46
4.28	54	40	60	0.0010	0.0033	2.12	2.82
4.20	54	40	60	0.0010	0.0033	2.08	2.77
10.82	54	40	60	0.0025	0.0033	5.44	7.26
6.65	54	40	60	0.0015	0.0033	3.31	4.41

Se compara los resultados obtenidos en el cálculo manual y los obtenidos en el programa SAP 2000 que se muestran en la siguiente figura, apreciando que se obtienen resultados muy parecidos.

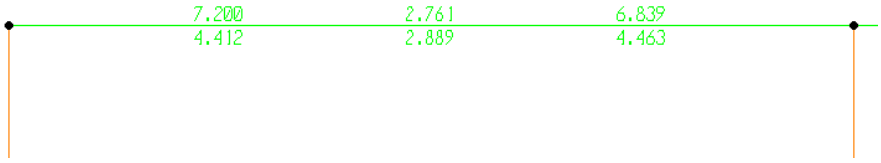


Figura 84 Resultados área de acero para viga entre ejes 3-A 4-A. Coliseo Multiuso

Hay que tomar en cuenta que se debe realizar una revisión de las cuantías mínimas y máximas.

Para el ejemplo de las vigas antes mencionadas, el área de acero mínimo es:

$$As_{mín} = \frac{14}{fy} * b * d$$

$$As_{mín} = \frac{14}{4200} * 40cm * 54cm$$

$$As_{mín} = 7.2\ cm^2$$

$$As_{mín} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * fy} * b * d$$

$$As_{mín} = \frac{\sqrt{240}}{4 * 4200} * 40cm * 54cm$$

$$As_{mín} = 6.36\ cm^2$$

De los dos se escoge el mayor valor: 7.2 cm^2. Y se realiza la siguiente comprobación: $As = As_{calculado}$ Si el área de acero calculada es menor que el valor del área de acero mínima, se tiene que utilizar el siguiente mayoración:

$$As = \frac{4}{3} As_{calculado}$$

Así también se analiza la cuantía máxima y se la compara con la cuantía determinada para el área de acero.

$$\rho_b = 0.85 * \beta 1 * \frac{f'c}{fy} * \frac{0.003}{\frac{fy}{Es} + 0.003}$$

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{240}{4200} * \frac{0.003}{\frac{4200}{2100000} + 0.003}$$

$$\rho_b = 0.0248$$

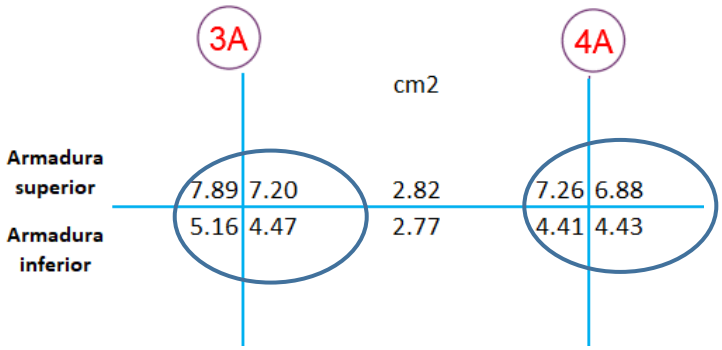
$$\rho_{b\,max} = 0.5\rho_b$$

$$\rho_{b\,max} = 0.0124$$

Todas las cuantías obtenidas en el cuadro anterior como se puede ver, son menores a la cuantía máxima.

También se analiza la cuantía de acero mínimo por temperatura $\rho = 0.0018$ ya que si la cuantía mínima no cumple será necesario ver que no sea menor de la cuantía por temperatura.

Antes de repartir el área de acero longitudinal en varillas se procede a analizar el nudo, la unión de dos vigas con la columna, aquí se selecciona la mayor área de acero.



Analizando todo lo antes mencionado, se procede a repartir el área de acero en varillas longitudinales.

Tabla 80

Refuerzo longitudinal Viga de 3A a 4A, repartición en varillas. Coliseo Multiuso

		Acero superior	# Varillas	ϕ Varilla	Área de acero colocada	Acero inferior	# Varillas	ϕ Varilla	Área de acero colocada
3A 4A	Inicio	7.89	2 1	18 18	7.63	5.16	2 1	16 14	5.56
	centro	3.88	2	16	4.02	3.88	2	16	4.02
	fin	6.81	2 1	18 16	7.10	4.43	2	16	4.02

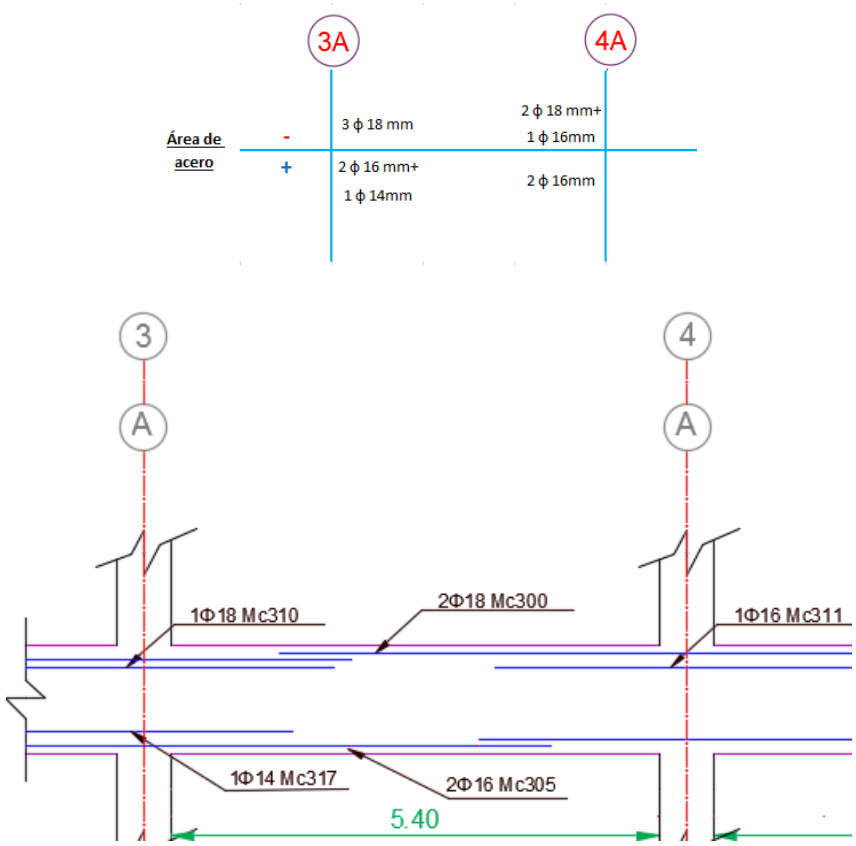
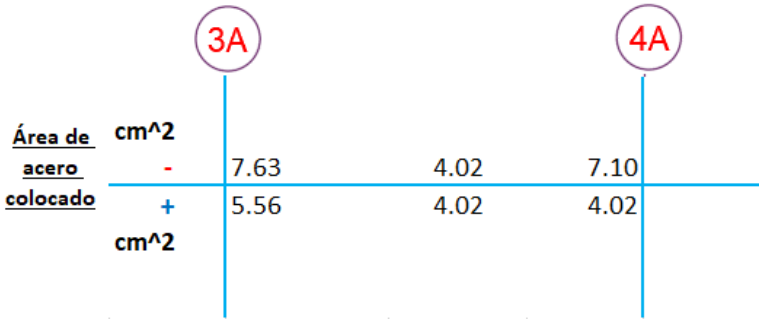


Figura 85 Detalle de refuerzo longitudinal Viga 3A-4A. Coliseo Multiuso

- **Diseño a corte**

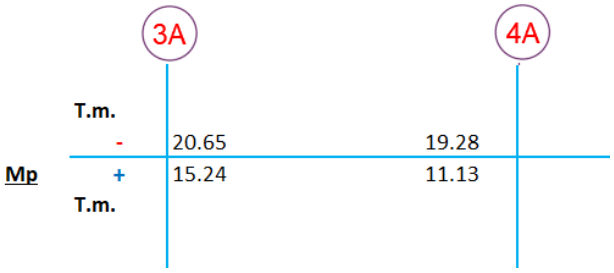
A partir del área de acero colocada, se procederá a realizar todos los cálculos correspondientes al diseño a corte.



Se empieza obteniendo los momentos en los extremos de las vigas tanto positivas como negativas:

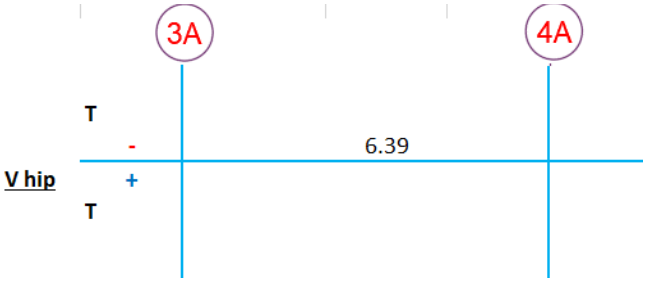
$$Mp^{-\&+} = As^{-\&+} * 1.25 * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{As^{-\&+} * 1.25 * fy}{1.7 * f'c * b}$$



Luego se realiza el cálculo del cortante hiperestático

$$V_{u\ hiper} = \frac{Mp^{-}{}_{izq} + Mp^{+}{}_{der}}{l_{libre\ viga}}$$



El cortante isostático se lo obtiene realizando mosaico de cargas, o áreas cooperantes, en el caso de la viga en análisis, el cortante isostático sería 0.

Con la suma del cortante isostático y el cortante hiperestático podremos obtener el cortante último.

$$V_u = V_{u\ isostático} + V_{u\ hiperestatico}$$

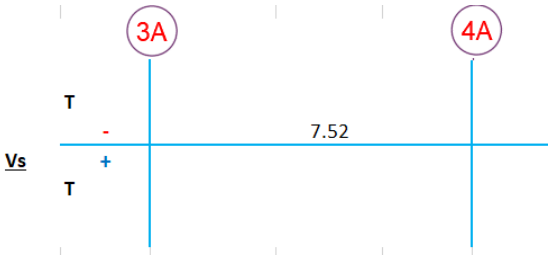
$$V_u = 6.39\ cm^2$$

Se realiza la comprobación

Si $V_{u\,hiper} \geq 0.5\,V_u$ entonces $V_c = 0$ y $V_s = \frac{V_u}{\emptyset}$

Obteniendo que Vc es cero.

Y

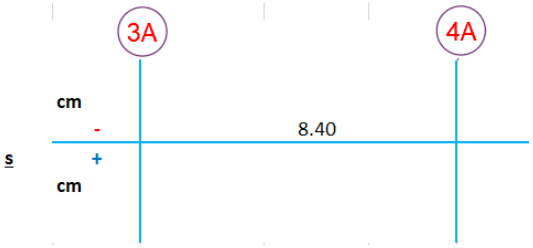


Con los parámetros antes mencionados se puede proceder a calcular el área de acero de refuerzo mediante la siguiente fórmula:

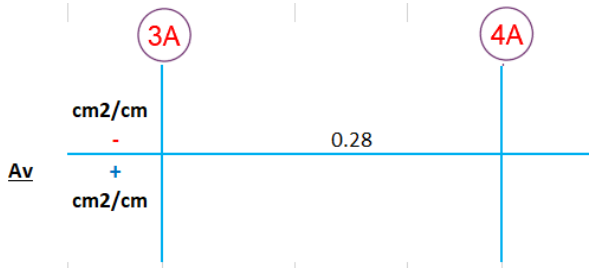
$$A_v = \frac{V_s}{fy * d}$$

Calculamos el espaciamiento adoptado, el mismo que se obtendrá de la siguiente manera:

$$s \leq \left(\frac{d}{4}; 6\ x\ diametro\ menor\ de\ ref.long; 200mm\right)$$



El espaciamiento real asumido es 8.5 cm. Obteniendo un área de acero por cada espaciamiento igual a:



En la siguiente figura se puede ver el refuerzo transversal en la sección dela viga de análisis.

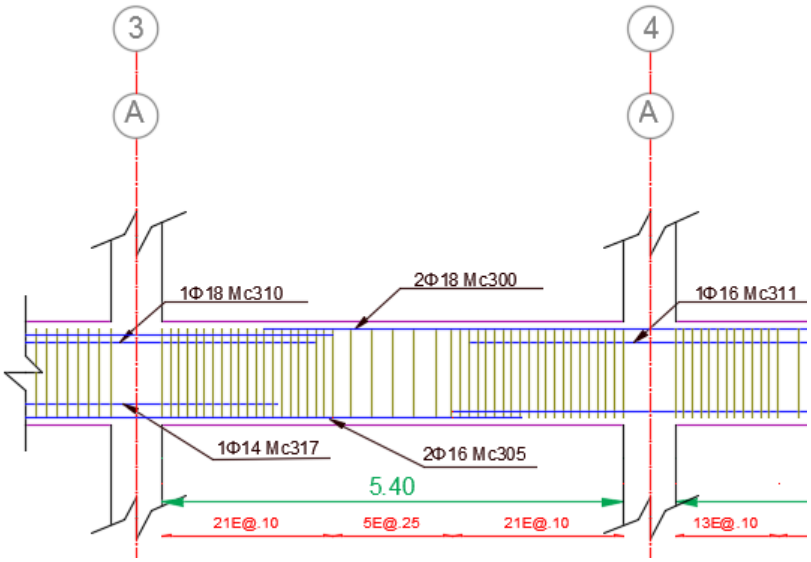


Figura 86 Detalle de estribos en Viga 3A-4A.

- **Diseño a torsión**

Se debe comprobar que las vigas no fallen por torsión y para esto se realiza el siguiente cálculo:

$$A_{ch} = (0.40 - 0.09) * (0.60 - 0.09)$$

$$A_{ch} = 0.1581\ m^2$$

$$A_o = 0.85 * 0.1581\ m^2$$

$$A_o = 0.13438\ m^2$$

$$A_{cp} = \left(\frac{3}{2}\right) * 0.13438\ m^2$$

$A_{cp} = 0.20157\ m^2$

$P_{cp} = 2 * (0.31 + 0.51)$

$P_{cp} = 1.64\ m$

$$T_{th} = 0.0833\ \lambda \sqrt{f'c} \left(\frac{{A_{cp}}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$T_{th} = 0.0833\ \sqrt{23.536\ Mpa} \left(\frac{(0.20157\ m^2)^2}{1.64\ m} \right) * 1000$$

$$T_{th} = 10.01196\ kN\ m = 1.021\ Tm$$

Este resultado se compara con el obtenido en el programa SAP2000

Reinforcement for Torsion, T

Rebar At/s	Rebar Al	Torsion Tu	Critical Phi*Tcr	Area Ao	Perimeter Ph
0.000	0.000	0.558	0.959	0.135	1.644

Figura 87 Resumen de resultados de torsión viva 3A-4A

$$T_u < \emptyset\, T_{th}$$

$$1.016\ t.m. < 1.021\ t.m.$$

El efecto de torsión en la viga se lo desprecia y por tal motivo no se requiere de varillas para armar.

3.2.4. Diseño de Columnas

Para realizar el diseño de las columnas se utiliza las distintas combinaciones de carga, mismas que se las encuentra en la NEC Cargas No Sísmicas. Mediante el programa SAP2000 se encuentra la carga axial y los momentos en los ejes X y Y, los que actúen sobre la columna en análisis. Se analiza las mismas en el pie de columna y se escoge, para realizar el diseño, la combinación más crítica.

A continuación se realiza el proceso de cálculo para la columna 3H, como se muestra en la imagen, la cual dentro del análisis realizado por el programa estructural tuvo la mayor área de acero.

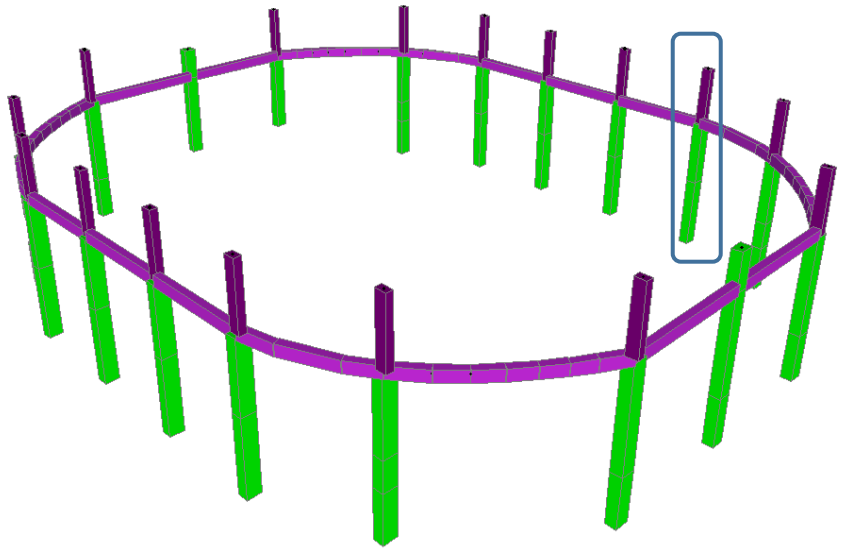


Figura 88 Columna 3H seleccionada para diseño. Coliseo Multiuso

La columna es de hormigón armado con una sección constante de 0.80 m. x 0.60 m. desde el nivel +0.00m. hasta el +8,10m y del nivel +8.10m hasta el nivel +11.6m, Su sección es de 0.40m x 0.60 m.

A esta columna se le aplican las siguientes cargas según cada combinación.

Tabla 81

Carga Axial y Momentos actuantes sobre la columna 3H.

TABLE: Element Forces - Frames				
Frame	**OutputCase**	**P**	**M2**	**M3**
Text	Text	Tonf	Tonf-m	Tonf-m
3259	U1	-36.35	1.07	26.99
3259	U2	-44.43	2.20	83.97
3259	U3	-44.51	2.07	89.68
3259	U4	-40.33	1.80	66.01
3259	U5 sx(+)	-52.24	4.01	98.33
3259	U5 sx(-)	-25.78	-0.62	19.00

CONTINÚA →

3259	U5 sy(+)	-37.91	29.04	61.84
3259	U5 sy(-)	-40.11	-25.65	55.49
3259	U6 (+)	-23.50	0.72	18.05
3259	U6 (-)	-23.23	0.66	16.65
3259	U7 sx(+)	-36.60	3.01	57.01
3259	U7 sx(-)	-10.14	-1.63	-22.31
3259	U7 sy(+)	-22.27	28.04	20.53
3259	U7 sy(-)	-24.47	-26.66	14.18

También se realiza la envolvente de combinaciones, esta nos proporcionará las cargas más críticas, en la carga axial (P) selecciona de todas las combinaciones la menor carga en valor absoluto, y en momentos en el eje x y (M2 y M3) los mayores en valor absoluto. Con esta envolvente trabajará el programa SAP2000 para el diseño de la columna.

Tabla 82

Cargas actuantes en columna 3A con análisis envolvente, Coliseo multiuso.

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	**Station**	**OutputCase**	**StepType**	**P**	**M2**	**M3**
Text	M	Text	Text	Tonf	Tonf-m	Tonf-m
3237	0	Envolvente-concreto	Max	-10.14	29.04	98.33
3237	0	Envolvente-concreto	Min	-6.14	25.48	-0.40

El programa selecciona las mayores cargas en valor absoluto como se muestra en la figura, haciendo una comparación con la tabla anterior, podemos decir que se seleccionan las mayores magnitudes en valor absoluto.

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR PU, M2, M3

Rebar Area	Design Pu	Design M2	Design M3	Minimum M2	Minimum M3
0.009	10.137	29.038	98.325	0.337	0.398

Figura 89 Resumen de resultados en el diseño de la columna 3H. Coliseo Multiuso

Además que se tiene un momento mínimo calculado por el programa estructural, que se realiza con la siguiente fórmula:

$$m_{3\,mín} = P_u * (1.5 + 0.03h)$$

$$m_{3\,mín} = 10.137 * 10^{-2} * (1.5 + 0.03 * 80)$$

$$m_{3\,mín} = 0.395\ t.m.$$

$$m_{2\,mín} = P_u * (1.5 + 0.03h)$$

$$m_{2\,mín} = 10.137 * 10^{-2} * (1.5 + 0.03 * 60)$$

$$m_{2\,mín} = 3.35\ t.m.$$

- Diagramas de interacción. Flexo-compresión.

Mediante el programa Columnas V2010 se elabora el diagrama de interacción de las columnas, donde se procederá a comprobar que las cargas que se aplican en la columna 3A son soportadas.

Para el programa antes mencionado se tuvieron que ingresar los siguientes datos:

- Geometría de la sección: 0.80 m x 0.60 m.
- Refuerzo de la sección: 18 varillas de 1 pulgada (91.26 cm^2).
- Materiales: f'c 240 kg/cm^2 y Fy 4200 kg/cm^2.
- Cargas actuantes a graficar: aquí ingresamos las cargas antes mencionadas según las combinaciones obtenidas en el SAP 2000.

Generando así el siguiente grafico de interacción.

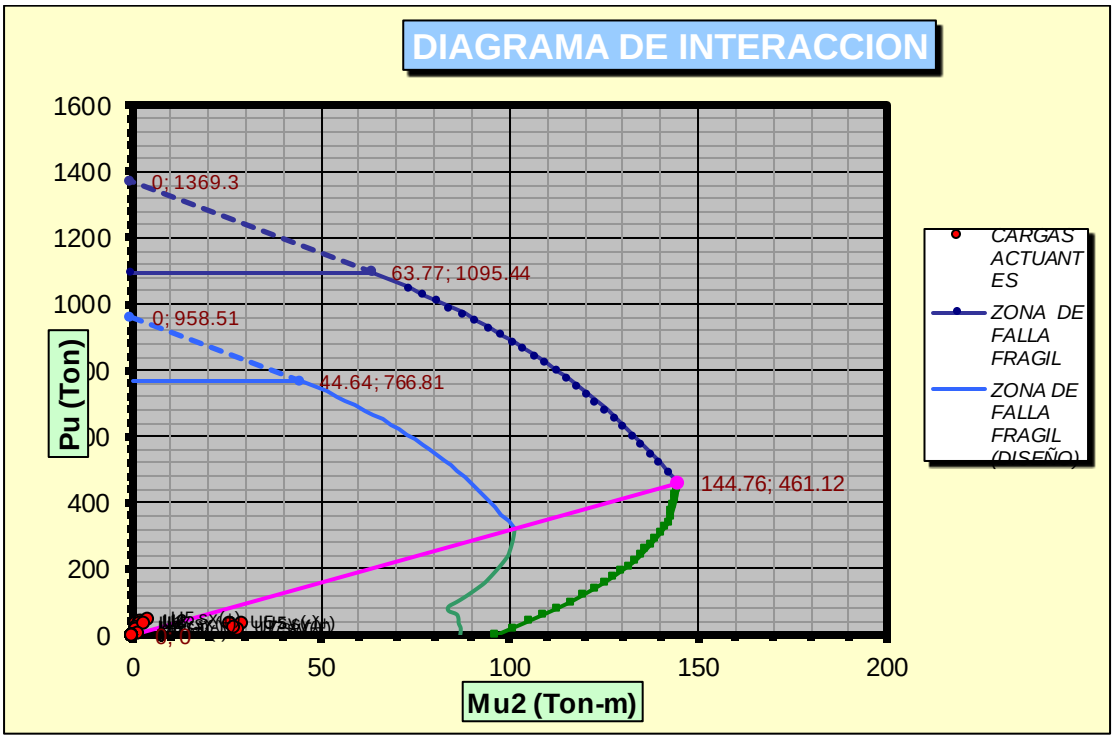


Figura 90 Diagrama de Interacción carga momento M2 (x). Columna 3H**.** Coliseo Multiuso

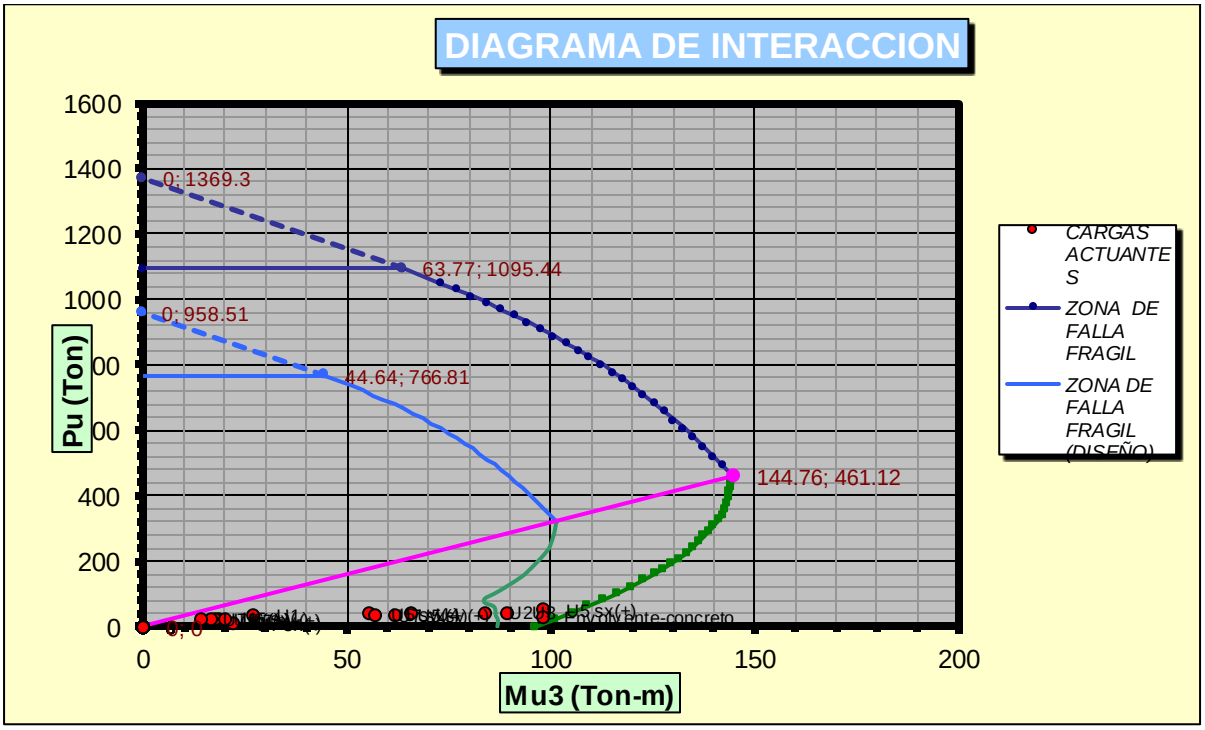


Figura 91 Diagrama de Interacción carga momento M3 (y). Columna 3H. Coliseo Multiuso

Como se puede observar en las 2 anteriores figuras, todas las cargas actuantes están dentro de la curva de interacción.

- Refuerzo longitudinal

Se debe tomar en cuenta que la cuantía no sea ni menor ni mayor a la permitida. Con los datos de la columna 3H la cuantía obtenida es:

$$0.01 \leq \frac{\rho_g}{A_g} \leq 0.03$$

$$0.01 \leq \frac{88.61\ cm^2}{(80 * 60) cm^2} \leq 0.03$$

$$0.01 \leq 0.0184 \leq 0.03 \quad \text{Ok}$$

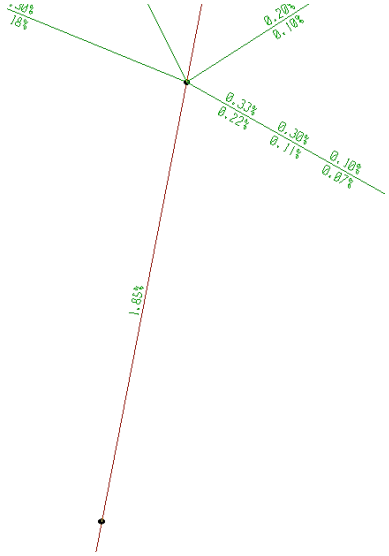


Figura 92 Resultados de cuantía de acero obtenidos en SAP2000 de la Columna 3H. Coliseo Multiuso

$$A_{sl} = \rho * b * d$$

$$A_{sl} = 0.01846 * 60 * 80$$

$$A_{sl} = 88.61\ cm^2$$

De esta manera tenemos la columna diseñada con armadura longitudinal, al repartir en varillas tendríamos 18 de 25 milímetros. Al analizar todas las columnas se procede a realizar un cuadro resumen de los tipos de columna que se diseñarán:

Tabla 83

Resumen de refuerzo longitudinal de columnas, Coliseo Multiuso

Tipo	Columnas	Sección	# Varillas	ϕ varillas	Área de acero	Cuantía
			u	mm	cm2	
1	1D,8D,8E,1E	C losa: 40 x 60	8	20	25.13	1.05%
		C: 60 x 80	18	20	56.55	1.18%
2	2C,7C,7F,2F	C losa: 40 x 60	8	25	39.27	1.64%
		C: 60 x 80	10	25	49.09	1.02%
3	3A,4A,5A,6A, 6H,5H,4H,3H	C losa: 40 x 60	10	25	49.09	2.05%
		C: 60 x 80	18	25	88.36	1.84%
4	1CL,8CL	C: 60 x 80	18	20	56.55	1.18%

- Refuerzo transversal

Se procede a realizar el cálculo del refuerzo transversal de la columna entera 3H, el análisis se realizará por tramos:

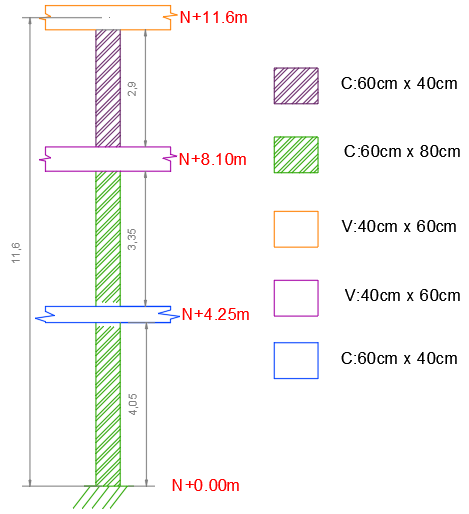


Figura 93 Análisis de tramos en columna 3H, para diseño de cortante, Coliseo Multiuso

- Del nivel +0.00 m. al +4.25m.

Tabla 84

Datos Columna 3H del Nivel +0.00m. al +4.25m.Coliseo Multiuso

DATOS COLUMNA			DATOS VIGA		
Bcol	60	cm	d'v	34	cm
hcol	80	cm	**Armadura Superior**		
dcol	53	cm	#varillas	diámetro	área acero
	Armadura		3	14	6.88
#varillas	diámetro	área acero	2	12	
18	25	88.36	**Armadura Inferior**		
h libre	4.05	m	#varillas	diámetro	área acero
			2	12	3.80
			1	14	

Tabla 85

Diseño de armadura transversal por confinamiento de columna 3H del Nivel +0.00 m. al +4.25m. Coliseo Multiuso

POR CONFINAMIENTO		
sh	10	cm
h"	66	cm
Ag	4800.00	cm^2
Ac	4322.25	cm^2
Ash1	1.25	cm^2
Ash2	3.39	cm^2

Tabla 86

Diseño de armadura transversal por corte de columna 3H del Nivel +0.00 m. al +4.25 m. Coliseo Multiuso

POR CORTE		
As1	6.88	cm2
As2	3.80	cm2
Mpr1	11.75	Tm
Mpr2	6.62	Tm

CONTINÚA →

Vu	4.71	t
ϕVc	26.11	t
Vs	21.57	t
Av	0.97	cm^2
Av min	0.50	cm^2

El Refuerzo transversal se elige de entre el mayor de confinamiento y corte

$$A_v = \max(A_{sh1}; A_{sh2}; A_{vc})$$

$$A_v = \max(1.25\ \text{cm}^2; 3.39\ \text{cm}^2; 0.97\ \text{cm}^2)$$

$$A_v = 3.39\ \text{cm}^2$$

$$4\ E\ \emptyset\ 10\ mm\ @\ 10\ cm.$$

- Del nivel +4.25 m. al +8.10 m.

Tabla 87

Datos Columna 3H del Nivel +4.25 m. al +8.10 m. Coliseo Multiuso

DATOS COLUMNA			**DATOS VIGA**		
Bcol	60	cm	d'v	54	cm
hcol	80	cm	**Armadura Superior**		
dcol	53	cm	#varillas	diámetro	área acero
	Armadura		2	18	7.10
#varillas	diámetro	área acero	1	16	
18	25	88.36	**Armadura Inferior**		
h libre	3.35	m	#varillas	diámetro	área acero
			2	16	4.02

Tabla 88

Diseño de armadura transversal por confinamiento de columna 3H del Nivel +4.25 m. al +8.10 m. Coliseo Multiuso

POR CONFINAMIENTO		
sh	10	cm
h"	66	cm

CONTINÚA →

Ag	4800.00	cm^2
Ac	4322.25	cm^2
Ash1	1.25	cm^2
Ash2	3.39	cm^2

Tabla 89

Diseño de armadura transversal por corte de columna 3H del Nivel +4.25 m. al +8.10 m. Coliseo Multiuso

POR CORTE		
As1	7.10	cm2
As2	4.02	cm2
Mpr1	19.28	Tm
Mpr2	11.13	Tm
Vu	9.07	t
ϕVc	26.11	t
Vs	17.03	t
Av	0.75	cm^2
Av min	0.50	cm^2

El Refuerzo transversal se elige de entre el mayor de confinamiento y corte

$$A_v = \max(A_{sh1}; A_{sh2}; A_{vc})$$

$$A_v = \max(1.25\ \text{cm}^2; 3.39\ \text{cm}^2; 0.75\ \text{cm}^2)$$

$$A_v = 3.39\ \text{cm}^2$$

$$4\ E\ \emptyset\ 10\ mm\ @\ 10\ cm.$$

- Del nivel +8.10 m al +11.6 m

Tabla 90

Datos Columna 3H del Nivel +8.10 m al +11.60 m. Coliseo Multiuso

DATOS COLUMNA			DATOS VIGA		
Bcol	60	cm	d'v	54	cm
hcol	40	cm	**Armadura Superior**		
dcol	53.3	cm	#varillas	diámetro	área acero
	Armadura		2	12	3.80
#varillas	diámetro	área acero	1	14	
10	25	49.09	**Armadura Inferior**		
h libre	2.9	m	#varillas	diámetro	área acero
			2	12	3.80
			1	14	

Tabla 91

Diseño de armadura transversal por confinamiento de columna 3H del Nivel +8.10 m al +11.60 m. Coliseo Multiuso

POR CONFINAMIENTO		
sh	10	cm
h"	26	cm
Ag	2400.00	cm^2
Ac	2062.25	cm^2
Ash1	0.73	cm^2
Ash2	1.34	cm^2

Tabla 92

Diseño de armadura transversal por corte de columna 3H del Nivel +8.10 m al +11.60 m. Coliseo Multiuso

POR CORTE		
As1	3.80	cm2
As2	3.80	cm2
Mpr1	10.53	Tm
Mpr2	10.53	Tm
Vu	7.26	t
ϕVc	13.05	t

CONTINÚA →

Vs	5.79	t
Av	0.26	cm^2
Av min	0.50	cm^2

El Refuerzo transversal se elige de entre el mayor de confinamiento y corte

$$A_v = \max(A_{sh1}; A_{sh2}; A_{vc})$$

$$A_v = \max(0.73\ \text{cm}^2; 1.34\ \text{cm}^2; 0.50\text{cm}^2)$$

$$A_v = 1.34\ \text{cm}^2$$

$$2\ E\ \emptyset\ 10\ mm\ @\ 10\ cm.$$

Realizando un cuadro resumen para la columna 3H, se tiene el siguiente armado transversal:

Tabla 93

Tabla resumen de armadura transversal para la columna 3H. Coliseo Multiuso

Del	Al	Área de acero transversal (cm^2)	# Estribos	Φ Varilla	Área transversal colocada
N + 0.00 m.	N + 4.25 m.	3.39	4	10	3.14
N + 4.25 m.	N + 8.10 m.	3.39	4	10	3.14
N + 8.10 m.	N + 11.60 m.	1.34	2	10	1.57

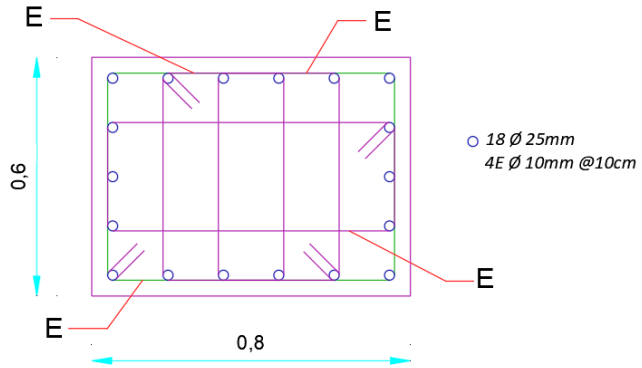


Figura 94 Detalle de armado longitudinal y transversal columna 3H, sección 80 cm x 60 cm. Coliseo Multiuso

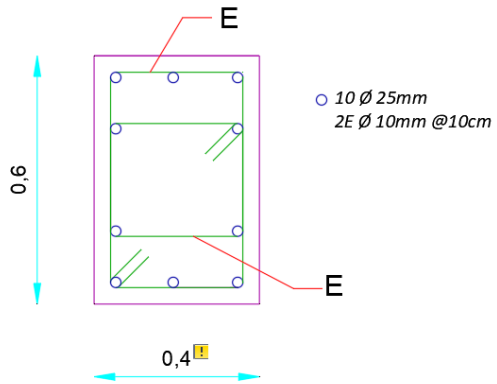


Figura 95 Detalle de armado longitudinal y transversal columna 3H, sección 40 cm x 60 cm. Coliseo Multiuso

- **Chequeo derivas de piso.**

Este chequeo se lo realiza en las todas las columnas del coliseo multiuso en base a los sismos aplicados a la estructura en los dos sentidos, tanto X como Y. La deriva inelástica no puede superar los valores que son establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción, a continuación se los menciona:

$$\Delta_m < \Delta_m máxima$$

$$\Delta_m máxima = 0.02 = 2\%$$

Tabla 94
Derivas de piso en sentido X del coliseo multiusos.

Columna		Despl. X (U1)	h. entre pisos	Deriva elástica	Deriva inelástica	Chequeo
Eje H.	Eje V.					
1	*D*	0.0137	3.50	0.0010	0.36%	Ok
		0.0103	5.45	0.0019	0.69%	Ok
		0.0002	2.65	0.0001	0.03%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
2	*C*	0.0132	3.50	0.0006	0.23%	Ok
		0.0111	3.85	0.0022	0.82%	Ok
		0.0027	1.60	0.0014	0.52%	Ok
		0.0005	2.65	0.0002	0.07%	Ok

CONTINÚA →

		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
3	***A***	0.0129	3.50	0.0015	0.56%	Ok
		0.0077	3.85	0.0019	0.70%	Ok
		0.0005	4.25	0.0001	0.04%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
4	***A***	0.0135	3.50	0.0023	0.88%	Ok
		0.0053	3.85	0.0013	0.49%	Ok
		0.0003	4.25	0.0001	0.03%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
5	***A***	0.0134	3.50	0.0023	0.87%	Ok
		0.0053	3.85	0.0013	0.49%	Ok
		0.0003	4.25	0.0001	0.03%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
6	***A***	0.0129	3.50	0.0015	0.56%	Ok
		0.0077	3.85	0.0019	0.70%	Ok
		0.0005	4.25	0.0001	0.04%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
7	***C***	0.0131	3.50	0.0006	0.21%	Ok
		0.0111	3.85	0.0022	0.82%	Ok
		0.0027	1.60	0.0014	0.52%	Ok
		0.0005	2.65	0.0002	0.07%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
8	***D***	0.0136	3.50	0.0009	0.35%	Ok
		0.0103	5.45	0.0019	0.70%	Ok
		0.0001	2.65	0.0000	0.01%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
1	***E***	0.0136	3.50	0.0009	0.35%	Ok
		0.0103	5.45	0.0019	0.69%	Ok
		0.0002	2.65	0.0001	0.03%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
2	***F***	0.0131	3.50	0.0005	0.18%	Ok
		0.0114	3.85	0.0023	0.85%	Ok
		0.0027	1.60	0.0014	0.52%	Ok
		0.0005	2.65	0.0002	0.07%	Ok

CONTINÚA →

		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
3	***H***	0.0129	3.50	0.0015	0.56%	Ok
		0.0077	3.85	0.0019	0.70%	Ok
		0.0005	4.25	0.0001	0.04%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
4	***H***	0.0134	3.50	0.0023	0.87%	Ok
		0.0053	3.85	0.0013	0.49%	Ok
		0.0003	4.25	0.0001	0.03%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
5	***H***	0.0134	3.50	0.0023	0.87%	Ok
		0.0053	3.85	0.0013	0.49%	Ok
		0.0003	4.25	0.0001	0.03%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
6	***H***	0.0128	3.50	0.0015	0.55%	Ok
		0.0077	3.85	0.0019	0.70%	Ok
		0.0005	4.25	0.0001	0.04%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
7	***F***	0.0130	3.50	0.0005	0.18%	Ok
		0.0113	3.85	0.0022	0.84%	Ok
		0.0027	1.60	0.0014	0.52%	Ok
		0.0005	2.65	0.0002	0.07%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
8	***E***	0.0136	3.50	0.0010	0.36%	Ok
		0.0102	5.45	0.0018	0.69%	Ok
		0.0002	2.65	0.0001	0.03%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
1	***CL***	0.0135	2.00	0.0016	0.58%	Ok
		0.0104	5.45	0.0019	0.70%	Ok
		0.0002	2.65	0.0001	0.03%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
8	***CL***	0.0132	2.00	0.0015	0.56%	Ok
		0.0102	5.45	0.0018	0.69%	Ok
		0.0002	1.20	0.0001	0.03%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok

CONTINÚA →

9	***D***	0.0001	1.45	0.0001	0.03%	Ok
9	***CL***	0.0001	1.45	0.0001	0.02%	Ok
9	***E***	0.0001	1.45	0.0001	0.03%	Ok
10	***D***	0.0001	1.45	0.0001	0.03%	Ok
10	***CL***	0.0001	1.45	0.0001	0.03%	Ok
10	***E***	0.0001	1.45	0.0001	0.03%	Ok

Tabla 95

Derivas de piso en sentido Y del coliseo multiusos.

Columna		**Despl. Y (U2)**	**h. entre pisos**	**Deriva elástica**	**Deriva inelástica**	**Chequeo**
Eje H.	**Eje V.**					
1	***D***	0.0090	3.50	0.0004	0.15%	Ok
		0.0076	5.45	0.0014	0.51%	Ok
		0.0002	2.65	0.0001	0.03%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
2	***C***	0.0077	3.50	0.0002	0.09%	Ok
		0.0069	3.85	0.0017	0.64%	Ok
		0.0003	1.60	0.0001	0.05%	Ok
		0.0001	2.65	0.0000	0.01%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
3	***A***	0.0075	3.50	0.0001	0.05%	Ok
		0.0070	3.85	0.0017	0.62%	Ok
		0.0006	4.25	0.0001	0.05%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
4	***A***	0.0076	3.50	0.0001	0.05%	Ok
		0.0071	3.85	0.0017	0.64%	Ok
		0.0005	4.25	0.0001	0.04%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
5	***A***	0.0075	3.50	0.0001	0.04%	Ok
		0.0071	3.85	0.0017	0.64%	Ok
		0.0005	4.25	0.0001	0.04%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
6	***A***	0.0075	3.50	0.0001	0.05%	Ok

CONTINÚA →

		0.0070	3.85	0.0017	0.62%	Ok
		0.0006	4.25	0.0001	0.05%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
7	***C***	0.0078	3.50	0.0003	0.10%	Ok
		0.0069	3.85	0.0015	0.57%	Ok
		0.0010	1.60	0.0006	0.22%	Ok
		0.0000	2.65	0.0000	0.01%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
8	***D***	0.0091	3.50	0.0004	0.15%	Ok
		0.0077	5.45	0.0014	0.52%	Ok
		0.0002	2.65	0.0001	0.03%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
1	***E***	0.0090	3.50	0.0004	0.16%	Ok
		0.0075	5.45	0.0013	0.50%	Ok
		0.0002	2.65	0.0001	0.03%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
2	***F***	0.0070	3.50	0.0000	0.01%	Ok
		0.0069	3.85	0.0017	0.64%	Ok
		0.0003	1.60	0.0002	0.06%	Ok
		0.0000	2.65	0.0000	0.01%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
3	***H***	0.0076	3.50	0.0002	0.06%	Ok
		0.0070	3.85	0.0017	0.62%	Ok
		0.0006	4.25	0.0001	0.05%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
4	***H***	0.0075	3.50	0.0001	0.05%	Ok
		0.0070	3.85	0.0017	0.63%	Ok
		0.0005	4.25	0.0001	0.04%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
5	***H***	0.0075	3.50	0.0001	0.05%	Ok
		0.0070	3.85	0.0017	0.63%	Ok
		0.0005	4.25	0.0001	0.04%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
6	***H***	0.0076	3.50	0.0002	0.06%	Ok

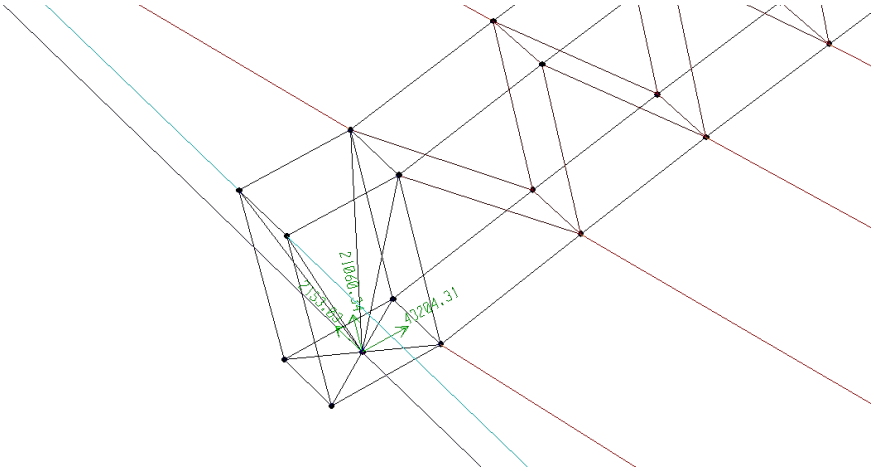
CONTINÚA →

		0.0070	3.85	0.0017	0.62%	Ok
		0.0006	4.25	0.0001	0.05%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
7	***F***	0.0078	3.50	0.0019	0.70%	Ok
		0.0013	3.85	0.0001	0.03%	Ok
		0.0010	1.60	0.0006	0.22%	Ok
		0.0000	2.65	0.0000	0.01%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
8	***E***	0.0092	3.50	0.0004	0.16%	Ok
		0.0077	5.45	0.0014	0.52%	Ok
		0.0001	2.65	0.0000	0.01%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
1	***CL***	0.0133	2.00	0.0022	0.81%	Ok
		0.0090	5.45	0.0016	0.61%	Ok
		0.0002	2.65	0.0001	0.03%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
8	***CL***	0.0142	2.00	0.0024	0.88%	Ok
		0.0095	5.45	0.0017	0.64%	Ok
		0.0002	1.20	0.0001	0.03%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
9	***D***	0.0001	1.45	0.0001	0.02%	Ok
9	***CL***	0.0001	1.45	0.0001	0.03%	Ok
9	***E***	0.0001	1.45	0.0001	0.02%	Ok
10	***D***	0.0001	1.45	0.0001	0.03%	Ok
10	***CL***	0.0001	1.45	0.0001	0.03%	Ok
10	***E***	0.0001	1.45	0.0001	0.03%	Ok

Como se puede observar en las tablas de deriva de piso, todas cumplen satisfactoriamente con la condición de ser menor que 2%, llegando a ser la máxima deriva en sentido X y Y 0.88%.

3.2.5. Diseño Ménsula

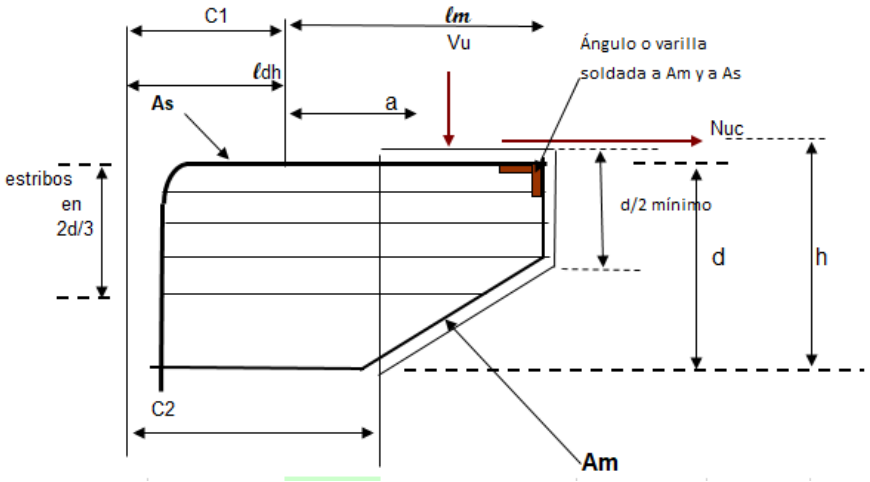
Se realizará el diseño de la ménsula en la columna 5A, en el nivel N+8.10 m, que es donde, haciendo un análisis, llegan las mayores cargas de la estructura de acero de la cubierta. Este análisis se lo realizó con la envolvente de acero teniendo los resultados que se menciona a continuación:



	Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	F1 Kgf	F2 Kgf	F3 Kgf
▶	536	nvolvente-acer	Combination	Max	43204.31	2153.03	21060.34

Figura 96 Reacciones nudo cercha columna 5A, Coliseo Multiuso

Se procede a diseñar la ménsula con los siguientes datos iniciales



F*igura 97* Datos establecidos para calcular la ménsula

$V_u = 43204.31\ Kg$

$N_u = mínimo\ (0.2V_u)$

$N_u = 8640.86\ Kg$

$f'c = 240\frac{Kg}{cm^2}$ $\qquad$ $Fy = 4200\frac{Kg}{cm^2}$

$h = 125\ cm.$

$lm = 85\ cm.$

$a = 45\ cm$

$ancho\ de\ la\ mensula = 60\ cm$

$C1 = 40\ cm$

$C2 = 80\ cm$

$rec = 4\ cm$

$d = 125 - 4 = 121\ cm$

$\frac{d}{3} = \frac{121}{3} = 40.33\ cm$

$$\frac{2d}{3} = \frac{2 * 121}{3} = 80.66cm$$

Tabla 96
Factor de fricción, Coliseo Multiuso

factor de fricción (m)	
conc. Colado monolíticamente =	1.4λ
conc. Colocado sobre conc. Fraguado aspero =	1.0λ
conc. Colocado sobre conc. Fraguado liso =	0.6λ
conc. Anclado a un acero estructural =	0.7λ

CONTINÚA →

dónde: l es igual a 1.0 para conc. Peso normal		
aprox. 0.85 para conc. De arena de peso ligero (conc peso intermedio)*		
0.75 para conc. Ligero.	**μ=**	**0.7**

Resistencia al corte por fricción:

$\phi = 0.75$

Tabla 97
Diseño de ménsula, cortante. Coliseo Multiuso

.2f 'cbwd =	Vr 1 =	348480.00	kg
***110bwd =**	Vr 2 =	798600.00	kg
(34+.08f 'c)bwd =	Vr 3 =	386232.00	kg
Rige = min(Vr1;Vr2;Vr3)	Vr =	**348480.00**	kg
actuante =	Vact =	57605.75	**ok**

El área total de estribos cerrados horizontales es:

$$Avf = \frac{Vn}{\mu * Fy * \phi}$$

Tabla 98
Diseño de ménsula a corte. Coliseo Multiuso

Avf =	19.59	cm2
Avf/3 (cm^2)=	6.53	área mínima de estribos cerrados
Área de estribos a utilizar =	6.53	cm2
Estribos # ? =	10	mm
área de un brazo =	0.79	cm2
área de dos brazos =	1.57	cm2
cant. mín. de estribos req. =	4.16	
cant de estribos a usar =	**5**	

$$Af = \frac{Vu * a + Nu * (h - d)}{\phi * Fy * \left(d - \frac{a1}{2}\right)}$$

$$Af = \frac{Nu}{\phi * Fy}$$

Tabla 99
Diseño de ménsula, área total de acero. Coliseo Multiuso

jd =	102.85	cm
Af =	6.11	cm2
An =	2.42	cm2
cuantía mínima según ACI =	0.00228	
As min. =	16.59	cm2
2/3 Avf + An =	15.48	cm2
Af + An =	8.53	cm2

$$As = \max\left(\frac{2}{3} * Avf + An; Af + An\right)$$

Tabla 100
Diseño de ménsula, repartición del área de acero en varillas y longitud de desarrollo. Coliseo Multiuso

Ldh=	$\frac{0.075\psi_e fy}{\lambda\sqrt{f'c}} d_b$		
λ =		1	
ye =		1	
ldh =		20.3	Diámetros
Usar =		**21**	Diámetros
Longitud de desarrollo horizontal			
vs# =		**16**	
ldh =		33.6	cm
Usar =		**35**	cm
Acero total principal "As" (cm^2)=		16.59	
Varillas # ? =		16	mm
área de una varilla =		2.01	cm^2
cant. De varillas req. =		8.25	

CONTINÚA →

cant. De varillas a usar =	**8**	
****long. Total de cada varilla As =**	240	cm
acero mínimo =	16.59	cm^2
.5*As =	8.30	cm^2

$$Am = \max(acero\ mínimo; 0.5\ As)$$

Tabla 101

Diseño de mensula, cantidad de varillas longitudinales. Coliseo Multiuso

Am =	16.59	cm^2
varillas # =	16	mm
área de una varilla =	2.01	cm^2
cant. De varillas req. =	8.25	
cant. De varillas a usar =	**8**	

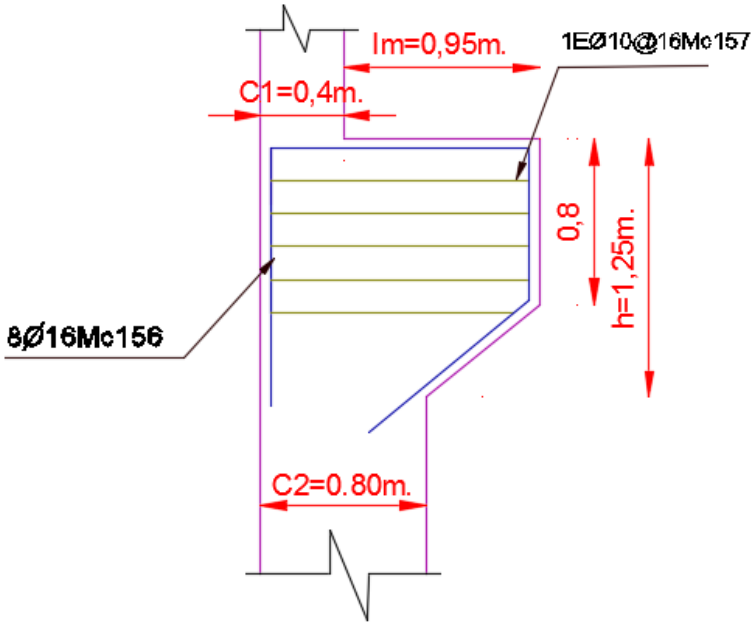


Figura 98 Detalle de ménsula. Coliseo Multiuso

3.2.6. Diseño de conexiones viga-columna

Se presenta a continuación una columna con sus distintas conexiones a las vigas.

