

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERIA**

Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil



**EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TRIBUNA
DEL ESTADIO VÍCTOR MONTTOYA SEGURA EN LA CIUDAD DE JAÉN –
CAJAMARCA – PERÚ**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

Bach. RAMÍREZ CRUZ YALEMI LIBERTAD

ASESOR:

M. Cs. Ing. MAURO AUGUSTO CENTURIÓN VARGAS.

Jaén – Cajamarca – Perú

2019

COPYRIGHT © 2019by
RAMÍREZ CRUZ YALEMI LIBERTAD
Todos los derechos reservados.

AGRADECIMIENTOS

A **Dios**, por la fortaleza y la salud, por iluminarme con su inmensa sabiduría para culminar con éxito una más de mis metas trazadas.

A **mis padres y hermano** por su apoyo incondicional, los sacrificios y la paciencia. Siendo ustedes el pilar fundamental en todo este proceso de formación, sin ustedes nada de esto fuera posible.

A mi asesor el **M. Cs. Ing. Mauro Augusto Centurión Vargas**, por brindarme su orientación teórica y metodológica, por su tiempo brindado y ayuda desinteresada en mi trabajo de investigación.

A la **Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil** de la Universidad Nacional de Cajamarca, por las enseñanzas y conocimientos impartidos durante mi formulación profesional.

A mis amigos que de una u otra manera me brindaron su apoyo incondicional para realizar este trabajo de investigación.

Yalemi L. Ramírez.

DEDICATORIA

A mi **madre**, Rosa Cruz Peña, por todo su apoyo y comprensión incondicional, por su sacrificio y motivación constante para que yo pueda alcanzar mis metas.

A mi **padre**, Edilberto Ramírez Chanta, por darme una educación y por sus consejos constantes durante mi formación profesional.

A mi **hermano**, Edilberto Alvín, por su amistad y cariño en el desarrollo de mi carrera y mi vida.

Dedico a todos ellos dedico esta tesis con mucho cariño.

Yalemi L. Ramírez Cruz.

ÍNDICE GENERAL

Ítem	Página
AGRADECIMIENTOS	ii
DEDICATORIA	iii
ÍNDICE GENERAL	iv
ÍNDICE DE TABLAS	vi
ÍNDICE DE FIGURAS.....	ix
RESUMEN.....	xi
ABSTRACT	xii
CAPITULO I. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. PROBLEMA.....	2
1.1.1. Planteamiento del problema	2
1.1.2. Formulación del problema.....	2
1.2. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	2
1.3. ALCANCES O DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	3
1.4. LIMITACIONES	3
1.5. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	3
1.5.1. Objetivo General.....	3
1.5.2. Objetivos Específicos.....	4
1.6. HIPÓTESIS	4
CAPITULO II. MARCO TEÓRICO	5
2.1. ANTECEDENTES TEÓRICOS DE LA INVESTIGACIÓN	5
2.2. BASES TEÓRICAS.....	8
2.2.1. Estructuras Deportivas: Estadios	8
2.2.2. Análisis Estructural.....	9
2.2.3. Análisis Sísmico	10
2.2.4. Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes.....	11
2.2.5. Análisis Dinámico Modal Espectral	12
2.2.6. Capacidad Portante del Suelo de Cimentación.....	13

2.2.7.	Presión Lateral de Tierra	16
2.2.8.	Tipos de Cargas	18
2.2.9.	Efectos de Resonancia ante Cargas Dinámicas	20
2.2.10.	Desplazamientos Laterales Relativos.....	20
2.2.11.	Junta de Separación Sísmica	21
2.2.12.	Requisitos de Diseño de Elementos Estructurales de Concreto Armado	21
2.2.13.	Requisitos de Diseño de Elementos metálicos	30
2.3.	DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS.....	33
CAPÍTULO III. MATERIALES Y MÉTODOS		37
3.1.	UBICACIÓN GEOGRÁFICA.....	37
3.2.	POBLACIÓN.....	39
3.3.	MUESTRA	39
3.4.	UNIDAD DE ANÁLISIS	40
3.5.	DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA	40
3.5.1.	Normas Empleadas	40
3.5.2.	Descripción de la estructura	41
3.5.3.	Propiedades y Especificaciones Técnicas de los Materiales	45
3.5.4.	Metrados de Cargas.....	52
3.5.5.	Parámetros Sísmicos	59
3.5.6.	Fuerza Cortante en la Base	62
3.5.7.	Espectro de Pseudo – Aceleración.....	63
3.5.8.	Modelamiento de la Estructura en ETABS v16	64
3.6.	ANÁLISIS DE DATOS Y PRESENTACIÓN DE RESULTADOS.....	110
3.6.1.	Tipo de Investigación.....	110
3.6.2.	Nivel de Investigación	110
3.6.3.	Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos	110
3.6.4.	Análisis de Datos y Presentación de Resultados	110
3.6.5.	Matriz de Consistencia.....	111

CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	112
4.1. INFORMACIÓN PARA EL ANÁLISIS	112
4.2. RESULTADOS ESTUDIO DE SUELOS.....	117
4.3.1. Perfil Estratigráfico.....	118
4.3.2. Capacidad Portante del Suelo	118
4.3. RESULTADOS RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO.....	119
4.4. RESULTADOS MODELAMIENTO ESTRUCTURAL ETABS v16.....	119
4.4.1. Metrado de Cargas	119
4.4.2. Peso Estructural	120
4.4.3. Análisis Modal.....	120
4.4.4. Análisis Sísmico Estático	122
4.4.5. Análisis Sísmico Dinámico	123
4.4.6. Verificación de la Junta Sísmica.....	131
4.4.7. Verificación del Diseño de los Elementos Estructurales de concreto armado ..	133
4.4.8. Verificación del Diseño de los Elementos Metálicos	143
CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	151
5.1. CONCLUSIONES	151
5.2. CONTRASTACIÓN DE LA HIPÓTESIS	152
5.3. RECOMENDACIONES	152
5.4. PROPUESTAS:	152
BIBLIOGRAFÍA	153
ANEXOS.....	154

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 1: Factor de Capacidad de Carga N_c , N_q , N_γ	15
Tabla N° 2: Límites para la distorsión del entrepiso.....	21
Tabla N° 3: Ubicación de la estructura a evaluar.	37
Tabla N° 4: Sobrecargas Pernamentales y Cargas Vivas.....	53
Tabla N° 5: Sobrecargas pernamentales de parapetos.	53

Tabla N° 6: Características Técnicas de la Malla Olímpica.....	53
Tabla N° 7: Fuerzas de Empuje del suelo sobre el muro de contención.	55
Tabla N° 8: Clasificación de las edificaciones según las presiones de viento.....	56
Tabla N° 9: Factores de Forma (C) *.....	57
Tabla N° 10: Dirección del viento $\theta = 0^\circ$ y $\theta = 180^\circ$	58
Tabla N° 11: Dirección del viento $\theta = 90^\circ$ y $\theta = 270^\circ$	58
Tabla N° 12: Factores de Zona “Z”.	59
Tabla N° 13: Clasificación de los perfiles de suelo.	60
Tabla N° 14: Factor de suelo “S”.....	60
Tabla N° 15: Períodos TP y TL.....	60
Tabla N° 16: Sistemas estructurales.	61
Tabla N° 17: Factores de Irregularidad Ip y Ia.....	62
Tabla N° 18: Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas R.	62
Tabla N° 19: Resumen de los Parámetros Sísmicos.	62
Tabla N° 20: Espectro de diseño – Análisis Sísmico.....	63
Tabla N° 21: Periodo fundamental de vibración.	93
Tabla N° 22: Factor $Z*U*C*S/R$	93
Tabla N° 23: Modal Participating Mass Ratios.	95
Tabla N° 24: Factor de amplificación.	98
Tabla N° 25: Cortante Dinámico.	100
Tabla N° 26: Desplazamientos Lateral Reales.	100
Tabla N° 27: Desplazamientos Lateral Relativos Admisibles.....	101
Tabla N° 28: Acero mínimo y máximo en la C – 01: 0.30x0.60.....	105
Tabla N° 29: Verificación del área de Acero en la C – 01 0.30x0.60.....	105
Tabla N° 30: Acero mínimo y máximo en la VP: 0.30 x 0.70.	105
Tabla N° 31: Verificación del área de Acero en la VP: 0.30 x 0.70.....	106
Tabla N° 32: Acero mínimo y máximo en la VA: 0.30 x 0.60.....	106
Tabla N° 33: Verificación del área de Acero en la VA: 0.30 x 0.60.	106
Tabla N° 34: Acero mínimo y máximo en la VB: 0.25 x 0.50.....	106
Tabla N° 35: Verificación del área de Acero en la VB: 0.25 x 0.50.....	107
Tabla N° 36: Acero mínimo en Muro de Contención.	107
Tabla N° 37: Verificación del área de Acero en el muro de contención.....	107
Tabla N° 38: Matriz de consistencia del riesgo sísmico.	111
Tabla N° 39: Resumen Información Expediente Técnico.....	112
Tabla N° 40: Características de los Elementos Estructurales.....	112