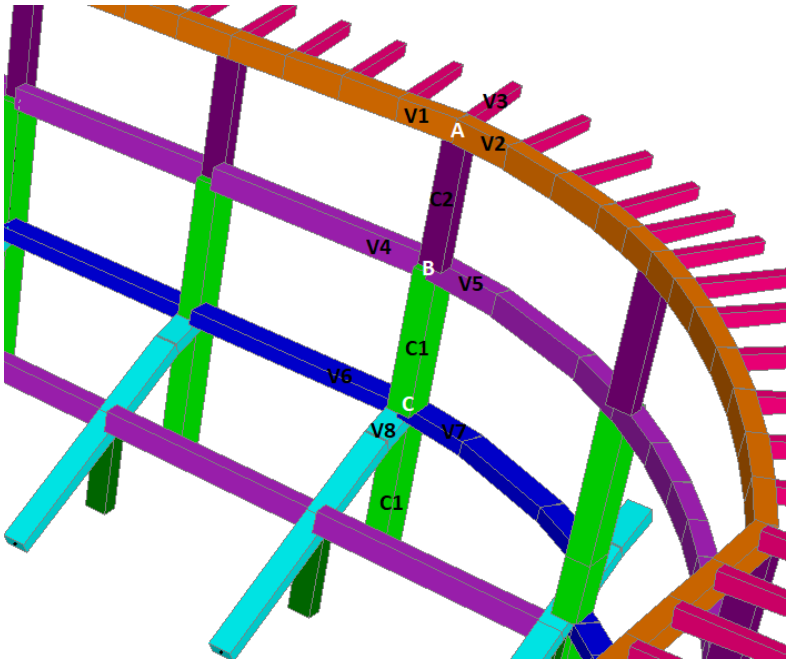


Figura 99 Vigas y columnas para el diseño de la conexión ejes 3-H, Coliseo Multiuso

Tabla 102

Datos vigas para diseño de conexión. Coliseo Multiuso

VIGAS	Ancho "b" (cm)	Peralte "h" (cm)	Armadura superior As1(cm^2)	Armadura inferior As2 (cm^2)
V1	40	60	3.80	3.80
V2	40	60	3.80	3.80
V3	25	30/40	3.39	2.26
V4	40	60	8.64	5.65
V5	40	60	8.64	5.65
V6	60	40	6.88	3.39
V7	60	40	6.88	3.39
V8	40	40	14.20	6.88

Tabla 103
Datos columnas para diseño de conexiones. Coliseo Multiuso

COLUMNAS	Ancho "b" (cm)	Peralte "h" (cm)	Armadura superior As(cm^2)
C1	60	80	91.23
C2	60	40	53.22

- **Nudo A**

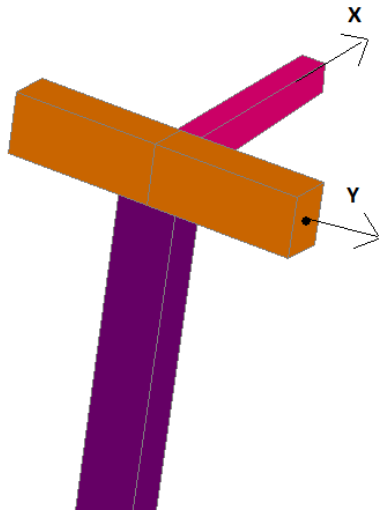


Figura 100 Nudo A de Hormigón armado. Coliseo Multiuso

Sentido X.

Las vigas V1 y V2 llegan a la columna C2. A continuación los chequeos de la conexión

Tabla 104
Datos sentido X nudo A, Coliseo Multiuso

DATOS COLUMNA			DATOS VIGA		
Base	40	cm	Base	40	cm
Altura	60	cm	Altura	60	cm
rec	3.75	cm	rec	4	cm
d	54	cm	d	54	cm
l libre	1.75	m	**Armadura Superior**		
Armadura Superior			#varillas	diámetro	área acero

CONTINÚA →

#varillas	diámetro	área acero	2	12	3.80
10	25	49.09	1	14	
			Armadura Inferior		
			#varillas	diámetro	área acero
			2	12	3.80
			1	14	

Tabla 105

Conexión viga-columna sentido X en el nudo A. Coliseo Multiuso

CHEQUEOS INICIALES					
COLUMNA			**VIGA**		
hc	600	mm	hv	600	mm
20 ϕ v	280	mm	20 ϕ v	280	mm
600	>	280	600	>	280
	Ok			Ok	

RESISTENCIA AL CORTANTE HORIZONTAL			
Cálculo de tensiones			
	α=	1.25	
$T_1 = A_{s1} * \propto * Fy$	**T1=**	19.96	T.
$C_2 = A_{s2} * \propto * Fy$	**C2=**	19.96	T.

Cálculo de momentos

$$M_1 = A_{s1} \propto fy\left(d - A_{s1} \propto \frac{fy}{1.7\, f'c\, b}\right)$$

	M1=	10.59	T.m.

$$M_2 = A_{s2} \propto fy\left(d - A_{s2} \propto \frac{fy}{1.7\, f'c\, b}\right)$$

	M2=	10.59	T.m.

Cortante de la columna

$$V_{col} = \frac{M_1 + M_2}{H}$$

CONTINÚA →

Vcol=	12.11	T.

Cortante Último

$$V_u = T1 + C2 - V_{col}$$

Vu=	27.81	T.

Cortante Nominal

$$V_n = \gamma\sqrt{f'c} * A_j$$

ɣ = 4

$$A_j = b_j * h_j$$

Af=	2400	cm^2
Vn	148.72	T.
Vu	<	ϕVn
54.58	<	126.41

Ok

RESISTENCIA AL CORTE VERTICAL

Cortante aplicado al nudo

$$V_{jv} = V_n * \frac{h_v}{h_c}$$

Vjv	27.81	T.
Vjv	<=	Vj
27.81	<=	27.81

Ok

REFUERZO DE CONFINAMIENTO

sh=	10	cm
h"=	52.5	cm
Ag=	2400	cm^2
Ac=	2062.25	cm^2

$$A_{sh} = 0.3\frac{s_h * h'' * f'c}{f_{yh}} * \left[\left(\frac{Ag}{Ach}\right) - 1\right]$$

CONTINÚA →

Ash1=	1.47	cm^2
	$A_{sh} = 0.09\frac{s_h * h^{"} * f'c}{f_{yh}}$	
Ash2	2.70	cm^2
Ash=	2.70	cm^2
50%(Ash)=	1.35	cm^2
	LONGITUD DE ANCLAJE	
	$ldh_{req} = \frac{fy * \emptyset_v}{17.2\sqrt{f'c}}$	
ldh req=	22.07	cm
ldh disp=	51.5	cm
ldh req	<	ldh disp
22.07	<	51.5
	Cumple	

Sentido Y

Tabla 106
Dato sentido X nudo A, Coliseo Multiuso

DATOS COLUMNA			**DATOS VIGA**		
Base	40	cm	Base	25	cm
Altura	60	cm	Altura	40	cm
rec	3.75	cm	rec	3.75	cm
d	54	cm	d	35.25	cm
l libre	1.75	m	**Armadura Superior**		
Armadura Superior			#varillas	diámetro	área acero
#varillas	diámetro	área acero	3	10	2.36

CONTINÚA →

10	25	49.09			
			Armadura Inferior		
			#varillas	diámetro	área acero
			2	10	1.57

Tabla 107

Conexión viga-columna Sentido Y nudo A. Coliseo Multiuso

CHEQUEOS INICIALES					
COLUMNA			**VIGA**		
hc	600	mm	hv	400	mm
20 ϕ v	280	mm	20 ϕ v	200	mm
600	>	280	400	>	200
	Ok			Ok	

RESISTENCIA AL CORTANTE HORIZONTAL			
Cálculo de tensiones			
	α= 1.25		
$T_1 = A_{s1} * \propto * Fy$	**T1=**	12.37	T.
$C_2 = A_{s2} * \propto * Fy$	**C2=**	8.25	T.

Cálculo de momentos

$$M_1 = A_{s1} \propto fy\left(d - A_{s1} \propto \frac{fy}{1.7\, f'c\, b}\right)$$

M1=	4.21	T.m.

$$M_2 = A_{s2} \propto fy\left(d - A_{s2} \propto \frac{fy}{1.7\, f'c\, b}\right)$$

M2=	2.84	T.m.

Cortante de la columna

$$V_{col} = \frac{M_1 + M_2}{H}$$

Vcol=	4.03	T.

CONTINÚA →

Cortante Último		
$V_u = T1 + C2 - V_{col}$		
Vu=	16.59	T.

Cortante Nominal		
$V_n = \gamma\sqrt{f'c} * A_j$		
ɣ = 4		
$A_j = b_j * h_j$		
Af=	1500	cm^2
Vn	92.95	T.
Vu	<	ϕVn
16.59	<	79.01
Ok		

RESISTENCIA AL CORTE VERTICAL		
Cortante aplicado al nudo		
$V_{jv} = V_n * \frac{h_v}{h_c}$		
Vjv	11.05	T.
Vjv	<	Vj
11.05	<	16.59
Ok		

REFUERZO DE CONFINAMIENTO		
sh=	10	cm
h"=	52.5	cm
Ag=	2400	cm^2
Ac=	2062.25	cm^2
$A_{sh} = 0.3\frac{s_h * h^{"} * f'c}{f_{yh}} * \left[\left(\frac{Ag}{Ach}\right) - 1\right]$		
Ash1=	1.47	cm^2
$A_{sh} = 0.09\frac{s_h * h^{"} * f'c}{f_{yh}}$		

CONTINÚA →

Ash2	2.70	cm^2
Ash=	2.70	cm^2
50%(Ash)=	1.35	cm^2
LONGITUD DE ANCLAJE		

$$ldh_{req} = \frac{fy * \emptyset_v}{17.2\sqrt{f'c}}$$

ldh req=	15.76	cm
ldh disp=	51.5	cm
ldh req	<	ldh disp
15.76	<	51.5
	Cumple	

- **Nudo B**

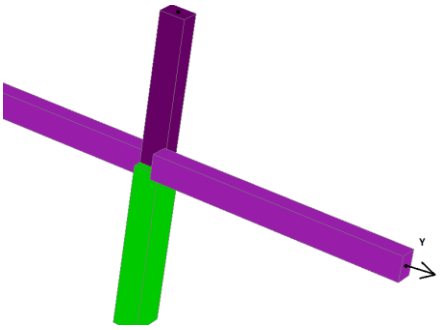


Figura 101 Nudo B de hormigón armado. Coliseo Multiuso

Sentido Y

Tabla 108
Datos sentido Y, nudo B. Coliseo Multiuso.

DATOS COLUMNA			**DATOS VIGA**		
Base	80	cm	**Base**	40	cm
Altura	60	cm	**Altura**	60	cm
Rec	3.75	cm	**Rec**	3.75	cm
D	54	cm	**d**	54.35	cm
l libre	3.675	m	**Armadura Superior**		
Armadura Superior			#varillas	diámetro	área acero

CONTINÚA →

#varillas	diámetro	área acero	1	16	7.10
18	25	88.36	2	18	
			Armadura Inferior		
			#varillas	diámetro	área acero
			2	16	4.02

Tabla 109

Conexión viga-columna Sentido Y nudo B.

CHEQUEOS INICIALES					
COLUMNA			**VIGA**		
hc	600	mm	hv	600	mm
20 ϕ v	280	mm	20 ϕ v	360	mm
600	>	280	600	>	360
	Ok			Ok	

RESISTENCIA AL CORTANTE HORIZONTAL			
Cálculo de tensiones			
	α=	1.25	
$T_1 = A_{s1} * \propto * Fy$	**T1=**	37.27	T.
$C_2 = A_{s2} * \propto * Fy$	**C2=**	21.11	T.

Cálculo de momentos			
$M_1 = A_{s1} \propto fy\left(d - A_{s1} \propto \frac{fy}{1.7\ f'c\ b}\right)$			
	M1=	19.41	T.m.
$M_2 = A_{s2} \propto fy\left(d - A_{s2} \propto \frac{fy}{1.7\ f'c\ b}\right)$			
	M2=	11.20	T.m.

Cortante de la columna		
$V_{col} = \frac{M_1 + M_2}{H}$		
Vcol=	8.33	T.

CONTINÚA →

Cortante Último		
$V_u = T1 + C2 - V_{col}$		
Vu=	50.06	T.

Cortante Nominal

$$V_n = \gamma\sqrt{f'c} * A_j$$

ɣ = 4

$$A_j = b_j * h_j$$

Af=	3600	cm^2
Vn	223.08	T.
Vu	<	ϕVn
50.06	<	189.62

Ok

RESISTENCIA AL CORTE VERTICAL

Cortante aplicado al nudo

$$V_{jv} = V_n * \frac{h_v}{h_c}$$

Vjv	50.06	T.
Vjv	<=	Vj
50.06	<=	50.06

Ok

REFUERZO DE CONFINAMIENTO

sh=	15	cm
h"=	52.5	cm
Ag=	4800	cm^2
Ac=	4322.25	cm^2

$$A_{sh} = 0.3\frac{s_h * h'' * f'c}{f_{yh}} * \left[\left(\frac{Ag}{Ach}\right) - 1\right]$$

Ash1=	1.49	cm^2

$$A_{sh} = 0.09\frac{s_h * h'' * f'c}{f_{y'}}$$

CONTINÚA →

Ash2	4.05	cm^2
Ash=	4.05	cm^2
50%(Ash)=	2.025	cm^2
LONGITUD DE ANCLAJE		

$$ldh_{req} = \frac{fy * \emptyset_v}{17.2\sqrt{f'c}}$$

ldh req=	28.37	cm
ldh disp=	51.5	cm
ldh req	<	ldh disp
28.37	<	51.5
	Cumple	

- Nudo C

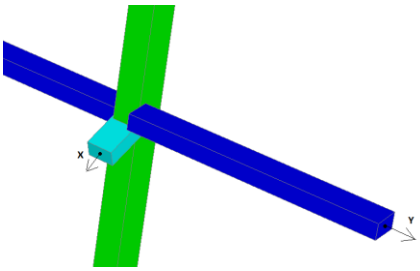


Figura 102 Nudo C de Hormigón armado, Coliseo Multiuso

Sentido X

Tabla 110

Datos sentido x, nudo C. Coliseo Multiuso

DATOS COLUMNA				**DATOS VIGA**	
Base	80	cm	Base	40	cm
Altura	60	cm	Altura	40	cm
Rec	3.75	cm	rec	3.75	cm
D	54	cm	d	34.45	cm
l libre	4.05	m	**Armadura Superior**		
Armadura Superior			#varillas	diámetro	área acero

CONTINÚA →

#varillas	diámetro	área acero	2	14	9.11
18	25	88.36	3	16	
			Armadura Inferior		
			#varillas	diámetro	área acero
			2	14	4.21
			1	12	

Tabla 111

Conexión viga-columna Sentido X nudo C.

CHEQUEOS INICIALES					
COLUMNA			**VIGA**		
hc	600	mm	hv	400	mm
20 ϕ v	280	mm	20 ϕ v	280	mm
600	>	280	400	>	280
	Ok			Ok	

RESISTENCIA AL CORTANTE HORIZONTAL

Cálculo de tensiones

α= 1.25

$T_1 = A_{s1} * \propto * Fy$ **T1=** 47.83 T.

$C_2 = A_{s2} * \propto * Fy$ **C2=** 22.10 T.

Cálculo de momentos

$$M_1 = A_{s1} \propto fy\left(d - A_{s1} \propto \frac{fy}{1.7\, f'c\, b}\right)$$

M1= 15.08 T.m.

$$M_2 = A_{s2} \propto fy\left(d - A_{s2} \propto \frac{fy}{1.7\, f'c\, b}\right)$$

M2= 7.31 T.m.

Cortante de la columna

$$V_{col} = \frac{M_1 + M_2}{H}$$

CONTINÚA →

Vcol=	5.53	T.

Cortante Último

$$V_u = T1 + C2 - V_{col}$$

Vu=	64.40	T.

Cortante Nominal

$$V_n = \gamma\sqrt{f'c} * A_j$$

$$\gamma = 4$$

$$A_j = b_j * h_j$$

Af=	3600	cm^2
Vn	223.08	T.
Vu	<	ϕVn
64.40	<	189.62

Ok

RESISTENCIA AL CORTE VERTICAL

Cortante aplicado al nudo

$$V_{jv} = V_n * \frac{h_v}{h_c}$$

Vjv	32.99	T.
Vjv	<=	Vj
32.99	<=	49.48

Ok

REFUERZO DE CONFINAMIENTO

sh=	15	cm
h"=	52.5	cm
Ag=	4800	cm^2
Ac=	4322.25	cm^2

$$A_{sh} = 0.3\frac{s_h * h^{"} * f'c}{f_{yh}} * \left[\left(\frac{Ag}{Ach}\right) - 1\right]$$

CONTINÚA →

Ash1=	1.49	cm^2

$$A_{sh} = 0.09\frac{s_h * h^{"} * f'c}{f_{yh}}$$

Ash2	4.05	cm^2
Ash=	4.05	cm^2
50%(Ash)=	2.025	cm^2
	LONGITUD DE ANCLAJE	

$$ldh_{req} = \frac{fy * \emptyset_v}{17.2\sqrt{f'c}}$$

ldh req=	22.07	cm
ldh disp=	51.5	cm
ldh req	<	ldh disp
22.07	<	51.5
	Cumple	

Sentido Y

Tabla 112
Datos sentido Y, Nudo C. Coliseo Multiuso

DATOS COLUMNA			**DATOS VIGA**		
Base	80	cm	Base	60	cm
Altura	60	cm	Altura	40	cm
rec	3.75	cm	rec	3.75	cm
D	54	cm	d	34.55	cm
l libre	4.05	m	**Armadura Superior**		
Armadura Superior			#varillas	diámetro	área acero
#varillas	diámetro	área acero	2	12	6.88
18	25	88.36	3	14	
			Armadura Inferior		

CONTINÚA →

	#varillas	diámetro	área acero
	2	12	3.80
	1	14	

Tabla 113

Conexión viga-columna Sentido Y nudo C. Coliseo Multiuso

CHEQUEOS INICIALES					
COLUMNA			**VIGA**		
hc	600	mm	hv	400	mm
20 ϕ v	280	mm	20 ϕ v	240	mm
600	>	280	400	>	240
	Ok			Ok	

RESISTENCIA AL CORTANTE HORIZONTAL

Cálculo de tensiones

α= 1.25

$T_1 = A_{s1} * \propto * Fy$ **T1=** 36.12 T.

$C_2 = A_{s2} * \propto * Fy$ **C2=** 19.96 T.

Cálculo de momentos

$$M_1 = A_{s1} \propto fy\left(d - A_{s1} \propto \frac{fy}{1.7\ f'c\ b}\right)$$

M1= 11.95 T.m.

$$M_2 = A_{s2} \propto fy\left(d - A_{s2} \propto \frac{fy}{1.7\ f'c\ b}\right)$$

M2= 6.73 T.m.

Cortante de la columna

$$V_{col} = \frac{M_1 + M_2}{H}$$

Vcol= 4.61 T.

Cortante Último

CONTINÚA →

$$V_u = T1 + C2 - V_{col}$$

Vu=	51.47	T.

Cortante Nominal

$$V_n = \gamma\sqrt{f'c} * A_j$$

ɣ = 4

$$A_j = b_j * h_j$$

Af=	4200	cm^2
Vn	260.26	T.
Vu	<	ϕVn
51.47	<	221.22

Ok

RESISTENCIA AL CORTE VERTICAL

Cortante aplicado al nudo

$$V_{jv} = V_n * \frac{h_v}{h_c}$$

Vjv	34.31	T.
Vjv	<=	Vj
67.95	<=	101.92

Ok

REFUERZO DE CONFINAMIENTO

sh=	15	cm
h"=	52.5	cm
Ag=	4800	cm^2
Ac=	4322.25	cm^2

$$A_{sh} = 0.3\frac{s_h * h^{"} * f'c}{f_{yh}} * \left[\left(\frac{Ag}{Ach}\right) - 1\right]$$

Ash1=	1.49	cm^2

$$A_{sh} = 0.09\frac{s_h * h^{"} * f'c}{f_{yh}}$$

CONTINÚA →

Ash2	4.05	cm^2
Ash=	4.05	cm^2
50%(Ash)=	2.025	cm^2
LONGITUD DE ANCLAJE		

$$ldh_{req} = \frac{fy * \emptyset_v}{17.2\sqrt{f'c}}$$

ldh req=	18.91	cm
ldh disp=	51.5	cm
ldh req	<	ldh disp
18.9|	<	51.5
	Cumple	

Analizando los chequeos de los nudos de la columna 3H, todos cumplen las distintas condiciones

3.2.7. Diseño de Cimentación

Debido al tipo del suelo presentado en los estudios de suelos realizados, se optó por 6 tipos de cimientos diferentes. Dado que los elementos de hormigón son diseñados por última resistencia se trabajó con la envolvente de hormigón, ya que está usa las combinaciones que sean más favorables para cada elemento.

Se diseñaron plintos aislados sometidos a carga vertical, ya que se usarán cadenas de amarre que absorban los momentos que son transmitidos al pie de columna.

También se optó en el centro de cada curva por plintos combinados en forma de T invertida, estas estructuras por su gran rigidez ayudan a ahorrar grandes dimensiones y soportan mejor los asentamientos diferenciales; en algunos casos se opta por este tipo de cimientos cuando se tienen columna cercanas.

En la siguiente figura se puede ver la distribución y ubicación de los cimientos; para mayor entendimiento, se ha elegido el cimiento 3H y 7C-7D para explicar su procedimiento.

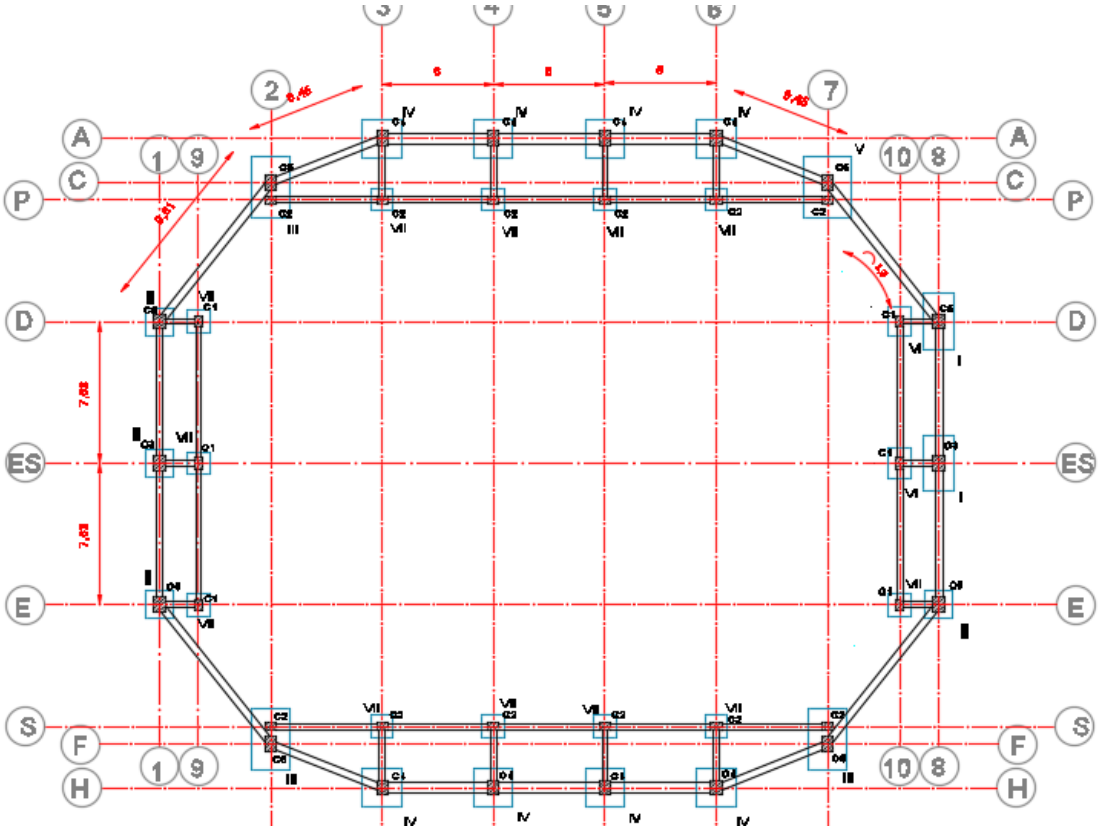


Figura 103 Detalle de ubicación plintos. Coliseo Multiuso

- **Plinto Aislado 3H**

Procedimiento de cálculo: Se parte de los siguientes datos iniciales, el σs está sujeto a las condiciones del suelo que se nos proporcionó del estudio de suelos.

Tabla 114

Datos iniciales Plinto Aislado 3H, Coliseo Multiuso

	DATOS	
P=	100.91	Tn
σs=	25.00	Tn/m2

CONTINÚA →

f'c=	240.00	kg/cm2
fy=	4200.00	kg/cm2

Área de fundición y presión neta del suelo

$$A^F = \frac{P}{\sigma_s} \quad ; \quad qs = \frac{P}{A^F_{ADOPTADA}}$$

Tabla 115

Área de fundación y presión neta del suelo, plinto aislado 3H, Coliseo Multiuso

AREA DE FUNDACIÓN			
A^F=	4.04	m2	
B=	2.10	m	
L=	2.10	m	
$A^F_{ADOPTADA}$=	4.41	m2	
PRESION NETA DEL SUELO			
q_s=	22.88	Tn/m2	→ OK

- Chequeo a Corte:

Unidireccional:

$$v_u \leq v_p$$

$$v_u = \frac{Vu}{d * b * \phi}; \phi = 0.75 \quad y \quad v_p = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

Bidireccional:

$$v_u \leq v_p$$

$$v_p = 1.06 * \sqrt{f'c}$$

Tabla 116

Cortante Unidireccional y Bidireccional Plinto Aislado 3H, Coliseo Multiuso

CHEQUEO DE CORTANTES					
CORTANTE UNIDIRECCIONAL			**CORTANTE BIDIRECCIONAL**		
$h_{ASUMIDO}$=	0.40	m	**bo=**	4.12	m
rec=	0.07	m	**A_{PUNZ}=**	1.28	m2
ϕ=	0.75		**V_u=**	71.69	Tn
B=	2.10	m	**V_c=**	7.03	kg/cm2
d=	0.33	m	**v_p=**	16.42	kg/cm2
$b_{columna}$=	0.80	m		OK	
$h_{columna}$=	0.60	m			
a=	0.32	m			
V_u=	15.38	Tn			
v_c=	2.96	kg/cm2			
v_p=	8.21	kg/cm2			
	OK				

- Diseño a flexión:

El momento se calcula en la cara de la columna.

$$Mu = q_U s * \frac{Lv^2}{2} * B$$

$$\rho < \rho_{min} = \frac{14}{fy} = 0.0033$$

$$As = \rho * b * d$$

Tabla 117

Diseño a flexión Plinto Aislado 3H, Coliseo Multiuso

DISEÑO A FLEXIÓN					
SENTIDO X-X			**SENTIDO Y-Y**		
$b_{columna}$=	0.80	m	**$h_{columna}$=**	0.60	m
qu_s=	22.88	Tn/m2	**qu_s=**	22.88	Tn/m2
L_v=	0.65	m	**L_v=**	0.75	m

CONTINÚA →

M_u=	10.15	Tn.m	**M_u=**	13.52	Tn.m
p=	0.0012		**p=**	0.0016	
p_{def}=	0.0018		**p_{def}=**	0.0021	
As=	12.47	cm2	**As=**	14.69	cm2

Tabla 118
Resumen de armadura Plinto 3H, Coliseo Multiuso

DETALLE	varillas	varilla	A. acero adop	esp.
	#	cm	cm^2	cm
As x	8	1.40	12.32	28
As y	10	1.40	15.39	22

En las siguientes figuras se puede ver los detalles de los plintos aislados en sentido x-x y sentido y-y.

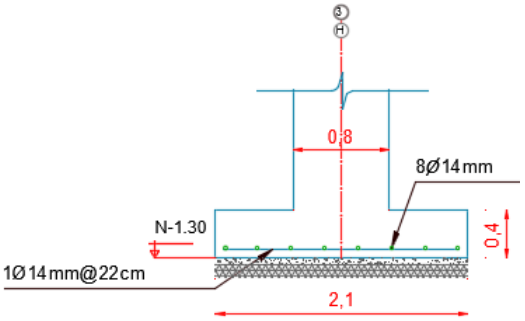


Figura 104 Detalle de Plinto Aislado 3H – Sentido x-x. Coliseo multiuso

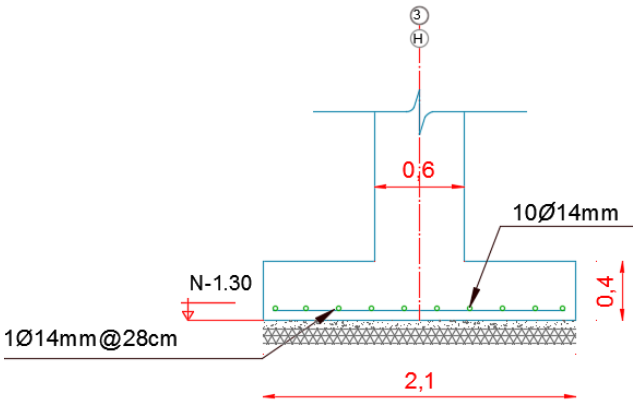


Figura 105 Detalle de Plinto Aislado 3H – Sentido y-y. Coliseo Multiuso.

En las tablas de a continuación se puede ver los cuadros resumen de los plintos aislados.

Tabla 119

Cuadro resumen de Plintos aislados - Columnas principales. Coliseo Multiuso

	EJES	L (m)	B (m)	h (m)	Ϭs (Tn/m2)
PLINTOS AISLADOS COLUMNAS PRINCIPALES	**1-CL**	1.50	1.50	0.40	25.00
	1-D	1.50	1.50		
	3-A	2.10	2.10		
	4-A	2.10	2.10		
	5-A	2.10	2.10		
	6-A	2.10	2.10		
	8-D	3.00	1.60		10.00
	8-CL	3.00	1.60		
	8-E	1.50	1.50		25.00
	6-H	2.10	2.10		
	5-H	2.10	2.10		
	4-H	2.10	2.10		
	3-H	2.10	2.10		
	1-E	1.50	1.50		

En la siguiente tabla se muestra un resumen de los plintos aislados, las dimensiones mostradas son el resultado de que actúan bajo dichas columnas cargas pequeñas.

Tabla 120

Cuadro resumen de Plintos aislados - Columnas bajo gradas. Coliseo Multiuso

	EJES	L (m)	B (m)	h (m)	Ϭs (Tn/m2)
PLINTOS AILADOS COLUMNAS	**9-CL**	1.20	1.20	0.30	25.00
	9-D	1.20	1.20		
	3-P	1.20	1.20		
	4-P	1.20	1.20		
	5-P	1.20	1.20		
	6-P	1.20	1.20		
	10-D	1.60	1.20		10.00
	10-CL	1.60	1.20		

CONTINÚA →

EN LAS GRADAS	**10-E**	1.20	1.20	25.00
	6-S	1.20	1.20	
	5-S	1.20	1.20	
	4-S	1.20	1.20	
	3-S	1.20	1.20	
	9-E	1.20	1.20	

- **Plinto Combinado 7C-7P**

Para el diseño de cimiento se utilizó un esfuerzo de suelo de $6s = 10\ \mathrm{Tn}/m^2$.

Tabla 121
Datos iniciales plinto combinando 7C-7P. Coliseo Multiuso

DATOS		
P_1=	51.00	Tn
$b_{columna}$=	0.80	m
$h_{columna}$=	0.60	m
P_2=	24.19	Tn
$b_{columna}$=	0.40	m
$h_{columna}$=	0.60	m
R=	75.19	Tn
Ϭs=	10.00	Tn/m2
f'c=	240.00	kg/cm2
fy=	4200.00	kg/cm2
A1=	1.41	m
A2=	0.94	m
A3=	0.00	m
L total =	3.35	m

Área de fundición:

$$A^F = \frac{\sum P}{\sigma_s}$$

$$e < \frac{L}{6} \qquad \rightarrow \qquad TRAPEZOIDAL$$

Tabla 122
Dimensiones adoptadas cimiento7C-7P. Coliseo Multiuso

ÁREA DE FUNDACIÓN					
B=	2.24	m			
B asumido=	2.60	m			
$A_{FADOPTADA}$=	8.71	m^2	**$L_{ADOPTADO}$=**	3.35	m
X=	1.71	m	**$B_{ADOPTADO}$=**	2.60	m
e=	0.04	m			
L/6=	0.56	m		Carga trapezoidal	

Presión neta del suelo:

$$s1{,}2 = \frac{\sum P}{A^{F}_{ADOPTADA}} + \left(1 \mp \frac{6 * e}{L}\right)$$

$$s1{,}2 < 6\mathbf{s} \qquad \rightarrow \qquad OK$$

$$w1{,}2 = qs1{,}2 * B_{adoptado} * f_{may}$$

$$S^{*} = w1, w2$$

$$F1 = w1 * L \quad ; \quad F2 = S^{*} * \frac{L}{2}$$

$$S3 = S^{*} * \frac{L - A3}{L} \quad ; \quad S4 = S^{*} * \frac{A3}{L}$$

$$R1 = \frac{F1 * \left(\frac{L}{2} - A3\right) + F2 * \left(\frac{L}{3} - A3\right)}{A2} \quad ; \quad R2 = F1 + F2 - R1$$

Tabla 123
Presiones del suelo cimiento 7C-7P. Coliseo Multiuso

s1=	9.21	Tn/m2	w1=	23.95	Tn/m
s2=	8.05	Tn/m2	w2=	20.94	Tn/m

CONTINÚA →

s*=	3.01	Tn/m			
F1=	80.23	Tn			
F2=	5.04	Tn			
S3=	2.11	Tn			
S4=	0.90	Tn			
R1	64.22	T	R2=	21.05	T

Chequeo a Corte:

$$v_s = \frac{\#ramas * Av * fy * d}{s} \qquad \text{y} \qquad v_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$v_t = \phi(v_s + v_c) \quad ; \quad \phi = 0.75$$

Tabla 124

Dimensiones adoptadas viga cimiento7C-7P. Coliseo Multiuso

DIMENSIONES ADOPTADAS		
h zapata=	40.00	cm
h viga=	50.00	cm
b viga=	70.00	cm
d zapata=	35.00	cm
d viga=	45.00	cm

Tabla 125

Cortantes y chequeo de cortantes cimiento7C-7P. Coliseo Multiuso

CORTANTES		
V1=	37.37	T
V2=	26.84	T
V3=	3.35	T
V4=	24.40	T
Vmax=	37.37	T
P=	75.19	T
W=	23.95	Tn/m

CONTINÚA →

rec=	3.50	cm
varilla=	1.80	cm
estribo=	1.00	cm
ϕ=	10.00	mm
Av=	0.79	cm^2
# ramas=	2.00	u.
s	12.00	cm
Vs	24.74	Tn
Vc	25.86	Tn
Vt	37.95	Tn

- Diseño a flexión:

Con el momento flector calculado se procede a calcular la cuantía y el área de acero necesaria:

$$\rho = 0.85\left(\frac{f'c}{fy}\right)\left(1-\left(1-\frac{2*Mu}{\emptyset*0.85*f'c*b*d^2}\right)^{\frac{1}{2}}\right)$$

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

$$As = \rho * b * d$$

Diseño del cuerpo

Tabla 126

Armadura del cuerpo cimiento 7C-7P. Coliseo Multiuso

X	Momento	Cuantía	Cuantía adop.	As (cm2)
1.41	23.81	0.0047	0.0047	14.70
1.00	11.97	0.0023	0.0031	9.61
2.68	-4.45	0.0008	0.0018	5.67

Diseño del ala

Tabla 127
Armadura lateral del ala cimiento7C-7P. Coliseo Multiuso

		Diseño lateral				
Long. Alas=	0.95	m				
w	23.95	Tn		Distribuir en	3.35	m
Vu	56.04	Tn				
X	**Momento**	**Cuantía**	**Cuantía adop.**	**As (cm2)**		
0.95	36.20	0.0031	0.0031	36.42		

Armadura de distribución

$$Asd = 0.0018 * (2 * Long.Alas) * hzapata$$

$$Asd = 13.68\ cm^2/2$$

$$Asd = 6.84\ cm^2$$

Tabla 128
Resumen de armadura de la viga de cimentación 7C-7P. Coliseo Multiuso

DETALLE	**As calculada**	**varillas**	**varilla**	**A. acero adop**	**esp.**
	cm^2	**#**	**cm**	**cm^2**	**cm**
A. inferior A1	14.70	6	1.80	15.27	21
A. inferior A3	9.61	4	1.80	10.18	21
A. superior	5.67	4	1.40	6.16	21
armadura inferior	36.42	14	1.80	35.63	25
armadura de distribución / ala	6.84	4	1.40	6.16	27

En las siguientes imágenes se puede ver el detalle de los plintos en el sentido x-x y sentido y-y.

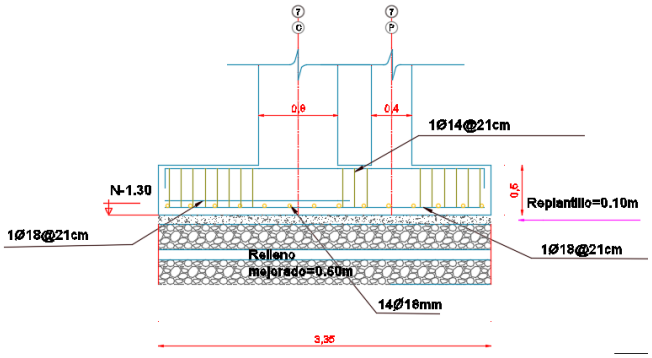


Figura 106 Detalle de plinto combinado 7C-7P – Sentido x-x. Coliseo Multiuso.

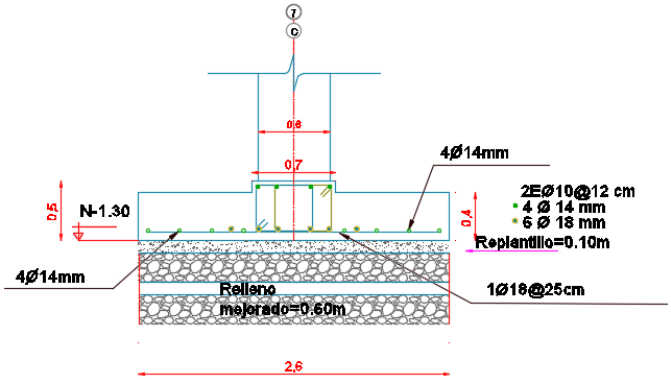


Figura 107 Detalle de plinto combinado 7C-7P – Sentido y-y. Coliseo Multiuso

En el siguiente cuadro se presenta un resumen de las dimensiones de los plintos combinados, que están en la parte media de cada esquina de la curva.

Tabla 129

Cuadro resumen de plintos combinados. Coliseo Multiuso

	EJES	L (m)	B (m)	h zapata(m)	b viga(m)	h viga(m)	Ϭs (Tn/m2)
PLINTOS COMBINADOS	**2C-2P**	3.35	2.00	0.40	0.70	0.50	25.00
	7C-7P	3.35	2.60				10.00
	7F-7S	3.35	2.00				25.00
	2F-2S	3.35	2.00				25.00

3.2.8. Diseño de Cadena de amarre

Su función es disipar el momento que llega al cimiento para diseñarlo únicamente a carga vertical. Se debe distribuir el momento en pie de columna (Mp) hacia la cadena y cabeza del muñeco.

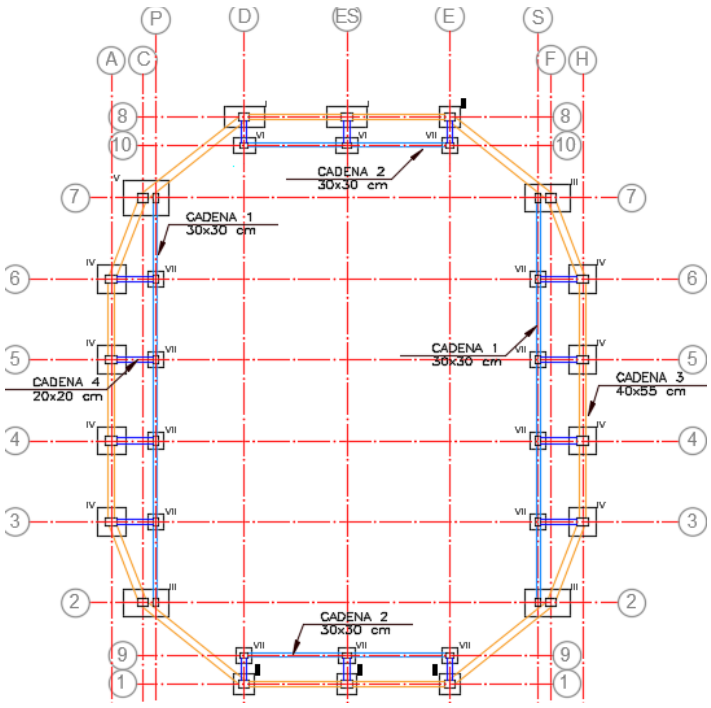


Figura 108 Esquema de cadena de amarre. Coliseo Multiuso.

- **Cadena de amarre columnas principales**

Tabla 130

Momento en el pie de columna – columnas principales. Coliseo Multiuso

EJES	M 3-3 (Tn-m)
1-CL	-8.58
1-D	-10.48
2-C	-2.75
3-A	-6.92
4-A	-3.30
5-A	-3.31
6-A	-7.03

CONTINÚA →

COLUMNAS PRINCIPALES	**7-C**	-2.68
	8-D	-10.47
	8-CL	-8.58
	8-E	-7.69
	7-F	-6.13
	6-H	-23.15
	5-H	-26.27
	4-H	-26.28
	3-H	-23.22
	2-F	-5.20
	1-E	-7.67

Se impone una cadena de 40 x 55 cm.

- Diseño:

$$Mu = 26{,}28\ Tn - m$$

$$recubrimiento\ = 3cm$$

$$b = 40\ cm$$

$$d = 49.9\ cm$$

$$\rho = 0.0076 < \rho máx \rightarrow \rho = 0.0124$$

$$\boldsymbol{Asmin\ = 15.11\ cm^2} \qquad \rightarrow \qquad \boldsymbol{4\emptyset 22mm} = 15{,}21\ cm^2$$

$$\boldsymbol{As\ cadena}: \boldsymbol{8\emptyset 22mm} = 30.41\ cm^2$$

El diseño a corte de la cadena:

$$pp\ cadena = (0{,}40\ m * 0{,}55\ m * 1{,}00\ ml) * 2{,}40 \frac{Tn}{m^3} = 0{,}528\ Tn/ml$$

Cálculo del Momento Resistente (Mr):

$$Mr = 1{,}25 * As * fy\left(d - \frac{1{,}25 * As * fy}{1{,}7 * fc * b}\right) = 64.05\ Tn - m$$

El cortante crítico se presenta cuando se suma el cortante isostático y el hiperestático:

$$V = Vhiper + Visos = 24.35\ Tn$$

El cortante de diseño se calcula con:

$$Vs = V/\emptyset$$

$$Vu = 27{,}23\ Tn/0.75 = 32.47\ \ Tn$$

$$Se\ asume\ s = \ 10.00\ cm$$

El área de acero se calcula con:

$$Av = \frac{Vu * s}{fy * d} = \frac{32.47\ Tn * 1000 * 10.00\ cm}{4200\frac{kg}{cm^2} * 49.9\ cm}$$

$$Av = 1.55\ cm^2 \rightarrow 2E\emptyset 10mm@10cm$$

En la siguiente figura se puede ver el detalle de armado de la cadena de amarre que arriostran las columnas principales

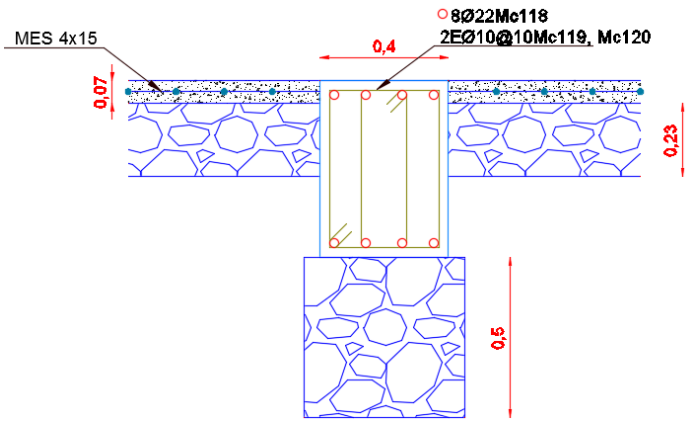


Figura 109 Detalle armado cadena – Coliseo Multiuso

- **Cadena de amarre columnas bajo gradas**

Sentido Y-Y

Se realizará la cadena de amarre de igual manera a la establecida en la anterior, pero en este caso con un momento más pequeño.

Tabla 131
Momento en el pie de columna – columnas bajo gradas. Coliseo multiuso

	EJES	M 3-3 (Tn-m)
COLUMNAS EN LAS GRADAS	**9-CL**	-3.03
	9-D	-3.08
	2-P	-1.44
	3-P	-3.88
	4-P	-1.69
	5-P	-1.69
	6-P	-3.88
	7.P	-1.40
	10-D	-0.60
	10-CL	-1.69
	10-E	-0.60
	7-S	-1.47
	6-S	-0.89
	5-S	-0.51
	4.S	-0.50
	3-S	-0.89
	2-S	-1.45
	9-E	-3.02

Se impone una cadena de 30 x 30 cm.

- Diseño:

$$Mu = 3{,}88\ Tn - m$$

$$recubrimiento\ = 3cm$$

$$b = 30\ cm$$

$$d = 25.30\ cm$$

$$\rho = 0.0057 < \rho máx \rightarrow \rho = 0.0124$$

$$\boldsymbol{Asmin\ = 4.33\ cm^2} \qquad \rightarrow \qquad \boldsymbol{3\emptyset 14mm} = 4.62\ cm^2$$

$$\boldsymbol{As\ cadena}: \boldsymbol{6\emptyset 14mm} = 9.24\ cm^2$$

$$w = pp\ cadena = (0{,}30\ m * 0{,}30\ m * 1{,}00\ ml) * 2{,}40\frac{Tn}{m^3} = 0{,}22\ Tn/ml$$

$$Mr = 1{,}25 * As * fy\left(d - \frac{1{,}25 * As * fy}{1{,}7 * fc * b}\right) = 10{,}30\ Tn - m$$

$$V = Vhiper + Visos = 4{,}24\ Tn$$

$$Vu = \frac{V}{\emptyset} = 4{,}24\ Tn/0.75 = 5{,}65\ \ Tn$$

$$Se\ asume\ s = \ 15{,}00\ cm$$

$$Av = \frac{Vu * s}{fy * d} = \frac{5{,}65\ \ Tn * 1000 * 15{,}00\ cm}{4200\frac{kg}{cm^2} * 25{,}20\ cm}$$

$$Av = 0.80\ cm^2 \rightarrow 1E\emptyset 10mm@15cm$$

En la siguiente figura se puede ver el detalle de armado de la cadena de amarre que arriostran las columnas bajo las gradas.

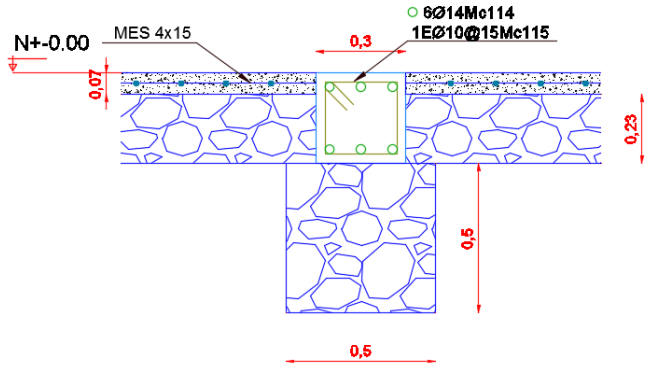


Figura 110 Detalle armado cadena – Coliseo multiuso

Sentido X-X

Se realizó la cadena de amarre de igual manera a la establecida en la anterior.

Tabla 132

Momento en el pie de columna – columnas bajo gradas. Coliseo multiuso

	EJES	M 2-2 (Tn-m)
COLUMNAS EN LAS GRADAS	**9-CL**	-2.07
	9-D	-1.29
	2-P	-2.70
	3-P	-2.69
	4-P	-3.01
	5-P	-2.85
	6-P	-2.03
	7.P	-1.21
	10-D	-1.28
	10-CL	-2.04
	10-E	-2.62
	7-S	-1.22
	6-S	-2.03
	5-S	-2.86
	4.S	-3.02
	3-S	-2.70
	2-S	-2.71
	9-E	-2.63

Se impone una cadena de 30 x 30 cm.

- Diseño:

$$Mu = 2{,}63\ Tn - m$$

$$recubrimiento\ = 3cm$$

$$b = 30\ cm$$

$$d = 25.30\ cm$$

$$\rho = 0.0038 < \rho máx \rightarrow \rho = 0.0124$$

$$\boldsymbol{Asmin\ = 2.88\ cm^2} \qquad \rightarrow \qquad \boldsymbol{2\emptyset 14mm} = 3.08\ cm^2$$

$$\boldsymbol{As\ cadena}: \boldsymbol{4\emptyset 14mm} = 6.16\ cm^2$$

$$w = pp\ cadena = (0{,}30\ m * 0{,}30\ m * 1{,}00\ ml) * 2{,}40 \frac{Tn}{m^3} = 0{,}22\ Tn/ml$$

$$Mr = 1{,}25 * As * fy \left(d - \frac{1{,}25 * As * fy}{1{,}7 * fc * b}\right) = 7{,}29\ Tn - m$$

$$V = Vhiper + Visos = 2.79\ Tn$$

$$Vu = \frac{V}{\emptyset} = 2{,}79\ Tn/0.75 = 3{,}73\ \ Tn$$

$$Se\ asume\ s = \ 20{,}00\ cm$$

$$Av = \frac{Vu * s}{fy * d} = \frac{3{,}73\ Tn * 1000 * 20{,}00\ cm}{4200 \frac{kg}{cm^2} * 25{,}20\ cm}$$

$$Av = 0.70\ cm^2 \rightarrow 1E\emptyset 10mm@20cm$$

En la siguiente figura se puede ver el detalle de armado de la cadena de amarre que arriostran las columnas bajo las gradas.

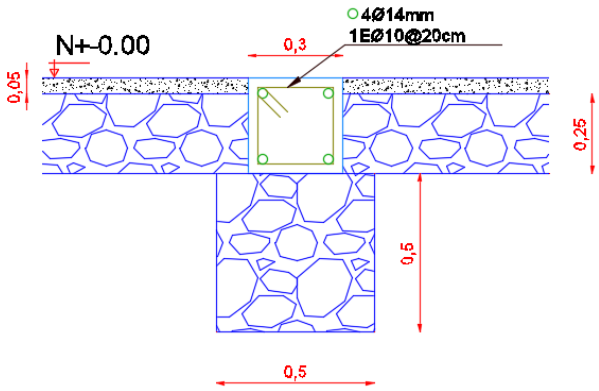


Figura 111 Detalle armado cadena – coliseo Multiuso

3.2.9. Diseño de Graderío

Con ayuda del software SAP2000 se logra obtener momentos máximos y cortantes que servirán como parte del análisis y diseño. Se muestran en las siguientes figuras los diagramas correspondientes a momentos y cortantes del graderío; en donde las zonas de color morado representan las áreas con mayores momentos y cortantes negativos, las zonas de color azul representan las áreas con mayores momentos y cortantes positivos.

La combinación de carga usada para el diseño del graderío:

1.2D+1.E+1.0L+0.2S →

1.2 Dead + 1.2 Sobrecarga + 1.0 Sismo X + 1.0 Carga Viva + 0.2 Granizo

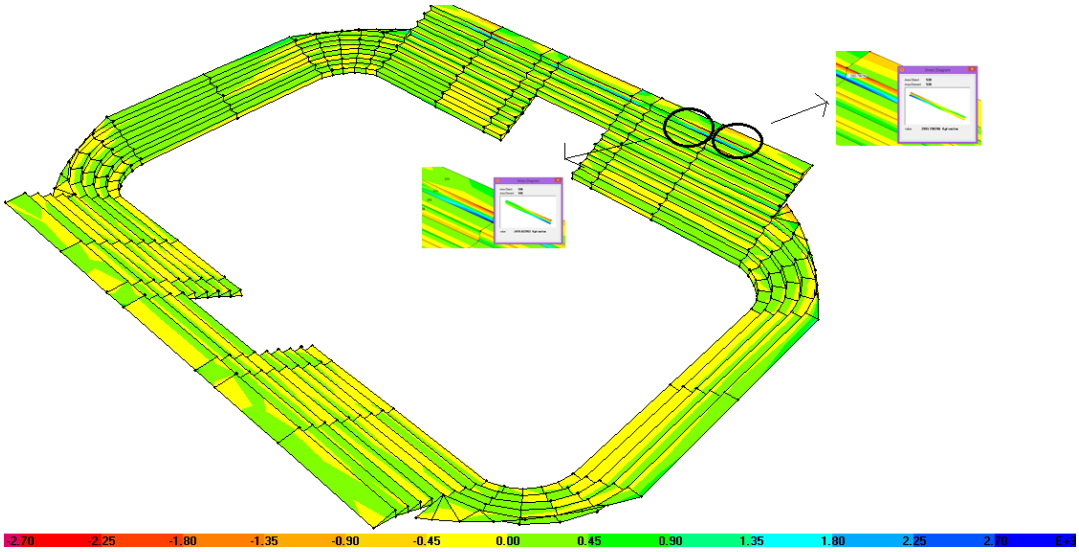


Figura 112 Momentos flectores máximos graderío. Coliseo Multiuso

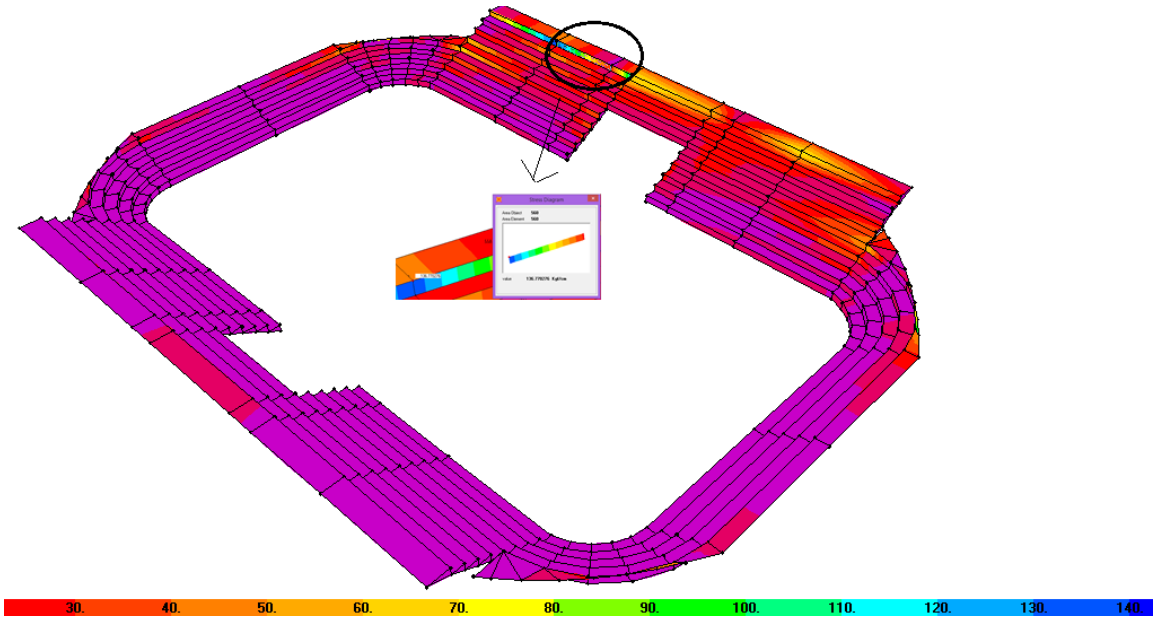


Figura 113 Cortantes máximos graderío. Coliseo multiuso

Tabla 133

Datos iniciales graderío. Coliseo Multiuso

DATOS		
f'c=	240,00	kg/cm2
fy=	4200,00	kg/cm2
h_{grada}=	15,00	cm
b=	100,00	cm

CONTINÚA →

d=	11,00	cm
Mmáx positivo=	2993.80	kg-cm
Mmáx negativo=	-2476.82	kg-cm
Vmáx=	136.77	kg

- Chequeo a Corte:

$$v_u \leq v_p$$

$$v_u = \frac{136.77 \text{ kg}}{11.00\ cm * 100\ cm * 0.75} = 0.17\ {}^{kg}/_{cm^2}$$

$$0.17\ {}^{kg}/_{cm^2} \leq 8.21\ {}^{kg}/_{cm^2} \qquad \rightarrow \qquad OK$$

- Diseño a flexión:

Con el momento flector calculado se procede a calcular la cuantía y el área de acero necesaria:

$$\rho_{positivo} = 0.85 \left(\frac{240\ {}^{kg}/_{cm^2}}{4200\ {}^{kg}/_{cm^2}}\right)\left(1 - \left(1 - \frac{2 * 2993.80 \text{ kg} - \text{cm}}{0.90 * 0.85 * 240\ {}^{kg}/_{cm^2} * 100 \text{ cm} * (11.cm)^2}\right)^{\frac{1}{2}}\right)$$

$$\rho_{positivvo} = 0.000066\ cm^2$$

$$\rho_{positivvo} < \rho_{min}$$

$$As_{positivo} = 0.0018 * 100\ cm * 11\ cm$$

$$As_{positivo} = 1{,}98\ cm^2 \rightarrow 3\emptyset 10mm(1\emptyset@33cm)$$

$$\rho_{negativo} = 0.000054\ cm^2$$

$$\rho_{negativo} < \rho_{min}$$

$$As_{negativo} = 0.0018 * 100\ cm * 11\ cm$$

$$As_{negativo} = 1{,}98\ cm^2 \rightarrow 3\emptyset 10mm(1\emptyset@33cm)$$

- Armadura de distribución

$$Asd = 0.0018 * 160\ cm * 15\ cm$$

$$Asd = 3.24\ cm^2 \rightarrow 5\emptyset 10mm(1\emptyset@38cm)$$

$$Asd = 0.0018 * 70\ cm * 15\ cm$$

$$Asd = 1.89\ cm^2 \rightarrow 4\emptyset 8mm(1\emptyset@22cm)$$

En la siguiente figura se puede ver el armado del graderío, el ancho de análisis es b=100,00 cm.

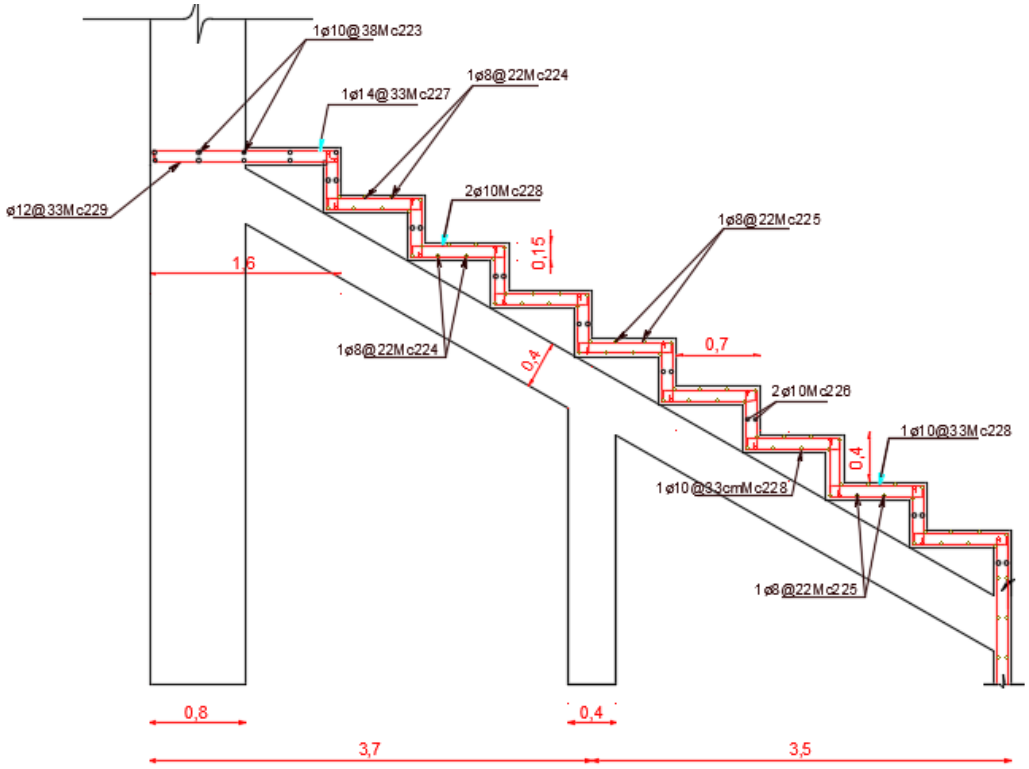


Figura 114 Detalle de armado graderío. Coliseo Multiuso

3.2.10. Diseño del Muro de Anclaje

Con la ayuda del software SAP2000 se puede ver en las siguientes figuras se puede ver los cortantes y momentos que tiene los muros según la combinación más crítica, en cada una de las figuras se representan por colores los segmentos que tiene mayor y menor valor.

La combinación de carga usada para el diseño del muro de anclaje:

1.2D+1.E+1.0L+0.2S →

1.2 Dead + 1.2 Sobrecarga + 1.0 Sismo X + 1.0 Carga Viva + 0.2 Granizo

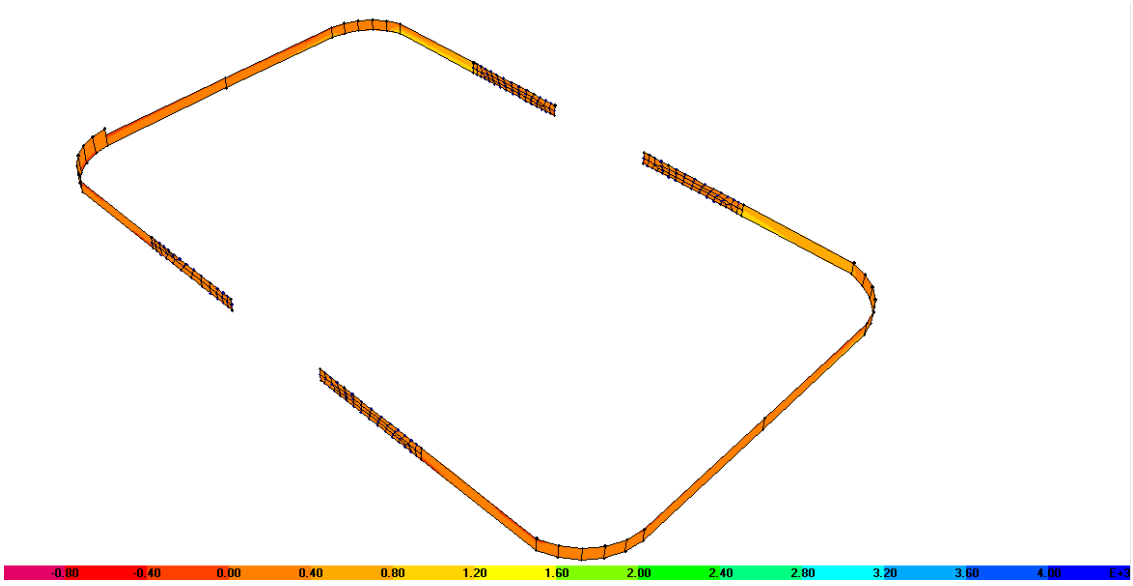


Figura 115 Momentos máximos muro. Coliseo Multiuso

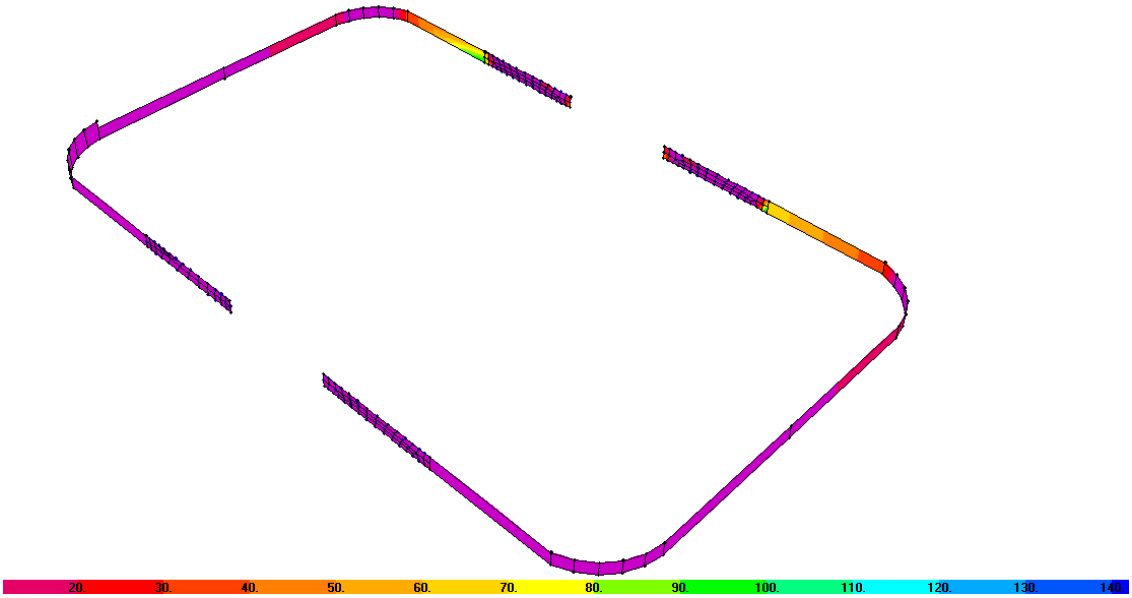


Figura 116 Cortantes máximos muro. Coliseo Multiuso

Según la NEC (2015) en aquellos casos que $\frac{M}{V*lw} < 2$, el refuerzo longitudinal se calcula según los requerimientos de cortante:

$$\frac{2614.05\ kg-cm}{138.10\ kg*600\ cm} < 2$$

$$0{,}032 < 2 \qquad \rightarrow \qquad OK$$

Refuerzo longitudinal y refuerzo transversal:

$$As_{long.} = 0{,}0025 * 100{,}00\ \text{cm} * 12{,}00\ cm$$

$$As_{long.} = 3{,}00\ cm^2 \rightarrow 4\emptyset 10mm(1\emptyset 10\text{mm@}23cm)$$

$$As_{transv.} = 0{,}0018 * 100{,}00\ \text{cm} * 12{,}00\ \text{cm}$$

$$As_{transv.} = {}^{2.16\ cm^2}/_{2} = 1.08\ cm^2 \rightarrow 3\emptyset 8mm(1\emptyset 8\text{mm@}33cm)$$

Capacidad Nominal por cortante

$$Vn = Acv\left(\propto_c \sqrt{f'c} + \rho nFy\right)$$

Donde el coeficiente que define la distribución relativa de la resistencia del hormigón la resistencia nominal a cortante del muro es $\propto_c = \frac{1}{4}$, ya que:

$hw \rightarrow$ Altura del muro= 190,00 cm

$$\frac{hw}{lw} \leq 1.5$$

$$\frac{190.00}{600.00} \leq 1.5 \quad \rightarrow \quad 0.32 \leq 1.5$$

Donde el área neta de la sección de hormigón que resiste a cortante es:

Acv = (150 x 6000) mm x mm = 900000,00 mm^2

$$Vn = 900000{,}00\ mm^2 \left(\frac{1}{4}\sqrt{23{,}54}\ Mpa + 0{,}0025 * 411{,}88\ Mpa\right) = 2018385{,}85\ N$$

$$\phi Vn \geq Vu$$

$$0{,}75 * 2018385{,}85\ N \geq 135425.51\ N$$

$$1513789{,}39\ N \geq 135425.51\ N \quad \rightarrow \quad OK$$

El refuerzo longitudinal se lo realizó para cada 100 cm, sin embargo el análisis está para un lw=600,00 cm.

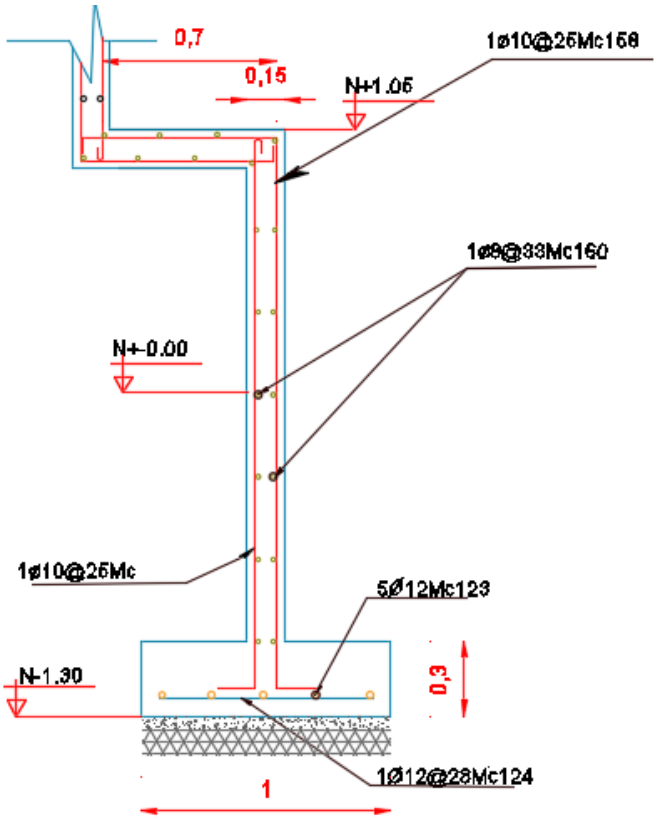


Figura 117 Detalle de armado muro de anclaje. Coliseo Multiuso

- **Cimiento corrido del muro**

Para el diseño de la cimiento corrido del muro de anclaje se tomó en consideración un σ=25 Tn/m^2 y σ=10 Tn/m^2, ya que para absorber esfuerzos diferenciales se tienen que dar un esfuerzo admisible conforme a las condiciones de los estudios de suelos.

El análisis que se muestra a continuación corresponde a un esfuerzo de suelo de σ=25 Tn/m^2.

El análisis se realiza para una longitud B=100,00 cm, de ella partirá el siguiente procedimiento.

Tabla 134

Datos iniciales cimiento corrido σ=25 $\mathrm{Tn/m^2}$. *Coliseo multiuso*

DATOS		
P=	9,43	Tn
Ϭs=	25,00	Tn/m2
f'c=	240,00	kg/cm2
fy=	4200,00	kg/cm2

Área de fundición y presión neta del suelo

$$A^F = \frac{P}{\sigma_s} \quad ; \quad qs = \frac{P}{A^F_{ADOPTADA}}$$

Tabla 135

Área de fundación y presión neta del suelo, cimiento corrido σ=25 Tn/m^2.. *Coliseo Multiuso*

AREA DE FUNDACIÓN			
A^F=	0,38	m2	
B=	1,00	m	
L=	1,00	m	
$A^F_{ADOPTADA}$=	1,00	m2	
PRESION NETA DEL SUELO			
qu_s=	9.43	Tn/m2	→ OK

- Chequeo a Corte:

$$v_u \leq v_p$$

Dónde:

$$v_u = \frac{Vu}{d * b * \phi}; \phi = 0.75 \qquad y \qquad v_p = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

Tabla 136

Cortante Unidireccional cimiento corrido σ=25 Tn/m^2. Coliseo Multiuso

CORTANTE UNIDIRECCIONAL		
$h_{ASUMIDO}$=	0,30	m
rec=	0,07	m
ϕ=	0,75	
b=	1,00	m
d=	0,23	m
b_{muro}=	0,15	m
a=	0,20	m
V_u=	1,84	Tn
v_c=	1,07	kg/cm2
v_p=	8,21	kg/cm2
OK		

- Diseño a flexión:

El momento se calcula en la cara de la columna.

$$Mu = q_{US} * \frac{Lv^2}{2} * B$$

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

$$As = \rho * b * d$$

Tabla 137

Diseño a flexión cimiento corrido σ=25 Tn/m^2. Coliseo Multiuso

DISEÑO A FLEXIÓN		
$B_{ADOPTADO}$=	1,00	m
$L_{ADOPTADO}$=	1,00	m
$h_{ADOPTADO}$=	0,30	m
$d_{ADOPTADO}$=	0,23	m
B_{muro}=	0,15	m
qu_s=	9,43	Tn/m2
L_v=	0,43	m
M_u=	0,85	Tn-m

CONTINÚA →

ρ=	0,0004	
ρ_{def}=	0,0018	
***As*=**	4,14	cm2

$$As = 4{,}14\ cm^2 \rightarrow 4\emptyset 12mm@28cm$$

- Armadura de distribución

$$Asd = 0.0018 * 100{,}00\ cm * 30{,}00\ cm$$

$$Asd = 5{,}40\ cm^2 \rightarrow 5\emptyset 12mm@21cm$$

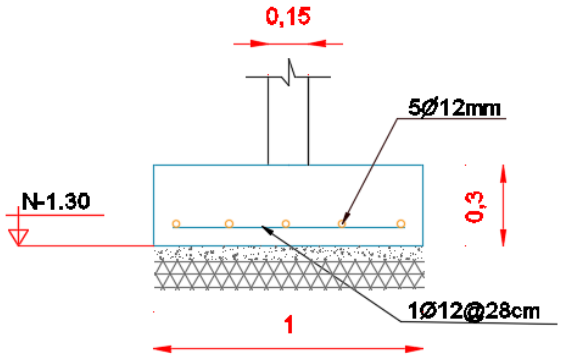


Figura 118 Detalle de cimiento corrido 1. Coliseo multiuso

El análisis que se muestra a continuación corresponde a un esfuerzo de suelo de σ=10 Tn/m^2.

Tabla 138

Datos iniciales cimiento corrido, σ=10 Tn/m^2. *Coliseo Multiuso*

DATOS		
P=	9.95	Tn
Ϭs=	10,00	Tn/m2
f'c=	240,00	kg/cm2
fy=	4200,00	kg/cm2

Área de fundición y presión neta del suelo

$$A^F = \frac{P}{\sigma_s} \quad ; \quad qs = \frac{P}{A^F_{ADOPTADA}}$$

Tabla 139
Área de fundación y presión neta del suelo cimiento corrido, σ=10 Tn/m^2. Coliseo Multiuso

AREA DE FUNDACIÓN			
A^F=	0,99	m2	
B=	1,00	m	
L=	1,00	m	
$A^F_{ADOPTADA}$=	1,00	m2	
PRESION NETA DEL SUELO			
qu_s=	6.45	Tn/m2	→ OK

- Chequeo a Corte: $v_u \leq v_p$

Dónde:

$$v_u = \frac{Vu}{d * b * \phi}; \phi = 0.75 \qquad y \qquad v_p = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

Tabla 140
Cortante Unidireccional cimiento corrido, σ=10 Tn/m^2. Coliseo Multiuso

CORTANTE UNIDIRECCIONAL		
$h_{ASUMIDO}$=	0,30	m
rec=	0,07	m
ϕ=	0,75	
b=	1,00	m
d=	0,23	m
b_{muro}=	0,15	m
a=	0,20	m
V_u=	1,94	Tn
v_c=	1,12	kg/cm2
v_p=	8,21	kg/cm2
OK		

- Diseño a flexión:

El momento se calcula en la cara de la columna.

$$Mu = q_U s * \frac{Lv^2}{2} * B$$

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

$$As = \rho * b * d$$

Tabla 141

Diseño a flexión cimiento corrido, σ=10 Tn/m^2. Coliseo Multiuso

DISEÑO A FLEXIÓN		
$B_{ADOPTADO}$ =	1,00	m
$L_{ADOPTADO}$ =	1,00	m
$h_{ADOPTADO}$ =	0,30	m
$d_{ADOPTADO}$ =	0,23	m
B_{muro}=	0,15	m
qu_s=	9,95	Tn/m2
L_v=	0,43	m
M_u=	0,90	Tn-m
ρ=	0,0005	
ρ_{def}=	0,0018	
***As*=**	4,14	cm2

$$\text{As} = 4{,}14\ cm^2 \rightarrow 4\emptyset 12mm@28cm$$

- Armadura de distribución

$$Asd = 0.0018 * 100{,}00\ cm * 30{,}00\ cm$$

$$Asd = 5{,}40\ cm^2 \rightarrow 5\emptyset 12mm@21cm$$

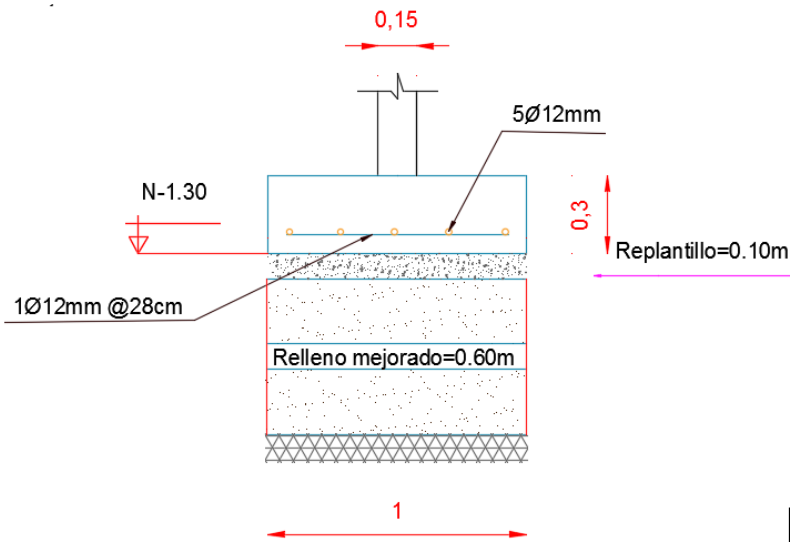


Figura 119 Detalle de cimiento corrido 2. Coliseo multiuso

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA TRIBUNA

4.1. CUBIERTA DE TENSOMEMBRANA Y CERCHAS METÁLICAS

La cubierta de Tensomembrana se definió a partir de la oferta presentada por la empresa PREYSI CIA LTDA. La cual se basó en los planos arquitectónicos y esquemas que fueron presentados por el Municipio del Cantón Rumiñahui. En estos planos se detalla la forma de la membrana, los tensores, cables y detalles, así como también la estructura metálica que soporta está cubierta.

Para la Tensomembrana se usa una tela cuyos paños serán unidos mediante soldadura de alta frecuencia, además los cables y accesorios son de acero. La cubierta contempla 7 conos grandes y 3 conos pequeños, formados por conos de tipo "equilibrista" que incluye cables tensores que se equilibran en el centro.

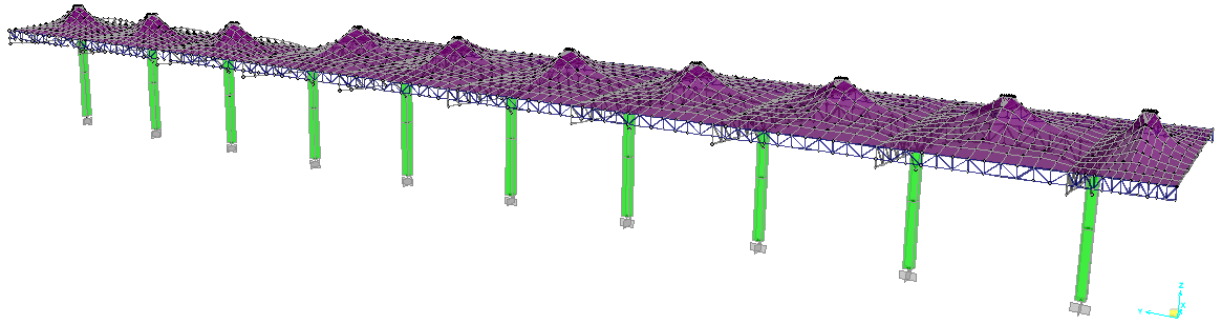


Figura 120 Axonometría de la cubierta de Tensomembrana apoyada en cerchas metálicas.

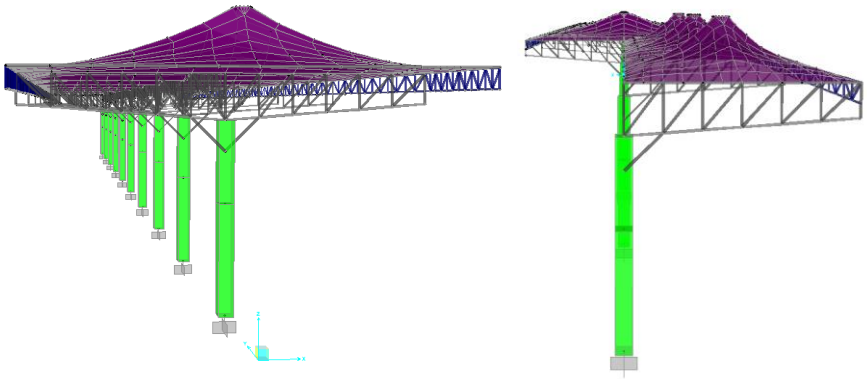


Figura 121 Vista lateral 1 y 2 de Tensomembrana y estructura metálica.

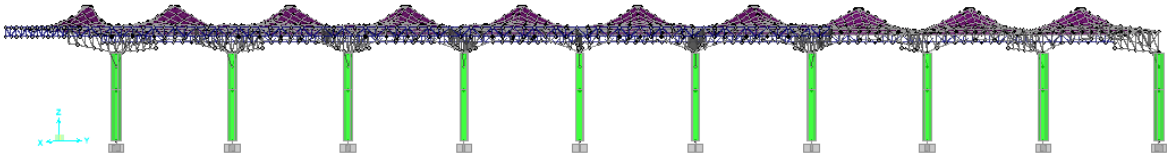


Figura 122 Vista frontal cubierta de Tensomembrana y estructura metálica

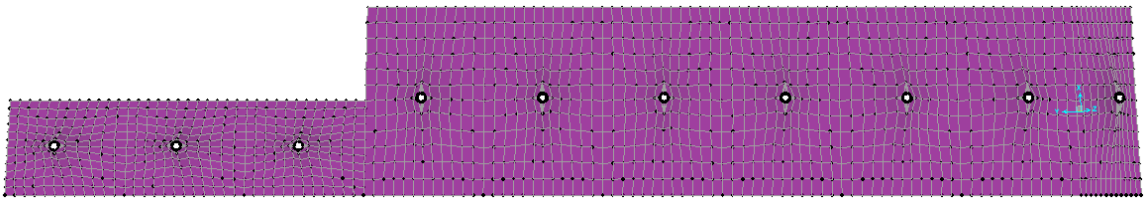


Figura 123 Implantación membrana para cubierta de tribuna

La estructura metálica que soporta en parte a la Tensomembrana son cerchas tipo viga en voladizo además de una cercha que recorre longitudinalmente la tribuna con el fin de arriostrar las columnas y además cerchas que unen el final de las vigas en voladizo, llamadas cerchas de borde. En la siguiente figura se detalla las cerchas y el número con las que se las nombrará durante el presente capítulo.

- Cerchas en voladizo

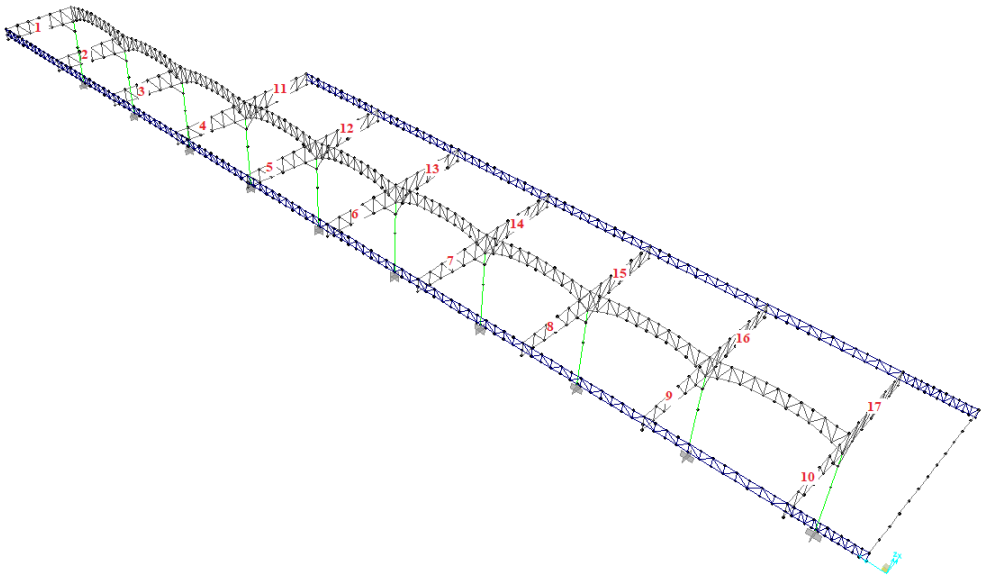


Figura 124 Numeración de cerchas en volado soporte de Tensomembrana.

- Cerchas centrales

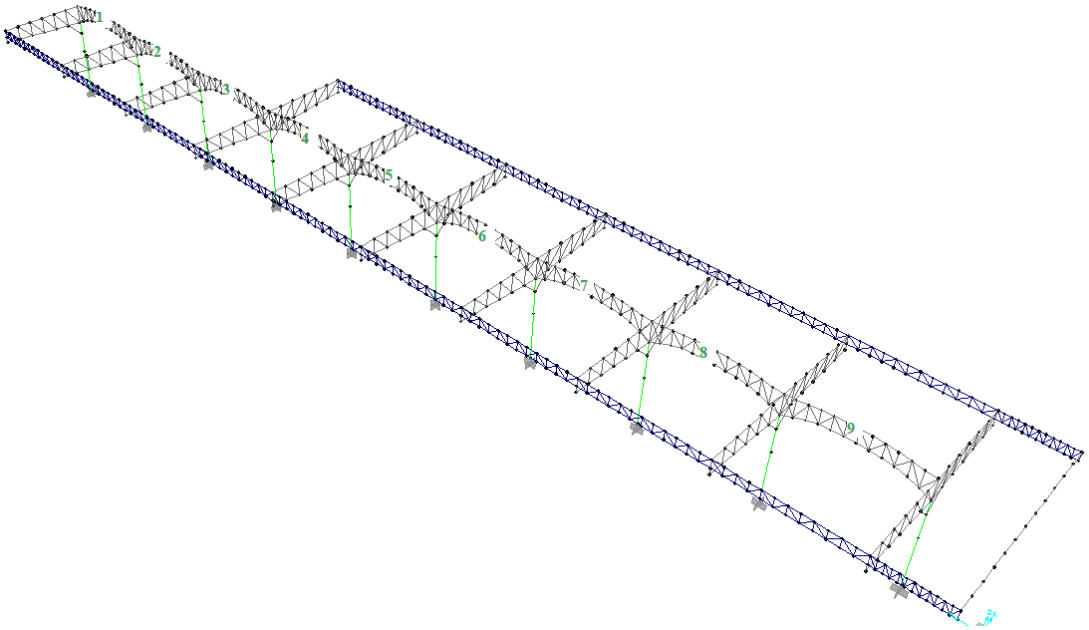


Figura 125 Numeración cerchas centrales soporte de Tensomembrana.

- Cerchas de borde

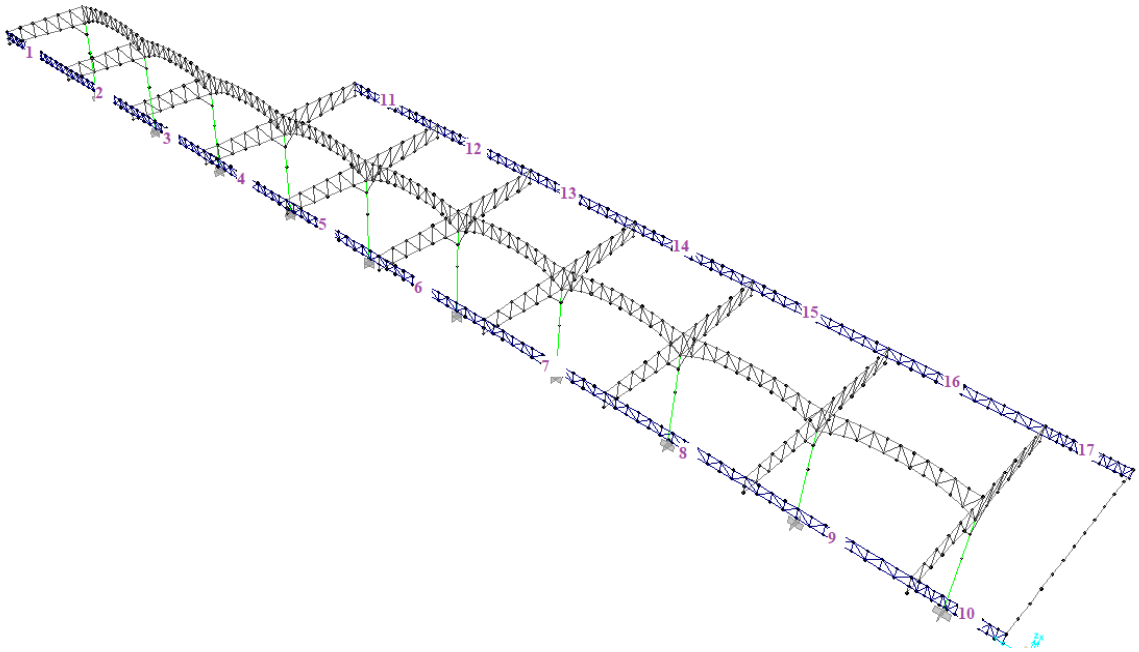


Figura 126 Numeración cerchas de borde soporte de Tensomembrana.

4.1.1. Consideraciones para el diseño

4.1.1.1. Geometría del modelo estructural

Para el diseño de la cubierta con Tensomembrana se debe tomar en cuenta la distribución de las cerchas. Las vigas en volado están separadas por una distancia de 10 m y en el eje central A se encuentra la viga que corre longitudinalmente por toda la estructura y arriostra a las columnas.

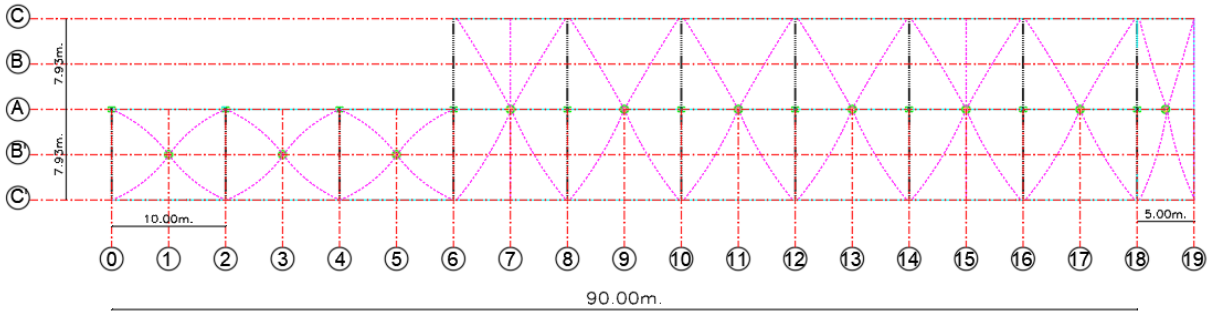


Figura 127 Geometría general de la tribuna con cubierta de Tensomembrana.

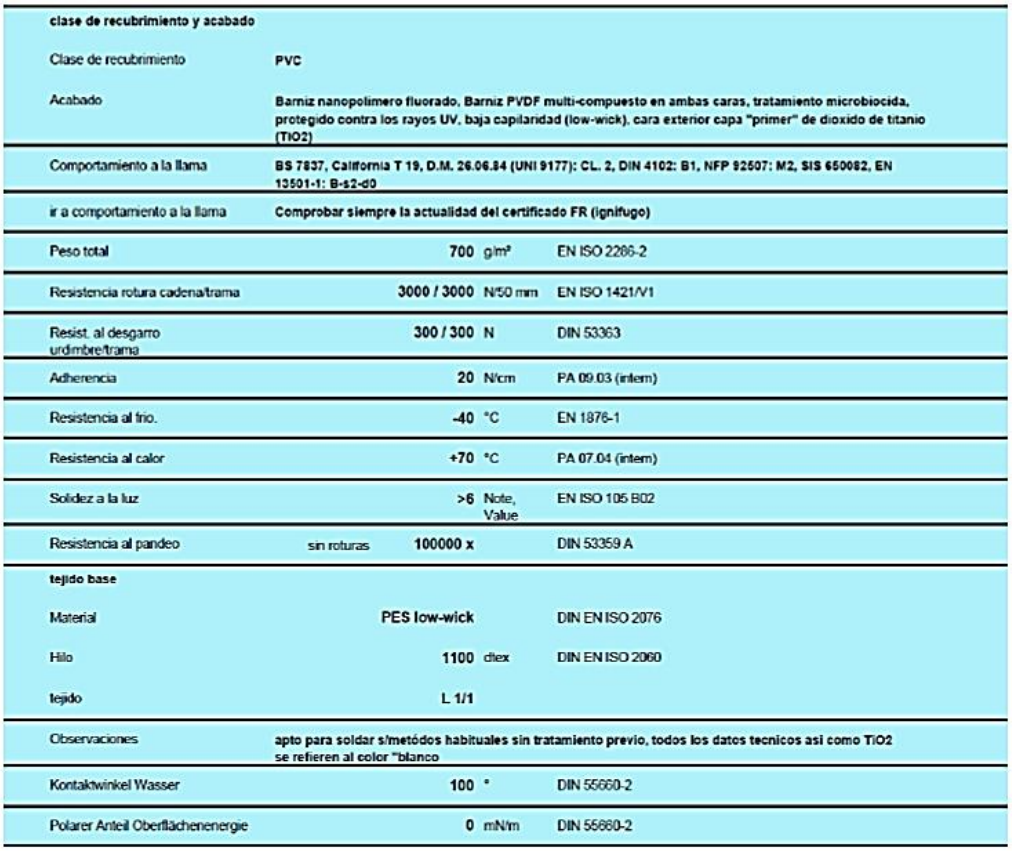
Las cerchas en voladizo de la 1 a la 17, las cerchas centrales de la 1 a la 9 y las cerchas de borde de la 1 a la 17 (ver figura 5, 6 y 7) son tubos de acero A500 Gr. B tanto sus cordones inferiores, superiores y tejidos. Además cada cercha cuenta con un pie de amigo. Las longitudes se detallan a continuación:

Tabla 142

Longitud y sección vigas tipo cercha de soporte para la Tensomembrana.

	Longitud	**Sección**	
Cercha en voladizo	7.925 m.	Acartelada: inicio (1.20m), final (1.80m.)	ϕ = 4” y e = 6 mm
Cercha central	10 m.	Inicio y final (1.80m), Centro de la luz (1.15 m).	ϕ = 4” y e = 6 mm
Cercha de borde	10m.	Constante 0.70m.	ϕ = 3” y e = 4 mm
Pie de amigo	1.85 m.		ϕ = 4” y e = 6 mm

La Tensomembrana, que se asienta sobre la mencionada estructura metálica, usa la tela MEHLER FR 700 MEHATOP N1-type I con Nano Tecnología sus especificaciones se detallan a continuación.



clase de recubrimiento y acabado				
Clase de recubrimiento	**PVC**			
Acabado	**Barniz nanopolimero fluorado, Barniz PVDF multi-compuesto en ambas caras, tratamiento microbiocida, protegido contra los rayos UV, baja capilaridad (low-wick), cara exterior capa "primer" de dioxido de titanio (TiO2)**			
Comportamiento a la llama	**BS 7837, California T 19, D.M. 26.06.84 (UNI 9177): CL. 2, DIN 4102: B1, NFP 92507: M2, SIS 650082, EN 13501-1: B-s2-d0**			
ir a comportamiento a la llama	**Comprobar siempre la actualidad del certificado FR (ignifugo)**			
Peso total		**700**	g/m²	EN ISO 2286-2
Resistencia rotura cadena/trama		**3000 / 3000**	N/50 mm	EN ISO 1421/V1
Resist. al desgarro urdimbre/trama		**300 / 300**	N	DIN 53363
Adherencia		**20**	N/cm	PA 09.03 (intern)
Resistencia al frio.		**-40**	°C	EN 1876-1
Resistencia al calor		**+70**	°C	PA 07.04 (intern)
Solidez a la luz		**>6**	Note, Value	EN ISO 105 B02
Resistencia al pandeo	sin roturas	**100000 x**		DIN 53359 A
tejido base				
Material		**PES low-wick**		DIN EN ISO 2076
Hilo		**1100**	dtex	DIN EN ISO 2060
tejido		**L 1/1**		
Observaciones	**apto para soldar s/metódos habituales sin tratamiento previo, todos los datos tecnicos asi como TiO2 se refieren al color "blanco**			
Kontaktwinkel Wasser		**100**	°	DIN 55660-2
Polarer Anteil Oberflächenenergie		**0**	mN/m	DIN 55660-2

Figura 128 Especificaciones técnicas de la tela MEHLER FR 700 MEHATOP N1-type I

El material utilizado para fabricar esta tela es PES (Polietersulfona) y los datos de las propiedades del material que se necesitan para el programa SAP 2000 se los consiguió en la tabla de propiedades típicas del material y son los siguientes:

Tabla 143
Propiedades típicas PES (Polietersulfona)

PES (Polietersulfona)		
Densidad	1.37	g/cm^2
Módulo de Elasticidad, E.	28042.196	Kg/cm^2
Coeficiente de Poisson, U	0.4	
Coeficiente de expansión térmica	4.9	$K-1*10^{-4}$

Los conos tipo equilibrista que ayudan a formar la membrana como un conoide se asemeja al detalle de la siguiente figura:

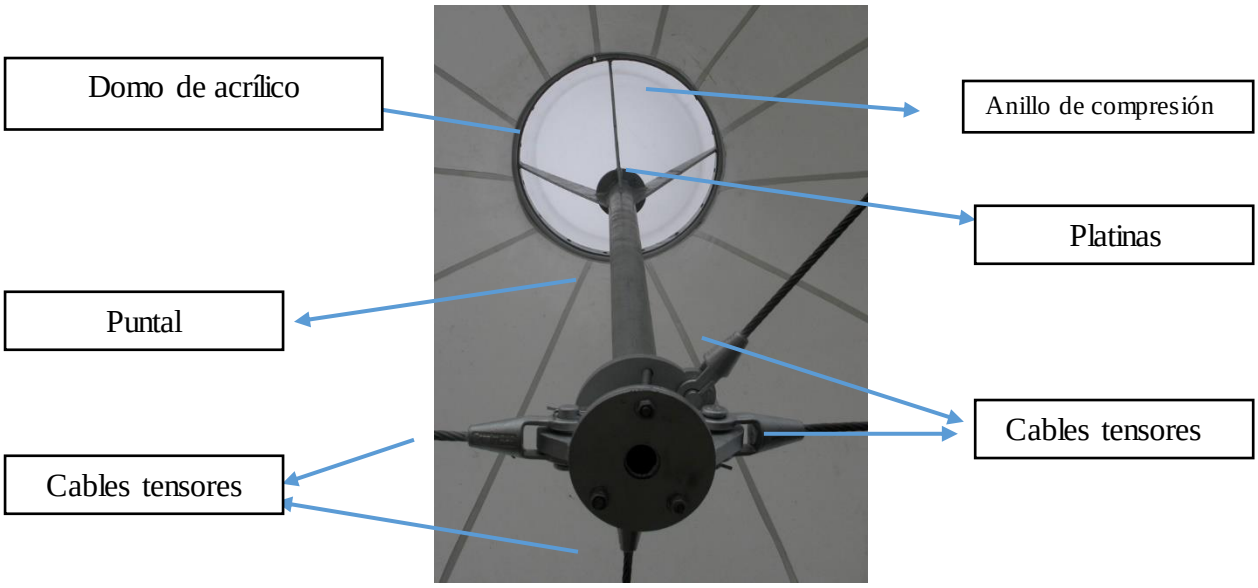


Figura 129 Detalle del cono tipo equilibrista. Tribuna

Los cables cumplen con la función de tensar la membrana dándole la forma determinada y estabilidad, sus secciones y propiedades son:

Tabla 144
Sección transversal de cables tensores para Tensomembrana.

Cables tensores cono equilibrista	ϕ = 1 5/8 ”

Tabla 145
Propiedades típicas A416 Gr 270 material de tensores.

	A416G270	
Densidad	7.85	g/cm^2
Módulo de Elasticidad, E.	2003748.40	Kg/cm^2
Fy	17232.24	Kg/cm^2
Fu	18982.88	Kg/cm^2

4.1.1.2. Resumen de Cargas

A continuación se detallan las cargas ingresadas sobre la membrana.

Tabla 146
Cargas ingresadas en la membrana. Tribuna

TIPO	NOMBRE	DESCRIPCIÓN
Dead	Peso propio	El programa SAP 2000 calcula el peso propio de los elementos ingresados en el modelo.
Live	Carga Viva	Según (Norma Ecuatoriana de la Construcción: Cargas (No Sísimicas), 2014) para la construcción en lona apoyada sobre una estructura ligera se debe considerar una carga viva de 0.024 Tn/m^2.
Wind	Viento	La presión del aire es de 0.029 Tn/m^2
Snow	Granizo	Para cubiertas con pendientes menores de 15 % se considera una carga de granizo de 0.050 Tn/m^2. Con una altura de acumulación de 5 cm.

4.1.1.3. Combinación de cargas

- **Membrana**

Para el análisis de esfuerzos de la membrana se realizó las siguientes combinaciones de cargas.

Tabla 147
Combinaciones de carga para comprobación de esfuerzos en la membrana de cubierta.Tribuna

D+L	1.0 Dead + 1.0 Carga Viva
D+S	1.0 Dead + 1.0 Granizo

- Cables tensores

Para el diseño de los cables se trabajó con las siguientes combinaciones:

Tabla 148
Combinaciones de carga para el diseño de cables tensores.

D+L	1.0 Dead + 1.0 Carga Viva
D+0.75L+0.75*(0.6W)	1.0 Dead + 0.75 Carga viva + 0.75*0.6*Viento
D + 0.6 W	Dead + 0.6 Viento

4.1.2. Comprobación de esfuerzos a tracción de membrana y tensores

Para realizar esta comprobación, la membrana debe estar modelada en el programa SAP2000, así como la estructura completa, y estar cargada totalmente por las fuerzas que actúan sobre ella. Se procede a correr el análisis y comprobar la resistencia a la ruptura, es decir que el esfuerzo que se obtiene en el programa estructural sea menor o igual al esfuerzo que nos da las especificaciones técnicas del material.

Primero se modela las columnas, cerchas, pie de amigo, cables tensores y cono tipo equilibrista. Luego sobre la estructura metálica se procedió a modelar la superficie de la membrana mediante elementos finitos asemejándola a una forma conoide, la cual es requerimiento de los planos arquitectónicos. Dentro del modelo de la Tensomembrana existen 3 tipos de tamaño que se tuvo que realizar dependiendo del tamaño de panel que se quiere cubrir, estos se los detalla en la figura 131.