Tabla N° 41: Resumen de los resultados del Estudio de Suelos.....	117
Tabla N° 42: Perfil estratigráfico del suelo de cimentación de la Tribuna Oriente.	118
Tabla N° 43: Resumen de los Resultados de la Capacidad Portante.	118
Tabla N° 44: Resumen de la Resistencia a compresión.	119
Tabla N° 45: Resumen del metrado de cargas para cada bloque.....	119
Tabla N° 46: Resumen del Peso estructural de cada bloque.	120
Tabla N° 47: Resumen del Analisis Modal.	121
Tabla N° 48: Resumen Periodo Fundamental de Vibración.	121
Tabla N° 49: Periodos fundamentales de las Tribunas.	122
Tabla N° 50: Resumen del Cortante Basal Estático.....	123
Tabla N° 51: Resumen Verificación de $C/R \geq 0.11$	123
Tabla N° 52: Resumen del Cortante Dinámico.	123
Tabla N° 53: Desplazamientos Laterales Reales – Bloque I.....	124
Tabla N° 54: Desplazamientos Laterales Reales – Bloque II.....	125
Tabla N° 55: Desplazamientos Laterales Reales – Bloque III.	125
Tabla N° 56: Desplazamientos Laterales Reales – Bloque IV.	126
Tabla N° 57: Desplazamientos Laterales Reales – Bloque V.	127
Tabla N° 58: Desplazamientos Laterales Reales – Bloque VI.	127
Tabla N° 59: Verificación Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles – Bloque I.	128
Tabla N° 60: Verificación Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles – Bloque II.....	129
Tabla N° 61: Verificación Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles – Bloque III....	129
Tabla N° 62: Verificación Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles – Bloque IV. ..	130
Tabla N° 63: Verificación Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles – Bloque V.....	130
Tabla N° 64: Verificación Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles – Bloque VI. ..	131
Tabla N° 65: Junta Sísmica o Separación entre el Bloque I – Bloque II.	131
Tabla N° 66: Junta Sísmica o Separación entre el Bloque II – Bloque III.....	132
Tabla N° 67: Junta Sísmica o Separación entre el Bloque III – Bloque IV.	132
Tabla N° 68: Junta Sísmica o Separación entre el Bloque IV – Bloque V.	132
Tabla N° 69: Junta Sísmica o Separación entre el Bloque V – Bloque VI.	132
Tabla N° 70: Análisis para los Momentos Máximos en VA (0.30x0.60).	133
Tabla N° 71: Análisis para los Cortantes Máximos en VA (0.30x0.60).....	134
Tabla N° 72: Análisis para los Momentos Máximos en VP (0.30x0.70).....	135
Tabla N° 73: Análisis para los Cortantes Máximos en VP (0.30x0.70)	136
Tabla N° 74: Fuerzas Axiales y Momentos Máximos – Primer piso (Bloque IV).....	137
Tabla N° 75: Combinaciones de carga - Primer piso (Bloque IV).	137