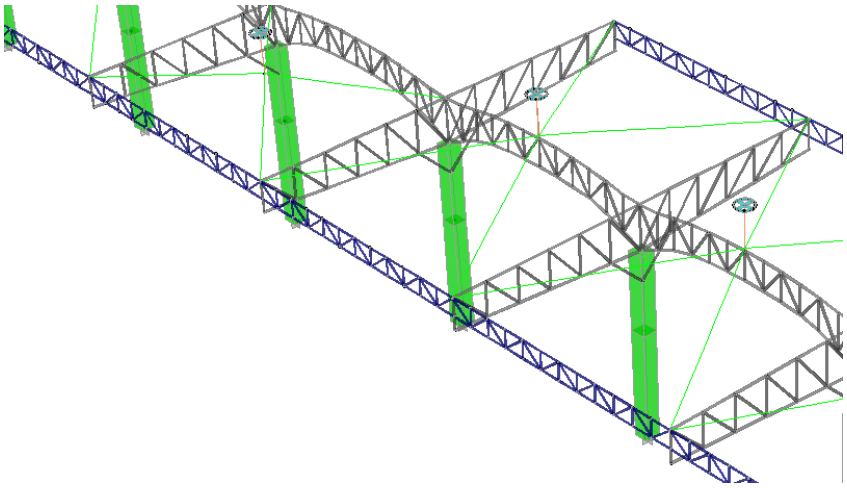


Figura 130 Modelo de estructura metálica de la tribuna

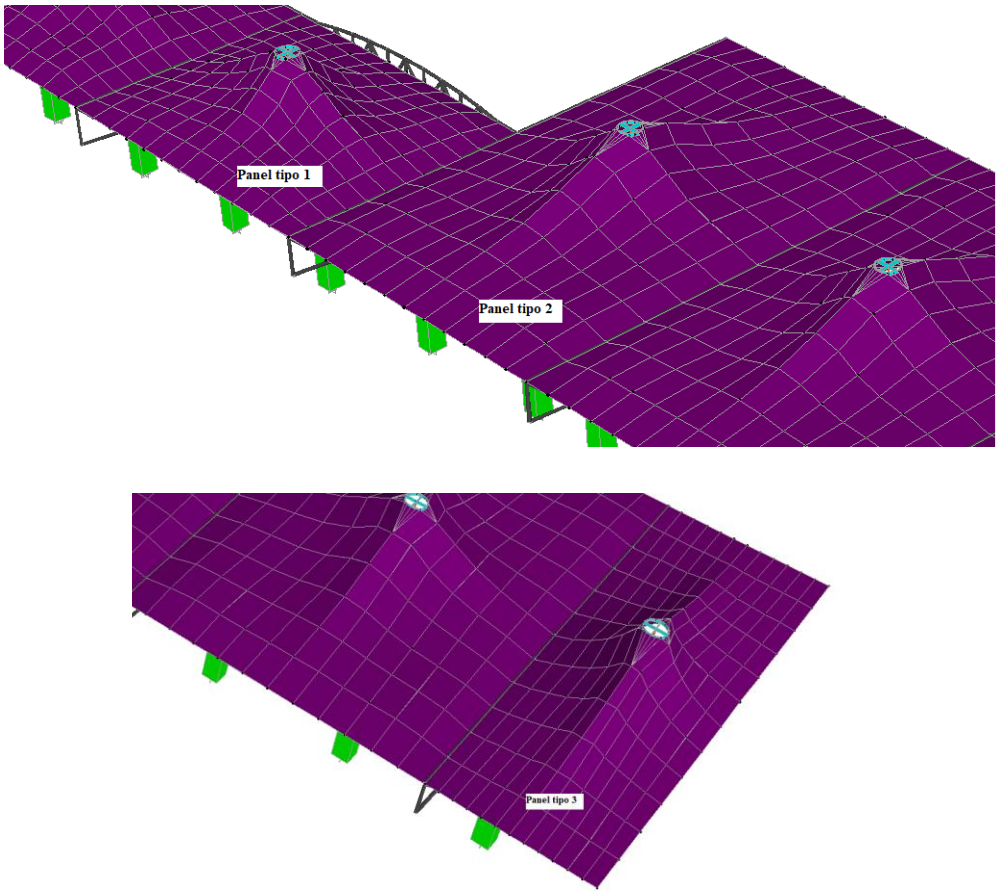


Figura 131 Paneles tipo 1,2 y3 cubiertos por Membrana. Tribuna

Tabla 149
Dimensiones Paneles tipo de Tensomembrana.

Paneles	Dimensiones
Tipo 1	7.925m. x 10m.
Tipo 2	15.85m. x 10m.
Tipo 3	5m. x 10m.

La resistencia a la rotura del material es según la especificación técnica de la membrana es $Rotura = 3000\ N/50mm$. Lo transformamos a esfuerzo dividiendo para el espesor de la membrana.

$$\sigma_R = \frac{3000\ N}{50mm * 2mm} * \frac{(1000mm)^2}{(1m)^2} = 30000000 \frac{N}{m^2}$$

$$\sigma_R = 3000 \frac{T}{m^2}$$

Y comparamos con el mayor esfuerzo obtenido en el programa SAP2000.

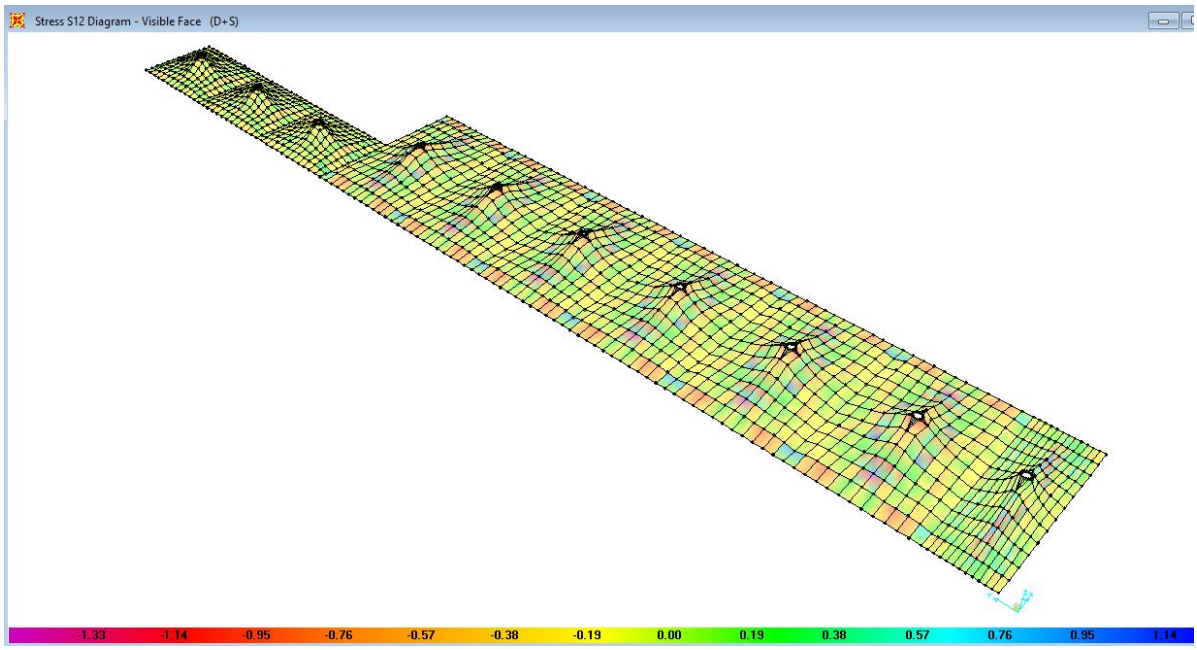


Figura 132 Esquema de esfuerzos producidos en toda la membrana, cubierta de tribuna.

Tabla 150

Máximo esfuerzo a tracción producido por la membrana.

TABLE: Element Stresses - Area Shells				
Area	**ShellType**	**Joint**	**OutputCase**	**S12Top**
3339	Membrane	4432	D+S	1210.61 Tn /m^2

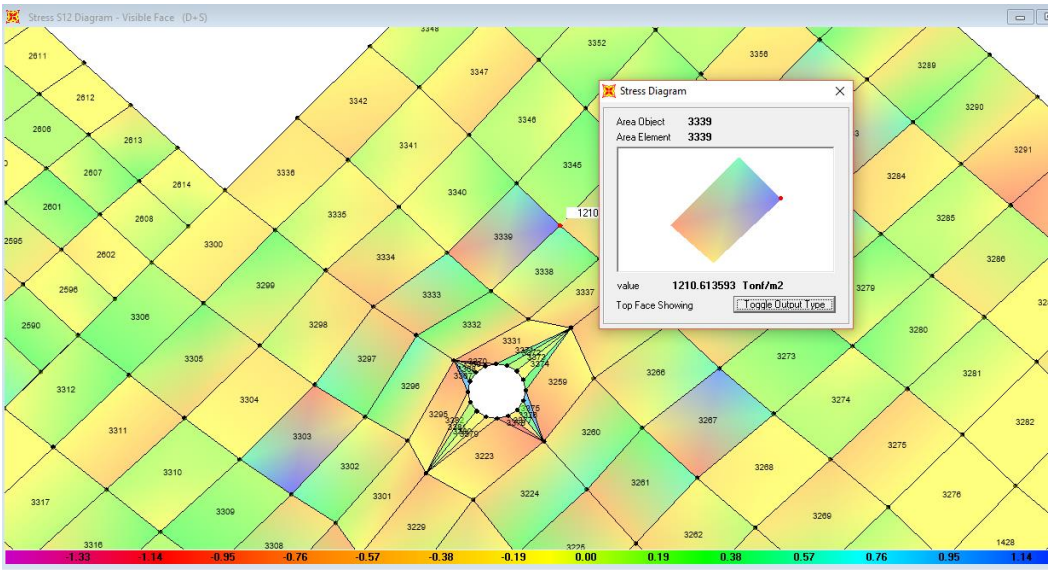


Figura 133 Esquema de esfuerzo máximo a tracción producido en la membrana, cubierta de tribuna.

Entonces:

$$1210.61\ \frac{\mathrm{Tn}}{\mathrm{m}^2} < 3000\frac{Tn}{m^2}$$

Si el máximo esfuerzo a tracción producido por la membrana es menor al que puede resistir, todos los esfuerzos que están por debajo del máximo antes comparado, cumplen con la condición.

Así mismo se realiza la comprobación con los tensores de borde y tensores del cono equilibrista.

El programa SAP 2000 nos proporciona la carga axial máxima que soporta cada cable, haciendo el análisis en las distintas combinaciones de carga, y dividiendo para la sección transversal de cada tensor podremos obtener el esfuerzo de cada uno. Este esfuerzo se compara con el admisible que es:

$$\sigma_{adm} = \frac{1}{3} * Fu = \frac{1}{3} * 180489.77\frac{T}{m^2}$$

$$\sigma_{adm} = 60163.25\ \frac{T}{m^2}$$

- **Cables tensores que equilibran el cono. Diámetro 1 5/8”**

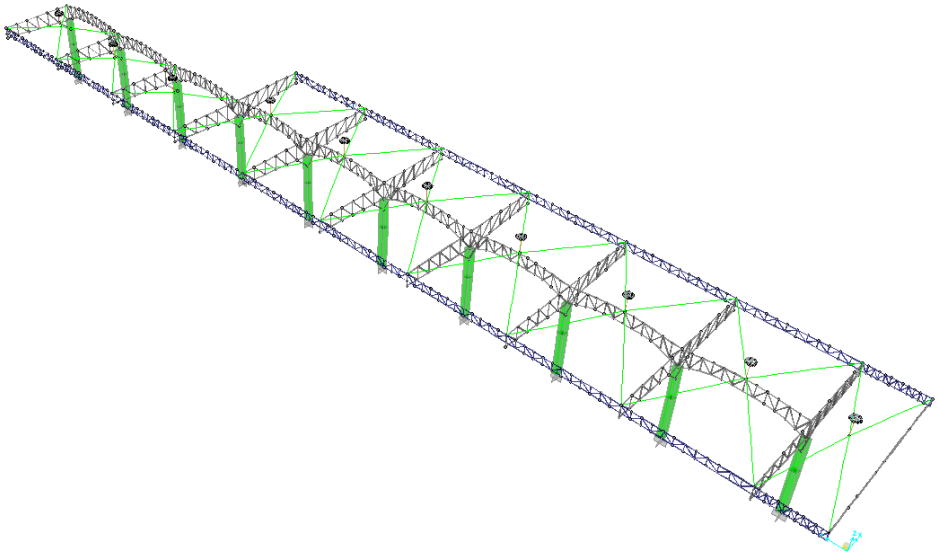


Figura 134 Cables que tensan y equilibran a la membrana tipo conoide (color tomate). Tribuna

Las combinaciones de carga analizadas fueron las que se mencionan en la tabla 7 del presente capítulo, de las cuales la mayor carga axial fue producida en $D + L$

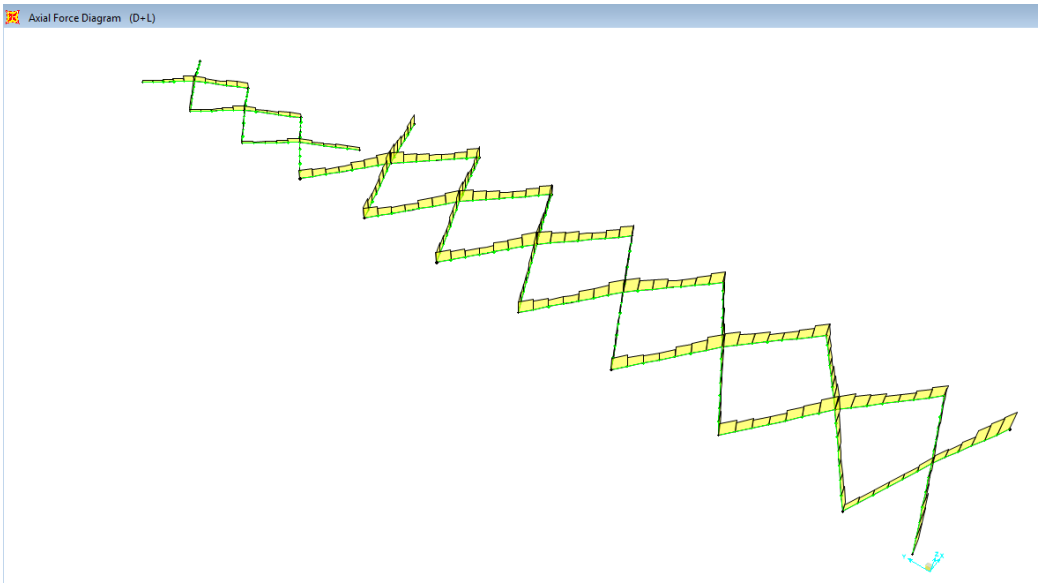


Figura 135 Diagrama de fuerzas axiales en los tensores de diámetro 1 5/8”.

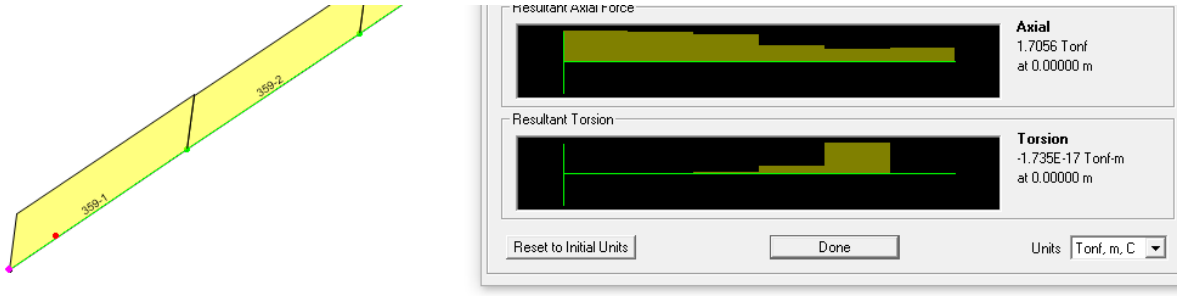


Figura 136 Diagramas de fuerza máxima en estado de carga D+L, para elemento 359.

Tabla 151

Máxima carga axial en el cable tensor que equilibra el cono formado por membrana. Tribuna

TABLE: Element Forces - Frames			
Frame	**Station**	**OutputCase**	**P(Tn)**
359	1.388	D+L	1.7066

$$A_{cable} = \frac{\pi * \left(1\frac{5}{8} * 2.54\right)^2}{4}$$

$$A_{cable} = 13.38\ cm^2$$

$$\sigma = \frac{P_{axia}}{A_{cable}}$$

$$\sigma = \frac{1.7066\ Tn}{13.38\ cm^2} = 0.1275\frac{Tn}{cm^2}$$

$$\sigma = 1275.49\frac{Tn}{m^2}$$

Entonces comparando el esfuerzo a tracción del cable con el esfuerzo admisible

$$1275.49\frac{T}{m^2} < 60163.25\ \frac{T}{m^2}$$

Cumple la condición.

Como se puede analizar, el diámetro del cable, es suficiente para soportar los esfuerzos mencionados del mismo, no se pudo bajar el diámetro, porque al realizar eso los esfuerzos de la membrana no cumplían.

4.1.3. Chequeo de los elementos de las cerchas metálicas

El chequeo se realiza mediante el código AISC 360-16 para elementos metálicos. En la figura que se muestra continuación se puede ver la baja demanda comparada con la capacidad resistente de los elementos. Los elementos a pesar de que no toman mucha carga sus valores son indispensables ya que se controla deformaciones, derivas elásticas y esfuerzos.

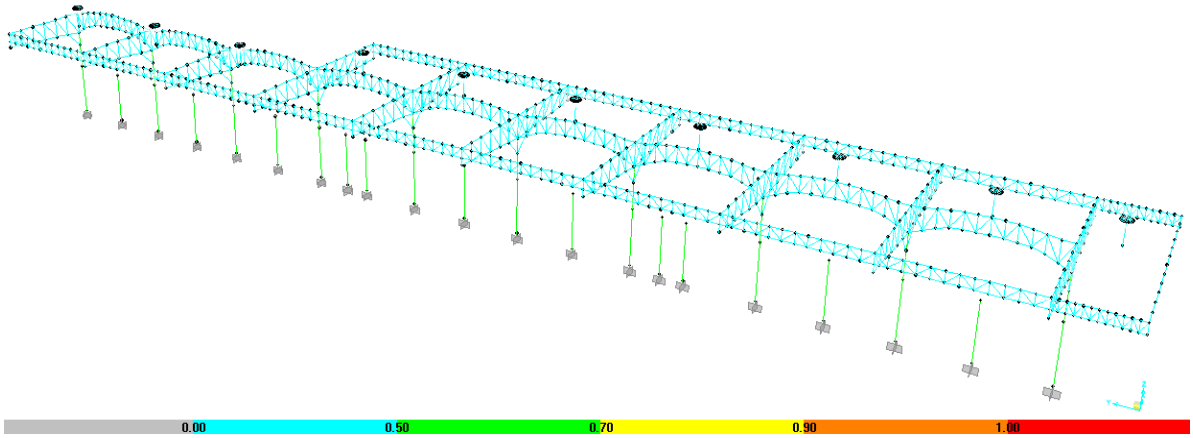


Figura 137 Capacidad vs Carga y Momento cerchas Tribuna.

4.1.3.1. Diseño de los elementos de las cerchas metálicas

Se realizó los chequeos por tracción, compresión y flexión en cada uno de los elementos.

Para la comprobación de los elementos más solicitados se tomaron en consideración los siguientes elementos: Cordón cerchas, elemento tejido cerchas, elemento pie de amigo, elemento puntal, anillo de compresión y platina.

Se tomó en consideración la calidad de acero A500GrB para tubería estructural y perfiles laminados con calidad de acero A36.

- **Cordón cercha acartelada (ϕ = 4"; e = 6mm)**

El elemento está ubicado en la cercha acartelada 11 entre los ejes A-C

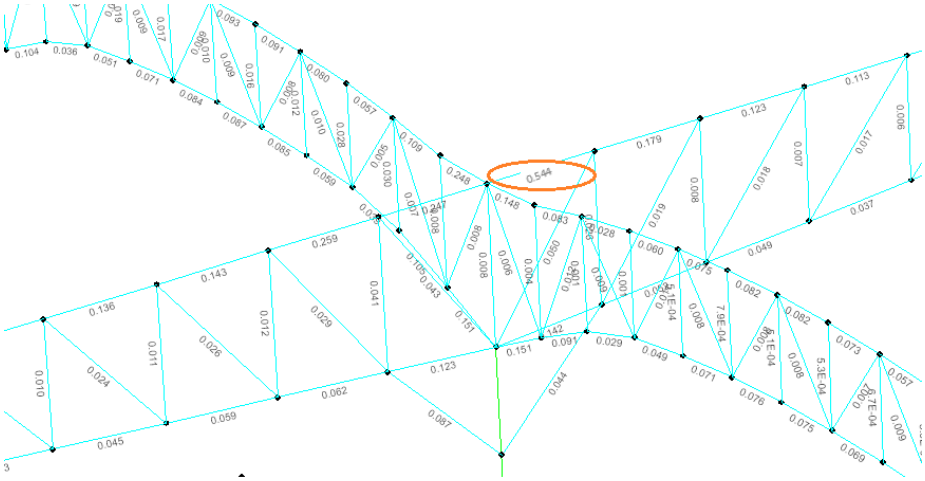


Figura 138 Diseño cordón superior cercha acartelada. Tribuna

Tabla 152
Cargas cordón cercha acartelada. Tribuna

Acción	Magnitud	Unidad
P (Diseño)	4667.13	Kg
Mx (Diseño)	-4576.63	Kg-cm
My (Diseño)	59180.00	Kg-cm

Diseño de miembros a Compresión

$$P_u \leq \emptyset_t * P_n$$

$$\lambda c = \frac{1 * 132.08\ cm}{3.39\ cm} * \frac{1}{3.141} \sqrt{\frac{2952.89\ {}^{kg}/_{cm^2}}{2038901{,}92\ {}^{kg}/_{cm^2}}} = 0.47$$

Como: $\lambda c \leq 2.25$

$$F_{cr} = \left(0.658^{0.47^2}\right) * 2952.89\,{}^{kg}/_{cm^2} = 2689.57\,{}^{kg}/_{cm^2}$$

$$P_n = 2689.57\,{}^{kg}/_{cm^2} * 18.02\ cm^2 = 48466.07\ \text{kg}$$

$$P_u = 0.90 * 48466.07\ \text{kg} = 43619.46\ \text{kg}$$

$$P_u > P_{diseño}$$

$$43619.46\ kg > 4667.13\ kg \qquad \rightarrow \qquad OK$$

Diseño de miembros a Flexión

Módulo plástico de la sección: $Z = 54.91\ cm^3$

$$Z_{reqx} = \frac{4576.63\ \text{kg} - \text{cm}}{0.90 * 2952.89\,{}^{kg}/_{cm^2}} = 1.72\ cm^3$$

$$54.91\ cm^3 > 1.72\ cm^3 \qquad \rightarrow \qquad OK$$

$$Z_{reqy} = \frac{59180.00\ \text{kg} - \text{cm}}{0.90 * 2952.89\,{}^{kg}/_{cm^2}} = 22.28\ cm^3$$

$$54.91\ cm^3 > 22.28\ cm^3 \qquad \rightarrow \qquad OK$$

Capacidad de la sección

$$Axl = \frac{4667.13\ kg}{43619.46\ kg} = 0.107$$

$$Mx = \frac{1.72\ \ cm^3}{54.91\ \ cm^3} = 0.031$$

$$My = \frac{22.28\ cm^3}{54.91\ cm^3} = 0.406$$

$$R = 0.107 + 0.031 + 0.406 = 0.544$$

El cordón superior de la cercha acartelada está trabajando en un 54.40% de la capacidad total de la sección.

- **Tejido cercha acartelada (ϕ = 4"; e = 6mm)**

El elemento está ubicado en la cercha riostra 2 entre los ejes A-C´

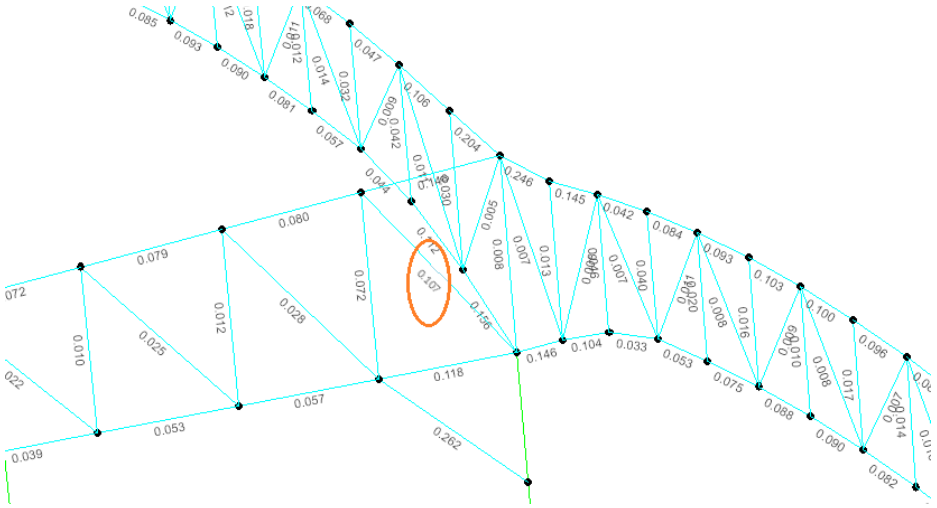


Figura 139 Diseño elemento tejido cercha acartelada. Tribuna

Tabla 153
Cargas elemento tejido cercha acartelada. Tribuna

Acción	Magnitud	Unidad
P (Diseño)	6877.46	Kg
Mx (Diseño)	469.24	Kg-cm
My (Diseño)	0.00	Kg-cm

Diseño de miembros a Tracción

$$P_u = 0.90 * 4077.80\,{}^{kg}/_{cm^2} * 18.02\ cm^2 = 66133.82\ kg$$

$$P_u > P_{diseño}$$

$$66133.82\ kg > 6877.46\ kg \qquad \rightarrow \qquad OK$$

Diseño de miembros a Flexión

Módulo plástico de la sección: $Z = 54.91\ cm^3$

$$Z_{reqx} = \frac{469.24\ \text{kg} - \text{cm}}{0.90 * 2952.89\ {}^{kg}/_{cm^2}} = 0.18\ cm^3$$

$$54.91\ cm^3 > 0.19\ cm^3 \qquad \rightarrow \qquad OK$$

Capacidad de la sección

$$Axl = \frac{6877.46\ kg}{66133.822\ kg} = 0.104$$

$$Mx = \frac{0.18\ \ cm^3}{54.91\ \ cm^3} = 0.003$$

$$R = 0.104 + 0.003 + 0.00 = 0.107$$

El tejido de la cercha acartelada está trabajando en un 10.70 % de la capacidad total de la sección.

- **Cordón cercha central (ϕ = 4"; e = 6mm)**

El elemento está ubicado en la cercha riostra 3 entre los ejes 4-6

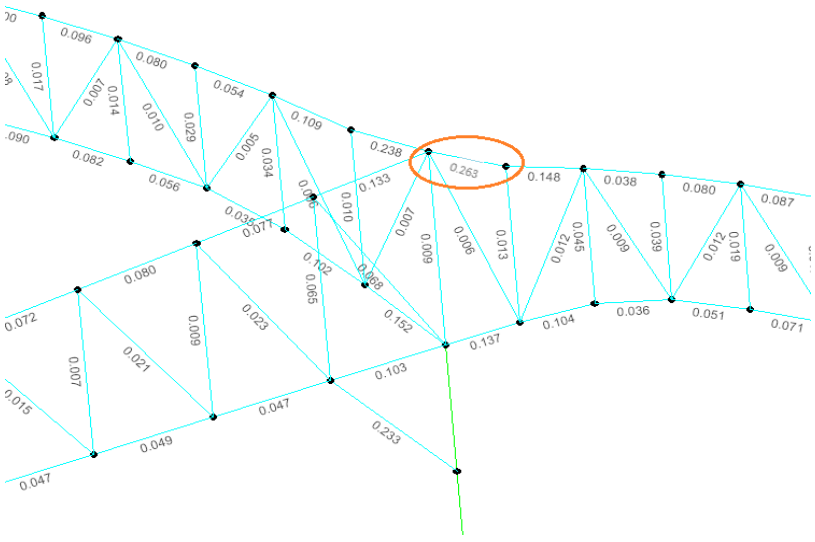


Figura 140 Diseño cordón superior cercha central. Tribuna

Tabla 154
Cargas cordón cercha central. Tribuna

Acción	Magnitud	Unidad
P (Diseño)	897.85	Kg
Mx (Diseño)	280.16	Kg-cm
My (Diseño)	36095.92	Kg-cm

Diseño de miembros a Tracción

$$P_u = 0.90 * 4077.80\,{}^{kg}/_{cm^2} * 18.02\ cm^2 = 66133.82\ kg$$

$$P_u > P_{diseño}$$

$$66133.82\ kg > 897.85\ kg \qquad \rightarrow \qquad OK$$

Diseño de miembros a Flexión

Módulo plástico de la sección: $Z = 54.91\ cm^3$

$$Z_{reqx} = \frac{280.16\ \text{kg} - \text{cm}}{0.90 * 2952.89\,{}^{kg}/_{cm^2}} = 0.11\ cm^3$$

$$54.91\ cm^3 > 0.11\ cm^3 \qquad \rightarrow \qquad OK$$

$$Z_{reqy} = \frac{36095.92\ \text{kg} - \text{cm}}{0.90 * 2952.89\,{}^{kg}/_{cm^2}} = 13.58\ cm^3$$

$$54.91\ cm^3 > 13.58\ cm^3 \qquad \rightarrow \qquad OK$$

Capacidad de la sección

$$Axl = \frac{897.85\ kg}{66133.822\ kg} = 0.014$$

$$Mx = \frac{0.11\ \ cm^3}{54.91\ \ cm^3} = 0.002$$

$$My = \frac{13.58\ cm^3}{54.91\ cm^3} = 0.247$$

$$R = 0.014 + 0.002 + 0.247 = 0.263$$

El cordón superior de la cercha central está trabajando en un 26.30 % de la capacidad total de la sección.

- **Elemento tejido cercha central (ϕ = 4"; e = 6mm)**

El elemento está ubicado en la cercha central 1 entre los ejes 0-2

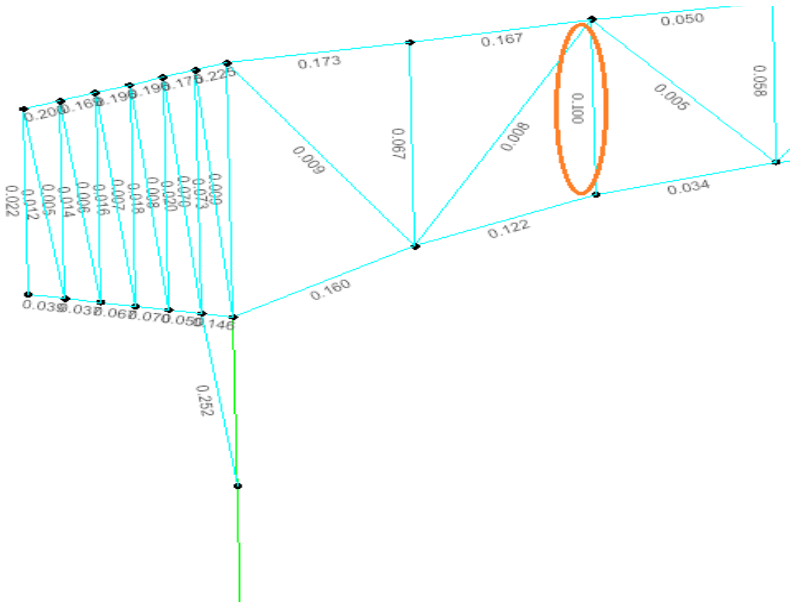


Figura 141 Diseño elemento tejido cercha central. Tribuna

Tabla 155
Cargas del elemento tejido cercha central. Tribuna

Acción	Magnitud	Unidad
P (Diseño)	15.53	Kg
Mx (Diseño)	4839.50	Kg-cm
My (Diseño)	-9783.12	Kg-cm

Diseño de miembros a Compresión

$$P_u \leq \emptyset_t * P_n$$

$$\lambda c = \frac{1 * 125.00\ cm}{3.39\ cm} * \frac{1}{3.141}\sqrt{\frac{2952.89\ {}^{kg}/_{cm^2}}{2038901.92\ {}^{kg}/_{cm^2}}} = 0.45$$

Como: $\lambda c \leq 2.25$

$$F_{cr} = \left(0.658^{0.45^2}\right) * 2952.89\ {}^{kg}/_{cm^2} = 2715.92\ {}^{kg}/_{cm^2}$$

$$P_n = 2715.92\ {}^{kg}/_{cm^2} * 18.02\ cm^2 = 48940.87\ \text{kg}$$

$$P_u = 0.90 * 48940.87\ \text{kg} = 44046.79\ \text{kg}$$

$$P_u > P_{diseño}$$

$$44046.79\ kg > 15.53\ kg \qquad \rightarrow \qquad OK$$

Diseño de miembros a Flexión

Módulo plástico de la sección:

$$Z = 54.91\ cm^3$$

$$Z_{reqx} = \frac{4839.50\ \text{kg} - \text{cm}}{0.90 * 2952.89\ {}^{kg}/_{cm^2}} = 1.82\ cm^3$$

$$54.91\ cm^3 > 1.82\ cm^3 \qquad \rightarrow \qquad OK$$

$$Z_{reqy} = \frac{-9783.12\ \text{kg} - \text{cm}}{0.90 * 2952.89\ {}^{kg}/_{cm^2}} = 3.68\ cm^3$$

$$54.91\ cm^3 > 3.68\ cm^3 \qquad \rightarrow \qquad OK$$

Capacidad de la sección

$$Axl = \frac{15.53\ kg}{66133.82\ kg} = 0.0004$$

$$Mx = \frac{1.82\ \ cm^3}{54.91\ \ cm^3} = 0.033$$

$$My = \frac{3.68\ cm^3}{54.91\ cm^3} = 0.067$$

$$R = 0.0004 + 0.033 + 0.067 = 0.100$$

El tejido de la cercha central está trabajando en un 10.00 % de la capacidad total de la sección.

- **Cordón cercha borde (ϕ = 3"; e = 4mm)**

El elemento está ubicado en la cercha borde 9 entre los ejes 18-20

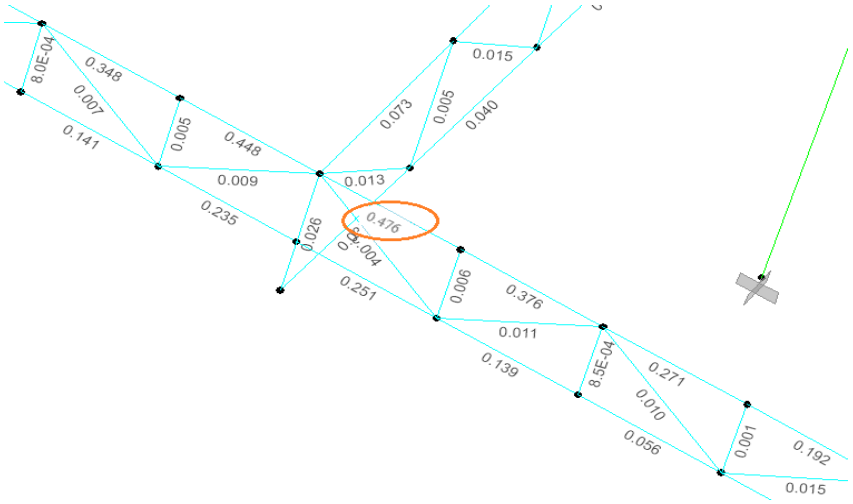


Figura 142 Diseño cordón superior cercha borde. Tribuna

Tabla 156

Cargas cordón cercha borde. Tribuna

Acción	Magnitud	Unidad
P (Diseño)	1455.89	Kg
Mx (Diseño)	-554.83	Kg-cm
My (Diseño)	-23440.20	Kg-cm

Diseño de miembros a Tracción

$$P_u = 0.90 * 4077.80\,{}^{kg}/_{cm^2} * 9.07\ cm^2 = 33298.12\ kg$$

$$P_u > P_{diseño}$$

$$33298.12\ kg > 1455.89\ kg \qquad \rightarrow \qquad OK$$

Diseño de miembros a Flexión

Módulo plástico de la sección: $Z = 20.87\ cm^3$

$$Z_{reqx} = \frac{280.16\ \text{kg} - \text{cm}}{0.90 * 2952.89\,{}^{kg}/_{cm^2}} = 0.21\ cm^3$$

$$20.87\ cm^3 > 0.21\ cm^3 \qquad \rightarrow \qquad OK$$

$$Z_{reqy} = \frac{36095.92\ \text{kg} - \text{cm}}{0.90 * 2952.89\,{}^{kg}/_{cm^2}} = 8.82\ cm^3$$

$$20.87\ cm^3 > 8.82\ cm^3 \qquad \rightarrow \qquad OK$$

Capacidad de la sección

$$Axl = \frac{1455.89\ kg}{33298.12\ kg} = 0.044$$

$$Mx = \frac{0.21\ \ cm^3}{20.87\ \ cm^3} = 0.010$$

$$My = \frac{8.82\ cm^3}{20.87\ cm^3} = 0.423$$

$$R = 0.044 + 0.010 + 0.423 = 0.476$$

El cordón superior de la cercha borde está trabajando en un 47.60 % de la capacidad total de la sección.

- **Elemento tejido cercha borde (ϕ = 3”; e = 4mm)**

El elemento está ubicado en la cercha borde 16 entre los ejes 18-20

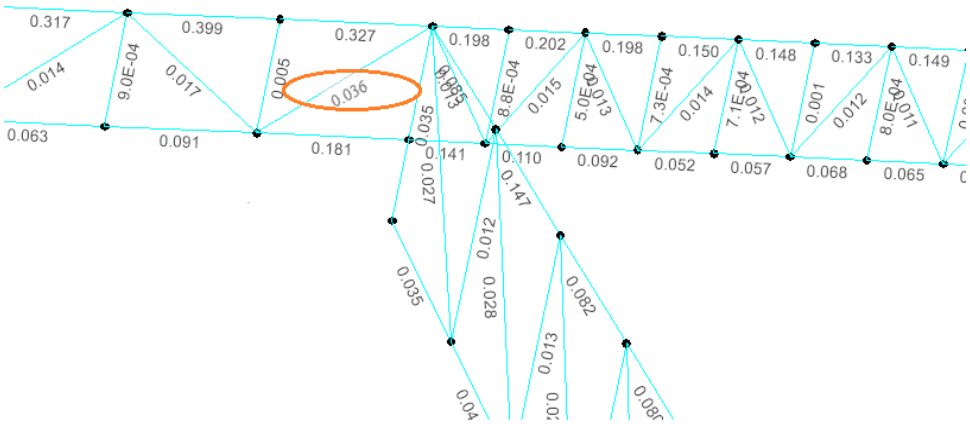


Figura 143 Diseño elemento tejido cercha borde

Tabla 157
Cargas del elemento tejido cercha borde. Tribuna

Acción	Magnitud	Unidad
P (Diseño)	748.17	Kg
Mx (Diseño)	96.88	Kg-cm
My (Diseño)	0.00	Kg-cm

Diseño de miembros a Compresión

$$P_u \leq \emptyset_t * P_n$$

$$\lambda c = \frac{1 * 108.83\ cm}{2.56\ cm} * \frac{1}{3.141} \sqrt{\frac{2952.89\ {}^{kg}/_{cm^2}}{2038901.92\ {}^{kg}/_{cm^2}}} = 0.52$$

Como: $\lambda c \leq 2.25$

$$F_{cr} = \left(0.658^{0.52^2}\right) * 2952.89\, {}^{kg}/_{cm^2} = 2641.96\, {}^{kg}/_{cm^2}$$

$$P_n = 2641.96\, {}^{kg}/_{cm^2} * 9.07\ cm^2 = 23970.52\ \text{kg}$$

$$P_u = 0.90 * 23970.52\ \text{kg} = 21573.46\ \text{kg}$$

$$P_u > P_{diseño}$$

$$21573.46\ kg > 748.17\ kg \qquad \rightarrow \qquad OK$$

Diseño de miembros a Flexión

Módulo plástico de la sección: $Z = 20.87\ cm^3$

$$Z_{reqx} = \frac{96.88\ \text{kg} - \text{cm}}{0.90 * 2952.89\, {}^{kg}/_{cm^2}} = 0.036\ cm^3$$

$$20.87\ cm^3 > 0.21\ cm^3 \qquad \rightarrow \qquad OK$$

Capacidad de la sección

$$Axl = \frac{748.17\ kg}{21573.46\ kg} = 0.035$$

$$Mx = \frac{0.035\ \ cm^3}{20.87\ \ cm^3} = 0.002$$

$$R = 0.0035 + 0.001 + 0.00 = 0.036$$

El tejido de la cercha borde está trabajando en un 3.60 % de la capacidad total de la sección.

- **Elemento pie de amigo (ϕ = 4"; e = 6mm)**

El elemento está ubicado en el eje A-4

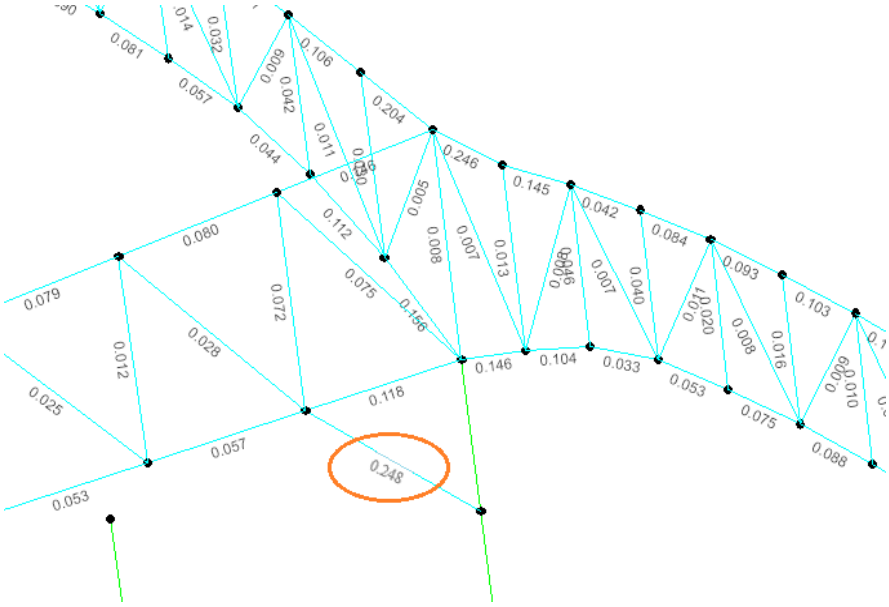


Figura 144 Diseño elemento pie de amigo. Tribuna

Tabla 158

Cargas del elemento pie de amigo. Tribuna

Acción	Magnitud	Unidad
P (Diseño)	9776.16	Kg
Mx (Diseño)	389.51	Kg-cm
My (Diseño)	0.00	Kg-cm

Diseño de miembros a Compresión

$$P_u \leq \emptyset_t * P_n$$

$$\lambda c = \frac{1 * 185.33\ cm}{3.39\ cm} * \frac{1}{3.141}\sqrt{\frac{2952.89\ {}^{kg}/_{cm^2}}{2038901.92\ {}^{kg}/_{cm^2}}} = 0.66$$

Como: $\lambda c \leq 2.25$

$$F_{cr} = \left(0.658^{0.66^2}\right) * 2952.89\ {}^{kg}/_{cm^2} = 2456.89\ {}^{kg}/_{cm^2}$$

$$P_n = 2456.89\ {}^{kg}/_{cm^2} * 18.02\ cm^2 = 44273.32\ \text{kg}$$

$$P_u = 0.90 * 44273.32 \text{ kg} = 39845.99 \text{ kg}$$

$$P_u > P_{diseño}$$

$$39845.99\ kg > 9776.16\ kg \qquad \rightarrow \qquad OK$$

Diseño de miembros a Flexión

Módulo plástico de la sección: $Z = 54.91\ cm^3$

$$Z_{reqx} = \frac{389.51 \text{ kg} - \text{cm}}{0.90 * 2952.89\ {}^{kg}/_{cm^2}} = 0.15\ cm^3$$

$$54.91\ cm^3 > 0.15\ cm^3 \qquad \rightarrow \qquad OK$$

Capacidad de la sección

$$Axl = \frac{9776.16\ kg}{39845.99\ kg} = 0.245$$

$$Mx = \frac{0.15\ \ cm^3}{54.91\ \ cm^3} = 0.003$$

$$R = 0.245 + 0.003 + 0.00 = 0.248$$

El elemento "pie de amigo" está trabajando en un 24.80 % de la capacidad total de la sección.

- **Elemento puntal (ϕ = 2"; e = 4mm)**

El puntal está ubicado en el cono N°4

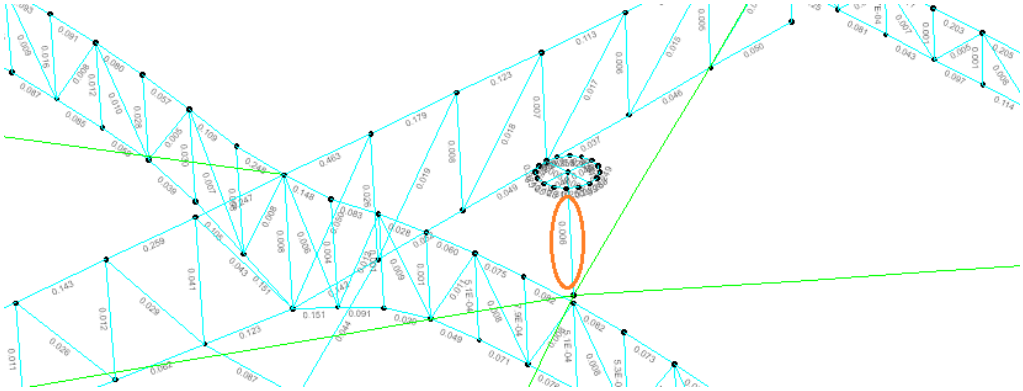


Figura 145 Diseño elemento puntal. Tribuna

Tabla 159
Cargas del elemento puntal. Tribuna

Acción	Magnitud	Unidad
P (Diseño)	10.89	Kg
Mx (Diseño)	-129.71	Kg-cm
My (Diseño)	0.00	Kg-cm

Diseño de miembros a Compresión

$$P_u \leq \emptyset_t * P_n$$

$$\lambda c = \frac{1 * 160.00\ cm}{2.52\ cm} * \frac{1}{3.141}\sqrt{\frac{2952.89\ {}^{kg}/_{cm^2}}{2038901.92\ {}^{kg}/_{cm^2}}} = 1.17$$

Como: $\lambda c \leq 2.25$

$$F_{cr} = \left(0.658^{1.17^2}\right) * 2952.89\ {}^{kg}/_{cm^2} = 1670.09\ {}^{kg}/_{cm^2}$$

$$P_n = 1670.09\ {}^{kg}/_{cm^2} * 5.88\ cm^2 = 30095.19\ \text{kg}$$

$$P_u = 0.90 * 30095.19\ \text{kg} = 27085.68\ \text{kg}$$

$$P_u > P_{diseño}$$

$$27085.68\ kg > 10.89\ kg \qquad \rightarrow \qquad OK$$

Diseño de miembros a Flexión

Módulo plástico de la sección: $Z = 8.78\ cm^3$

$$Z_{reqx} = \frac{129.71\ \text{kg} - \text{cm}}{0.90 * 2952.89\ {}^{kg}/_{cm^2}} = 0.049\ cm^3$$

$$8.78\ cm^3 > 0.049\ cm^3 \qquad \rightarrow \qquad OK$$

Capacidad de la sección

$$Axl = \frac{10.89\ kg}{25167.19\ \ kg} = 0.0004$$

$$Mx = \frac{0.049\ \ cm^3}{8.78\ \ cm^3} = 0.0056$$

$$R = 0.0004 + 0.0056 + 0.000 = 0.006$$

El elemento "puntal" está trabajando en un 0.60% de la capacidad total de la sección

- **Anillo de compresión (4 x 3/8) mm**

El elemento está ubicado en el cono N°9

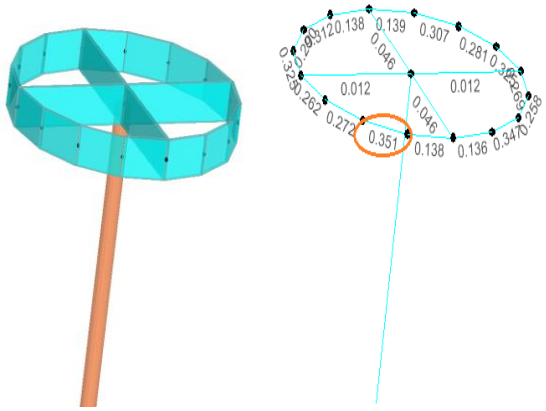


Figura 146 Diseño anillo de compresión. Tribuna

Tabla 160
Cargas del Anillo de compresión. Tribuna

Acción	Magnitud	Unidad
P (Diseño)	648.94	Kg
Mx (Diseño)	4399.19	Kg-cm
My (Diseño)	1345.98	Kg-cm

Diseño de miembros a Tracción

$$P_u = 0.90 * 4077.80\ {}^{kg}/_{cm^2} * 9.65\ cm^2 = 35423.07\ kg$$

$$P_u > P_{diseño}$$

$$35423.07\ kg > 648.94\ kg \qquad \rightarrow \qquad OK$$

Diseño de miembros a Flexión

Módulo plástico de la sección:

$$Zx = 24.52\ cm^3$$

$$Zy = 2.29\ cm^3$$

$$Z_{reqx} = \frac{4399.19\ \text{kg} - \text{cm}}{0.90 * 2531.05\ {}^{kg}/_{cm^2}} = 1.93\ cm^3$$

$$Z > Z_{reqx}$$

$$24.52\ cm^3 > 1.93\ cm^3\ cm^3 \qquad \rightarrow \qquad OK$$

$$Z_{reqy} = \frac{1345.98\ \text{kg} - \text{cm}}{0.90 * 2531.05\ {}^{kg}/_{cm^2}} = 0.59\ cm^3$$

$$Z > Z_{reqy}$$

$$2.29\ cm^3 > 0.59\ cm^3 \qquad \rightarrow \qquad OK$$

Capacidad de la sección

$$Axl = \frac{648.94\ kg}{35423.07\ kg} = 0.018$$

$$Mx = \frac{1.93\ cm^3}{24.52\ \ cm^3} = 0.079$$

$$My = \frac{0.59\ cm^3}{2.29\ cm^3} = 0.258$$

$$R = 0.018 + 0.079 + 0.258 = 0.354$$

El anillo de compresión está trabajando en un 35.40% de la capacidad total de la sección.

- **Platinas (4 x 3/8) mm**

El elemento en análisis está ubicado en el cono N°9

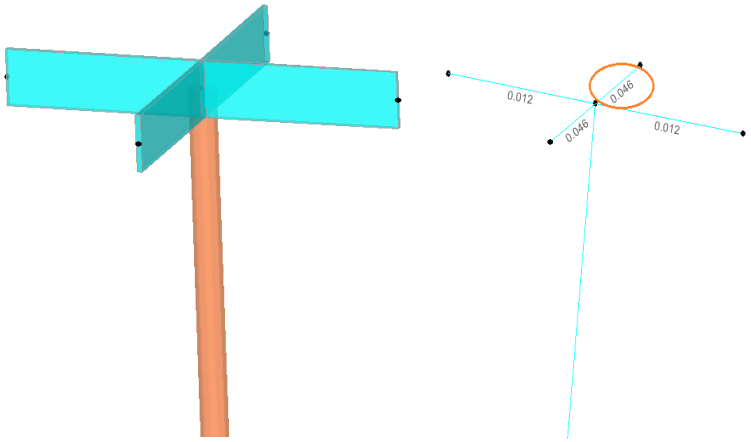


Figura 147 Diseño platina. Tribuna

Tabla 161

Cargas en la platina. Tribuna

Acción	Magnitud	Unidad
P (Diseño)	795.14	Kg
Mx (Diseño)	0.00	Kg-cm
My (Diseño)	0.00	Kg-cm

Diseño de miembros a Compresión

$$P_u \leq \emptyset_t * P_n$$

$$\lambda c = \frac{1 * 35.50\ cm}{0.274\ cm} * \frac{1}{3.141}\sqrt{\frac{2531.05\ {}^{kg}/_{cm^2}}{2038901.92\ {}^{kg}/_{cm^2}}} = 1.45$$

Como: $\lambda c \leq 2.25$

$$F_{cr} = \left(0.658^{1.45^2}\right) * 2531.05\ {}^{kg}/_{cm^2} = 1045.95\ {}^{kg}/_{cm^2}$$

$$P_n = 1045.95\ {}^{kg}/_{cm^2} * 9.65\ cm^2 = 18848.06\ \text{kg}$$

$$P_u = 0.90 * 18848.06 \text{ kg} = 16963.26 \text{ kg}$$

$$P_u > P_{diseño}$$

$$16963.26\ kg > 795.14\ kg \qquad \rightarrow \qquad OK$$

Capacidad de la sección

$$Axl = \frac{795.14\ kg}{16963.26\ kg} = 0.046$$

$$R = 0.055 + 0.00 + 0.00 = 0.046$$

La Platina está trabajando en un 4.60 % de la capacidad total de la sección.

4.1.4. Deflexiones

Para el chequeo de las deflexiones se tomó en cuenta las siguientes consideraciones:

$$\Delta_{límite} = \frac{L}{360} \quad \rightarrow \quad L$$

$$\Delta_{límite} = \frac{L}{240} \quad \rightarrow \quad D + L$$

En las figuras de a continuación se muestran las longitudes en volado de la cercha acartelada, frontal cercha central y frontal cercha borde, estas sirven de análisis para la luz libre de las diferentes deflexiones.