Tabla N° 76: Cortantes – Combinaciones de carga Primer piso - Bloque IV.	139
Tabla N° 74: Fuerzas Axiales y Momentos Máximos – Primer piso (Bloque IV).....	140
Tabla N° 75: Combinaciones de carga - Primer piso (Bloque IV).	140

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N° 1: Falla por capacidad de carga bajo una cimentación rígida corrida.....	14
Figura N° 2: Presión de la tierra en reposo.	16
Figura N° 3: Diagrama de distribución de Presión de la tierra en reposo.	17
Figura N° 4: Presión Activa de la tierra.	18
Figura N° 5: Presión Pasiva de la tierra.	18
Figura N° 6: Cargas Impulsivas.....	19
Figura N° 7: Sección de Viga Doblemente Reforzada.....	23
Figura N° 8: Requerimiento de estribos en vigas.	24
Figura N° 9: Fuerzas cortantes de diseño de vigas.	25
Figura N° 10: Diagrama de interacción de análisis y de diseño (ϕM_n , ϕP_n).	26
Figura N° 11: Distribución de cargas actuantes en la losa.	28
Figura N° 12: Brazo rígido.....	33
Figura N° 13: Diafragma rígido.....	33
Figura N° 14: Peso Sísmico.....	34
Figura N° 15: Transferencia de cargas de una estructura.....	35
Figura N° 16: Movimiento periódico de un sistema elástico.	36
Figura N° 17: Ubicación de la región de CAJAMARCA.	37
Figura N° 18: Ubicación de la Provincia de JAÉN.....	38
Figura N° 19: Ubicación del Distrito de JAÉN.	38
Figura N° 20: Imagen satelital del lugar de estudio.....	39
Figura N° 21: Flujograma de la metodología realizada en la presente tesis.	40
Figura N° 22: Tribuna Oriente Estadio “Víctor Montoya Segura” – Vista frontal.	41
Figura N° 23: Tribuna Oriente Estadio “Víctor Montoya Segura” – Vista posterior.	41
Figura N° 24: Distribución Tribuna Oriente Izquierda.	42
Figura N° 25: Distribución Tribuna Oriente Centro.	42
Figura N° 26: Distribución Tribuna Oriente Derecha.....	42
Figura N° 27: Pórtico de la Tribuna Oriente Estadio “Víctor Montoya Segura”.	43
Figura N° 28: Pórtico en el Eje Y – Y, que conforma la Tribuna Oriente.	43
Figura N° 29: Muro de contención - Tribuna Oriente Estadio “Víctor Montoya Segura”.....	44