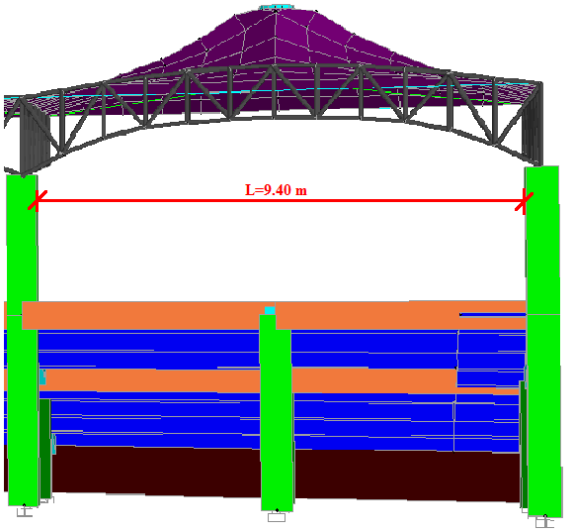


Figura 148 Vista Lateral Tribuna – Longitud cercha central. Tribuna

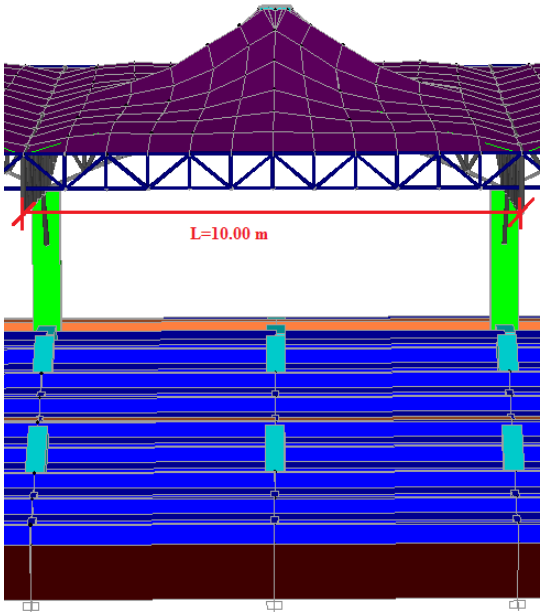


Figura 149 Vista frontal tribuna – Longitud cercha borde. Tribuna

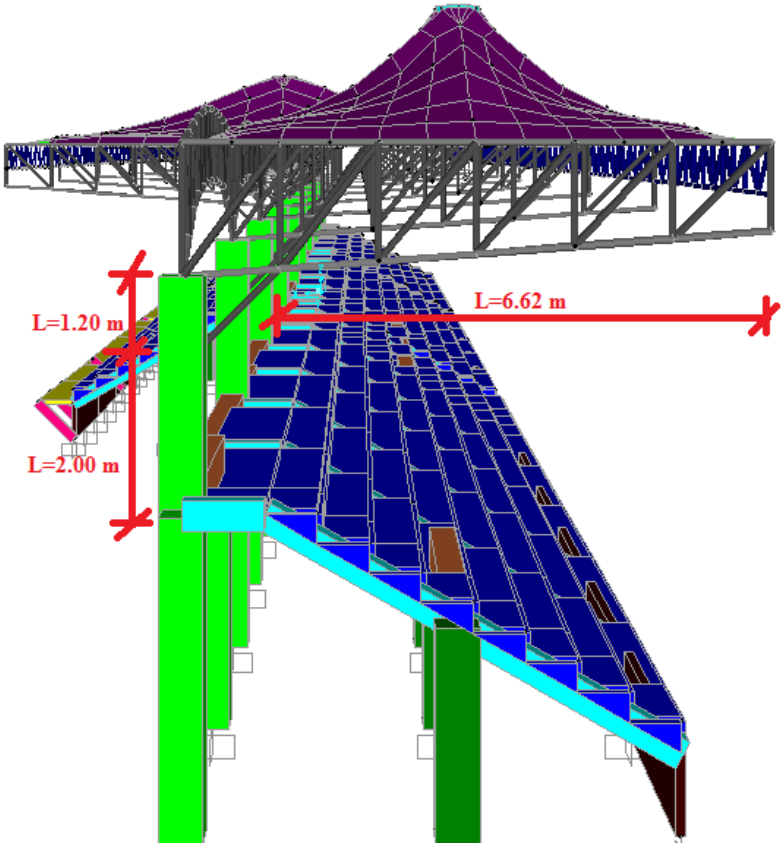


Figura 150 Vista frontal tribuna – Longitud cercha acartelada. Tribuna

Las deflexiones por la aplicación de las cargas (L) y (D+L) se pueden visualizar en las tablas que se muestran a continuación, tomando en cuenta que todos pasan el chequeo de deflexión.

Los siguiente datos muestran que las deflexiones (D+L) son menos significativas que las deflexiones (L), razón dada a que la cubierta de membrana al ser liviana hace que sus flechas suban y no tengan números negativos.

Tabla 162
Límite de deflexión – Cercha acartelada. Tribuna

CERCHA ACARTELADA				
Cerchas	**Deflexión**			
	L		**D+L**	
	Límite (cm)	**Máxima (cm)**	**Límite (cm)**	**Máxima (cm)**
1	**1.84**	1.72	**2.76**	0.23
2		1.79		0.34
3		1.83		0.42
4		1.13		0.33
5		0.92		0.34
6		0.78		0.32
7		0.65		0.28
8		0.58		0.27
9		0.39		0.19
10		0.47		0.16
11		0.25		0.04
12		0.15		0.12
13		0.35		0.19
14		0.46		0.21
15		0.57		0.24
16		0.52		0.21
17		0.74		0.22

Tabla 163
Límite de deflexión – Cercha riostra. Tribuna

CERCHA CENTRAL				
Cerchas	**Deflexión**			
	L		**D+L**	
	Límite (cm)	**Máxima (cm)**	**Límite (cm)**	**Máxima (cm)**
1		0.01		0.02
2		0.01		0.01

CONTINÚA →

3	**2.61**	0.01	**3.92**	0.01
4		0.01		0.01
5		0.02		0.01
6		0.01		0.01
7		0.01		0.01
8		0.01		0.00
9		0.01		0.03

Tabla 164
Límite de deflexión – Cercha borde. Tribuna

CERCHA BORDE				
Cerchas	**Deflexión**			
	L		**D+L**	
	Límite (cm)	**Máxima (cm)**	**Límite (cm)**	**Máxima (cm)**
1	**2.78**	1.79	**4.17**	0.34
2		1.88		0.42
3		1.83		0.42
4		1.13		0.34
5		0.92		0.34
6		0.78		0.32
7		0.65		0.28
8		0.58		0.27
9		0.47		0.19
10		1.85		0.69
11		0.25		0.12
12		0.35		0.19
13		0.46		0.21
14		0.57		0.24
15		0.57		0.24
16		0.74		0.22
17		2.19		0.76

4.1.5. Diseño de conexiones en la tensomembrana

Existen tres tipos de nudos.

1. Nudo al que confluyen los 4 tensores y tubo puntal equilibrista de 4".

   - Calculo de la placa que soporta las 4 cargas axiales provenientes de los tensores y se suelda al tubo equilibrista de 4"

La placa de acero A36 va soldada con el tubo equilibrista que soporta el cono de la Tensomembrana. A continuación se resume el cálculo del diseño de la suelda y placa.

Tabla 165
Diseño placa soldada a tubo equilibrista. Tribuna

Suelda placa 8mm con tubo vertical puntal de 4"	Long. de suelda: 31.92 cm Tamaño nominal: 3mm.	$\boldsymbol{P_u \leq \Phi P_n}$ $\boldsymbol{0.02\,T \leq 6.85\,T}$	Ok
Placa 8 mm	Espesor t: 8 mm Distancia libre l=5.72cm Carga Pu=1.70 T. Fy= 25310.50 T/m^2	$\frac{P}{l * t} \leq 0.4\ Fy$ $3718.3 \frac{T}{m^2} \leq 10124.2 \frac{T}{m^2}$	Ok

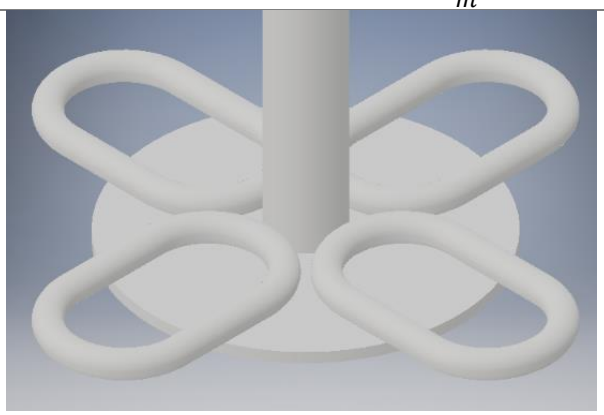


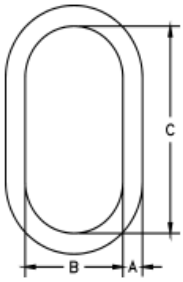
Figura 151 Placa de acero soldada a tubo equilibrista de 4"y a eslabones, Tribuna.

- Unión entre placa y tensores.

La mayor carga axial que se tiene en los cables tensores es 1.706 Toneladas, por tal motivo el cálculo se realizará para esta carga replicando para los otros 3 tensores. Este cable ira sujetado a una argolla soldada en la placa, para eso se analiza la carga que soporta la argolla seleccionada y que la suelda de la misma resista.

Se seleccionó una argolla de acero de aleación de alto grado (Grado 80). Sus dimensiones son las siguientes:

Tabla 166
Dimensiones de la argolla de acero de aleación seleccionada.



A (mm)	B (mm)	C(mm)	Carga límite de trabajo (T.)	Peso de c/u (Kg)
19.05	69.85	139.70	5.58	0.94

Comparando la carga límite de trabajo con la máxima carga que pueden soportar los cables, se llega a la conclusión que la argolla trabajará muy bien al ser 1.70 T < 5.58 T.

Se la soldará a la placa antes mencionada de 8 mm de espesor, la argolla en sentido horizontal, la longitud de suelda será la distancia obtenida de:

$$139.70mm - \frac{69.85mm}{2} - \frac{69.85\ mm}{2} = 69.85mm = 6.99cm$$

Tabla 167
Diseño suelda placa con eslabones, tubo equilibrista. Tribuna

Suelda placa 8mm con argolla	Long. de suelda: 21.75m Tamaño nominal: 3mm.	$P_u \leq \Phi P_n$ $1.70T \leq 6.99T$	Ok

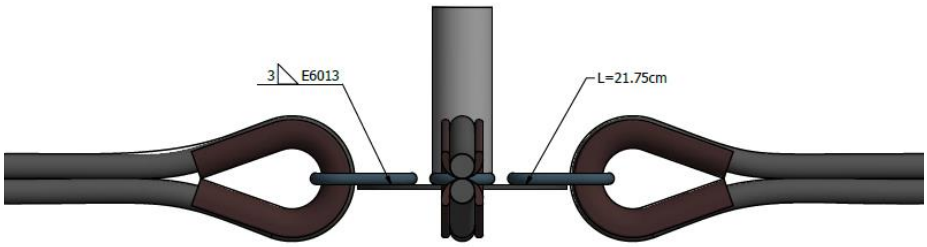


Figura 152 Detalle longitud de suelda entre placa circular y argolla, Tribuna

El cable tensor de 1 5/8" pasará por esta argolla y para agarrarlo se realiza la aplicación de grapas.

Figura 153 Detalle del cable con grapas y refuerzo, unión con tubo equilibrista, Tribuna**.**

Tabla 168
Cantidad de grapas según diámetro del cable, Tribuna.

Diámetro cable (mm)	Diámetro cable (plg)	Cantidad mínima de grapas	Distancia entre grapas (mm)	Torque (Kg.m.)
42	1 5/8"	7	248	59

Las grapas seleccionadas son las siguientes:

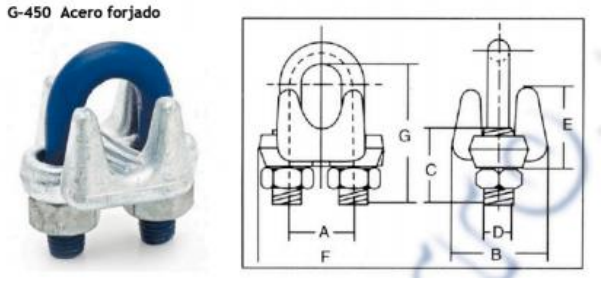


Figura 154 Detalle de grapas de acero forjado, Tribuna.

Tabla 169
Datos grapas de acero forjado G415, Tribuna.

Tamaño (plg)	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (plg)	E (mm)	F (mm)	G (mm)	100/Peso (Kg)
1 5/8	70	92	60	1	68	121	135	318

Además el cable será reforzado.

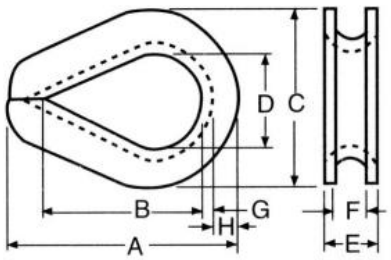


Figura 155 Detalle del refuerzo del cable de acero, Tribuna.

Tabla 170
Medidas del refuerzo del cable G414, Tribuna.

Diámetro cable (plg)	Peso por cada 100(lbs)	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	E (mm)	F (mm)	G (mm)	H (mm)
1 5/8	1700	11.75	8	8.13	4	2.72	1.71	0.50	1.38

El diseño final del nudo es:

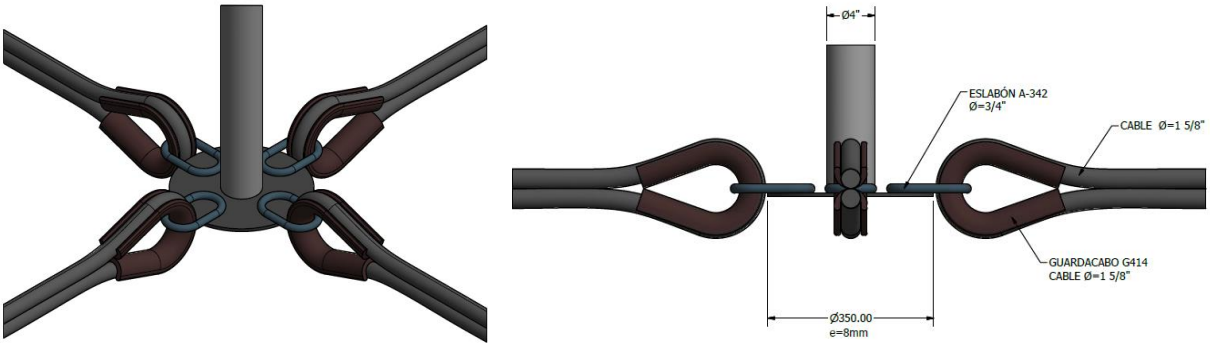


Figura 156 Detalle Nudo tipo 1, Tribuna.

2. Nudo al que confluyen 4 platinas, parte superior del conoide.

En la parte superior del conoide se encuentra el anillo de compresión el cual se une al puntal por medio de platinas soldadas a él, a continuación se presenta el cálculo.

Tabla 171
Suelda platinas, cono tipo equilibrista. Tribuna

Suelda platina 4" x 3/8" con puntal de 2"	Long. de suelda: 10.16 cm Tamaño nominal: 3mm.	$\boldsymbol{P_u \leq \Phi P_n}$ $\boldsymbol{0.77\,T \leq 3.26\,T}$	Ok
Suelda entre platinas 4" x 3/8"	Long. de suelda: 10.16 cm Tamaño nominal: 3mm.	$P_u \leq \Phi P_n$ $0.77\,T \leq 3.26\,T$	Ok

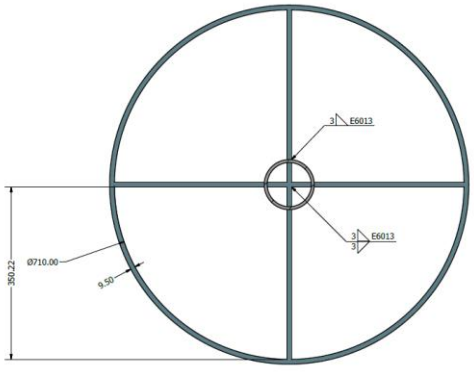


Figura 157 Platinas soldadas en parte superior del conoide de la tensomembrana, Tribuna.

Al unir el nudo 1 y nudo 2 se obtiene el siguiente detalle de cono tipo equilibrista:

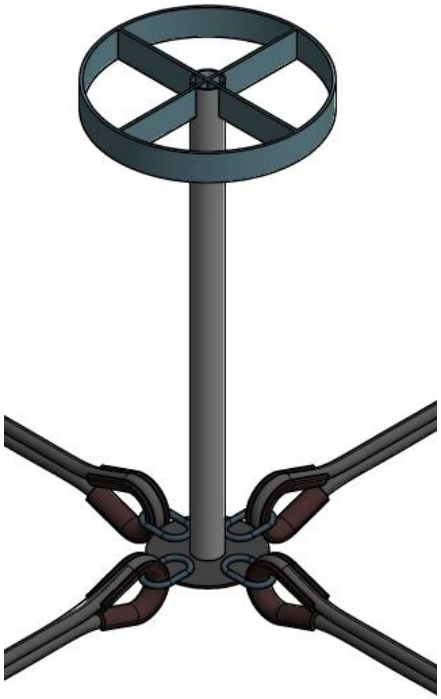


Figura 158 Detalle de tubo equilibrista, unión de tensores, Tribuna.

3. Nudos esquineros, que unen los tensores con las cerchas.

En la unión de la cercha en volado y la cercha de borde se coloca una placa en la cual se acentúa una varilla que se une al cable tensor, mediante este método se podrá tensar el cable mediante una tuerca, cada vez que sea necesario.

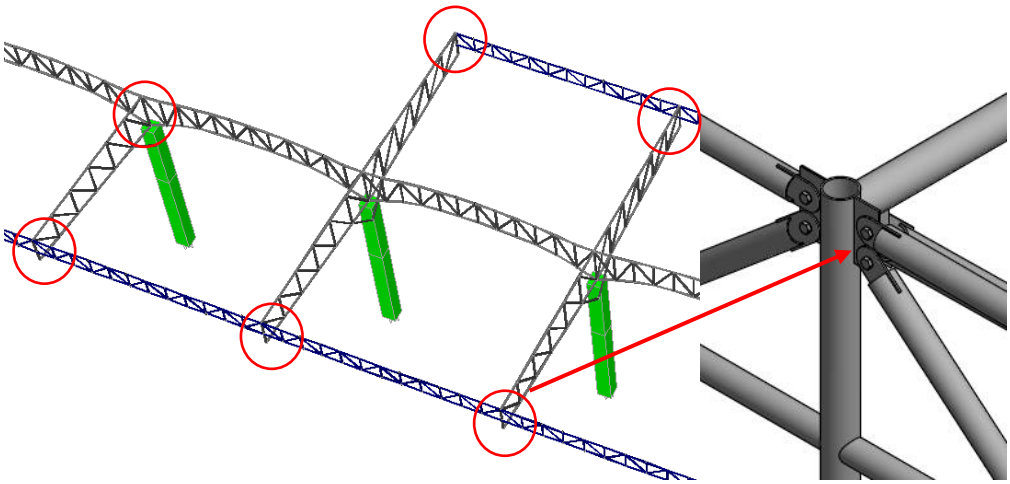


Figura 159 Ubicación de placa de conexión para tensor, Tribuna.

- Suelda entre Tubo vertical de 4" y placa.

El tubo de 4" corresponde a la unión entre cercha en volado y la cercha de borde, en la parte superior se suelda una placa A36.

Tabla 172
Suelda placa con tubo circular, cono tipo equilibrista. Tribuna

Suelda placa (ϕ=12cm, e=10mm) con tubo circular de 4"	Long. de suelda: 31.92 cm Tamaño nominal: 3 mm.	$\boldsymbol{P_u \leq \Phi P_n}$ $\boldsymbol{0.6707\,T \leq 15.38\,T}$	Ok

- Diámetro de varilla corrugada y unión con argolla.

La varilla seleccionada ASTM A193 Grado B7 de 7/8" (22 mm), se unirá a la argolla mediante una suelda.

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

$$A = \pi * \frac{2.2^2}{4} = 3.80\ cm^2$$

$$\sigma = \frac{1.70 * 1000\ Kg}{3.80\ cm^2} = 447.21 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$El\ esfuerzo\ de\ rotura\ de\ la\ varilla\ es\ 8788.21\frac{Kg}{cm^2}$$

$$447.21\frac{Kg}{cm^2} < 8788.21\frac{Kg}{cm^2}$$

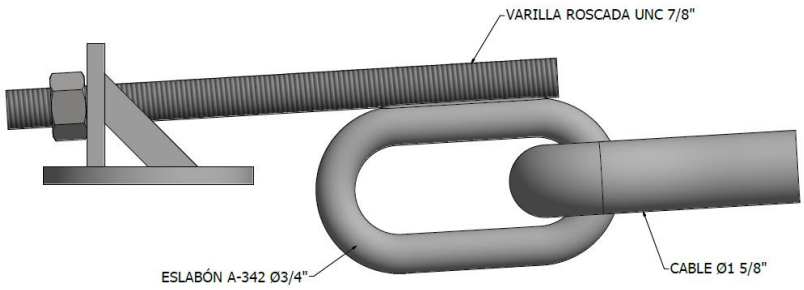


Figura 160 Detalle de un cable con su respectivo eslabón y varilla roscada, en vértice simple, Tribuna.

La comprobación se realiza aplicando la carga de un tensor, para los nudos esquineros, y para los demás nudos se realizará con la carga de dos tensores, es decir:

$$\sigma = \frac{1.70 * 2 * 1000\ Kg}{3.80\ cm^2} = 894{,}74\frac{Kg}{cm^2}$$

$$El\ esfuerzo\ de\ rotura\ de\ la\ varilla\ es\ 8788.21\frac{Kg}{cm^2}$$

$$894{,}74\frac{Kg}{cm^2} < 8788.21\frac{Kg}{cm^2}$$

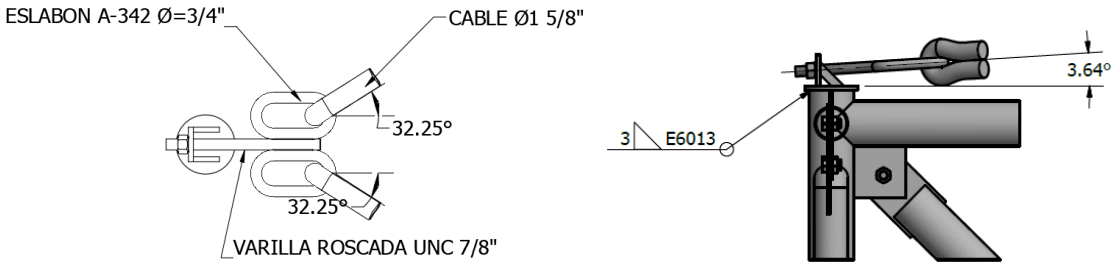


Figura 161 Izquierda: Detalle de dos cables tensores con su respectivo eslabón y varilla roscada, en vértice doble, derecha: Ángulo de inclinación del cable tensor, Tribuna.

La argolla seleccionada es la misma con la que se realizó el nudo anterior. Con la misma cantidad de grapas y con refuerzo para el cable.

Tabla 173
Suelda varilla con eslabones, cono tipo equilibrista. Tribuna

Suelda varilla de 22mm con argolla	Long. de suelda: 6.99 cm Tamaño nominal: 4 mm.	$P_u \leq \Phi P_n$ $1.70\ T \leq 2.00\ T$	Ok

- Unión de varilla con placa circular.

Sobre la placa circular se suelda otra placa en la cual se va a insertar la varilla roscada.

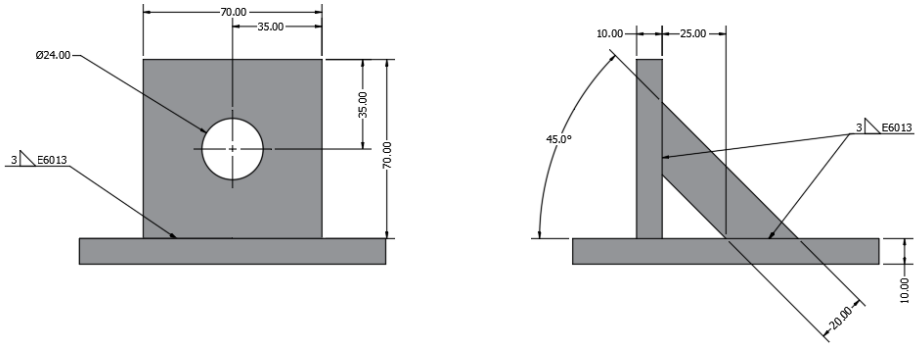


Figura 162 Dimensiones platina de enganche, Tribuna.

Tabla 174
Suelda placas platinas de enganche. Triubuna

Suelda placa (7cm x 7 cm y e=10mm) con placa circular	Long. de suelda: 12.65 cm Tamaño nominal: 3 mm.	$P_u \leq \Phi P_n$ $3.4\ T \leq 4.06\ T$	Ok

El nudo final queda de la siguiente forma:

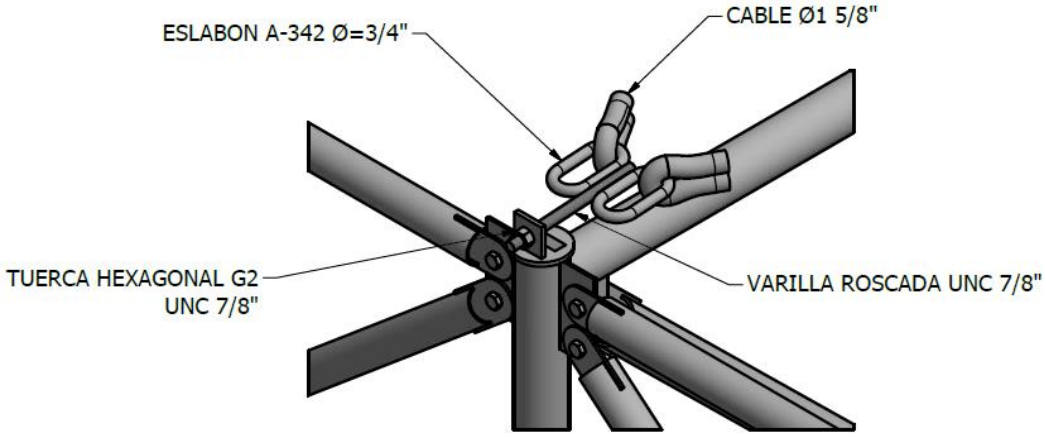


Figura 163 Nudo vértice doble, Tribuna.

4.1.6. Diseño de nudos de las cerchas metálicas

Se procede a detallar cada tipo de nudo que se encuentra dentro del soporte metálico de la Tensomembrana. Fueron diseñados con la mayor carga que podrían recibir, así los demás nudos serán iguales a los de su tipo ya, que resistirán menores o iguales cargas a los diseñados a continuación.

Tabla 175
Tipos de nudo, ubicación y elementos que une. Tribuna

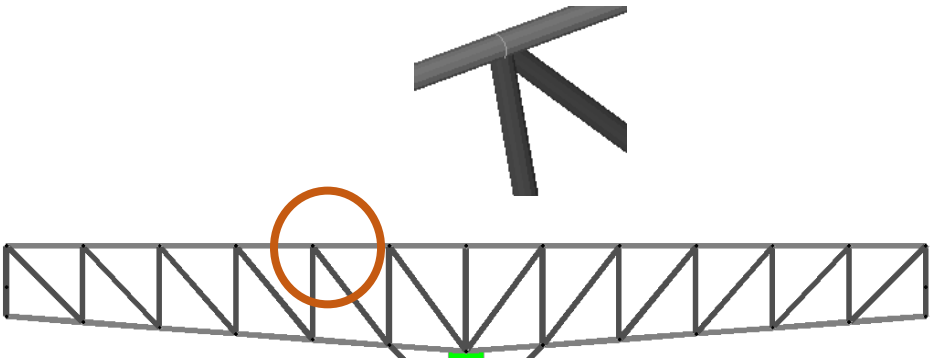
	Ubicación	Que une
Tipo 1	Cerchas en voladizo	Cordón superior o inferior con dos perfiles tubulares de 4" (tejido), uno en sentido vertical y otro diagonal.
Tipo 2	Nudo cercha en volado	Une cordón inferior de la cercha en voladizo con un tubo de 4" que funciona como pie de amigo.
Tipo 3	Cercha central	Une cordón superior o inferior con tres tubos de 4", uno vertical y dos diagonales.
Tipo 4	Unión entre cercha central y cerchas en voladizo. (Parte Inferior)	Sobre la columna de hormigón armado se acentúan 4 tubos cuadrados, 2 diagonales y 2 cordones inferiores correspondientes a las cercas en volado además de 2 cordones inferiores más provenientes de las cerchas centrales.
Tipo 5	Unión entre cercha central y cerchas en voladizo. (Parte Superior)	Se unen 4 tubos cuadrados con 2 diagonales y 2 cordones inferiores correspondientes a las cercas centrales además de 2 cordones inferiores más provenientes de las cerchas en volado.

CONTINÚA →

Tipo 6	Unión entre cerchas de borde y cercha en volado (Parte superior)	Tubo vertical de 4” con 2 tubos horizontales y 2 diagonales, correspondientes a la cercha de borde; y además 2 tubos más, uno horizontal y otro diagonal que corresponden a la cercha en volado.
Tipo 7	Unión entre cerchas de borde y cercha en volado (Parte inferior)	Cordón inferior de la cercha de borde unido a un tubo de 4” en posición vertical.
Tipo 8	Cercha de borde	Cordón superior o inferior unida a tres tubos de 2”, dos tubos diagonales y uno vertical

En el diseño de los nudos se utiliza los materiales mencionados en la tabla 50.

TIPO 1:



Las fuerzas axiales son:

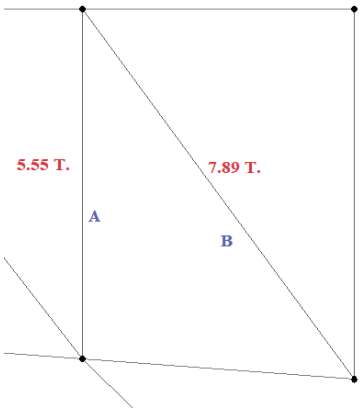


Figura 164 Fuerzas axiales Nudo Tipo 1. Tribuna

Para poder unir el tubo A y B se opta por soldar una placa A36 de 8mm de espesor, con un electrodo E6013, al cordón superior o inferior a la cercha. La placa antes mencionada se une con otra placa creando así el nudo mediante pernos.

- Unión tubo A con cordón superior

La longitud del cordón de suelda es igual a: $l = 24\ cm$

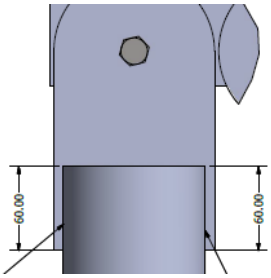


Figura 165 Longitud de suelda tubo A en nudo Tipo 1 de Tribuna.

Tabla 176

Diseño de la suelda entre placa y tubo A en nudo Tipo 1. Tribuna.

DATOS		
Pu=	5.5	T
Tamaño nominal suelda:	0.4	cm
Longitud del cordón:	24	cm
Fy placa:	2530.8	kg/cm^2
Fn elec=0.6*Fy:	2019.04	kg/cm^2
espesor placa:	0.8	cm
b placa:	11	cm
DISEÑO DE LA SUELDA		
t=0.707*w	0.2828	cm
Capacidad Suelda		
ΦPn1=0.75*Fn*t*L	10277.72	Kg
Capacidad de placa		
ΦPn2= 0.9*Fyp*e*L	20043.94	Kg
ΦPn=	10.28	T.

Para el tubo A

$$P_u \leq \Phi P_n$$

$$5.55\ T \leq 10.28\ T$$

Como podemos analizar el cordón de suelda si soportará la carga axial producida por el tubo A.

También se diseña una placa que soporte las cargas de los dos tubos, y que este soldada al cordón superior o inferior.

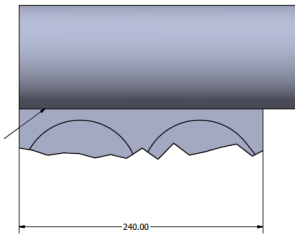


Figura 166 Soldadura para unión de placa con tubos A y B del nudo Tipo 1, Tribuna

Tabla 177

Diseño de la suelda entre placa y cordón superior en nudo Tipo 1. Tribuna.

DATOS		
Pu=	5.5	T
Tamaño nominal suelda:	0.4	cm
Longitud del cordón:	24	cm
Fy placa:	2530.8	kg/cm^2
Fn elec=0.6*Fy:	2019.04	kg/cm^2
espesor placa:	0.8	cm
b placa:	11	cm
DISEÑO DE LA SUELDA		
t=0.707*w	0.2121	cm
Capacidad Suelda		
ΦPn1=(0.75*Fn*t*L)*[1+0.5sen$^{1.5}$90°]	15416.58	Kg
Capacidad de placa		
ΦPn2= 0.9*Fyp*e*L	20043.94	Kg
ΦPn=	15.42	T.

$$P_u \leq \Phi P_n$$

$$5.55\ T \leq 15.42\ T$$

Al ya tener las dos placas se las emperna para crear la unión articulada.

Tabla 178

Diseño de perno para conexión articulada nudo Tipo 1. Tribuna

ϕ Perno (d)=	1 1/2	Pulg
Área perno(Ap)=	11.40	cm^2
Tipo de perno=	A 325	
Fy perno (Fyp)=	6440	kg/cm^2
Material placa=	A 36	
Fy placa (Fyt)=	2530.8	kg/cm^2
Espesor placa (t)=	8	mm
N (corte simple/doble)=	1	
Resistencia a corte		
$V = 0.75 * (0.4 * Fyp) * N * Ap$		
V=	22026.57	Kg
Resistencia al aplastamiento (Placa)		
$A = 2.4 * 0.75 * Fyt * d * t$		
A=	13884.98	Kg
Resistencia de aplastamiento de diseño para un solo tornillo		
$R = \min(V; A)$		
R=	13884.98	Kg
# Requerido de tornillos		
# =	0.60	U

Un perno de 1 ½" es suficiente para soportar la carga axial del tubo B, transmitida por la placa soldada al mismo.

- Unión tubo B con cordón superior

Los cálculos son similares a los presentados en la unión con el tubo A, por tal motivo solo se detalla a continuación las comprobaciones realizadas.

$$P_u \leq \Phi P_n$$

$$7.89\ T \leq 10.28\ T$$

Conclusión: el cordón de suelda si soportará la carga axial producida por el tubo B.

Al tener las dos placas se crea la unión articulada con un solo tornillo de 1 ½" para soportar la carga axial del tubo B de 7.9 T, el mismo que está con un ángulo de 50.46° con respecto a la horizontal.

$$P_u \leq \Phi P_n$$

$$7.89\ T \leq 14.09\ T$$

El nudo diseñado es el siguiente:

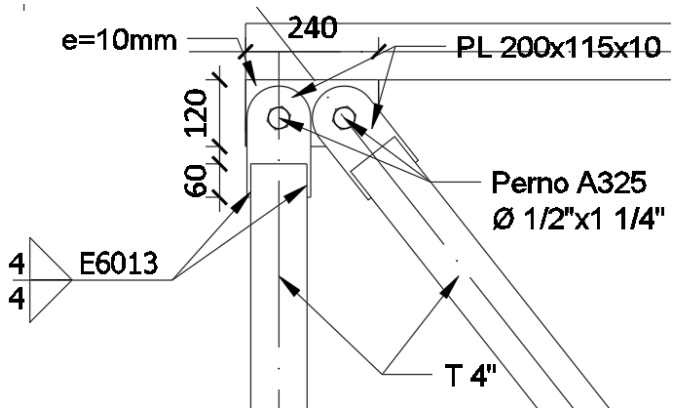


Figura 167 Nudo Tipo 1, Tribuna

TIPO 2:

Las fuerzas axiales son las siguientes:

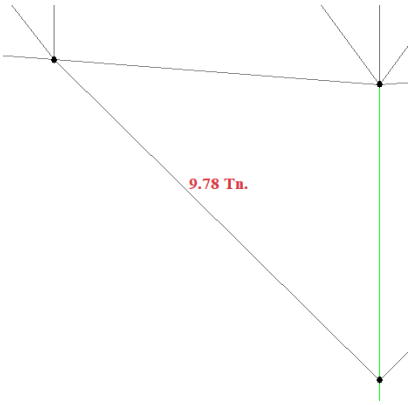


Figura 168 Fuerzas axiales Nudo Tipo 2. Tribuna

Se une el tubo diagonal con el cordón inferior de la cercha con una soldadura tipo boca de pez. El cordón de suelda es: $l = 33.08 + 16.48$; $l = 49.56\ cm.$, el mismo que se encuentra a 90° del eje de aplicación de la fuerza.

Tabla 179
Diseño de la suelda entre tubos en nudo Tipo 2. Tribuna

DATOS		
Pu=	9.78	T
Tamaño nominal suelda:	0.3	cm
Longitud del cordón:	49.56	cm
Fy placa:	2530.8	kg/cm^2
Fn elec=0.6*Fy:	2019.04	kg/cm^2
DISEÑO DE LA SUELDA		
t=0.707*w	0.2121	cm

CONTINÚA →

Capacidad Suelda		
ΦPn1=(0.75*Fn*t*L)*[1+0.5sen$^{1.5}$90°]	21820.68	Kg
ΦPn=	21.82	T.

$$P_u \leq \Phi P_n$$

$$9.78\ T \leq 21.82\ T$$

Conclusión: el cordón de suelda si soportará la carga axial producida por el tubo de 4".

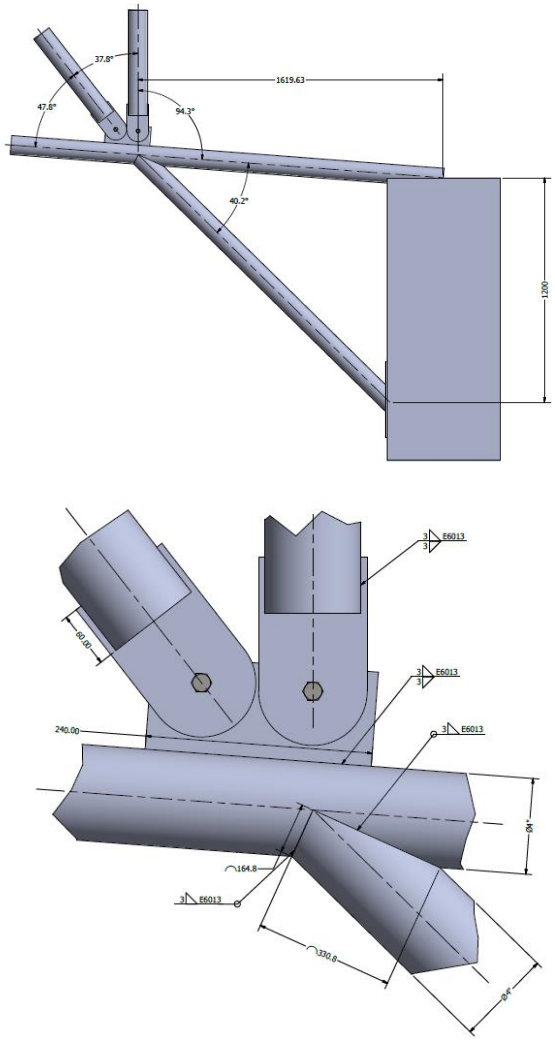
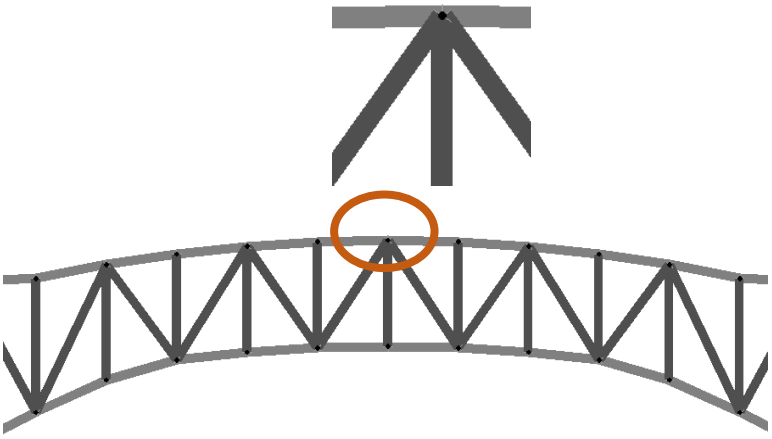


Figura 169 Diseño de nudo Tipo 2, Tribuna.

TIPO 3:



Las cargas axiales de cada barra se detallan a continuación:

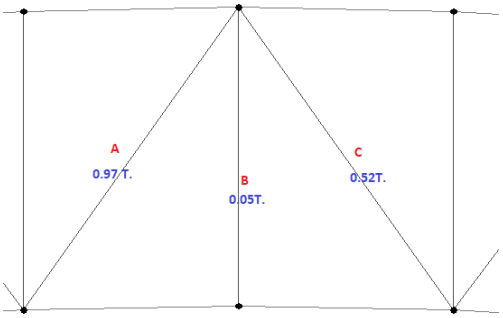


Figura 170 Fuerzas axiales Nudo Tipo 3. Tribuna

- Unión de los tubos A, B y C al cordón superior

Se suelda una placa la cual soporte todas las cargas axiales de los 3 tubos, A, B y C. Esta placa se la suelda al cordón superior o inferior de la cercha. Su longitud de suelda es:

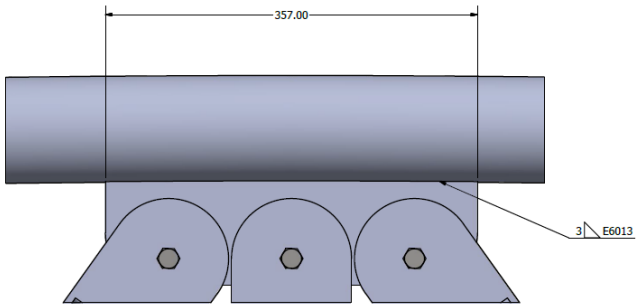


Figura 171 Placa de unión para cordón superior y tubos A, B y C en nudo Tipo 3, Tribuna.

Tabla 180
Diseño unión tubos A, B, C en Nudo tipo 3. Tribuna

Suelda placa 6mm con tubo de 4"(cordón superior)	Long. de suelda:35.7 cm Tamaño nominal suelda: 3 mm.	$P_u \leq \Phi P_n$ $1.54\ T \leq 11.47\ T$	Ok

- Unión del tubo A al cordón superior.

Tabla 181
Diseño unión tubo A en Nudo tipo 3. Tribuna

Suelda placa 6mm con tubo de 4" del tejido	Long. de suelda:12 cm Tamaño nominal suelda: 3 mm.	$P_u \leq \Phi P_n$ $0.967\ T \leq 3.85\ T$	Ok
Perno que une la placa soldada al cordón y la placa soldada al tubo.	1 perno requerido de ½"		Ok

- Unión del tubo B al cordón superior

Tabla 182
Diseño unión tubo B en Nudo tipo 3. Tribuna

Suelda placa 6mm con tubo de 4" del tejido	Long. de suelda:12 cm Tamaño nominal suelda: 3 mm.	$P_u \leq \Phi P_n$ $0.048\ T \leq 3.85\ T$	Ok

CONTINÚA →

Perno que une la placa soldada al cordón y la placa soldada al tubo.	1 perno requerido de ½”	Ok

- Unión del tubo C al cordón superior

Tabla 183
Diseño unión tubo C en Nudo tipo 3. Tribuna

Suelda placa 6mm con tubo de 4” del tejido	Long. de suelda:12 cm Tamaño nominal suelda: 3 mm.	$P_u \leq \Phi P_n$ $0.52\ T \leq 3.85\ T$	Ok
Perno que une la placa soldada al cordón y la placa soldada al tubo.	1 perno requerido de ½”		Ok

El nudo queda de la siguiente manera:

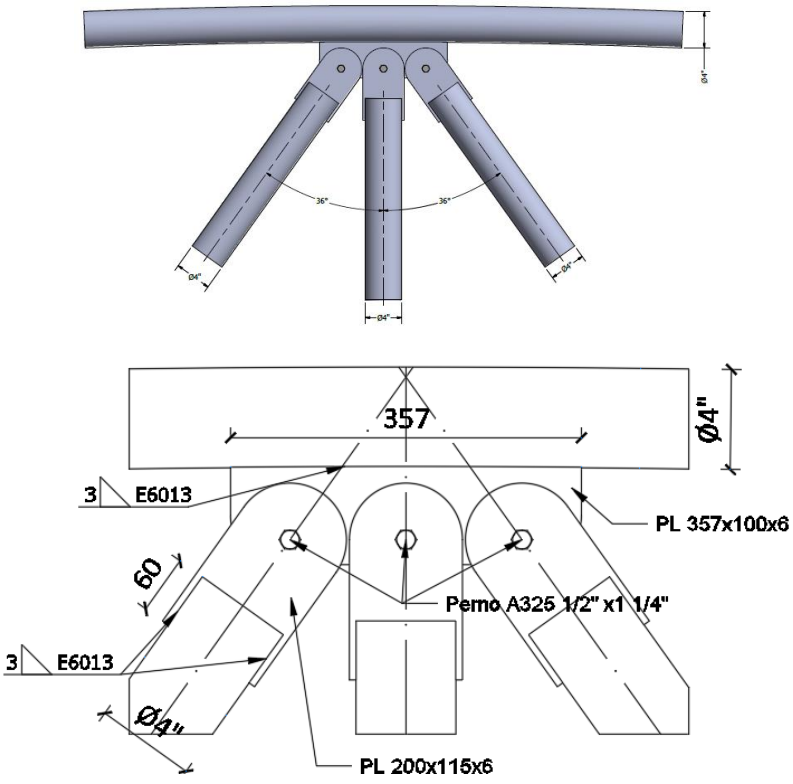
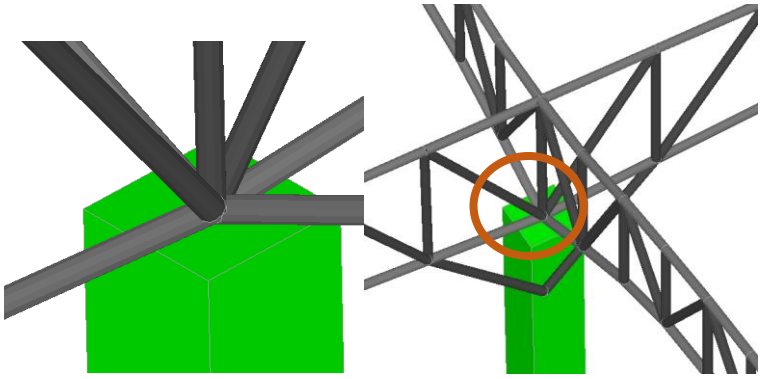


Figura 172 Nudo Tipo 3, Tribuna.

TIPO 4:



Las fuerzas axiales que actúan en el nudo son las siguientes:

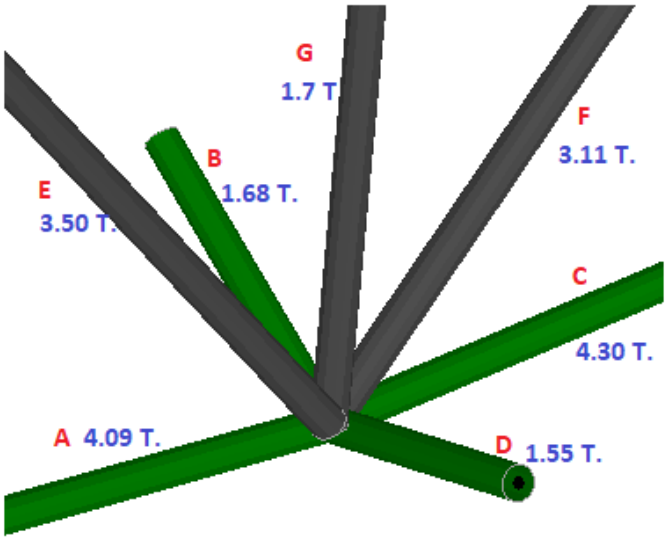


Figura 173. Fuerzas axiales actuantes en el nudo Tipo 4, Tribuna.

En la figura antes mostrada se observa en el modelo de SAP2000 un tubo circular G de 4" en el centro, pero que en la realidad son 4 tubos cuadrados que llegan al mismo punto, cada uno pertenece a una cercha.

1 Tubo circular de 4" y espesor de 6mm tiene un área de 18.02 cm2, la cual repartida en 4 tubos cuadrados es 4.51 cm2 para cada uno. Dentro del catálogo de perfilería tubular cuadrada se selecciona un perfil de lado 60 mm, espesor de 2.5 mm y una área de 5.59 cm2.

Entre si estos perfiles cuadrados se encuentran soldados además de su suelda en la placa de anclaje.

Tabla 184
Diseño unión tubos cuadrados en Nudo tipo 4. Tribuna

Suelda tubos cuadrados de 60 mm de largo entre sí.	Long. de suelda: 195 cm Tamaño nominal: 3mm.		Ok
Suelda base de 4 tubos cuadrados de 60 mm de largo con placa de anclaje a columna de hormigón armado.	Long. de suelda: 48 cm Tamaño nominal: 3mm.	$Pu \leq \emptyset P_n$ $0.71\ T$ $\leq 15.42T$	Ok

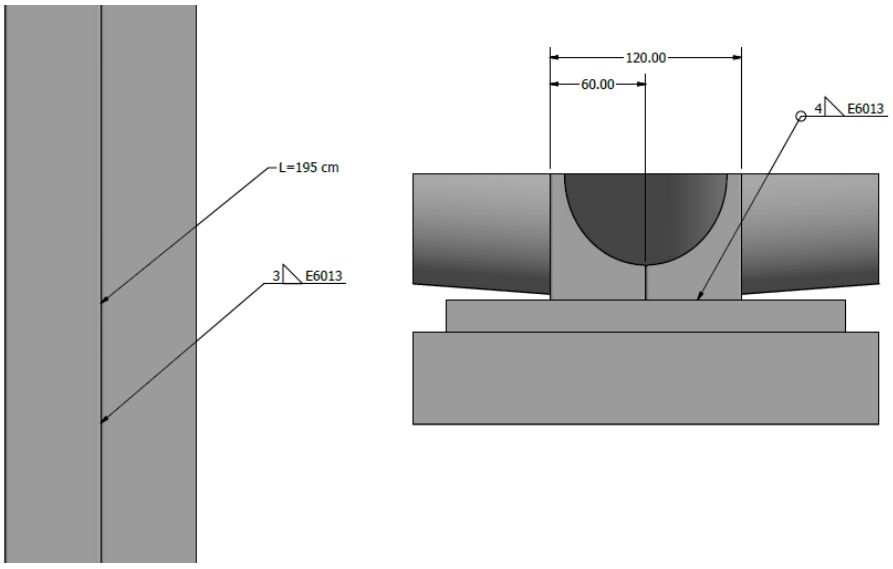


Figura 174 Suelda placa base con 4 tubos de 60mm de lado Nudo tipo 4. Tribuna

- Unión de los tubos A=C a G

Los tubos A y C son iguales por tal motivo se diseña el de mayor fuerza axial y se replica el otro. Su unión es a través de una suelda.

Tabla 185
Diseño unión tubo A=C en Nudo tipo 4. Tribuna

Suelda cordón inferior A=C de 4" a G.	Long. de suelda: 30 cm Tamaño nominal: 3mm.	$Pu \leq \emptyset P_n$ $4.30\ T \leq 9.64T$	Ok

- Unión de los tubos E=F a G

Tabla 186
Diseño unión tubo E=F en Nudo tipo 4. Tribuna

Suelda placa de 6mm con tubo diagonal E=F de 4"del tejido a G.	Long. de suelda: 24 cm Tamaño nominal: 3mm.	$Pu \leq \emptyset P_n$ $3.5\ T \leq 7.71\ T$	Ok
Perno que une las dos placas de 6mm.	1 perno requerido de 1"		Ok

- Unión de los tubos B=D a G

Tabla 187
Diseño unión tubo B=D en Nudo tipo 4. Tribuna

Suelda placa de 6mm con tubo diagonal B=D de 4"del tejido a G.	Long. de suelda: 32.76 cm Tamaño nominal: 3 mm.	$Pu \leq \emptyset P_n$ $1.68\ T$ $\leq 15.78\ T$	Ok

El nudo ya diseñado totalmente es:

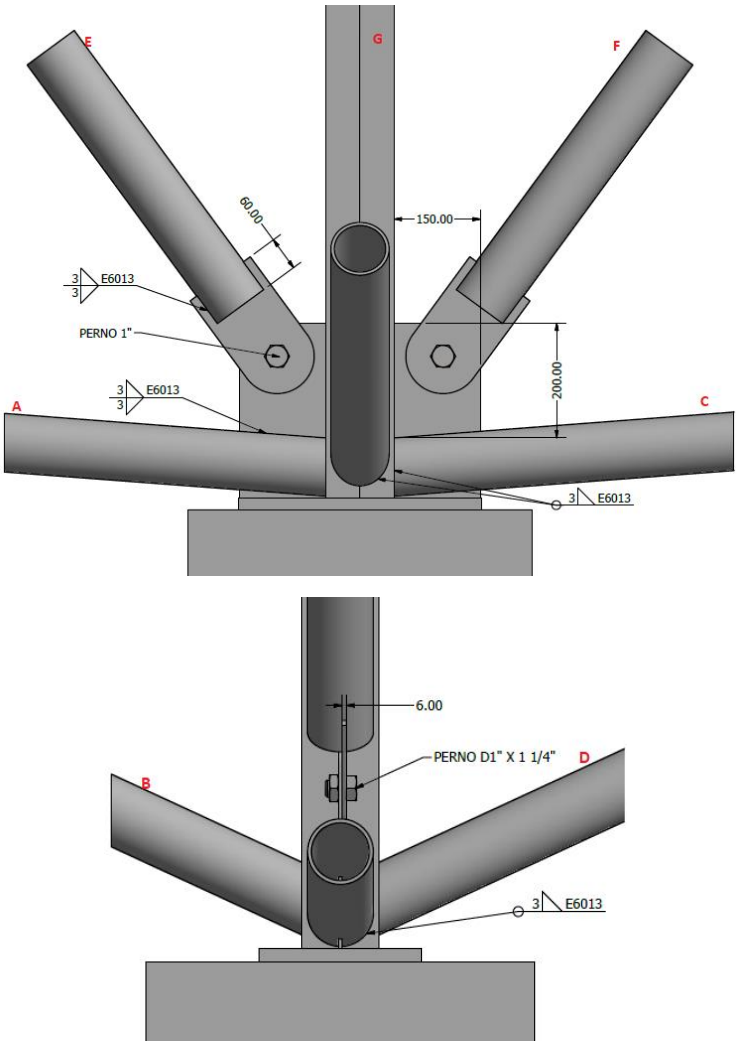
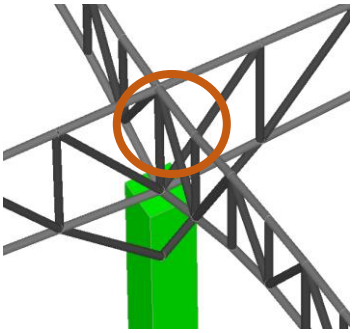


Figura 175 Detalle nudo Tipo 4, Tribuna.

TIPO 5:



Sus fuerzas axiales son:

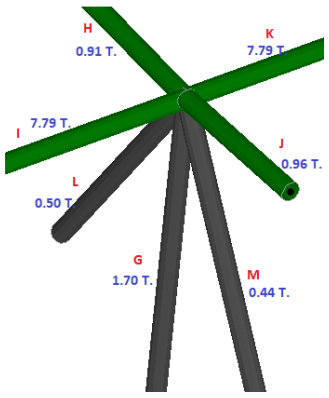


Figura 176 Fuerzas axiales Nudo tipo 5, Tribuna.

- Unión de los tubos H=J a G

Los tubos H y J son iguales por tal motivo se diseña el de mayor fuerza axial y se replica el otro. Su unión es a través de una suelda.

Tabla 188
Diseño unión tubo H=J en Nudo tipo 5. Tribuna

Suelda cordón inferior H=J de 4" a G.	Long. de suelda: 27 cm Tamaño nominal: 3mm.	$Pu \leq \emptyset P_n$ $4.30\ T \leq 8.67\ T.$	Ok

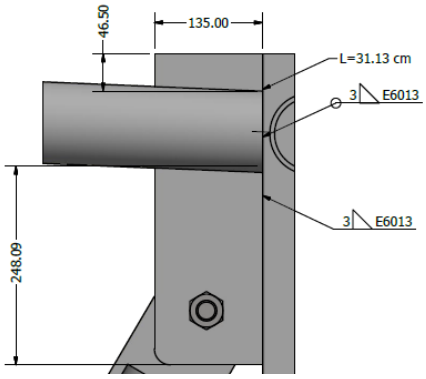


Figura 177 Detalle unión tubo H=J Nudo tipo 5. Tribuna

- Unión de los tubos L=M a G

Tabla 189

Diseño unión tubo L=M en Nudo tipo 5. Tribuna

Suelda placa de 6mm con tubo diagonal L=M de 4"del tejido a G.	Long. de suelda: 24 cm Tamaño nominal: 3mm.	$Pu \leq \emptyset P_n$ $0.50\ T \leq 7.71\ T$	Ok
Perno que une las dos placas de 6mm.	1 perno requerido de 1"		Ok

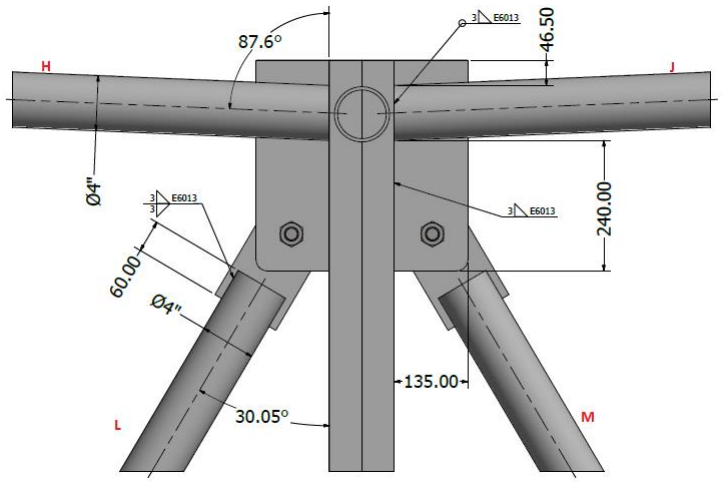
- Unión de los tubos I=K a G

Tabla 190

Diseño unión tubo I=K en Nudo tipo 5. Tribuna

Suelda placa de 6mm con tubo diagonal I=K de 4"del tejido a G.	Long. de suelda: 31.12 cm Tamaño nominal: 3mm.	$Pu \leq \emptyset P_n$ $7.79\ T \leq 10\ T$	Ok

El nudo ya diseñado totalmente es:



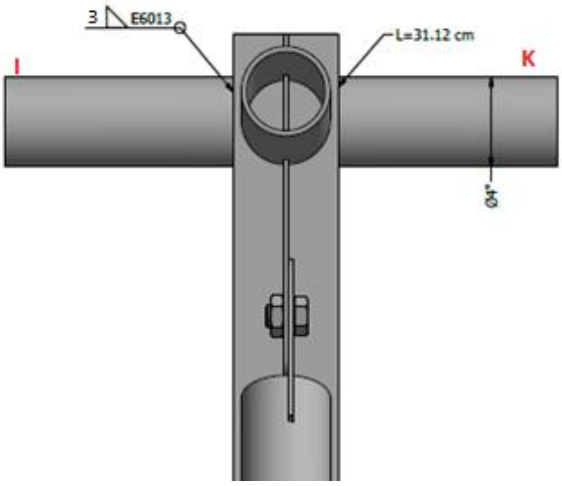
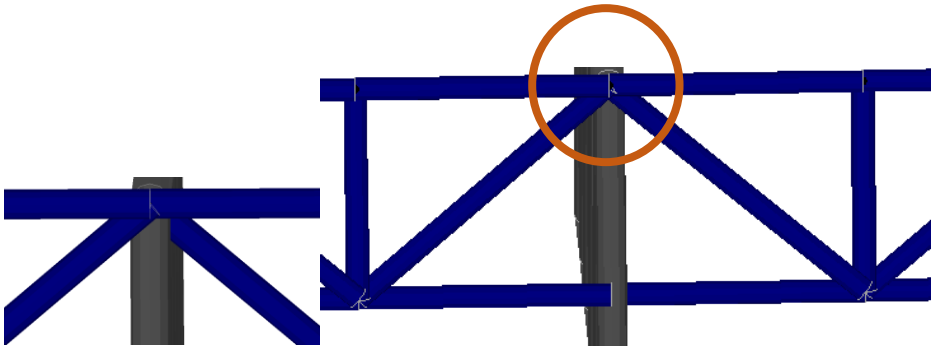


Figura 178 Detalle Nudo tipo 5, Tribuna.

TIPO 6:



Las cargas axiales que afectan al nudo son las siguientes:

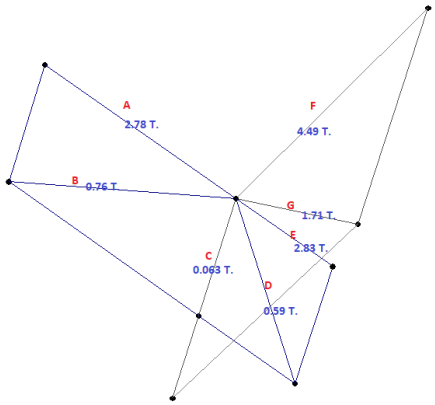


Figura 179 Fuerzas axiales Nudo Tipo 6. Tribuna

- Unión de los tubos de 3” A y B al tubo de 4” C.

Se suelda una placa la cual soporte todas las cargas axiales de los 2 tubos, A y B, al tubo C de 4”. Estos tubos A y B se unen a la placa antes mencionada con placas y pernos, cuyos cálculos se detallan a continuación.

Tabla 191
Diseño unión tubo A y B en Nudo tipo 6. Tribuna

Suelda placa de 6mm con tubo horizontal A de 3”.	Long. de suelda: 12 cm Tamaño nominal: 3mm.	$Pu \leq \emptyset P_n$ $2.79 \leq 3.85T$	
Suelda placa de 6mm con tubo diagonal B de 3”.	Long. de suelda: 12 cm Tamaño nominal: 3mm.	$Pu \leq \emptyset P_n$ $0.76T \leq 3.85T$	Ok
Suelda placa 6mm con tubo vertical C de 4”	Long. de suelda:20 cm Tamaño nominal: 3mm.	$Pu \leq \emptyset P_n$ $2.79T + 0.76T \leq 6.42\ T$	Ok
Perno que une las dos placas de 6mm.	1 perno requerido de ¾ ”		Ok

- Unión de los tubos de 3” D y E al tubo de 4” C.

Se suelda una placa la cual soporte todas las cargas axiales de los 2 tubos, D y E, al tubo C de 4”. Estos tubos D y E se unen a la placa antes mencionada con placas y pernos, cuyos cálculos se detallan a continuación.

Tabla 192
Diseño unión tubo D y E en Nudo tipo 6. Tribuna

Suelda placa de 6mm con tubo horizontal E de 3”.	Long. de suelda: 12 cm Tamaño nominal: 3mm.	$Pu \leq \emptyset P_n$ $2.83T \leq 3.85T$	Ok
Suelda placa de 6mm con tubo diagonal D de 3”.	Long. de suelda: 12 cm Tamaño nominal: 3mm.	$Pu \leq \emptyset P_n$ $0.59T \leq 3.85T$	Ok

CONTINÚA →

Suelda placa 6mm con tubo vertical C de 4”	Long. de suelda:20 cm Tamaño nominal: 3mm.	$Pu \leq \emptyset P_n$ $2.83T + 0.59T \leq 6.42\ T$	Ok
Perno que une las dos placas de 6mm.	1 perno requerido de ¾ ”		Ok

Como se puede ver el diseño de la unión del tubo A, B al C y del tubo D, E al C son iguales quedando de la siguiente manera.

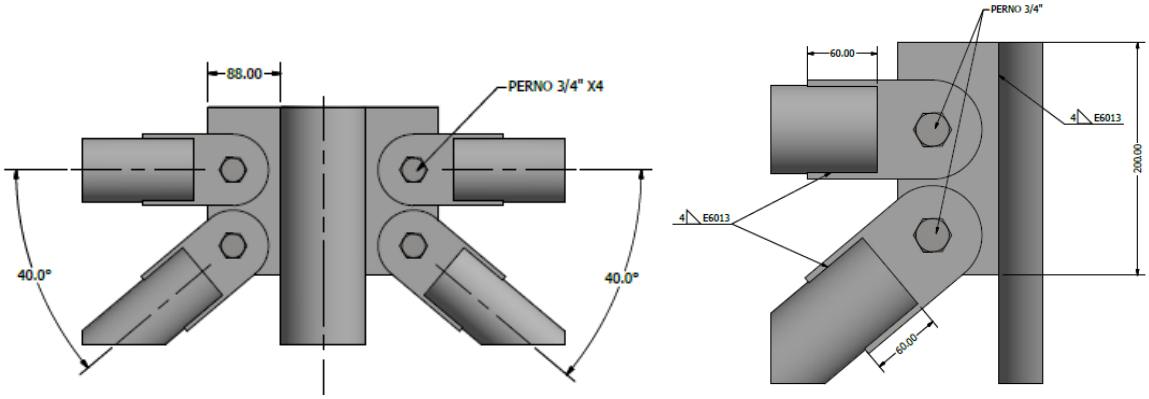


Figura 180 Diseño de la unión tubos A, B, D, E al tubo C, Nudo Tipo 6, Tribuna.

- Unión de los tubos F y G al tubo de C todos de 4”.

Se suelda una placa la cual soporte todas las cargas axiales de los 2 tubos, F y G, al tubo C de 4”. Estos tubos F y G se unen a la placa antes mencionada con placas y pernos, cuyos cálculos se detallan a continuación.

Tabla 193
Diseño unión tubo F y G en Nudo tipo 6. Tribuna

Suelda tipo boca de pez de tubo horizontal F de 4” con tubo vertical C de 4”.	Long. de suelda: 37.72cm Tamaño nominal: 3mm.	$Pu \leq \emptyset P_n$ $4.50T \leq 9.64\ T$	Ok

CONTINÚA →

Suelda placa de 6mm con tubo diagonal G de 4".	Long. de suelda: 24 cm Tamaño nominal: 3mm.	$Pu \leq \emptyset P_n$ $1.71T \leq 7.71\ T$	Ok
Suelda placa 6mm con tubo vertical C de 4"	Long. de suelda:24 cm Tamaño nominal: 3mm.	$Pu \leq \emptyset P_n$ $4.5T + 1.71T$ $\leq 7.71\ T$	Ok
Perno que une las dos placas de 6 mm.	1 perno requerido de 1"		Ok

Se presenta un gráfico que mostrará el diseño de esta unión.

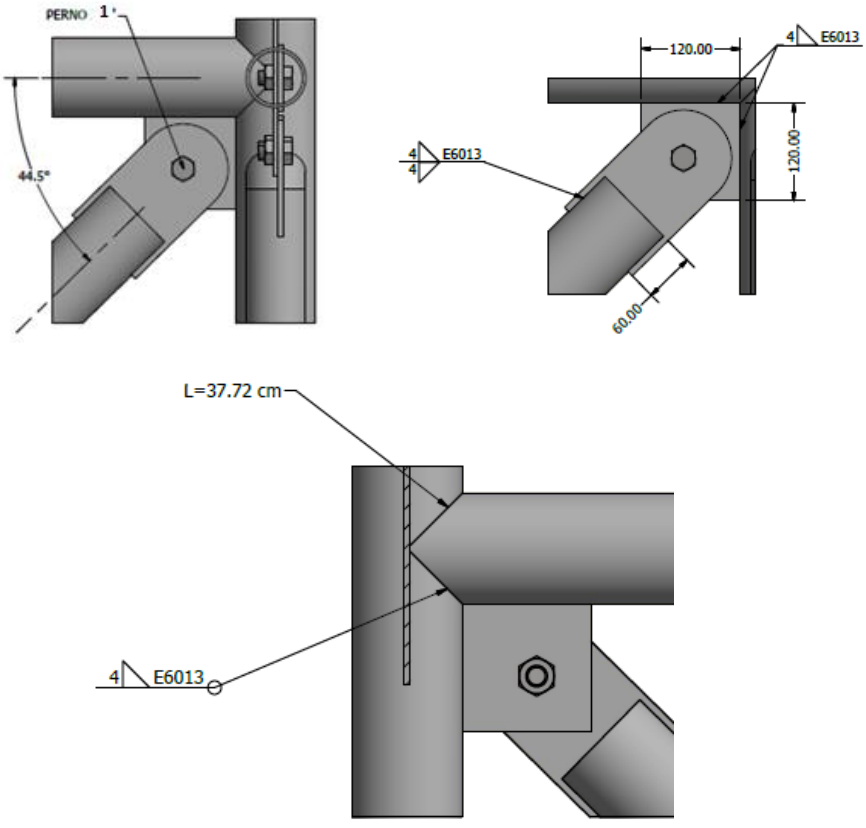


Figura 181 Unión Tubos F y G al tubo C, Nudo Tipo 6, Tribuna.

Finalmente el nudo completo:

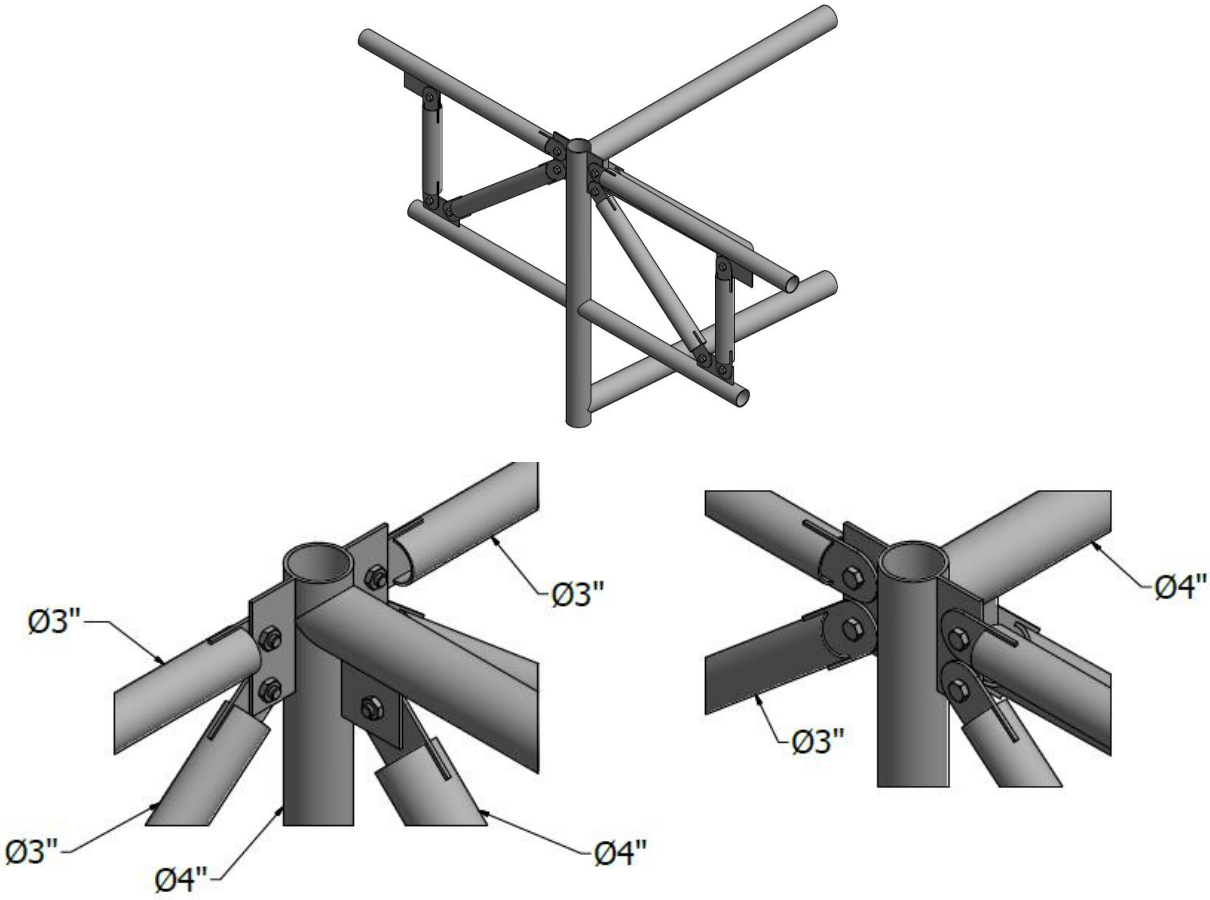
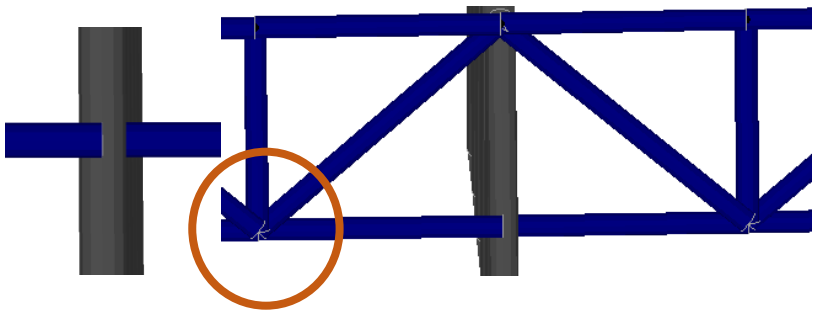


Figura 182 Diseño nudo tipo 6, Tribuna.

TIPO 7:



Las fuerzas axiales que intervienen en este nudo son:

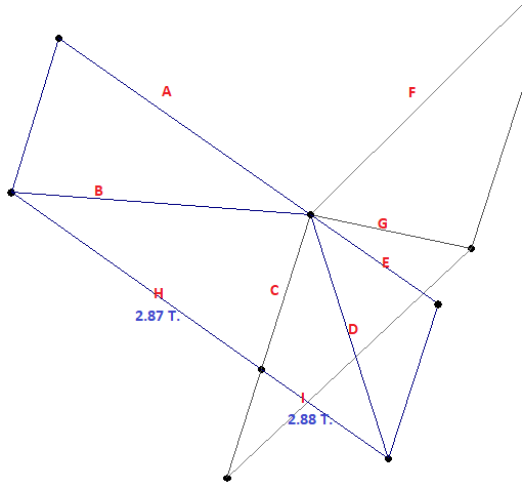


Figura 183 Fuerzas axiales Nudo Tipo 7. Tribuna

El tubo H e I, se unen al tubo C con una suelda tipo boca de pez.

Tabla 194

Diseño unión tubo H e I en Nudo tipo 7. Tribuna

Suelda tubo H de 3" con tubo C de 4"	Long. de suelda: 25.4cm Tamaño nominal: 3mm.	$Pu \leq \emptyset P_n$ $2.87T \leq 12.24T$	Ok
Suelda tubo I de 3" con tubo C de 4"	Long. de suelda: 25.4 cm Tamaño nominal: 3mm.	$Pu \leq \emptyset P_n$ $2.88T \leq 12.24T$	Ok

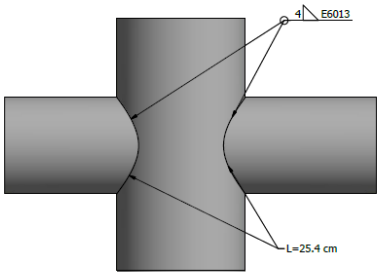
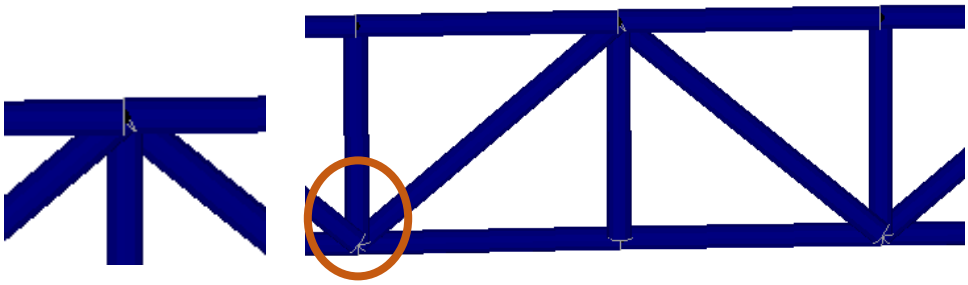


Figura 184 Diseño Nudo tipo 7, Tribuna.

TIPO 8:



Las fuerzas axiales máximas en los tubos son las siguientes:

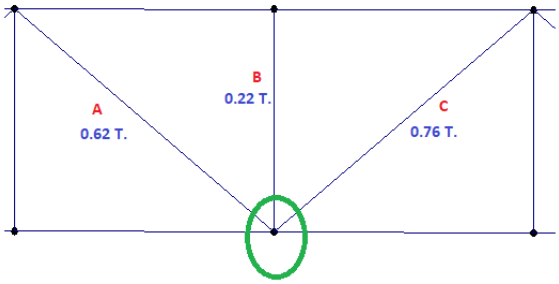


Figura 185 Fuerzas axiales Nudo Tipo 8. Tribuna

- Unión de los tubos A, B y C al cordón superior

Se suelda una placa la cual soporte todas las cargas axiales de los 3 tubos, A, B y C. Esta placa se la suelda al cordón superior o inferior de la cercha.

Tabla 195
Diseño unión tubo A, B y C en Nudo tipo 8. Tribuna

Suelda placa 6mm con tubo de 2"(cordón superior)	Long. de suelda:31 cm Tamaño nominal suelda: 3 mm.	$Pu \leq \emptyset P_n$ $1.6\ T \leq 14.93\ T$	Ok

- Unión del tubo A al cordón superior

Tabla 196
Diseño unión tubo A en Nudo tipo 8. Tribuna

Suelda placa de 6mm con tubo horizontal de 4"del tejido.	Long. de suelda: 12 cm Tamaño nominal: 3mm.	$Pu \leq \emptyset P_n$ $0.62\ T \leq 3.85\ T$	Ok
Perno que une las dos placas de 6mm.	1 perno requerido de ¾"		Ok

- Unión del tubo B al cordón superior

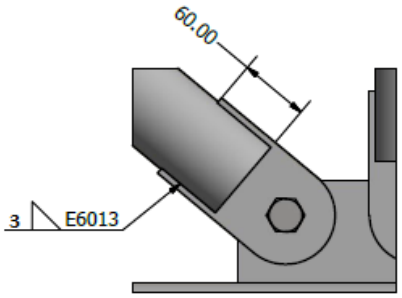
Tabla 197
Diseño unión tubo B en Nudo tipo 8. Tribuna

Suelda placa de 6mm con tubo horizontal de 4"del tejido.	Long. de suelda: 12 cm Tamaño nominal: 3mm.	$Pu \leq \emptyset P_n$ $0.22\ T \leq 3.85\ T$	Ok
Perno que une las dos placas de 6mm.	1 perno requerido de ¾"		Ok

- Unión del tubo C al cordón superior

Tabla 198
Diseño unión tubo C en Nudo tipo 8. Tribuna

Suelda placa de 6mm con tubo horizontal de 4"del tejido.	Long. de suelda: 12 cm Tamaño nominal: 3mm.	$Pu \leq \emptyset P_n$ $0.76\ T \leq 3.85\ T$	Ok
Perno que une las dos placas de 6mm.	1 perno requerido de ¾"		Ok



El diseño final es:

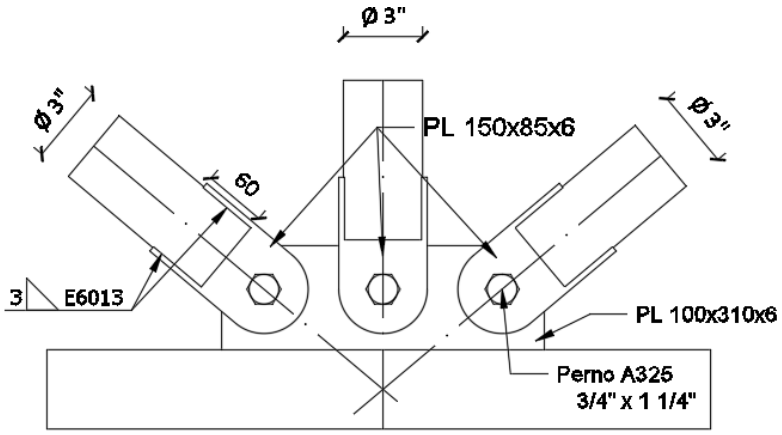


Figura 186 Diseño Nudo tipo 8, Tribuna.

4.1.7. Diseño de placas y pernos de anclaje

Dentro de la estructura que soporta la Tensomembrana se necesitan dos placas:

1. Placa que ancla el pie de amigo con la columna de hormigón armado.

Las fuerzas fueron tomadas en el punto de unión entre el tubo tipo pie de amigo y la columna de hormigón armado, y son las siguientes:

Tabla 199
Fuerzas actuantes Punto 1235, unión entre pie de amigo y columna, Tribuna.

Frame	Point	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
u	u	Tn.	Tn	Tn	Tn m.	Tn m.	Tn m.
1610	1235	0	6,7756	3.5018	0	0.01268	0.01467

- **Dimensiones de la placa de anclaje:**

$$P_u \leq \phi_c * Pp$$

En este caso Pu es igual a F_z

$$Fz = 3501.80 \text{ kg}$$

Caso 2: Área del hormigón mayor al área de la placa

A2: Área de apoyo de hormigón (60 x 60) cm x cm ; A2=3600,00 cm^2

A1: Área placa de anclaje (30 x 40) cm x cm ; A1=1200,00 cm^2

$$Pp = 0.85 * f'c * A1 * \sqrt{A2/A1}$$

$$Pp = 0.85 * 240{,}00\ {}^{kg}/_{cm^2} * 1200{,}00\ cm^2 * \sqrt{{}^{3600{,}0\ cm^2}/_{1200{,}00\ cm^2}} = 424006.04\ kg$$

$$Pp \leq 1.7 * f'c * A1$$

$$Pp \leq 1.7 * 240{,}00\ {}^{kg}/_{cm^2} * 4800{,}00\ cm^2$$

$$Pp \leq 489600\ kg$$

$$424006.04\ kg \leq 489600.00\ kg \quad \rightarrow \quad OK$$

Resistencia de aplastamiento de diseño

$$3501.80 \text{ kg} \leq \phi_c * 424006.04\ kg$$

$$3501.80 \text{ kg} \leq 757002{,}19\ kg \quad \rightarrow \quad OK$$

Con la conclusión se puede adoptar una placa de (30x40) cm x cm

- **Espesor placa de anclaje:**

Las especificaciones del acero se encuentran en la tabla 150.

Fuerza inicial: $Fz = 3501.80$ kg

$$w = \frac{3501.80 \text{ kg}}{40{,}00 \text{ cm}} = 87.55\, {}^{kg}/_{cm}$$

$$Mmáx = \frac{87.55\, {}^{kg}/_{\text{cm}} * (30{,}00\ cm)^2}{8} = 9848.82\ kg - cm$$

$$f_b = 0{,}75 * 2531{,}05\ {}^{kg}/_{cm^2} = 1898{,}29\ {}^{kg}/_{cm^2}$$

$$S = \frac{M}{f_b} = \frac{9848.82\ \ kg - cm}{1898{,}29\ {}^{kg}/_{cm^2}} = 5.18\ cm^3$$

$$S = \frac{b * h^3}{6} \rightarrow h = \sqrt[3]{\frac{6 * S}{b}}$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{6 * 5.18\ cm^3}{40{,}00\ cm}} = 0.92\ cm = 1\ cm\ de\ espesor$$

En conclusión se tiene un espesor de 10 mm, existente en el mercado.

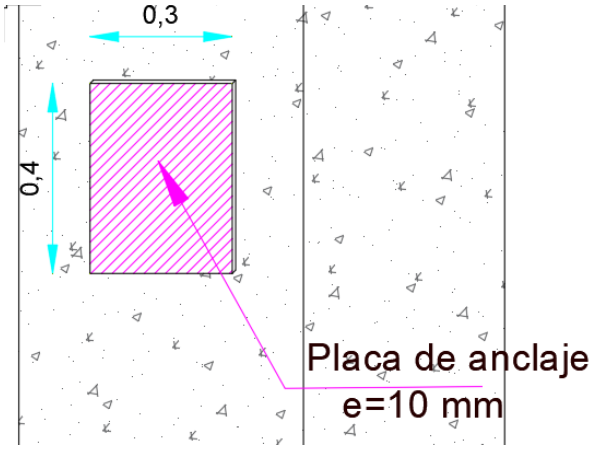


Figura 187 Detalle: Placa de anclaje

4.1.8. Diseño de los pernos de anclaje

Las varillas de anclaje se diseñarán para absorber la acción de corte y tracción, en la siguiente figura se muestra un esquema del perno.

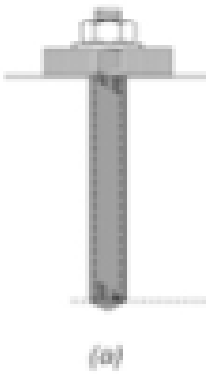


Figura 188 Esquema perno de anclaje

- **Cálculo de la cantidad de pernos**

Solicitaciones de los pernos de anclaje:

Dimensión extremo placa de anclaje: a= 30,00 cm

Pernos: n= 4

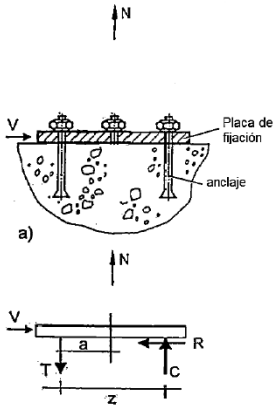


Figura 189 Fuerzas actuantes en la placa de anclaje

Fuente: (Álvarez & Loza, 2011)

En este caso N es igual a F_z

$$N = Fz = 3501.80 \text{ kg}$$

Esta carga axial se transmite a todas las varillas

$$T = \mathrm{C} = \frac{\mathrm{N}}{\mathrm{n}} = \frac{3501.80\ \mathrm{kg}}{4} = 875.45\ kg$$

Los pernos a utilizar son A325 y sus especificaciones están en la Tabla 151

$$D = 16\ \mathrm{mm};\quad A_{sa} = 2.01\ \mathrm{cm}^2$$

Fuerza del trabajo por perno:

$$F_{trab} = \frac{\mathrm{N}}{n} = 875.45\ kg$$

Resistencia nominal a tracción del perno:

$$Q_{nt} = Fu * A_{sa}$$

$$Q_{nt} = 8400{,}00\ {}^{kg}/_{\mathrm{cm}^2} * 2.01\ \mathrm{cm}^2 = 16884.00\ kg$$

Resistencia admisible de la varilla:

$$Q_{ct} = \phi_t * Q_{nt} = 0{,}75 * 16884{,}00\ kg = 12663{,}00\ kg$$

$$F_{trab} < Q_{ct}$$

$$875.45\ kg < 12663{,}00\ kg \quad \rightarrow \quad OK$$

- **Diseño a corte y tracción**

Tensión de tracción nominal:

$$F_{nt} = 0{,}75 * Fu$$

$$F_{nt} = 0{,}75 * 8400{,}00\ {}^{kg}/_{\mathrm{cm}^2} = 6300{,}00\ {}^{kg}/_{\mathrm{cm}^2}$$

Tensión de corte nominal:

$$F_{nv} = 0{,}40 * Fu$$

$$F_{nv} = 0{,}40 * 8400{,}00 \ {}^{kg}/_{\text{cm}^2} = 3360{,}00 \, {}^{kg}/_{\text{cm}^2}$$

Tensión de trabajo de corte:

$$F_v = \frac{|V|}{n * A_{sa}} = \frac{|6775.60 \ kg|}{4 * 2.01 \ \text{cm}^2} = 842.74 \ {}^{kg}/_{\text{cm}^2}$$

Tensión:

Espesor de la placa: t =10 mm

$$MI = \frac{|V| * \left(\frac{t + 0{,}125 \ in}{2}\right)}{n} = \frac{|6775.60 \ kg| * \left(\frac{1 \ cm + 0{,}125 \ in}{2}\right)}{4} = 1115.86 \ kg - cm$$

$$S = \frac{d^3}{6} = \frac{[1.6 \ cm]^3}{6} = 0.683 \ cm^3$$

$$F_{tb} = \frac{MI}{S} = \frac{1115.86 \ kg - cm}{0.683 \ cm^3} = 1634.56 \, {}^{kg}/_{\text{cm}^2}$$

Tensión Axial:

$$F_{ta} = \frac{\text{T}}{n * A_{sa}} = \frac{3501.80 \ kg}{4 * 2.01 \ \text{cm}^2} = 435.41 \ {}^{kg}/_{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo de tracción:

$$F_t = F_{ta} + F_{tb}$$

$$F_t = 435.41 \ {}^{kg}/_{\text{cm}^2} + 1634.56 \ {}^{kg}/_{\text{cm}^2} = 2069.97 \, {}^{kg}/_{\text{cm}^2}$$

Requerimiento:

$$F_t \leq 0.75 * F'_{nt} \leq 0.75 F_{nt}$$

$$F'_{nt} = 1.3 F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\emptyset_v * F_{nv}} * F_v$$

$$F'_{nt} = 1{,}3 * 6300{,}00\ {}^{kg}/_{cm^2} - \frac{6300{,}00\ {}^{kg}/_{cm^2}}{0.75 * 3360{,}00\ {}^{kg}/_{cm^2}} * 842.48\ {}^{kg}/_{cm^2}$$

$$F'_{nt} = 6083.81\ {}^{kg}/_{cm^2}$$

$$2069.97\ {}^{kg}/_{cm^2} \leq 4562.86\ {}^{kg}/_{cm^2} \leq 4725.00\ {}^{kg}/_{cm^2} \quad \rightarrow \quad OK$$

- **Cálculo de la longitud mínima del embebido del perno**

Según ACI 318 sección 17.3.2.3 la profundidad de del anclaje del perno es:

$$4d_a \leq hef \leq 20d_a$$

$$hef = 8\ d_a$$

$$hef = 8 * 1.6 = 12.8\ cm$$

Se asume una longitud del perno de 12.5 cm.

- **Distancia al borde y espaciamiento**

La distancia mínima al borde y el espacio mínimo centro a centro de los anclajes es:

$$d = 6\ d_a = 9.6\ cm$$

En las siguientes imágenes se puede ver detalles:

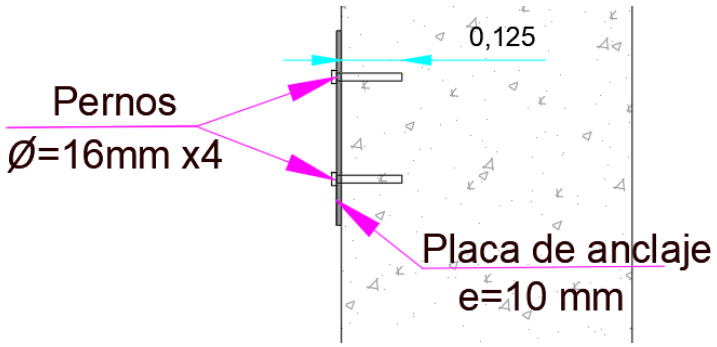


Figura 190 Detalle: Vista pernos

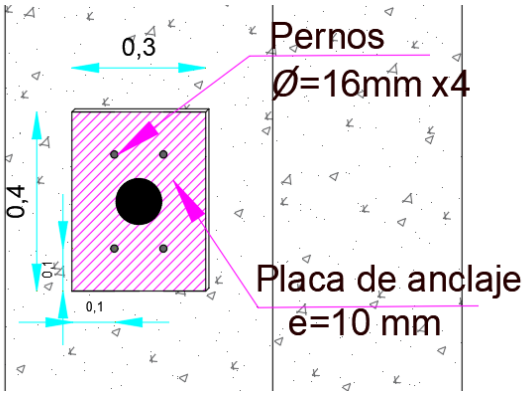


Figura 191 Detalle: Ubicación pernos de anclaje unión pie de amigo y columna de hormigón armado. Tribuna.

2. Placa que ancla el nudo tipo 4 a la base de la columna de hormigón armado.

Las fuerzas que actúan en la placa son:

Tabla 200

Fuerzas actuantes Punto 1235, unión entre pie de amigo y columna, Tribuna.

Frame	Point	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
u	u	Tn.	Tn	Tn	Tn m.	Tn m.	Tn m.
128	803	4.3341	2.8541	9.149	7.00348	18.6045	0.2151

- **Dimensiones de la placa de anclaje:**

$$P_u \leq \phi_c * Pp$$

En este caso Pu es igual a F_z

$$Fz = 9149.00 \text{ kg}$$

Caso 2: Área del hormigón mayor al área de la placa

A2: Área de apoyo de hormigón (60 x 60) cm x cm ; A2=3600,00 cm^2

A1: Área placa de anclaje (25 x 42.50) cm x cm ; A1=1062,50 cm^2

$$Pp = 0.85 * f'c * A1 * \sqrt{A2/A1}$$

$$Pp = 0.85 * 240{,}00\ {}^{kg}/_{cm^2} * 1062{,}50\ cm^2 * \sqrt{{}^{3600{,}0\ cm^2}/_{1062{,}50\ cm^2}} = 398975.19\ kg$$

$$Pp \leq 1.7 * f'c * A1$$

$$Pp \leq 1.7 * 240{,}00\ {}^{kg}/_{cm^2} * 1062{,}50\ cm^2$$

$$Pp \leq 433500{,}00\ kg$$

$$398975.19\ kg \leq 433500{,}00\ kg \quad \rightarrow \quad OK$$

Resistencia de aplastamiento de diseño

$$9149.00\ \text{kg} \leq \phi_c * 398975.19\ kg$$

$$9149.00\ \text{kg} \leq 299231.39\ kg \quad \rightarrow \quad OK$$

Con la conclusión se puede adoptar una placa de (25 x 42.50) cm x cm

- **Espesor placa de anclaje:**

Las especificaciones del acero se encuentran en la tabla 150.

Fuerza inicial: $Fz = 9149.00$ kg

$$w = \frac{9149{,}00\ \text{kg}}{25\ \text{cm}} = 365.96\ {}^{kg}/_{cm}$$

$$Mmáx = \frac{365.96\ {}^{kg}/_{\text{cm}} * (42.50\ cm)^2}{8} = 82626.91\ kg - cm$$

$$f_b = 0{,}75 * 2531{,}05\ {}^{kg}/_{cm^2} = 1898{,}29\ {}^{kg}/_{cm^2}$$

$$S = \frac{M}{f_b} = \frac{82626.91\ \ kg - cm}{1898{,}29\ {}^{kg}/_{cm^2}} = 43{,}52\ cm^3$$

$$S = \frac{b * h^3}{6} \rightarrow h = \sqrt[3]{\frac{6 * S}{b}}$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{6 * 43.52\ cm^3}{25{,}00\ cm}} = 2.19\ cm = 2.50\ \ cm\ de\ espesor$$

En conclusión se tiene un espesor de 250 mm (1"), existente en el mercado.

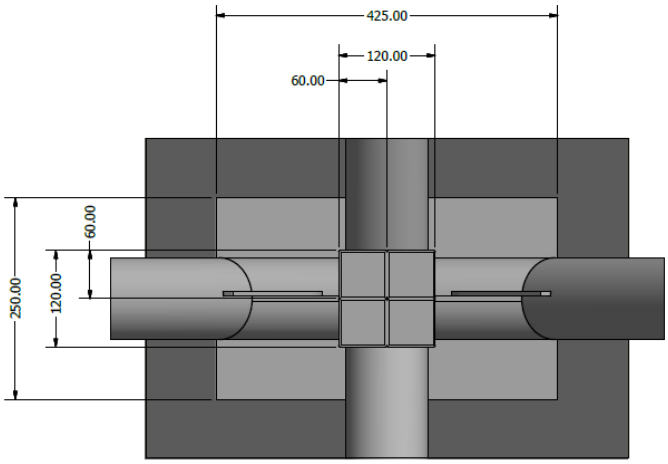


Figura 192 Detalle: Placa de anclaje entre 4 cerchas y columna de hormigón armado. Tribuna

4.1.9. Diseño de los pernos de anclaje

Las varillas de anclaje se diseñarán para absorber la acción de corte y tracción, en la siguiente figura se muestra un esquema de la varilla.

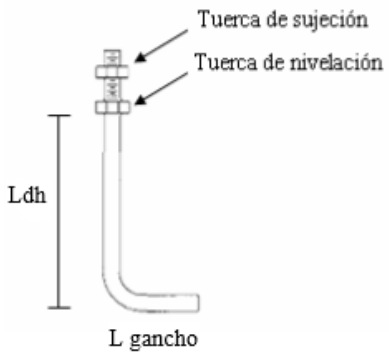


Figura 193 Esquema varilla de anclaje

- **Cálculo de la cantidad de varillas**

Solicitaciones de las varillas de anclaje:

Dimensión extremo placa de anclaje: a= 42.50 cm

Varillas: n= 4

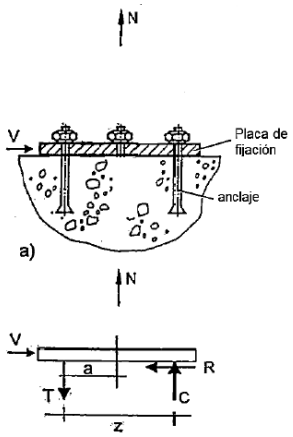


Figura 194 Fuerzas actuantes en la placa de anclaje
Fuente: (Álvarez & Loza, 2011)

En este caso N es igual a F_z

$$N = Fz = 9149.00 \text{ kg}$$

Esta carga axial se transmite a todas las varillas

$$T = \text{C} = \frac{\text{N}}{\text{n}} = \frac{9149{,}00 \text{ kg}}{4} = 2287.25\ kg$$

Varilla corrugada a usarse ASTM A706

$$D = 18 \text{ mm}; \quad A_{sa} = 2.545 \text{ cm}^2$$

Fuerza del trabajo por varilla:

$$F_{trab} = \frac{\text{N}}{n} = 2287.25\ kg$$

Resistencia nominal a tracción de la varilla:

$$Q_{nt} = Fu * A_{sa}$$

$$Q_{nt} = 5500{,}00\ {}^{kg}/_{\text{cm}^2} * 2.545\ \text{cm}^2 = 13997.50\ kg$$

Resistencia admisible de la varilla:

$$Q_{ct} = \phi_t * Q_{nt} = 0{,}75 * 13997.50\ kg = 10498.12\ kg$$

$$F_{trab} < Q_{ct}$$

$$2287.25\ kg < 10498.12\ kg \quad \rightarrow \quad OK$$

- **Diseño a corte y tracción**

Tensión de tracción nominal:

$$F_{nt} = 0{,}75 * Fu$$

$$F_{nt} = 0{,}75 * 5500{,}00\ {}^{kg}/_{\text{cm}^2} = 4125{,}00\ {}^{kg}/_{\text{cm}^2}$$

Tensión de corte nominal:

$$F_{nv} = 0{,}40 * Fu$$

$$F_{nv} = 0{,}40 * 5500{,}00\ {}^{kg}/_{\text{cm}^2} = 2200{,}00\ {}^{kg}/_{\text{cm}^2}$$

Tensión de trabajo de corte:

$$F_v = \frac{|V|}{n * A_{sa}} = \frac{|5189.44|}{4 * 2.545\ \text{cm}^2} = 509.77\ {}^{kg}/_{\text{cm}^2}$$

Tensión:

Espesor de la placa: t =25 mm

$$MI = \frac{|V| * \left(\frac{t + 0{,}125\ in}{2}\right)}{n} = \frac{|5189.44\ kg| * \left(\frac{2{,}50\ cm + 0{,}125\ in}{2}\right)}{4} = 1827.66\ kg - cm$$

$$S = \frac{d^3}{6} = \frac{[1.8\ cm]^3}{6} = 0.972\ cm^3$$

$$F_{tb} = \frac{MI}{S} = \frac{1827.66\ kg - cm}{0.972\ cm^3} = 1880.31\ {}^{kg}/_{\text{cm}^2}$$

Tensión Axial:

$$F_{ta} = \frac{\mathrm{T}}{n * A_{sa}} = \frac{9149.00\ kg}{4 * 2.545\ \mathrm{cm}^2} = 898.72\ {}^{kg}/_{\mathrm{cm}^2}$$

Esfuerzo de tracción:

$$F_t = F_{ta} + F_{tb}$$

$$F_t = 898.72\ {}^{kg}/_{\mathrm{cm}^2} + 1880.31\ {}^{kg}/_{\mathrm{cm}^2} = 2779.14\ {}^{kg}/_{\mathrm{cm}^2}$$

Requerimiento:

$$F_t \leq 0.75 * F'_{nt} \leq 0.75 F_{nt}$$

$$F'_{nt} = 1.3 F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\emptyset_v * F_{nv}} * F_v$$

$$F'_{nt} = 1{,}3 * 4125{,}00\ {}^{kg}/_{\mathrm{cm}^2} - \frac{4125{,}00\ {}^{kg}/_{\mathrm{cm}^2}}{0.75 * 2200{,}00\ {}^{kg}/_{\mathrm{cm}^2}} * 509.77\ {}^{kg}/_{\mathrm{cm}^2}$$

$$F'_{nt} = 4087.93\ {}^{kg}/_{\mathrm{cm}^2}$$

$$2779.14\ {}^{kg}/_{\mathrm{cm}^2} \leq 3065.94\ {}^{kg}/_{\mathrm{cm}^2} \leq 3093.75\ {}^{kg}/_{\mathrm{cm}^2} \quad \rightarrow \quad OK$$

- **Cálculo de la longitud mínima del embebido dela varilla**

La longitud de desarrollo de la varilla con un gancho de 90° es:

$$L_{dh} = \left(\frac{fy}{17.2 * \sqrt{f'c}}\right) d_b$$

$$L_{dh} = 15.76 * 1.8\ cm = 28.4\ cm$$

Se asume una longitud de gancho de 28.5 cm

- **Cálculo longitud del gancho a 90°**

Según ACI 318-14, para varillas corrugadas se debe tomar:

$$L_{gancho} = 12d_b = 21.6\ cm$$

Se asume una longitud de gancho de 20 cm

- **Distancia al borde y espacionamiento**

Las distancia mínima al borde: $d = 6d_a$

$$d_{min} = 6(1.8\ cm) = 10.80\ cm$$

Se escoge una distancia de borde de 10.50 cm

Espacionamiento mínimo centro y centro de los anclajes: $d = 4d_a$

$$d_{min} = 4(1.8\ cm) = 7.20\ cm$$

En las siguientes imágenes se puede ver los detalles de ubicación y dimensionamiento de las varillas de anclaje y espesor de la placa de anclaje.

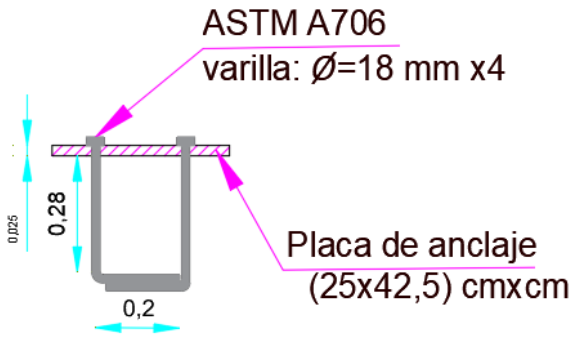


Figura 195 Detalle: Vista varillas. Anclaje de 4 cerchas en columna de hormigón armado. Tribuna.

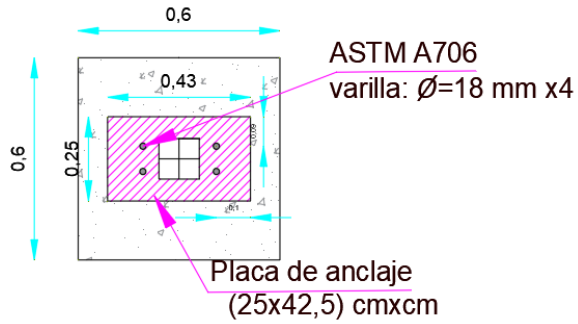


Figura 196 Detalle: Ubicación varillas de anclaje. Tribuna

4.2. ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO DE LA TRIBUNA

La estructura de hormigón está constituida por elementos de soportes y de arriostramiento como: columnas cuadradas para soporte de las cerchas metálicas, columnas intermedias para vigas de graderío, vigas de arriostramiento, vigas inclinadas para el graderío, vigas inclinadas, losa de pasillo y muros de anclaje.

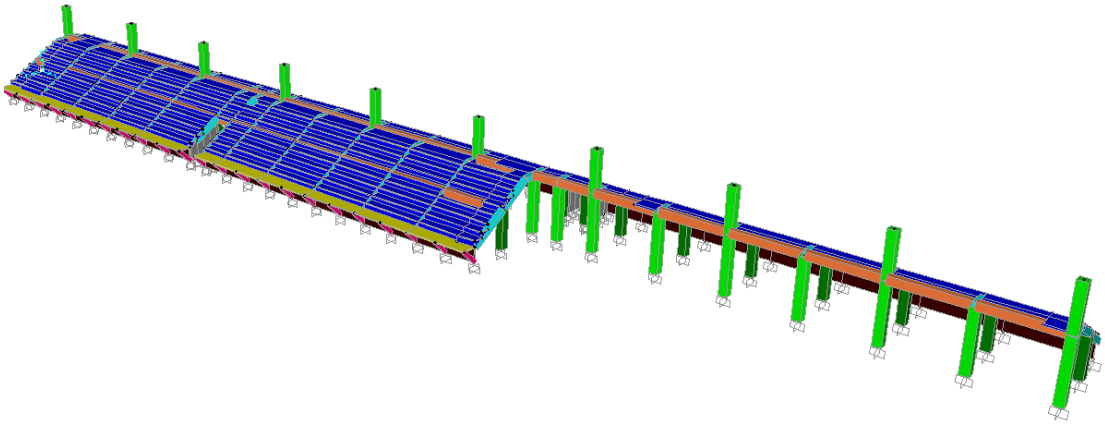


Figura 197 Estructura de hormigón armado de la tribuna

4.2.1. Consideraciones generales

4.2.1.1. Geometría del modelo estructural

En las figuras siguientes se muestra las secciones de los elementos estructurales, cada uno de estos se diferencian por su color, ubicación y altura.

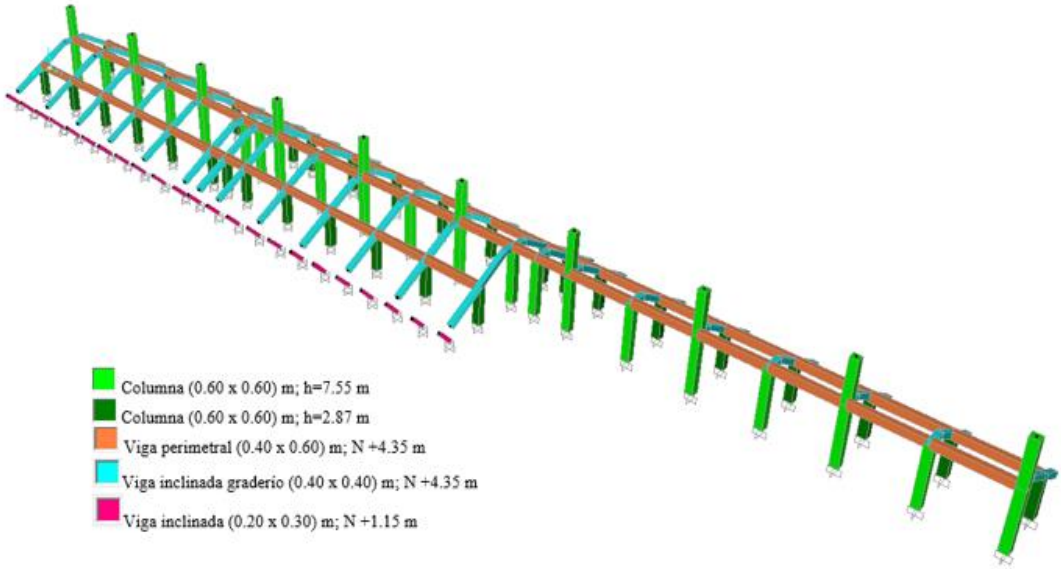


Figura 198 Secciones columnas y vigas. Tribuna

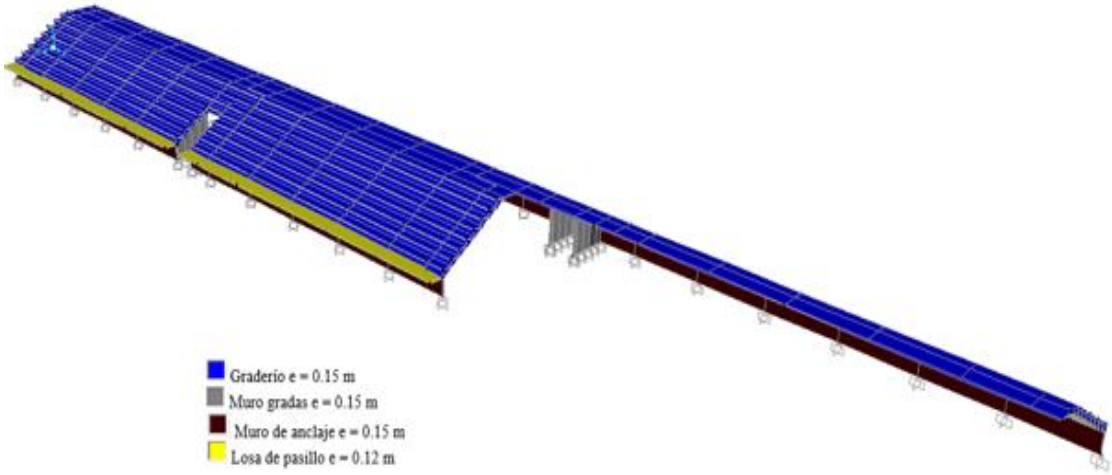


Figura 199 Secciones graderío, muro de anclaje y losa. Tribuna

4.2.1.2. Resumen de cargas

Las cargas utilizadas para el diseño de la estructura de hormigón, se detallan en las tablas siguientes.

Tabla 201
Cargas utilizadas en la estructura de hormigón - tribuna

TIPO	NOMBRE	DESCRIPCIÓN
Dead	Peso propio	El programa SAP 2000 calcula el peso propio de los elementos ingresados en el modelo.

Para el diseño de losa de pasillo se tomaron en cuenta las siguientes cargas:

Tabla 202
Cargas utilizadas en el diseño losa de pasillo (corredor)

TIPO	NOMBRE	DESCRIPCIÓN
Dead	Sobrecarga	• 0.04 T/m^2
Live	Carga Viva	• 0.50 T/m^2

Además para el diseño de los graderíos las cargas a utilizarse son:

Tabla 203
Cargas utilizadas en el diseño de graderío

TIPO	NOMBRE	DESCRIPCIÓN
Dead	Sobrecarga	• 0.10 T/m^2.
Live	Carga Viva	• 0.50 T/m^2.

Estos tipos de carga serán los utilizados en las combinaciones de carga que son creados por el programa SAP2000 para el diseño de los elementos de hormigón.

4.2.2. Diseño de Vigas

Se realiza el cálculo para el diseño de una viga en el nivel +4.35 metros, cuya sección es de 40 cm x 60 cm, y se encuentra en el eje principal A, entre ejes 0 y 2.

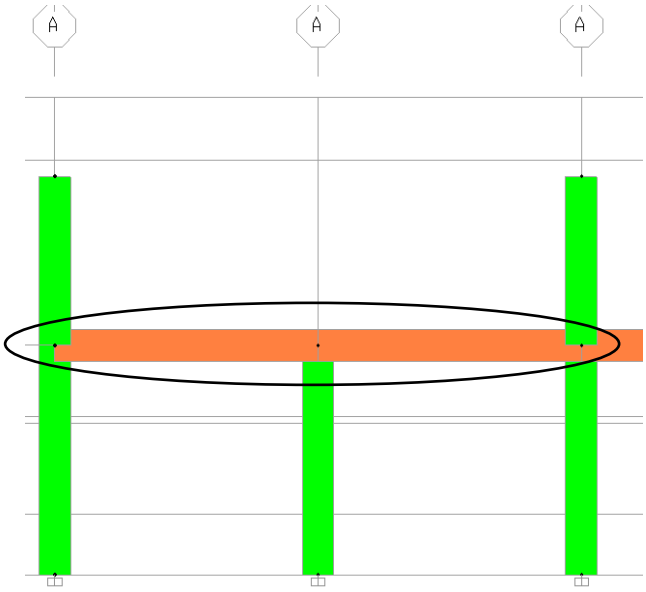


Figura 200 Disposición viga B en tribuna.

- **Diseño a flexión**

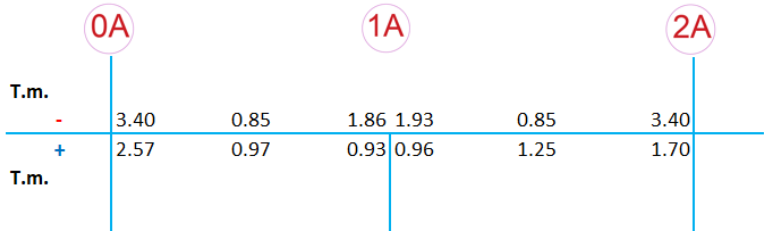
Se conoce los siguientes datos de la viga:

Tabla 204

Datos de la viga B de la tribuna

F'c	**240**	**Kg/cm2**
Fy	4200	Kg/cm2
base	40	cm.
Altura	60	cm.
Altura efectiva	54	cm.

Los momentos que se tiene en la viga son los siguientes:



Se resume el proceso de cálculo en la siguiente tabla.

Tabla 205

Refuerzo longitudinal viga B de 0A a 2A de tribuna, calculo manual

	DISEÑO			CUANTIA		ACERO	
T-m Mu max	d	b	h	Calculada	Mínima	Área de Acero	Área de acero *4/3
	[cm]	[cm]	[cm]			[cm2]	
3.40	54	40	60	0.0008	0.0018	1.68	2.24
2.57	54	40	60	0.0006	0.0018	1.27	1.69
0.97	54	40	60	0.0002	0.0018	0.48	0.64
0.85	54	40	60	0.0002	0.0018	0.42	0.56
1.86	54	40	60	0.0004	0.0018	0.91	1.22
0.93	54	40	60	0.0002	0.0018	0.46	0.61
1.93	54	40	60	0.0004	0.0018	0.95	1.26
0.96	54	40	60	0.0002	0.0018	0.47	0.63
0.85	54	40	60	0.0002	0.0018	0.42	0.56
1.25	54	40	60	0.0003	0.0018	0.61	0.82
3.40	54	40	60	0.0008	0.0018	1.68	2.24
1.70	54	40	60	0.0004	0.0018	0.84	1.11

Comparando resultados con los obtenidos en el programa SAP2000, se puede analizar que los resultados son muy parecidos.

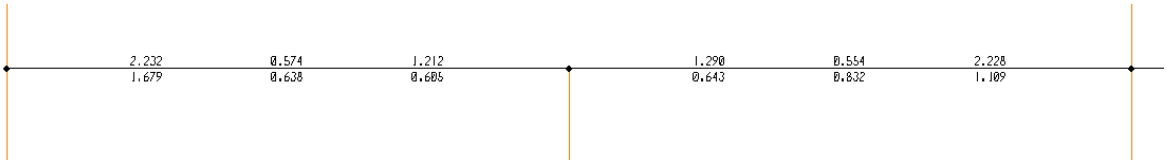


Figura 201 Resultados en SAP2000 área de acero para viga A entre 0A y 2A en tribuna.

Se debe tomar en cuenta la cuantía mínima para la viga.

$$As_{mín} = \frac{14}{fy} * b * d$$

$$As_{mín} = \frac{14}{4200} * 40cm * 54cm$$

$$As_{mín} = 7.2\ cm^2$$

Todas las áreas de acero obtenidas en el análisis de la viga, son menores a la mínima, por este motivo se calcula el área de acero mínima con cuantía por temperatura, siendo la mínima posible para el diseño de una viga.

$$As_{mín} = 0.0018 * b * d$$

$$As_{mín} = 0.0018 * 40cm * 54cm$$

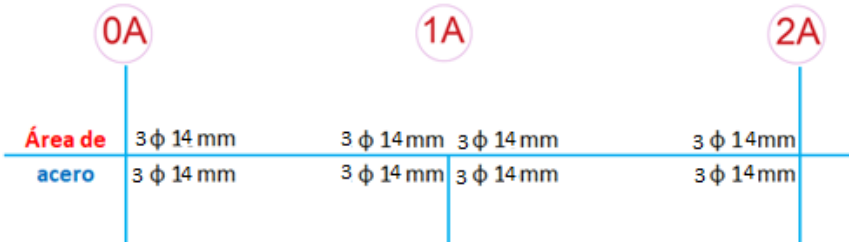
$$As_{mín} = 3.88\ cm^2$$

Esta área repartida en varillas es:

Tabla 206

Refuerzo longitudinal Viga desde 0A a 2A en tribuna, repartición en varillas

		Acero superior	# Varillas	ϕ Varilla	Área de acero colocada	Acero inferior	# Varillas	ϕ Varilla	Área de acero colocada
0A 1A	Inicio	3.88	3	14	4.62	3.88	3	14	4.62
	centro	3.88	3	14	4.62	3.88	3	14	4.62
	fín	3.88	3	14	4.62	3.88	3	14	4.62
1A 2A	Inicio	3.88	3	14	4.62	3.88	3	14	4.62
	centro	3.88	3	14	4.62	3.88	3	14	4.62
	fín	3.88	3	14	4.62	3.88	3	14	4.62



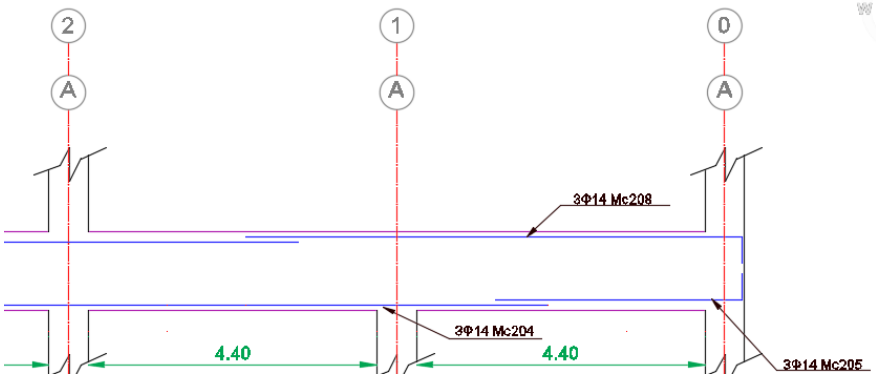
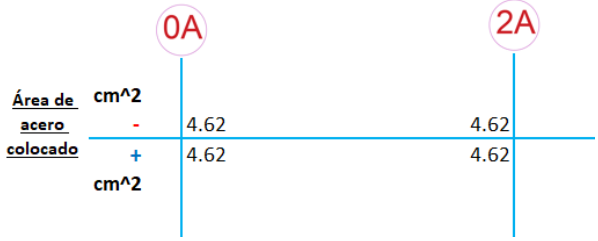
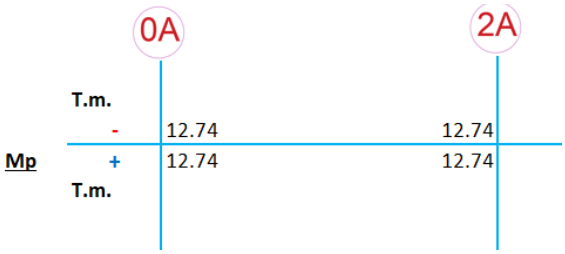


Figura 202 Detalle de refuerzo longitudinal. Tribuna

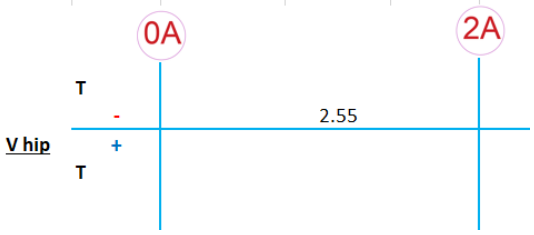
- **Diseño a corte**

Partiendo del área de acero colocada en la viga se procede a realizar los cálculos para encontrar el refuerzo transversal. Se inicia con los momentos en los extremos.

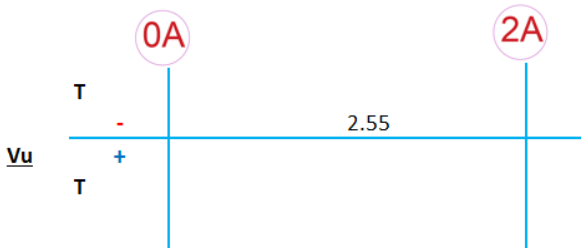




Calculo de cortante hiperestático



El cortante isostático proviene del mosaico de cargas por lo que en el caso es 0. Con estos datos el cortante último es:

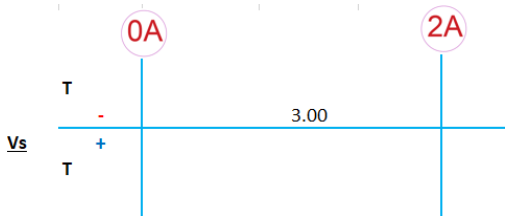


Se realiza la comprobación

Si $V_{u\,hiper} \geq 0.5\,V_u$ entonces $V_c = 0$ y $V_s = \frac{V_u}{\emptyset}$

Obteniendo que Vc es cero.

Y Vs es:

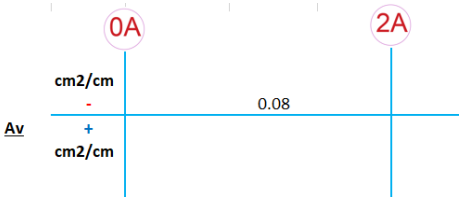


Con todos los datos obtenidos se calcula el área de acero transversal, analizando primero el espaciamiento en el cual se colocará el estribo.

$$s \leq \left(\frac{d}{4}; 8\ x\ diametro\ menor\ de\ ref.long; 200mm\right)$$

$$s \leq (13.5\ cm; 11.2\ cm\ ; 20\ cm)$$

$$s = 11.2\ cm$$



1 Estribo de 10 mm cada 11 cm.

En la siguiente figura se puede ver el refuerzo transversal de la viga en análisis.

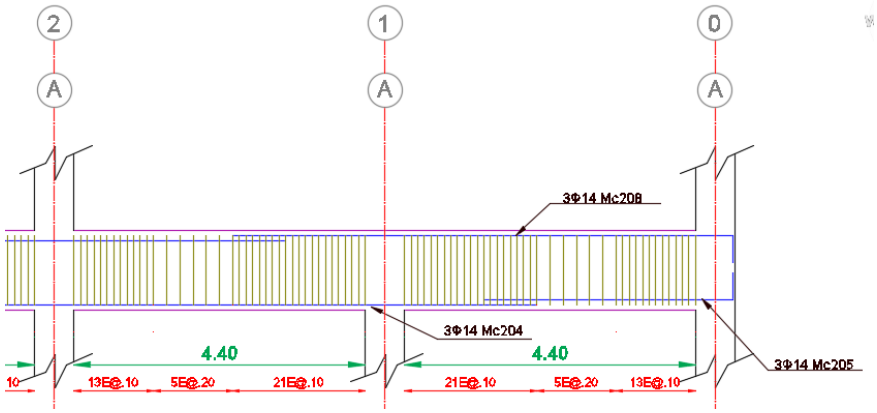


Figura 203 Detalle de estribos en Viga. Tribuna

- **Diseño a torsión**

Se debe comprobar que las vigas no fallen por torsión y para esto se realiza el siguiente cálculo:

$$A_{ch} = (0.40 - 0.09) * (0.60 - 0.09)$$

$$A_{ch} = 0.1581\ m^2$$

$$A_o = 0.85 * 0.1581\ m^2$$

$$A_o = 0.13438\ m^2$$

$$A_{cp} = \left(\frac{3}{2}\right) * 0.13438\ m^2$$

$$A_{cp} = 0.20157\ m^2$$

$$P_{cp} = 2 * (0.31 + 0.51)$$

$$P_{cp} = 1.64\ m$$

$$T_{th} = 0.0833\ \lambda \sqrt{f'c} \left(\frac{{A_{cp}}^2}{P_{cp}}\right)$$

$$T_{th} = 0.0833\ \sqrt{23.536\ Mpa}\left(\frac{(0.20157\ m^2)^2}{1.64\ m}\right) * 1000$$

$$T_{th} = 10.01196\ kN\ m = 1.021\ Tm$$

Este resultado se compara con el obtenido en el programa SAP2000

Reinforcement for Torsion, T

Rebar At/s	Rebar Al	Torsion Tu	Critical Phi*Tcr	Area Ao	Perimeter Ph
0.000	0.000	0.161	0.860	0.135	1.644

Figura 204 Resumen de resultados de torsión viva 3A-4A

$$T_u < \emptyset\, T_{th}$$

$$0.860\ t.m. < 1.021\ t.m.$$

El efecto de torsión en la viga se lo desprecia y por tal motivo no se requiere de varillas para armar.

4.2.3. Diseño de Columnas

Se procede a describir el cálculo para el diseño de la columna 0A, la misma que se encuentra en la siguiente posición:

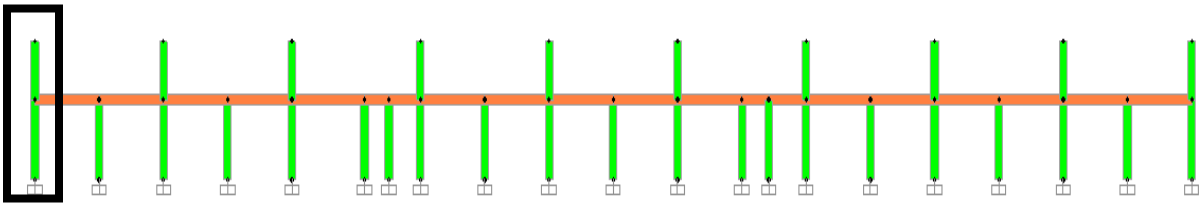


Figura 205 Columna 0A seleccionada para el diseño

Esta columna es de hormigón armado, tiene una sección de 0.60 m. x 0.60 m. contante en la altura desde el nivel +0.00m. hasta + 4.35 m. y desde los 4.35m hasta +7.55m.

Las cargas axiales y momentos actuantes en la columna son:

Tabla 207

Carga Axial y Momentos actuantes sobre la columna 0A. Tribuna

TABLE: Element Forces - Frames				
Frame	**OutputCase**	**P**	**M2**	**M3**
Text	Text	Tonf	Tonf-m	Tonf-m
20	U1	-8.01	0.24	2.81
20	U2	-4.66	0.77	6.78
20	U3	-4.46	1.50	13.73
20	U4	-5.89	0.56	7.76
20	U5 sx(+)	-7.87	0.18	5.54
20	U5 sx(-)	-1.34	0.69	-1.24
20	U5 sy(+)	-5.50	2.41	3.78
20	U5 sy(-)	-3.70	1.38	0.98
20	U6 (+)	-6.47	0.049	0.69
20	U6 (-)	-3.83	0.26	2.92
20	U7 sx(+)	-8.42	-0.10	2.45
20	U7 sx(-)	-1.88	0.41	1.17
20	U7 sy(+)	-6.05	3.31	0.02
20	U7 sy(-)	-4.25	1.10	3.60

El programa trabajará con la envolvente de estas cargas antes mencionadas siendo:

Tabla 208

Cargas actuantes e columna 0A con análisis de la envolvente. Tribuna

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	**Station**	**OutputCase**	**StepType**	**P**	**M2**	**M3**
Text	M	Text	Text	Tonf	Tonf-m	Tonf-m
20	0	Envolvente-concreto	Max	-1.34	3.31	13.73
20	0	Envolvente-concreto	Min	-13.27	-0.79	-5.76

Las mayores cargas serán las escogidas para diseñar el elemento estructural

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR PU, M2, M3

Rebar Area	Design Pu	Design M2	Design M3	Minimum M2	Minimum M3
0.004	1.336	3.308	13.729	0.044	0.044

Figura 206 Resumen de resultados en el diseño de la columna 0A. Tribuna

Además que se tiene un momento mínimo calculado por el programa estructural, Que se realiza con la siguiente fórmula:

$$m_{3\,mín} = P_u * (1.5 + 0.03h)$$

$$m_{3\,mín} = 1.336 * 10^{-2} * (1.5 + 0.03 * 60)$$

$$m_{3\,mín} = 0.044\ t.m.$$

$$m_{2\,mín} = P_u * (1.5 + 0.03h)$$

$$m_{2\,mín} = 1.336 * 10^{-2} * (1.5 + 0.03 * 60)$$

$$m_{2\,mín} = 0.044\ t.m.$$

- Diagramas de interacción. Flexo-compresión.

Se comprueba el soporte de la columna frente a las solicitaciones:

Para el programa antes mencionado se tuvieron que ingresar los siguientes datos:

- Geometría de la sección: 0.60 m x 0.60 m.
- Refuerzo de la sección: 18 varillas de 1.6 cm de espesor (36 cm^2).
- Materiales: f'c 240 kg/cm^2 y Fy 4200 kg/cm^2.

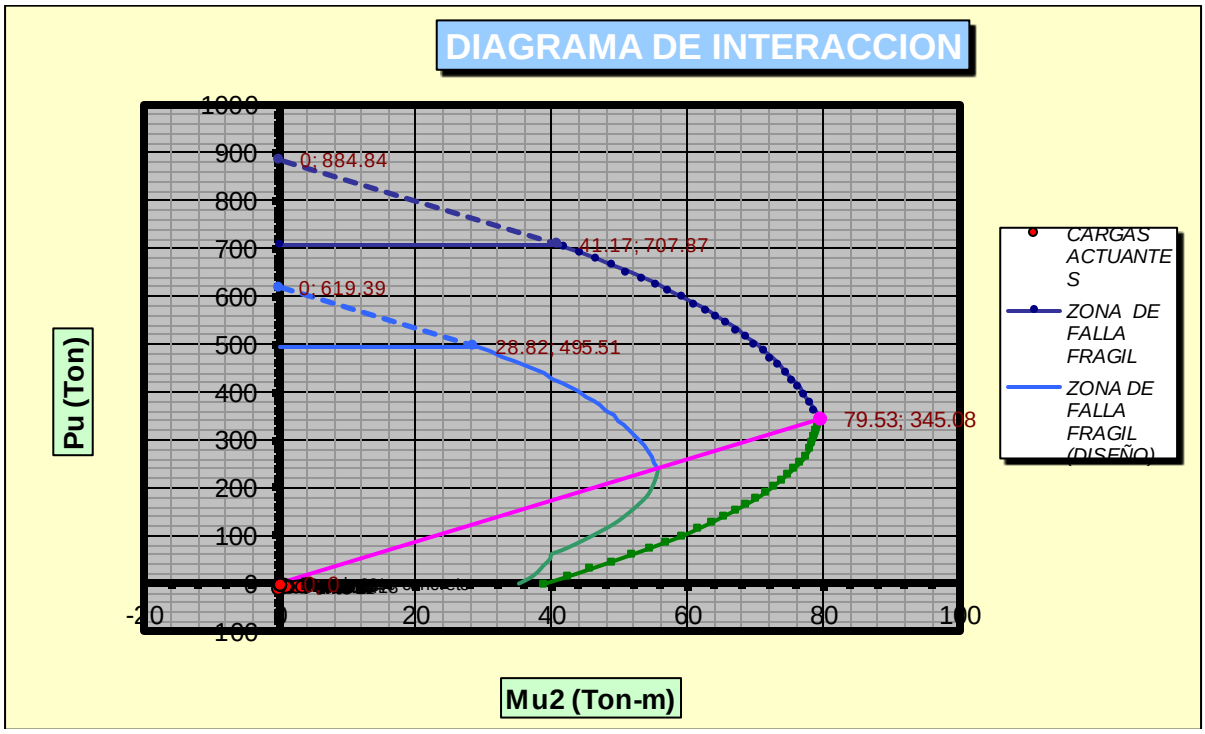


Figura 207 Diagrama de Interacción carga momento M2 (x). Columna 0A. Tribuna

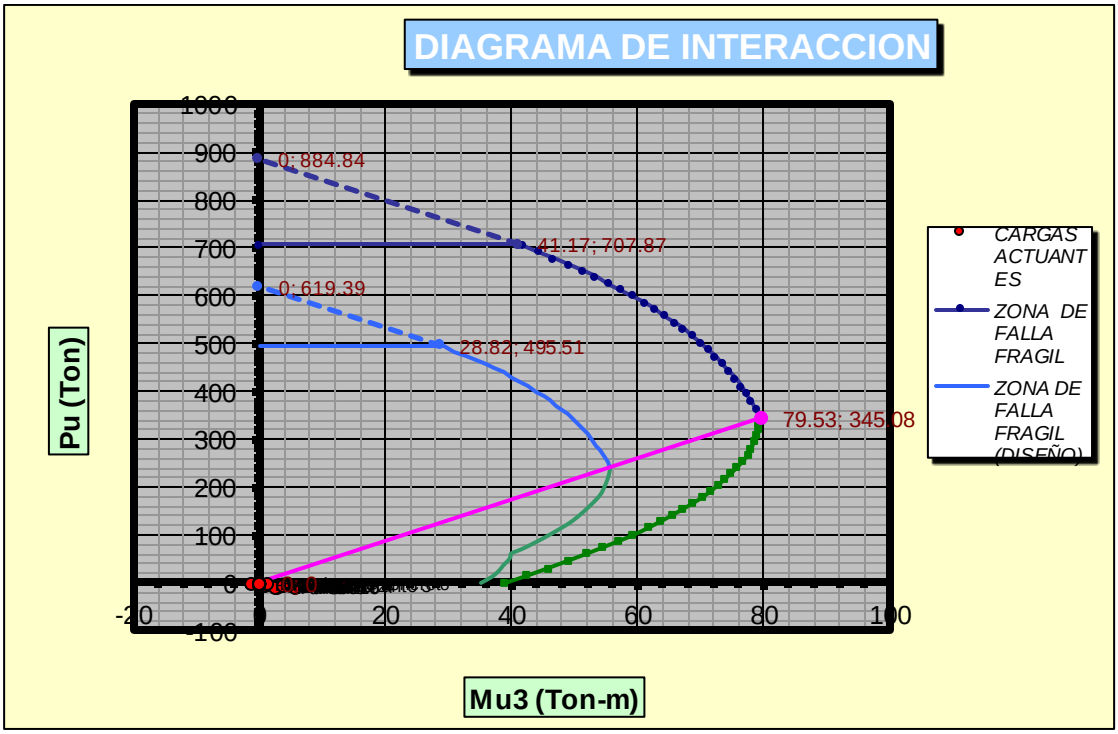


Figura 208 Diagrama de Interacción carga momento M3 (x). Columna 0A. Tribuna

Al analizar las gráficas se puede ver que todas las cargas y momentos están dentro de la curva de interacción.

- Refuerzo longitudinal

A cuantía es:

$$0.01 \leq \frac{\rho_g}{A_g} \leq 0.03$$

$$0.01 \leq \frac{36\ cm^2}{(60 * 60) cm^2} \leq 0.03$$

$$0.01 \leq 0.01 \leq 0.03 \quad \text{Ok}$$

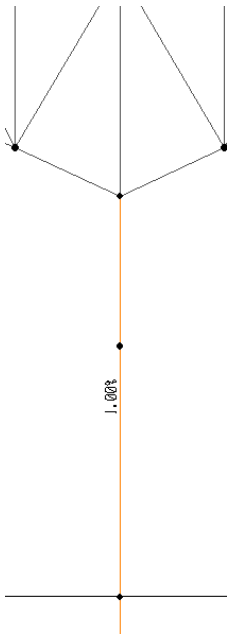


Figura 209 Resultados de cuantía de acero obtenidos en SAP 2000 de la columna 0A.

$$A_{sl} = \rho * b * d$$

$$A_{sl} = 0.01 * 60 * 60$$

$$A_{sl} = 36\ cm^2$$

Al repartir esta área de acero en varillas tendremos 18 de 16 milímetros.

Todas las columnas son iguales por tal motivo solo se clasifican en un solo tipo de columna.

Tipo	Columnas	Sección (cm x cm)	# Varillas	ϕ varillas	Área de acero	Cuantía
			u	mm	cm2	
1	Todas	60 x 60	18	16	36	1.0%

- Refuerzo transversal

El análisis se lo debe realizar por tramos:

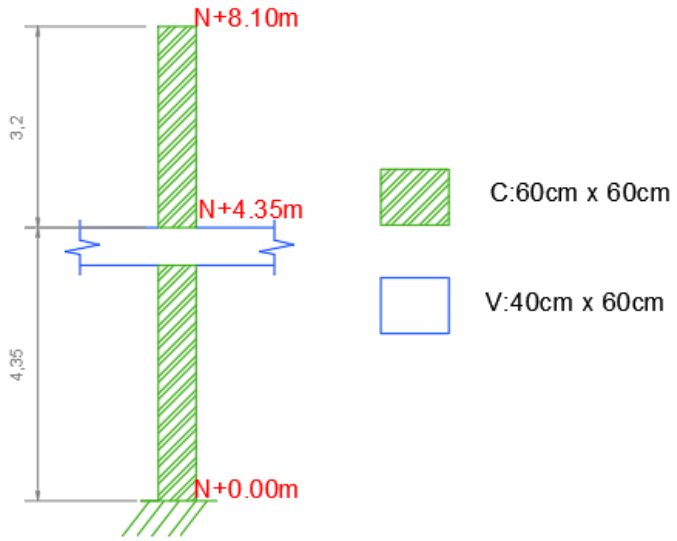


Figura 210 Análisis de tramos de la columna 0A, para diseño por corte. Tribuna

- Del nivel +0.00 m. al +4.35 m.

Tabla 209

Datos columna 0A del Nivel +0.00 m. al +4.35m. Tribuna.

DATOS COLUMNA			DATOS VIGA		
Bcol	60	cm	d'v	54	cm
hcol	80	cm	**Armadura Superior**		
dcol	53.4	cm	#varillas	diámetro	área acero
	Armadura		2	16	4.02

CONTINÚA →

#varillas	diámetro	área acero			
18	16	36	**Armadura Inferior**		
h libre	4.05	m	#varillas	diámetro	área acero
			2	16	4.02

Tabla 210

Diseño de armadura transversal por confinamiento de columna 0A del Nivel +0.00 m. al +4.35m. Tribuna

POR CONFINAMIENTO		
sh	10	cm
h"	46.8	cm
Ag	3192.25	cm^2
Ac	4322.25	cm^2
Ash1	1.03	cm^2
Ash2	2.41	cm^2

Tabla 211

Diseño de armadura transversal por corte de columna 0A del Nivel +0.00 m. al +4.35 m. Tribuna

POR CORTE		
As1	4.02	cm2
As2	4.02	cm2
Mpr1	11.13	Tm
Mpr2	11.13	Tm
Vu	6.64	t
ϕVc	19.73	t
Vs	13.09	t
Av	0.58	cm^2
Av min	0.503	cm^2

El Refuerzo transversal se elige de entre el mayor de confinamiento y corte

$$A_v = \max(A_{sh1}; A_{sh2}; A_{vc})$$

$$A_v = \max(1.03\text{vcm}^2; 2.41\ \text{cm}^2; 0.58\ \text{cm}^2)$$

$$A_v = 2.41\ \text{cm}^2$$

$$3\ E\ \emptyset\ 10\ mm\ @\ 10\ cm.$$

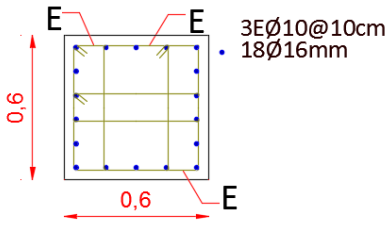


Figura 211 Detalle de armado longitudinal y transversal, sección 60 cm x 60 cm. Tribuna

- **Chequeo derivas de piso.**

Este chequeo se lo realiza en todas las columnas:

$$\Delta_m < \Delta_m máxima$$

$$\Delta_m máxima = 0.02 = 2\%$$

Tabla 212
Derivas de piso en sentido X de la tribuna.

Columna		Despl. Y (U2)	h. entre pisos	Deriva elástica	Deriva inelástica	Chequeo
Eje V.	Eje H.					
0	***A***	0.0021	3.20	0.0006	0.22%	Ok
		0.0002	4.35	0.0000	0.02%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
1	***A***	0.0002	4.35	0.0000	0.02%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
2	***A***	0.0022	3.20	0.0005	0.19%	Ok
		0.0006	4.35	0.0001	0.05%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
3	***A***	0.0002	4.35	0.0000	0.02%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
4	***A***	0.0039	3.20	0.0012	0.43%	Ok
		0.0002	4.35	0.0000	0.02%	Ok

CONTINÚA →

		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
5	***A***	0.0001	4.35	0.0000	0.01%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
6	***A***	0.0023	3.20	0.0007	0.26%	Ok
		0.0001	4.35	0.0000	0.01%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
7	***A***	0.0001	4.35	0.0000	0.01%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
8	***A***	0.0001	4.35	0.0000	0.01%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
9	***A***	0.0024	3.20	0.0007	0.27%	Ok
		0.0001	4.35	0.0000	0.01%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
10	***A***	0.0001	4.35	0.0000	0.01%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
11	***A***	0.0025	3.20	0.0008	0.28%	Ok
		0.0001	4.35	0.0000	0.01%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
12	***A***	0.0001	4.35	0.0000	0.01%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
13	***A***	0.0025	3.50	0.0007	0.26%	Ok
		0.0001	4.35	0.0000	0.01%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
14	***A***	0.0001	4.35	0.0000	0.01%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
15	***A***	0.0001	4.35	0.0000	0.01%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
16	***A***	0.0025	3.50	0.0007	0.26%	Ok
		0.0001	4.35	0.0000	0.01%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
17	***A***	0.0001	4.35	0.0000	0.01%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
18	***A***	0.0025	3.50	0.0000	0.00%	Ok
		0.0001	4.35	0.0000	0.01%	Ok

CONTINÚA →

		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
19	***A***	0.0001	0.00	0.0000	0.00%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
20	***A***	0.0022	3.50	0.0000	0.00%	Ok
		0.0001	4.35	0.0000	0.01%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok

Tabla 213
Derivas de piso en sentido Y de la tribuna.

Columna		Despl. Y (U2)	h. entre pisos	Deriva elástica	Deriva inelástica	Chequeo
Eje V.	**Eje H.**					
0	***A***	0.0027	3.20	0.0008	0.29%	Ok
		0.0002	4.35	0.0000	0.02%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
1	***A***	0.0009	4.35	0.0002	0.08%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
2	***A***	0.0054	3.20	0.0016	0.61%	Ok
		0.0002	4.35	0.0000	0.02%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
3	***A***	0.0002	4.35	0.0000	0.02%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
4	***A***	0.0051	3.20	0.0015	0.57%	Ok
		0.0002	4.35	0.0000	0.02%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
5	***A***	0.0001	4.35	0.0000	0.01%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
6	***A***	0.0027	3.20	0.0008	0.30%	Ok
		0.0001	4.35	0.0000	0.01%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
7	***A***	0.0001	4.35	0.0000	0.01%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
8	***A***	0.0001	4.35	0.0000	0.01%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok

CONTINÚA →

9	***A***	0.0025	3.20	0.0008	0.28%	Ok
		0.0001	4.35	0.0000	0.01%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
10	***A***	0.0001	4.35	0.0000	0.01%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
11	***A***	0.0024	3.20	0.0007	0.27%	Ok
		0.0001	4.35	0.0000	0.01%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
12	***A***	0.0001	4.35	0.0000	0.01%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
13	***A***	0.0023	3.50	0.0006	0.24%	Ok
		0.0001	4.35	0.0000	0.01%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
14	***A***	0.0001	4.35	0.0000	0.01%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
15	***A***	0.0001	4.35	0.0000	0.01%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
16	***A***	0.0023	3.50	0.0006	0.24%	Ok
		0.0001	4.35	0.0000	0.01%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
17	***A***	0.0001	4.35	0.0000	0.01%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
18	***A***	0.0023	3.50	0.0000	0.00%	Ok
		0.0001	4.35	0.0000	0.01%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
19	***A***	0.0001	0.00	0.0000	0.00%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok
20	***A***	0.0022	3.50	0.0000	0.00%	Ok
		0.0001	4.35	0.0000	0.01%	Ok
		0.0000	0.00	0.0000	0.00%	Ok

Las derivas cumplen satisfactoriamente la condición de ser menor que el 2% siendo 0.68% y 0.61% las máximas derivas en sentido X y Y respectivamente.

4.2.4. Diseño de conexiones viga-columna

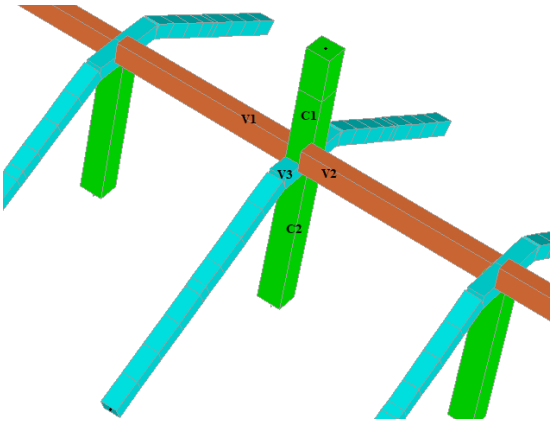


Figura 212 Vigas y columnas para el diseño de la nudo tipo. Tribuna Sentido X

Tabla 214
Datos nudo sentido X, tribuna.

DATOS COLUMNA			**DATOS VIGA**		
Base	60	cm	Base	40	cm
Altura	60	cm	Altura	60	cm
rec	4	cm	rec	4	cm
d	54.20	cm	d	55	cm
l libre	4.20	m	**Armadura Superior**		
Armadura Superior			#varillas	diámetro	área acero
#varillas	diámetro	área acero	2	16	4.02
18	16	36.19			
			Armadura Inferior		
			#varillas	diámetro	área acero
			2	16	4.02

Tabla 215
Conexión viga-columna Sentido X nudo Tipo. Tribuna

CHEQUEOS INICIALES					
COLUMNA			**VIGA**		
hc	600	mm	hv	600	mm
20 ϕ v	280	mm	20 ϕ v	320	mm

CONTINÚA →

600	>	280	600	>	320
	Ok			Ok	

RESISTENCIA AL CORTANTE HORIZONTAL

Cálculo de tensiones

α= 1.25

$T_1 = A_{s1} * \propto * Fy$ **T1=** 21.11 T.

$C_2 = A_{s2} * \propto * Fy$ 21.11 T.

C2=

Cálculo de momentos

$$M_1 = A_{s1} \propto fy\left(d - A_{s1} \propto \frac{fy}{1.7\ f'c\ b}\right)$$

M1= 11.34 T.m.

$$M_2 = A_{s2} \propto fy\left(d - A_{s2} \propto \frac{fy}{1.7\ f'c\ b}\right)$$

M2= 11.34 T.m.

Cortante de la columna

$$V_{col} = \frac{M_1 + M_2}{H}$$

Vcol= 5.40 T.

Cortante Último

$$V_u = T1 + C2 - V_{col}$$

Vu= 36.82 T.

Cortante Nominal

$$V_n = \gamma\sqrt{f'c} * A_j$$

ɣ = 4

$$A_j = b_j * h_j$$

Af= 2400 cm^2

Vn 148.72 T.

CONTINÚA →

Vu	<	ϕVn
36.82	<	126.41

Ok

RESISTENCIA AL CORTE VERTICAL

Cortante aplicado al nudo

$$V_{jv} = V_n * \frac{h_v}{h_c}$$

Vjv	36.82	T.
Vjv	<=	Vj
36.82	<=	36.82

Ok

REFUERZO DE CONFINAMIENTO

sh=	9.6	cm
h"=	52.5	cm
Ag=	3600	cm^2
Ac=	3292.25	cm^2

$$A_{sh} = 0.3\frac{s_h * h'' * f'c}{f_{yh}} * \left[\left(\frac{Ag}{Ach}\right) - 1\right]$$

Ash1=	1.10	cm^2

$$A_{sh} = 0.09\frac{s_h * h'' * f'c}{f_{yh}}$$

Ash2	2.59	cm^2
Ash=	2.59	cm^2
50%(Ash)=	1.30	cm^2

LONGITUD DE ANCLAJE

$$ldh_{req} = \frac{fy * \emptyset_v}{17.2\sqrt{f'c}}$$

ldh req=	25.22	cm
ldh disp=	51	cm

CONTINÚA →

ldh req	<	ldh disp
25.22	<	51
	Cumple	

Sentido Y

Tabla 216
Datos nudo sentido Y, tribuna.

DATOS COLUMNA			DATOS VIGA		
Base	80	cm	Base	40	cm
Altura	60	cm	Altura	40	cm
rec	3.75	cm	rec	4	cm
d	54.20	cm	d	34.55	cm
l libre	4.20	m	**Armadura Superior**		
Armadura Superior			#varillas	diámetro	área acero
#varillas	diámetro	área acero	2	16	4.02
18	16	36.19			
			Armadura Inferior		
			#varillas	diámetro	área acero
			2	16	4.02

Tabla 217
Conexión viga-columna Sentido Y nudo Tipo. Tribuna

CHEQUEOS INICIALES					
COLUMNA			**VIGA**		
hc	600	mm	hv	400	mm
20 ϕ v	280	mm	20 ϕ v	320	mm
600	>	280	400	>	320
	Ok			Ok	
RESISTENCIA AL CORTANTE HORIZONTAL					
Cálculo de tensiones					
	α= 1.25				
$T_1 = A_{s1} * \propto * Fy$	**T1=**	21.11		T.	

CONTINÚA →

$C_2 = A_{s2} * \propto * Fy$	21.11	T.
C2=		

Cálculo de momentos

$$M_1 = A_{s1} \propto fy \left(d - A_{s1} \propto \frac{fy}{1.7\ f'c\ b}\right)$$

M1=	7.12	T.m.

$$M_2 = A_{s2} \propto fy \left(d - A_{s2} \propto \frac{fy}{1.7\ f'c\ b}\right)$$

M2=	7.12	T.m.

Cortante de la columna

$$V_{col} = \frac{M_1 + M_2}{H}$$

Vcol=	3.39	T.

Cortante Último

$$V_u = T1 + C2 - V_{col}$$

Vu=	38.83	T.

Cortante Nominal

$$V_n = \gamma \sqrt{f'c} * A_j$$

ɣ = 4

$$A_j = b_j * h_j$$

Af=	2400	Cm^2
Vn	184.72	T.
Vu	<	ϕVn
38.83	<	184.72

Ok

RESISTENCIA AL CORTE VERTICAL

Cortante aplicado al nudo

CONTINÚA →

$$V_{jv} = V_n * \frac{h_v}{h_c}$$

Vjv	25.89	T.
Vjv	<=	Vj
25.89	<=	38.83
	Ok	
REFUERZO DE CONFINAMIENTO		
sh=	9.6	cm
h"=	52.5	cm
Ag=	3600	cm^2
Ac=	3192.25	cm^2

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s_h * h'' * f'c}{f_{yh}} * \left[\left(\frac{Ag}{Ach}\right) - 1\right]$$

Ash1=	1.10	cm^2

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s_h * h'' * f'c}{f_{yh}}$$

Ash2	2.59	cm^2
Ash=	2.59	cm^2
50%(Ash)=	1.30	cm^2
LONGITUD DE ANCLAJE		

$$ldh_{req} = \frac{fy * \emptyset_v}{17.2\sqrt{f'c}}$$

ldh req=	25.22	cm
ldh disp=	51	cm
ldh req	<	ldh disp
25.22	<	51
	Cumple	

Analizando los chequeos de los nudos de la columna, todos cumplen las distintas condiciones.

4.2.5. Diseño de losa de pasillo

Los momentos máximos obtenidos a través del programa SAP2000 son parte del análisis y diseño, en la siguiente figura se puede ver el diagrama respectivo de momentos flectores.

En la siguiente tabla se puede ver la combinación a la que es diseñada la losa de pasillo.

Tabla 218

Combinación de carga para el diseño losa de pasillo. Tribuna

0.9D+1.0E	**0.9 Dead + 0.9 Sobrecarga + 1.0 Sismo X**

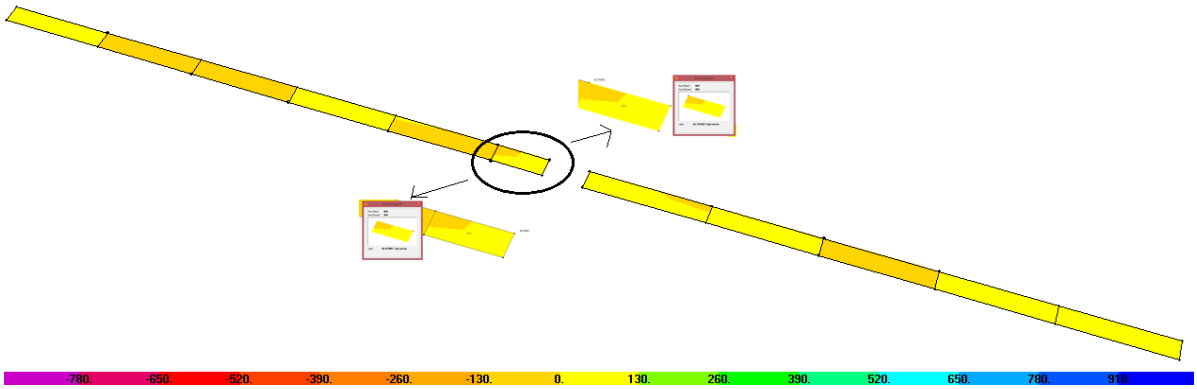


Figura 213 Momentos flectores máximos losa. Tribuna

Se presenta el procedimiento de diseño para la losa de pasillo:

Tabla 219

Datos iniciales losa. Tribuna

DATOS		
f'c=	240,00	kg/cm2
fy=	4200,00	kg/cm2
h_{losa}=	12,00	cm
b=	100,00	cm
d=	9,00	cm
M2-2 máx $_{positivo}$=	48,49	kg-cm
M2-2 máx $_{negativo}$=	-42,38	kg-cm

Para el diseño se utilizará una losa unidireccional maciza, debido a que se encuentra en volado y solo sirve de cubierta inclinada para no observar la cercha metálica.

$$\frac{L}{S} = \frac{5.00\ m}{1.15\ m} = 4.35 \geq 2 \rightarrow Unidireccional$$

En la siguiente figura se puede ver el tramo de losa en análisis / ml.

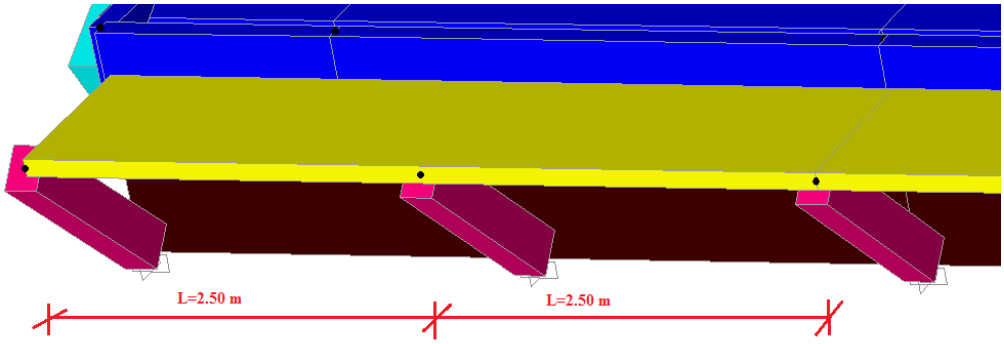


Figura 214 Sección losa de análisis. Tribuna

- **Diseño a flexión:**

Con el momento flector calculado se procede a calcular la cuantía y el área de acero necesaria:

$$\rho_{positivo} = 0.85\left(\frac{240\ {}^{kg}/_{cm^2}}{4200\ {}^{kg}/_{cm^2}}\right)\left(1-\left(1-\frac{2 * 48{,}49\ \text{kg}-\text{cm}}{0.90 * 0.85 * 240\ {}^{kg}/_{cm^2} * 100\ \text{cm} * (9\ cm)^2}\right)^{\frac{1}{2}}\right)$$

$$\rho_{positivvo} = 0.0000016\ cm^2$$

$$\rho_{positivvo} < \rho_{min} = \frac{14}{fy} = 0.0033$$

$$As_{positivo} = \rho * b * d$$

$$As_{positivo} = 0.0033 * 100\ cm * 9\ cm = 3{,}00 cm^2 \rightarrow 4\text{Ø}10\text{mm}(1\text{Ø@}25\text{cm})$$

$$\rho_{negativo} = 0.0000014\ cm^2$$

$$\rho_{negativo} < 0.0033$$

$$As_{negativo} = 0.0033 * 100\ cm * 9\ cm = 3{,}00\ cm^2 \rightarrow 4\emptyset 10\text{mm}(1\emptyset@25\text{cm})$$

- **Armadura de distribución**

$$Asd = 0.0018 * 100\ cm * 12\ cm$$

$$Asd = 2{,}16\ cm^2/ml \rightarrow 4\emptyset 8\text{mm}(1\emptyset@25\text{cm})$$

En la siguiente figura se puede ver el armado de la losa maciza.

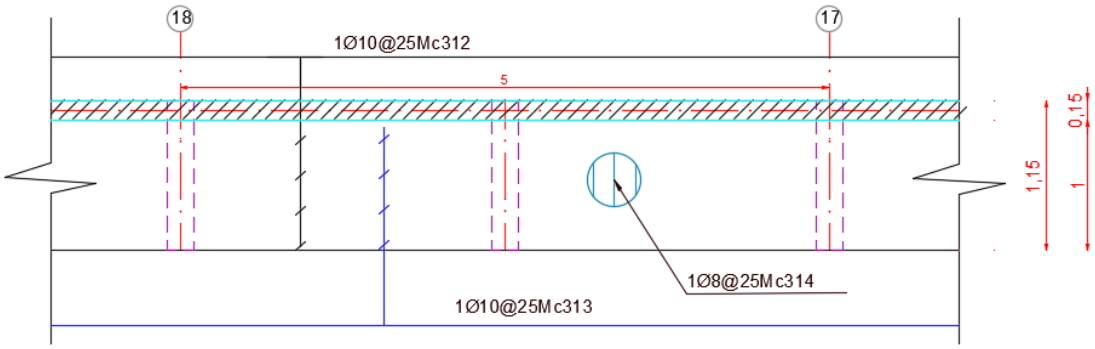


Figura 215 Detalle de armado losa. Tribuna

4.2.6. Diseño de cimentación

Se diseñaron plintos aislados sometidos a carga vertical, ya que se usarán cadenas de amarre que absorban los momentos que son transmitidos al pie de columna. El esfuerzo admisible es de 8 Tn/m^2, resultado de los estudios de suelos y una distancia de 1.30 m de profundidad debido al estado del suelo.

Dado que los elementos de hormigón son diseñados por última resistencia se trabajó con la envolvente de hormigón, ya que está usa las combinaciones que sean más favorables para cada elemento.

En la siguiente figura se puede ver la distribución y ubicación de los cimientos; para mayor entendimiento, se ha elegido el cimiento 10A y 1B´ para explicar su procedimiento.

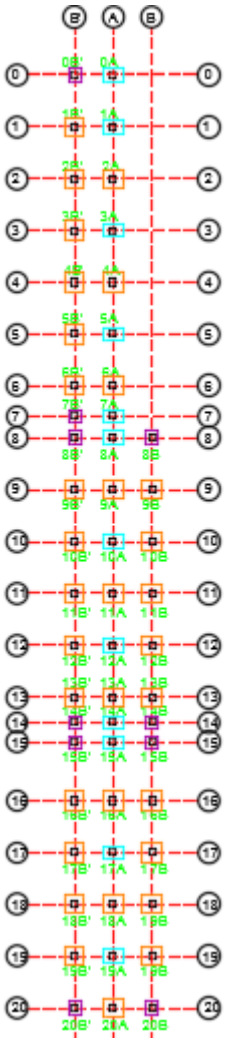


Figura 216 Detalle de ubicación de plintos. Tribuna

- **Plinto Aislado 10A**

El plinto detallado a continuación corresponde a los ejes de columnas principales, que llegan al nivel N+4.35 m

Tabla 220
Datos iniciales Plinto Aislado 10A. Tribuna

DATOS		
P=	17.52	Tn
σs=	8,00	Tn/m2
f'c=	240,00	kg/cm2
fy=	4200,00	kg/cm2

Área de fundición y presión neta del suelo

$$A^F = \frac{P}{\sigma_s} \quad ; \quad qs = \frac{P}{A^F_{ADOPTADA}}$$

Chequeo: qus $< \sigma_s \rightarrow$ OK

Tabla 221

Área de fundación y presión neta del suelo Plinto Aislado 10A. Tribuna

AREA DE FUNDACIÓN			
A^F=	2,19	m2	
B=	1,25	m	
L=	1,80	m	
$A^F_{ADOPTADA}$=	2,25	m2	
PRESION NETA DEL SUELO			
qu_s=	7,78	Tn/m2	→ OK

- Chequeo a Corte:

Unidireccional:

$$v_u \leq v_p$$

$$v_u = \frac{Vu}{d * b * \phi}; \phi = 0.75 \quad y \quad v_p = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

Bidireccional:

$$v_u \leq v_p$$

$$v_p = 1.06 * \sqrt{f'c}$$

Tabla 222

Cortante Unidireccional y Bidireccional Plinto Aislado 10A. Tribuna

CHEQUEO DE CORTANTES	
CORTANTE UNIDIRECCIONAL	**CORTANTE BIDIRECCIONAL**

CONTINÚA →

$h_{ASUMIDO}$=	0.30	m	**bo=**	3.32	m
rec=	0.07	m	**A_{PUNZ}=**	0.69	m2
ϕ=	0.75		**V_u=**	12.15	Tn
B=	1.25	m	**V_c=**	2.12	kg/cm2
d=	0.23	m	**v_p=**	16.42	kg/cm2
$b_{columna}$=	0.60	m		OK	
$h_{columna}$=	0.60	m			
a=	0.37	m			
V_u=	3.60	Tn			
v_c=	1.67	kg/cm2			
v_p=	8.21	kg/cm2			
	OK				

- Diseño a flexión:

El momento se calcula en la cara de la columna.

$$Mu = q_U s * \frac{Lv^2}{2} * (B \text{ ó } L)$$

$$\rho < \rho_{min} \qquad As = \rho * b * d$$

Tabla 223

Diseño a flexión Plinto Aislado 10A. Tribuna

DISEÑO A FLEXIÓN					
SENTIDO X-X			**SENTIDO Y-Y**		
$B_{ADOPTADO}$=	1.25	m	**$B_{ADOPTADO}$=**	1.25	m
$L_{ADOPTADO}$=	1.80	m	**$L_{ADOPTADO}$=**	1.80	m
$b_{columna}$=	0.60	m	**$h_{columna}$=**	0.60	m
qu_s=	7.78	Tn/m2	**qu_s=**	7.78	Tn/m2
L_v=	0.60	m	**L_v=**	0.33	m
M_u=	1.75	Tn.m	**M_u=**	0.74	Tn.m
p=	0.0007		**p=**	0.0003	
p_{def}=	0.0025		**p_{def}=**	0.0025	
As=	7.19	cm2	**As=**	10.35	cm2

Tabla 224
Resumen de armadura Plinto 10A. Tribuna

DETALLE	varillas	varilla	A. acero adop	esp.
	#	cm	cm^2	cm
As x	7	1.20	7.92	28
As y	9	1.20	10.18	14

En la siguiente figura se puede el detalle del plinto aislado tanto en sentido x-x como en y-y.

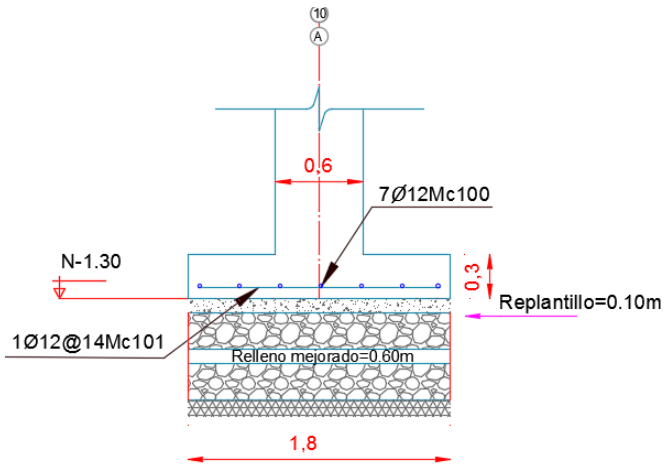


Figura 217 Detalle de Plinto Aislado 10A – Sentido X-X. Plinto Aislado 10A. Tribuna

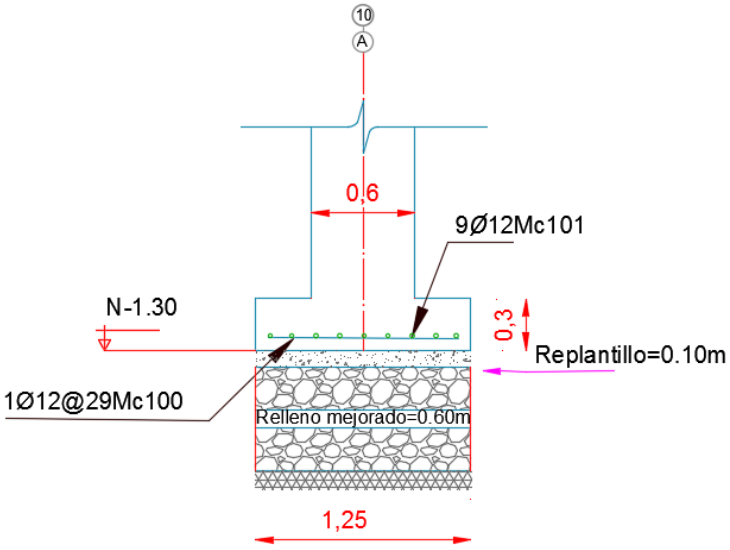


Figura 218 Detalle de Plinto Aislado 10A – Sentido Y-Y. Plinto Aislado 10ª. Tribuna

Debido a que las cargas transmitidas son similares, se diseñó dos tipos de plintos que se muestran los resultados en la tabla que sigue:

Tabla 225
Cuadro resumen Plintos aislados –Columnas principales Tribuna

	EJES	L (m)	B (m)	h (m)	Ϭs (Tn/m2)
PLINTOS AISLADOS COLUMNAS PRINCIPALES	**0-A, 1-A, 3-A, 5-A, 7-A, 8-A, 10-A, 12-A, 14-A, 15-A, 17-A, 19-A**	1.80	1.25	0.30	8.00
	2-A, 4-A, 6-A, 9-A, 11-A, 13-A, 16-A, 18-A, 20-A	1.80	1.80	0.30	

- **Plinto Aislado 1B´**

El plinto detallado a continuación corresponde al eje de columna que está por debajo del graderío de la tribuna.

Tabla 226
Datos iniciales Plinto Aislado 1B´. Tribuna

DATOS		
P=	22,11	Tn
Ϭs=	8,00	Tn/m2
f'c=	240,00	kg/cm2
fy=	4200,00	kg/cm2

Área de fundición y presión neta del suelo

$$A^F = \frac{P}{\sigma_s} \quad ; \quad qs = \frac{P}{A^F_{ADOPTADA}}$$

Chequeo: qus $< \sigma_s \rightarrow$ OK

Tabla 227

Área de fundación y presión neta del suelo Plinto Aislado 1B´. Tribuna

AREA DE FUNDACIÓN			
A^F=	2,76	m2	
B=	1,80	m	
L=	1,80	m	
$A^F_{ADOPTADA}$=	3,24	m2	

PRESION NETA DEL SUELO			
qu_s=	6,82	Tn/m2	→ OK

- Chequeo a Corte:

Unidireccional:

$$v_u \leq v_p$$

$$v_u = \frac{Vu}{d * b * \phi}; \phi = 0.75 \qquad y \qquad v_p = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

Bidireccional:

$$v_u \leq v_p$$

$$v_p = 1.06 * \sqrt{f'c}$$

Tabla 228

Cortante Unidireccional y Bidireccional Plinto Aislado 1B´. Tribuna

CHEQUEO DE CORTANTES					
CORTANTE UNIDIRECCIONAL			**CORTANTE BIDIRECCIONAL**		
$h_{ASUMIDO}$=	0.30	m	**bo=**	3.32	m
rec=	0.07	m	**A_{PUNZ}=**	0.69	m2
ϕ=	0.75		**V_u=**	17.41	Tn
B=	1.80	m	**V_c=**	3.04	kg/cm2
d=	0.23	m	**v_p=**	16.42	kg/cm2

CONTINÚA →

$b_{columna}$=	0.60	m	OK
$h_{columna}$=	0.60	m	
a=	0.37	m	
V_u=	4.55	Tn	
v_c=	1.46	kg/cm2	
v_p=	8.21	kg/cm2	
	OK		

- Diseño a flexión:

El momento se calcula en la cara de la columna.

$$Mu = q_U s * \frac{Lv^2}{2} * B$$

$$As = \rho * b * d$$

Tabla 229

Diseño a flexión Plinto Aislado 1B´. Tribuna

DISEÑO A FLEXIÓN		
$b_{columna}$=	0.60	m
qu_s=	6.82	Tn/m2
L_v=	0.60	m
M_u=	2.21	Tn.m
p=	0.0006	
p_{def}=	0.0025	
As=	10.35	cm^2

Tabla 230

Resumen de armadura Plinto 1B´. Tribuna

DETALLE	**varillas**	**varilla**	**A. acero adop**	**esp.**
	#	**cm**	**cm^2**	**cm**
As x	9	1.20	10.18	21
As y	9	1.20	10.18	21

En la siguiente figura se puede el detalle del plinto aislado tanto en sentido x-x como en y-y.

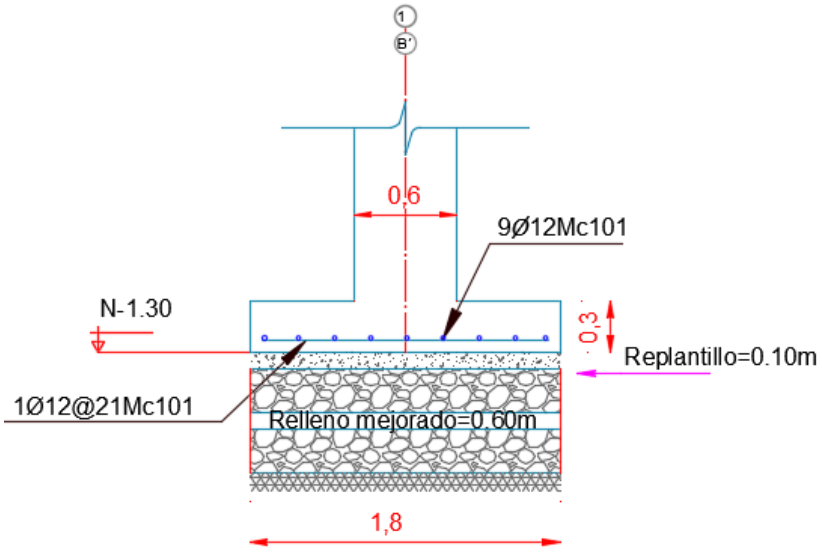


Figura 219 Detalle de Plinto Aislado 1B´

Debido a que las cargas transmitidas son similares, se diseñó dos tipos de plintos que se muestran los resultados en la tabla que sigue:

Tabla 231

Cuadro resumen Plintos aislados – Columnas bajo gradas Tribuna

	EJES	L (m)	B (m)	h (m)	Ϭs (Tn/m2)
PLINTOS AISLADOS COLUMNAS EN LAS GRADAS	**0-B´, 7-B´, 8-B´, 14-B´, 15-B´, 20-B´, 8-B, 14-B, 15-B, 20-B**	1.25	1.25	0.30	8.00
	1-B´, 2-B´, 3-B´, 4-B´, 5-B´, 6-B´, 9-B´, 10-B´, 11-B´, 12-B´, 13-B´, 16-B´, 17-B´, 18-B´, 19-B´, 9-B, 10-B, 11-B, 12-B, 13-B, 16-B, 17-B, 18-B, 19-B	1.80	1.80	0.30	

4.2.7. Diseño de cadena de amarre

Debido a que se diseño cimientos sometidos a carga vertical, el momento en pie de columna (Mp) se distribuye hacia la cadena y cabeza de muñeco.

En la siguiente figura se puede ver la de cadena de amarre que se diseño para la tribuna.

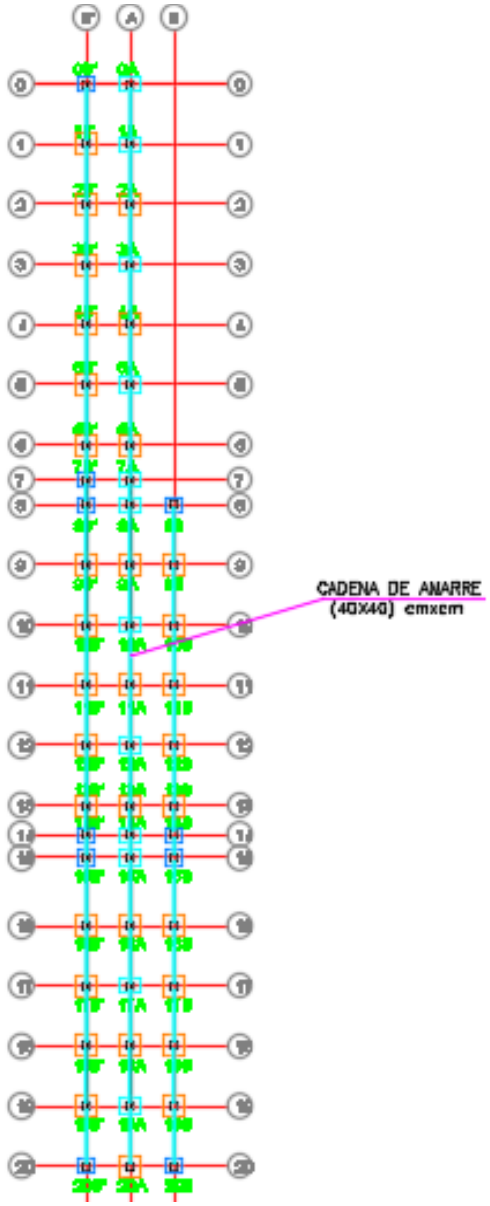


Figura 220 Esquema de cadena de amarre. Tribuna

- **Cadena de amarre columnas principales**

Se presenta los momentos en dirección de eje que será diseñado la cadena de amarre. El diseño se realizó para el mayor momento que llega al pie de columna.

Tabla 232

Momento en el pie de columna – Columnas principales tribuna

	EJES	M 3-3 (Tn-m)
COLUMNAS PRINCIPALES	**0-A**	-7.06
	1-A	-2.67
	2-A	-5.15
	3-A	-2.25
	4-A	-4.35
	5-A	-1.72
	6-A	-4.17
	7-A	-1.15
	8-A	-1.41
	9-A	-4.01
	10-A	-1.71
	11-A	-3.70
	12-A	-1.47
	13-A	-3.53
	14-A	-1.45
	15-A	-1.75
	16-A	-3.43
	17-A	-1.77
	18-A	-3.36
	19-A	-2.16
	20-A	-4.09

Se impone una cadena de 40 x 40 cm.

- Diseño:

$$Mu = 7{,}06\ Tn - m$$

$$recubrimiento\ = 3cm$$

$$b = 40\ cm$$

$$d = 35{,}2\ cm$$

$$\rho = 0.0039 < \rho máx \rightarrow \rho = 0.0124$$

$$\boldsymbol{Asmin\ = 5.53\ cm^2} \qquad \rightarrow \qquad \boldsymbol{3\emptyset 16mm} = 6{,}03\ cm^2$$

$$\boldsymbol{As\ cadena}: \boldsymbol{8\emptyset 22mm} = 12{,}06\ cm^2$$

$$pp\ cadena = (0{,}40\ m * 0{,}40\ m * 1{,}00\ ml) * 2{,}40 \frac{Tn}{m^3} = 0{,}384\ Tn/ml$$

$$Mr = 1{,}25 * As * fy\left(d - \frac{1{,}25 * As * fy}{1{,}7 * fc * b}\right) = 19{,}58\ Tn - m$$

$$V = Vhiper + Visos = 9{,}39\ Tn$$

$$V = 2 * \frac{19{,}58\ Tn - m}{5{,}00\ m - 2 * \frac{0{,}40}{2} m} + \frac{0{,}384}{2} \frac{t}{m} * (5{,}00\ m - 2 * \frac{0{,}40}{2} m)$$

$$Vu = \frac{V}{\emptyset} = 9{,}39\ Tn/0.75 = 12{,}53\ \ Tn$$

$$Se\ asume\ s = \ 20.00\ cm$$

$$Av = \frac{Vu * s}{fy * d} = \frac{12{,}53\ Tn * 1000 * 20{,}00\ cm}{4200 \frac{kg}{cm^2} * 35{,}20\ cm}$$

$$Av = 1{,}69\ cm^2 \rightarrow 1E\emptyset 10mm@20cm$$

$$1V\emptyset 10mm@20cm$$

En la siguiente figura se puede ver el detalle de armado de la cadena de amarre que arriostran las columnas principales.

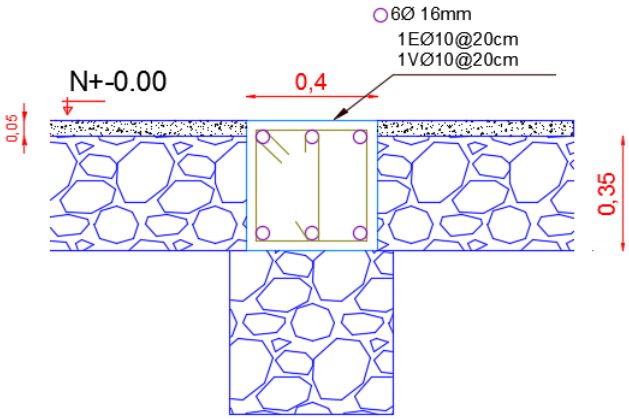


Figura 221 Detalle armado cadena columnas principales. Tribuna

- **Cadena de amarre columnas bajo gradas**

El procedimiento es similar al anterior pero en este caso para las columnas que están bajo el graderío de la tribuna.

Tabla 233

Momento en el pie de columna – Columnas bajo graderío. Tribuna

	EJES	M 3-3 (Tn-m)
COLUMNAS EN LAS GRADAS	**0-B´**	-6.59
	1-B´	-6.09
	2-B´	-5.74
	3-B´	-5.02
	4-B´	-4.52
	5-B´	-3.52
	6-B´	-2.34
	7-B´	-1.34
	8-B´	-1.29
	9-B´	-2.67
	10-B´	-3.18
	11-B´	-3.35
	12-B´	-2.92

CONTINÚA →

	13-B´	-2.08
	14-B´	-1.38
	15-B´	-1.38
	16-B´	-3.00
	17-B´	-3.69
	18-B´	-4.22
	19-B´	-4.26
	20-B´	-4.43
	8-B	-2.78
	9-B	-3.27
	10-B	-3.21
	11-B	-3.14
	12-B	-2.74
	13-B	-1.79
	14-B	-0.70
	15-B	-0.83
	16-B	-2.75
	17-B	-3.45
	18-B	-3.93
	19-B	-4.13
	20-B	-4.20

En la siguiente figura se puede ver el detalle de armado de la cadena de amarre que arriostran las columnas bajo el graderío.

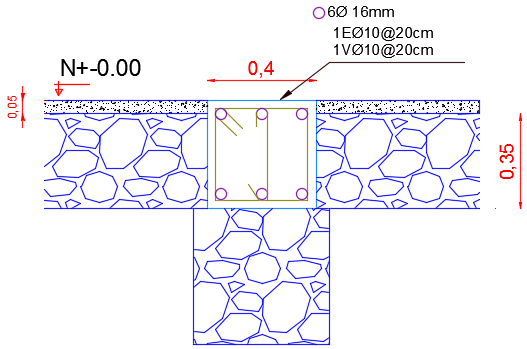


Figura 222 Detalle armado cadena bajo graderío. Tribuna

4.2.8. Diseño de graderío

En las siguientes figuras se puede ver los diagramas de momentos y cortantes del graderío, estos valores se los pudo obtener con ayuda del software SAP2000 y servirán como parte del análisis y diseño. En siguiente tabla de acontinuación se muestra la combinación de carga más favorable para el diseño.

Tabla 234

Combinación de carga para el diseño del graderío. Tribuna

0.9D+1.0E	**0.9 Dead + 0.9 Sobrecarga - 1.0 Sismo X**

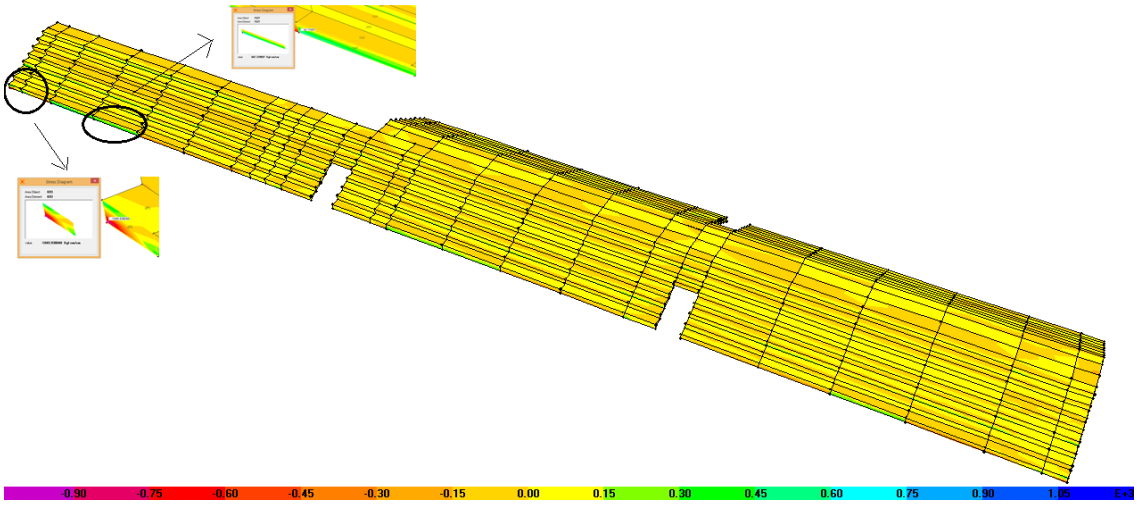


Figura 223 Momentos flectores máximos graderío – tribuna

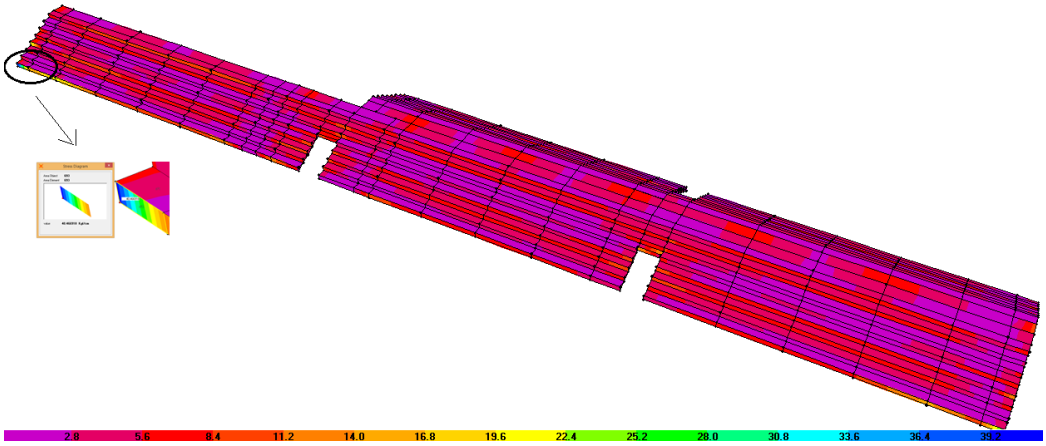


Figura 224 Cortantes máximos graderíos – tribuna

Tabla 235
Datos iniciales graderío. Tribuna

DATOS		
f'c=	240,00	kg/cm2
fy=	4200,00	kg/cm2
h_{grada}=	15,00	cm
b=	100,00	cm
d=	11,00	cm
Mmáx positivo=	687.37	kg-cm
Mmáx negativo=	1049.94	kg-cm
Vmáx=	40.47	kg

- Chequeo a Corte:

$$v_u \leq v_p$$

$$v_u = \frac{40.47 \text{ kg}}{11.00\ cm * 100\ cm * 0.75} = 0.049\ {}^{kg}/_{cm^2}$$

$$0.049\ {}^{kg}/_{cm^2} \leq 8.21\ {}^{kg}/_{cm^2} \qquad \rightarrow \qquad OK$$

- Diseño a flexión:

Con el momento flector calculado se procede a calcular la cuantía y el área de acero necesaria:

$$\rho_{positivo} = 0.85 \left(\frac{240\ {}^{kg}/_{cm^2}}{4200\ {}^{kg}/_{cm^2}}\right)\left(1 - \left(1 - \frac{2 * 687.37 \text{ kg} - \text{cm}}{0.90 * 0.85 * 240\ {}^{kg}/_{cm^2} * 100 \text{ cm} * (11.cm)^2}\right)^{\frac{1}{2}}\right)$$

$$\rho_{positivvo} = 0.000015\ cm^2$$

$$\rho_{positivvo} < \rho_{min}$$

$$As_{positivo} = 0.0018 * 100\ cm * 11\ cm$$

$$As_{positivo} = 1{,}98\ cm^2 \rightarrow 3\emptyset 10mm(1\emptyset@35cm)$$

$$\rho_{negativo} = 0.000023\ cm^2$$

$$\rho_{negativo} < \rho_{min}$$

$$As_{negativo} = 0.0018 * 100\ cm * 11\ cm$$

$$As_{negativo} = 1{,}98\ cm^2 \rightarrow 3\emptyset 10mm(1\emptyset@35cm)$$

- Armadura de distribución

$$Asd = 0.0018 * 181\ cm * 15\ cm$$

$$Asd = 4.89\ cm^2 \rightarrow 6\emptyset 10mm(1\emptyset@35cm)$$

$$Asd = 0.0018 * 70\ cm * 15\ cm$$

$$Asd = 1.89\ cm^2 \rightarrow 4\emptyset 8mm(1\emptyset@23cm)$$

En la siguiente figura se puede ver el armado del graderío, el ancho de análisis es b=100,00 cm.

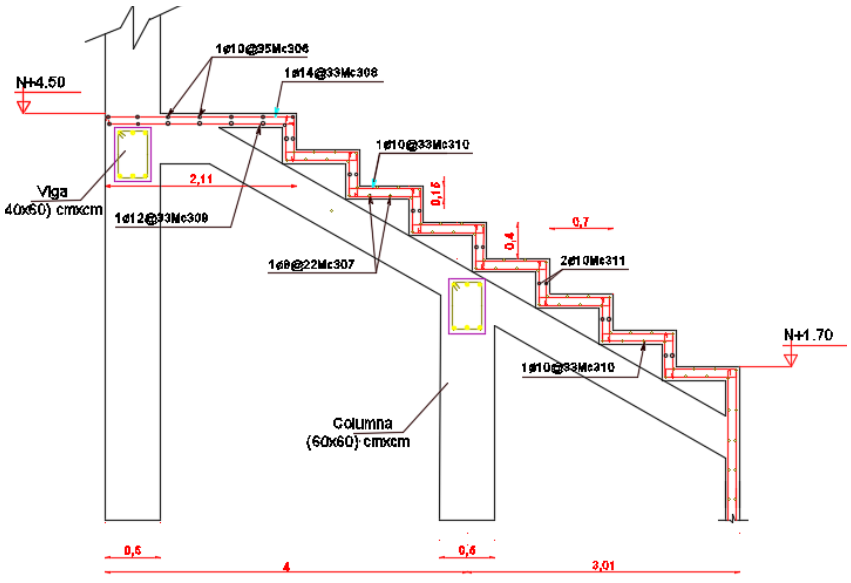


Figura 225 Detalle de armado graderío. Tribuna

4.2.9. Diseño del Muro de Anclaje

En las siguientes figuras se puede ver los diagramas de momentos y cortantes del graderío que son parte del análisis y diseño. El diseño se realiza con la combinación que se muestra a continuación.

Tabla 236
Combinación de carga para el diseño del muro de anclaje. Tribuna

0.9D+1.0E	**0.9 Dead + 0.9 Sobrecarga - 1.0 Sismo X**

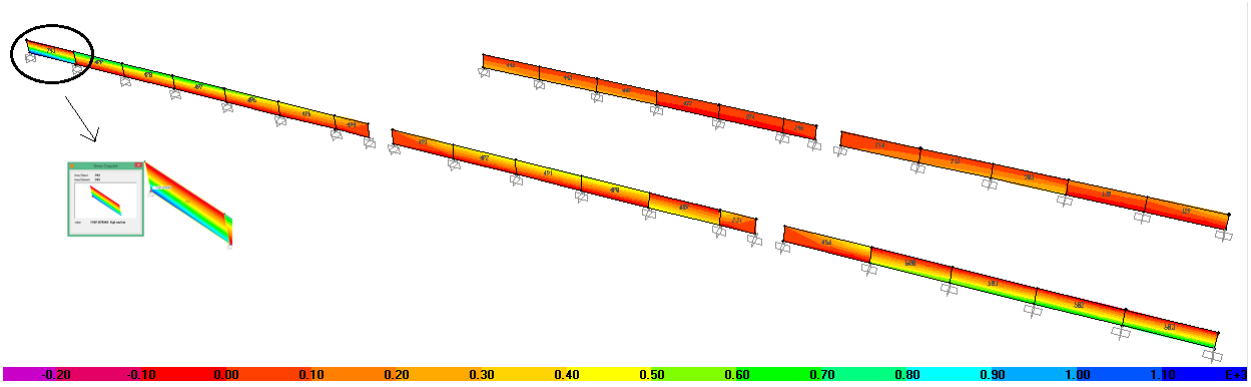


Figura 226 Momentos máximos muro tribuna

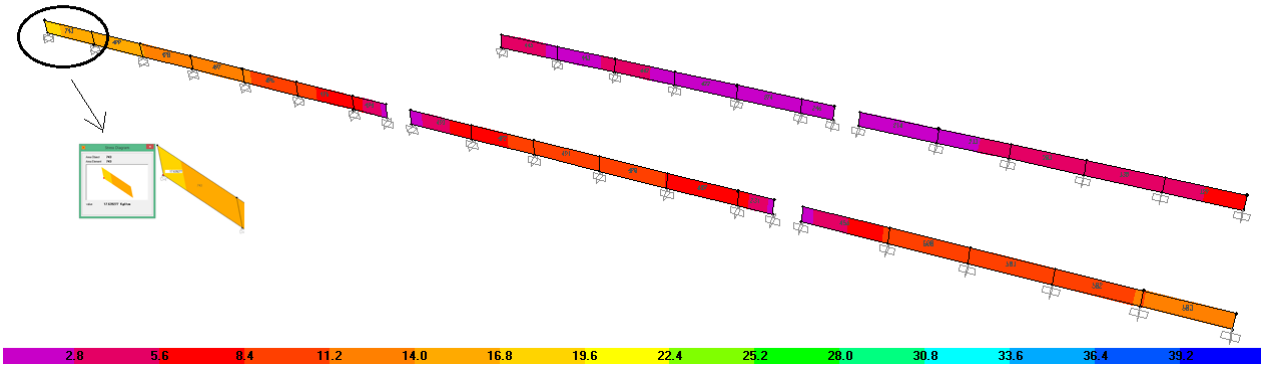


Figura 227 Cortante máximos muro tribuna

Según la NEC (2015) en aquellos casos que $\frac{M}{V*lw} < 2$, el refuerzo longitudinal se calcula según los requerimientos de cortante:

$$\frac{1107.08\ kg - cm}{17.64\ kg * 500\ cm} < 2$$

$$0{,}126 < 2 \qquad \rightarrow \qquad OK$$

Refuerzo longitudinal y refuerzo transversal:

$$As_{long.} = 0{,}0025 * 100{,}00\ \text{cm} * 12{,}00\ cm$$

$$As_{long.} = 3{,}00\ cm^2 \rightarrow 4\emptyset 10mm(1\emptyset 10\text{mm@}25cm)$$

$$As_{transv.} = 0{,}0018 * 100{,}00\ \text{cm} * 12{,}00\ \text{cm}$$

$$As_{transv.} = {}^{2.16\ cm^2}/_{2} = 1.08\ cm^2 \rightarrow 3\emptyset 8mm(1\emptyset 8\text{mm@}33cm)$$

Capacidad Nominal por cortante

$$Vn = Acv\left(\propto_c \sqrt{f'c} + \rho nFy\right)$$

Donde el coeficiente que define la distribución relativa de la resistencia del hormigón la resistencia nominal a cortante del muro es $\propto_c = \frac{1}{4}$, ya que:

$hw \rightarrow$ Altura del muro= 255,00 cm

$$\frac{hw}{lw} \leq 1.5$$

$$\frac{255.00}{500.00} \leq 1.5 \quad \rightarrow \quad 0.51 \leq 1.5$$

Donde el área neta de la sección de hormigón que resiste a cortante es:

Acv = (150 x 5000) mm x mm = $750000{,}00\ mm^2$

$$Vn = 750000{,}00\ mm^2 \left(\frac{1}{4}\sqrt{23{,}54}\ Mpa + 0{,}0025 * 411{,}88\ Mpa\right) = 1681988{,}21\ N$$

$$\phi Vn \geq Vu$$

$$0{,}75 * 1681988{,}21\ N \geq 17298.22\ N$$

$$1261491{,}16\ N \geq 17298.22\ N \qquad \rightarrow \qquad OK$$

El refuerzo longitudinal se lo realizó para cada 100 cm, sin embargo el análisis está para un lw=500,00 cm.

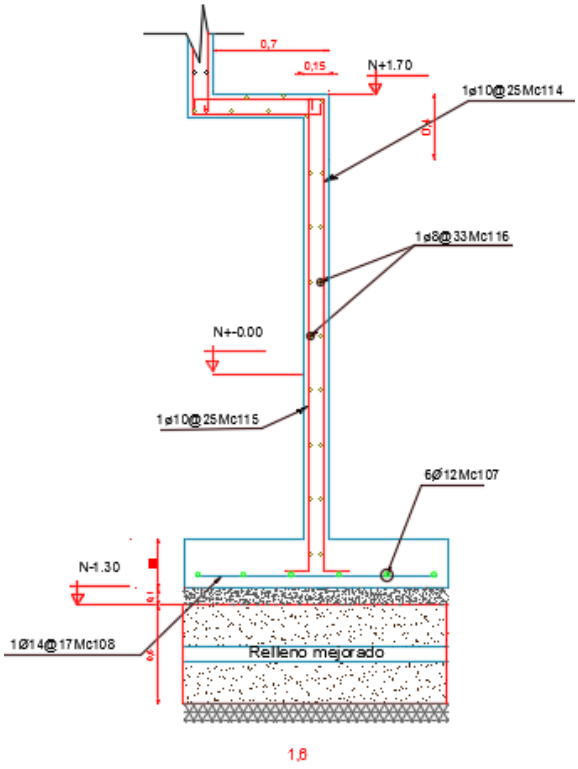


Figura 228 Detalle de armado muro de anclaje. Tribuna

- **Cimiento corrido del muro**

Se diseñó un cimiento corrido con esfuerzo admisible de suelo 8 Tn/m^2, conforme al resultado del estudio de suelos. El análisis se realiza para una longitud B=100 cm y con una distancia de 1.30 m de profundidad.

Se analizó los cimientos para cada uno de los lados en donde se encuentran ubicados los muros, los resultados que se presentan son para los dos cimientos dado que sus cargas transmitidas son similares.

En las siguientes tablas se puede ver los resultados de análisis del cimiento.

Tabla 237
*Datos iniciales cimiento corri*do. Tribuna

DATOS		
P=	12,27	Tn
Ϭs=	8,00	Tn/m2
f'c=	240,00	kg/cm2
fy=	4200,00	kg/cm2

Área de fundición y presión neta del suelo

$$A^F = \frac{P}{\sigma_s} \quad ; \quad qs = \frac{P}{A^F_{ADOPTADA}}$$

Tabla 238
Área de fundación y presión neta del suelo del cimiento corrido. Tribuna

AREA DE FUNDACIÓN			
A^F=	1,53	m2	
B=	1,00	m	
L=	1,60	m	
$A^F_{ADOPTADA}$=	1,60	m2	
PRESION NETA DEL SUELO			
qu_s=	7,67	Tn/m2	→ OK

- Chequeo a Corte:

$$v_u \leq v_p$$

Dónde:

$$v_u = \frac{Vu}{d * b * \phi}; \phi = 0.75 \qquad y \qquad v_p = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

Tabla 239
Cortante Unidireccional cimiento corrido. Tribuna

CORTANTE UNIDIRECCIONAL		
$h_{ASUMIDO}$=	0,30	m
rec=	0,07	m
ϕ=	0,75	
B=	1,00	m
d=	0,23	m
b_{muro}=	0,15	m
a=	0,50	m
V_u=	3,80	Tn
v_c=	2,20	kg/cm2
v_p=	8,21	kg/cm2
OK		

- Diseño a flexión:

El momento se calcula en la cara de la columna.

$$Mu = q_U s * \frac{Lv^2}{2} * B$$

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

$$As = \rho * b * d$$

Tabla 240
Diseño a flexión cimiento corrido. Tribuna

DISEÑO A FLEXIÓN		
$B_{ADOPTADO}$=	1,00	m
$L_{ADOPTADO}$=	1,60	m
$h_{ADOPTADO}$=	0,30	m
$d_{ADOPTADO}$=	0,23	m

CONTINÚA →

$\mathbf{B_{muro}}$=	0,15	m
$\mathbf{qu_s}$=	7,67	Tn/m2
$\mathbf{L_v}$=	0,73	m
$\mathbf{M_u}$=	2,02	Tn-m
ρ=	0,0010	
$\boldsymbol{\rho_{def}}$=	0,0018	
$\boldsymbol{As}$=	6,62	cm2

$$As = 6{,}62\ cm^2 \rightarrow 6\emptyset 12mm@29cm$$

- Armadura de distribución

$$Asd = 0.0018 * 100{,}00\ cm * 30{,}00\ cm$$

$$Asd = 8{,}64\ cm^2 \rightarrow 6\emptyset 14mm@1cm$$

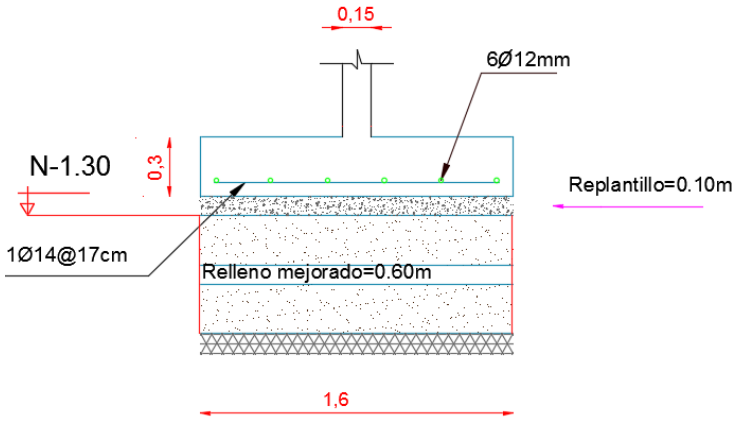


Figura 229 Detalle de cimiento corrido tipo. Tribuna

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

- Al realizar el estudio de suelos en el lugar de implantación de las estructuras, se realizaron 6 perforaciones, 4 utilizadas para el coliseo multiuso donde se definió una capacidad portante del suelo de 25 T/m^2 y 10 T/m^2; y 2 perforaciones para la tribuna con capacidad portante de 8 T/m^2.
- Para la capacidad portante del suelo de 10 y 8 T/m^2, la profundidad de desplante es a los 2 m, de los cuales 60 cm es relleno mejorado, 10 cm de replantillo y 1.30 m es la profundidad de cimentación; y para el esfuerzo de 25 T/m^2 la profundidad de desplante es de 1.30 m, ya que no necesita mejoramiento.
- Siendo la capacidad portante variable en el sitio de implantación del coliseo multiuso, se realizó dos tipos de cimentación: plintos aislados para la mayoría de columnas y plintos combinados en las columnas de la sección curva. Al ser uniforme la capacidad portante del suelo en la tribuna, se realizó plintos aislados en todas sus columnas.
- Las deflexiones máximas de los dos cuerpos estructurales cumplieron con los límites de deflexión calculados en función de la luz libre del elemento, en el caso de la tribuna no se tuvo tanta holgura como en el coliseo, debido a su forma geométrica.
- Cumpliendo con lo establecido en la NEC 2015 respecto a la deriva máxima del 2%. En el coliseo se formó un anillo de hormigón que rigidizó la estructura, con lo cual se obtuvieron derivas de 0.88% tanto en sentido X como en Y. Mientras que en la tribuna se colocó una cercha metálica, la cual cumple con la función de arriostramiento de las columnas. Esto permitió obtener derivas de 0,68% en sentido X y 0,61% en sentido Y.

- Los graderíos, tanto del coliseo como el de la tribuna, se los diseñó con un modelo de escalera ortopoligonal, creando escalones con una huella de 70 cm y contrahuella de 40cm apoyados en vigas.
- La estructura de acero de la cubierta del coliseo, está conformada por 8 cerchas tipo Pratt en arco parabólico, son 3 tipos de cerchas que se diferencian entre sí por su diferente longitud. Sus cordones son tubos de 4" y el tejido es de 2". Del mismo modo cuenta con correas metálicas: en el centro 2G (150x50x15x3) y en los laterales 2G (150x75x25x5) todas estas correas están ubicadas entre cerchas con un ángulo de inclinación de 14.04°.
- La estructura de acero que soporta la membrana en la tribuna se la diseñó en base a cerchas modulares, de manera en que puedan ser prefabricadas en planta y luego trasladadas al sitio, pensando en la facilidad para el constructor. Esta estructura está conformada por cerchas de borde con tubos de 3" además de cerchas centrales y en volado con tubos de 4".
- Las cerchas en volado de la tribuna necesitaron un tubo inclinado de 2" que trabaje como pie de amigo y le brinde soporte adicional en la columna.
- El techo seleccionado para el coliseo multiuso es Kubiloc Total que es un panel SSR (Stranding Seam Roof) que puede ser prefabricado en obra, permitiendo que la cubierta sea continua sin traslape, es totalmente hermético y tiene aislamiento acústico y térmico.
- La membrana seleccionada para la cubierta de la tribuna es una tela MEHELER FR 700 MEHATOP N1- type I y en cuanto al diseño su forma es conoide, en el centro tiene un cono tipo "equilibrista" el mismo que incluye los cables tensores que se equilibran en el centro. Son cuatro cables de 1 5/8" por panel que tensan la membrana dando la forma antes mencionada.

- Se realizaron varias tipologías de nudos, las mismas que corresponden a un diseño articulado permitiendo que las barras del tejido de las cerchas giren libremente. Dentro de cada tipología se contempla el diseño de los pernos, placas y sueldas.

5.2. RECOMENDACIONES

- Dada la gran magnitud del proyecto, es necesario verificar la capacidad portante del suelo haciendo un nuevo estudio que compruebe el que se realizó para el presente trabajo, de preferencia que se lo plantee en otro lugar que no sea el de las 6 perforaciones ya realizadas.
- Se deberá asegurar un control de calidad para todos los materiales, y tomar en cuenta que cumplan con las especificaciones técnicas de los mencionados en el presente trabajo.
- Si bien se propone una tipología de nudos el constructor puede proponer otro tipo siempre y cuando se pueda comprobar mediante cálculos que la propuesta resulta beneficiosa cumpliendo con las características del proyecto
- Se recomienda el uso de membranas textiles ya que su peso propio junto con la resistencia y la flexibilidad del material, ayuda a tener cubiertas ligeras y de fácil montaje.

BIBLIOGRAFÍA

Aguiar Falconí, R., Revelo, M., & Tapia, W. (s.f.). *Análisis de conexiones viga-columna de acuerdo al código ACI 318SR-05*. Sangolqui: Centro de Investigaciones Científicas ESPE.

American Concrete Institute. (2014). ACI 318. *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14) y Comentario (ACI 318SR-14)*.

ArcelorMittal. (2017). *ArcelorMittal*. Obtenido de corporate.arcelormittal.com: http://sections.arcelormittal.com/fileadmin/redaction/4-Library/4-SBE/ES/SSB01_Guia_del_Arquitecto.pdf

Arias Salazar, J. J. (5 de Agosto de 2017). Proyectos a realizarse en el Cantón Rumiñahui. (A. d. Araujo Salgado, Entrevistador)

arquitectura+acero. (2017). *arquitectura+acero*. Obtenido de http://www.arquitecturaenacero.org: http://www.arquitecturaenacero.org/uso-y-aplicaciones-del-acero/soluciones-constructivas/vigas-de-celosia

Asociación Latinoamerica del acero. (7 de Julio de 2016). AISC. *Especificación para construcciones en acero*. Estados Unidos: American Institute of Steel Construction.

Aula de Servicios Profesionales de Ingeniería y Capacitación. (7 de Abril de 2016). ACI 352RS-02: Diseño de Conexiones Viga- Columna de Concreto Armado. SEPROINCA.

Basset, L., & Guardiola, A. (2011). *Celosías*. Valencia: España: Universidad Politécnica de Valencia.

Cámara de la Industria de la Construcción y Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (Diciembre de 2015). NEC. *Estructuras de Hormigón Armado*. Quito, Pichincha, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

Cámara de la Industria de la Construcción y Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (Diciembre de 2015). NEC. *Geotécnia y Cimentaciones*. Quito, Pichincha, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

Cámara de la Industria de la Construcción y Ministerio de Desarrolo Urbano y Vivienda. (Diciembre de 2015). NEC. *Peligro Sísmico: diseño sismo resistente*. Quito, Pichincha, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

Cámara de la Industria de la Construcción y Ministerio de Desarroollo Urbano y Vivienda. (Diciembre de 2015). NEC. *Cargas (No Sísmicas)*. Quito, Pichincha, Ecuador: Dirección de comunicacion social, MIDUVI.

Capote Abreu, J. (s.f.). La mecánica de suelos y las cimentaciones en las construcciones industriales. *La mecanica de suelos y las cimentaciones*. Cantabria, España: Universidad e Cantabria.

Castro, E. (2006). *Membranas Arquitectónicas*. Bogotá: Colombia: Construdata. Obtenido de http://www.construdata.com/: http://www.construdata.com/BancoConocimiento/R/R120Membranas/membrana.htm

CIDELSA. (4 de Septiembre de 2017). *Tensoestructuras*. Obtenido de www.cidelsa.com: http://www.cidelsa.com/es/lp/19/

Comité Conjunto ACI-ASCE 352. (2010). *Recomendaciones para el Diseño de Conexioes Viga-Columna en Estructuras Monolíticas de Concreto Reforzado*. U.S.A.: American Concrete Institute.

CONCREMAX. (s.f.). *CONCREtips: Tipos de cimentación y descripciones*. Obtenido de http://www.firth.com.pe/noticia/tipos-de-cimientos

Córdova Pinargote, P. G. (Septiembre de 2016). Mejoramiento masivo del suelo mediante precarga. *trabajo de titulación Ingeniería Civil*. Guayaquil, Guayas, Ecuador: Universidad de Especialidades Espíritu Santo.

Díaz, O. (2012). *La cubierta metálica en el clima cálido húmedo: análisis del comportamiento térmico del techo de zinc de la vivienda vernácula dominicana*. Cataluña: España: Universidad Politécnica de Cataluña.

Dueñas, J. (2017). *Tipos de Cerchas*. Chimbote: Perú: Universidad Católica los Ángeles de Chimbote.

Estigarribia. (2010). *Vigas de Hormigón Armado*.

GADMUR. (2014). Documentación cantón Rumiñahui. *Plan de trabajo -Repotenciación Unidad Planificación Institucional-Consultoría elaboración del plan estratégico Institucional GADMUR*. Sangolquí, Pichincha, Ecuador: GADMUR. Obtenido de http://181.112.151.212/Documentacion/Cant%C3%B3n%20Rumi%C3%B1ahui/pei-2014-2019.pdf

García Diéguez, R., & García Martínez, A. (27 de Diciembre de 2000). Escaleras y rampas. *Introducción a al Construcción Arquitectónica*. Sevilla, España: Escuela Técnica Superio de Arquitectura de Sevilla.

Garza Vazquez, L. (2000). *Diseño y construcción de cimentaciones*. Medellín: Universidad Nacional de Colombia.

Google Imagenes. (s.f.). *Web del Profesor*. Obtenido de http://webdelprofesor.ula.ve/nucleotrujillo/americab/07-conexionesSoldadas/7-6.html

GRUPMAV. (2014). *Partes de un cordón de soldadura*. Obtenido de http://www.grupmav.es/cordon/

Johnston, B., Lin, F., & Galambos, T. (1988). *Diseño básico de estructuras de acero*. México: Prentice hall Hispanoamericana, S.A.

Kubiec- Conduit. (2018). *Hoja Técnica Kubiloc Total*. Obtenido de www.kubiec.com

Machaca, A. (2015). *Vigas en Celosía*. Lima: Perú: Universidad Peruana los Andes.

Maldonado, D. (2009). Membranas Estructurales: Tención Creativa. *Revista BIT*, 102-106.

Marroquín, L. A. (2012). *Tensoestructuras*. Lima-Perú: Edición Digital.

Montoya , J., & Pinto Vega, F. (Agosto de 2010). Cimentaciones. 34. Mérida: Universidad de los Andes. Recuperado el 14 de Marzo de 2018, de https://avdiaz.files.wordpress.com/2008/08/cimentaciones-y-fundaciones.pdf

Naranjo Aguay, H., & Dranichnikov, T. (Diciembre de 2012). Cálculo de la capacidad portante basado en geofísica y métododo convencional. El caos del puente sobre el río Maicito. Quito, Pichincha, Quito: Universidad Politécnica Salesiana.

NOVACERO. (13 de Marzo de 2018). *Catálogo de Producto Estilpanel.* Obtenido de www.novacero.com: http://www.novacero.com/phocadownload/catalogo/Catalogo%20ESTILPANEL.pdf

Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación. (2009). *Guía para la descripción de suelos*, 99. Roma, Italia: FAO. Recuperado el 10 de Marzo de 2018, de http://www.fao.org/3/a-a0541s.pdf

Ortuño, L. (2015). *Cimentaciones superficiales. Presión de hundimiento.* Obtenido de https://engucm.files.wordpress.com/2015/03/cimentaciones-superficiales-def_para-repartir.pdf

PREYSI. (2017). *Tensomembranas: Arquitectura Textil*. Recuperado el 2 de Septiembre de 2017, de http://www.preysi.com/productos/tensomembranas/

Rico Rodríguez, A. (2005). *La Ingeniería de suelos en las vías terrestres: Carreteras, ferrocarriles y aeropistas.* México : Limusa.

Ringegni, P. (2013). *Cálculo de uniones soldadas.* La Plata: Argentina: Universidad Nacional de la Plata.

Rodriguez Serquén, W. (s.f.). *Academia.edu.* Obtenido de Zapatas Combinadas: https://www.academia.edu/4666734/ZAPATAS_COMBINADAS._COMBINED_FOOTINGS

Romo Proaño, M. (2008). *Diseño de losas de Hormigón Armado.* Sangolqui: Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.

Selva, K. (2012). *Arquitectura Deportiva-Recreativa*. Managua-Nicaragua: Pontificia Universidad Católica Argentina.

Slideplayer. (2014). *Google Imagenes*. Obtenido de https://www.google.es/search?tbm=isch&sa=1&ei=xq66WsHyEM_cjwPoyqmoBA&q=columnas+cuadradas+hormigon+armado&oq=columnas+cuadradas+hormigon+armado&gs_l=psy-ab.3...2220.5466.0.5644.18.16.1.0.0.0.315.2254.0j3j6j1.10.0....0...1c.1.64.psy-ab..7.1.215...0i19k1j0i

Soto Bojórquez, F. (2006). *Diseño integral de una casa habitación de sos nivekes.* México: Universidad de Sonora.

Stuart, P. (2011). *La práctica deportiva y su relación directa con el uso de los escenarios públicos y privados del barrio Castilla de la cuidad de Medellín.* Medellín-Colombia: Universidad de Antioquia.

Vallecillo, R. (2010). *Análisis teórico-experimental de estructuras membranales.* Barcelona-España: Universidad Politécnica de Catalunya.

Villa García, L. M. (Febrero de 2008). *Estudio de patología y evaluación estrucutral en dos edificios de viviendas.* Obtenido de http://www.tecnicaindustrial.es/TIFrontal/a-358-estudio-patologia-evaluacion-estructural-edificios-viviendas.aspx

Zúñiga Gallegos, J. (2016). *Apuntes de clase: Obras complementarias de Hormigón Armado.* Sangolqui: Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.