Figura N° 30: Tijerales Metálicos – Techo metálico Tribuna Oriente.....	44
Figura N° 31: Zona de ensayo – Cuadrícula y Puntos de Impacto.	45
Figura N° 32: Fotografía Parapeto de ladrillo King Kong artesanal.....	47
Figura N° 33: Fotografía del tijeral metálico – Techo Metálico.....	49
Figura N° 34: Detalles de la lámina Cindulit 180.....	49
Figura N° 35: Fotografía del techo metálico con cobertura liviana.....	50
Figura N° 36: Formato de cálculo de Capacidad Portante de un suelo.....	52
Figura N° 37: Malla Olímpica	53
Figura N° 38: Fotografía de la malla olímpica sobre los parapetos.....	54
Figura N° 39: Distribución de las fuerzas de empuje del suelo - Muro de contención.....	55
Figura N° 40: Distribución de la Carga de Empuje - Muro de contención.	55
Figura N° 41: Fuerzas de viento en la dirección Y – Techo metálico.	58
Figura N° 42: Fuerzas de viento en la dirección X – Techo metálico.	58
Figura N° 43: Zonas sísmicas.....	59
Figura N° 44: Espectro de Pseudo Aceleración $R = 8$ – Dirección “X” y “Y”.	64
Figura N° 45: Fotografía del tijeral metálico instalado en la Tribuna Oriente.	113
Figura N° 46: Detalle Tijeral Metálico - Planos Expediente Técnico Tribuna Oriente.....	114
Figura N° 47: Modelo del Tijeral Metálico para el modelamiento en ETABS v16.	114
Figura N° 48: Arquitectura del Bloque I – Tribuna Oriente.....	115
Figura N° 49: Fotografía del Bloque I – Tribuna Oriente.....	115
Figura N° 50: Arquitectura del Bloque V – Tribuna Oriente.	116
Figura N° 51: Fotografía del Bloque V – Tribuna Oriente.	116
Figura N° 52: Diagrama de la envolvente de Cortantes y Momentos Viga VA – Bloque I. ..	133
Figura N° 53: Diagrama de la envolvente de Cortantes y Momentos Viga VP – Bloque II...	135
Figura N° 54: Diagrama de Interacción de la columna C-01 - Bloque IV.....	138
Figura N° 55: Diagrama de Interacción de la columna C-01 - Bloque IV.....	138
Figura N° 56: Elementos metálicos seleccionados para el diseño - Tijeral.	143
Figura N° 57: Diagrama Carga Axial en Brida Superior – Tijeral Bloque II.....	143
Figura N° 58: Diagrama Carga Axial en Brida Inferior inclinada – Tijeral Bloque II.	145
Figura N° 59: Diagrama Carga Axial en Brida Inferior horizontal – Tijeral Bloque II.....	146
Figura N° 60: Elementos metálicos seleccionados para el diseño – Tijeral lateral.	147
Figura N° 61: Diagrama Carga Axial en Brida Superior – Tijeral lateral Bloque I.	147
Figura N° 62: Diagrama Carga Axial en Brida Inferior – Tijeral lateral Bloque I.....	148
Figura N° 63: Viguetas metálicas seleccionados para el diseño.....	149
Figura N° 64: Diagrama Contante y Momento en – Bloque II.....	149

RESUMEN

El presente trabajo de investigación tiene como objetivo principal evaluar el comportamiento estructural de la Tribuna Oriente del estadio “Víctor Montoya Segura”. La Tribuna Oriente está formada por pórticos, graderías, muros de contención, tabiques de albañilería y un techo metálico con cobertura liviana. Primeramente, se determinó la Capacidad Portante del suelo de cimentación mediante la ejecución de calicatas, que, además, permitió determinar y evaluar la calidad del suelo. Se desarrolló un modelo estructural, en donde se realizó el análisis estático y dinámico, empleando el uso del programa ETABS y la metodología de diseño de las Normas Peruanas, para luego verificar el diseño de los elementos estructurales de concreto armado y los elementos metálicos mediante la Norma E 030 y E 090 respectivamente. Se concluyó que: la estructura es vulnerable a las cargas de sismo y las cargas de viento, y se encuentra susceptible a los efectos de resonancia. Del estudio de suelos: se encontró suelos arcillosos de baja plasticidad, con σ_t de 0.78 kg/cm², y suelos areno arcillosos con σ_t de 1.41 kg/cm², siendo suelos de mala calidad para la construcción. Del Análisis Estático y Dinámico se determinó que: los desplazamientos laterales relativos admisibles cumplen con la Norma E 030, además se obtuvo una Junta sísmica mayor al que presenta la estructura construida. Al verificar el diseño de los elementos de concreto armado se concluyó que: el diseño por flexión y cortante de la losa y el muro de contención cumplen con los criterios de diseño de la Norma E 060, mientras que las vigas y columnas no satisfacen las condiciones de diseño. Finalmente, al verificar el diseño de los elementos metálicos se concluyó que: los tijerales metálicos en la dirección Y y X no cumplen con los criterios de diseño por tracción y compresión, mientras que las viguetas metálicas si cumplen los criterios de diseño por flexión y corte de la Norma E 090.

Palabras Claves: Estadio, Tribuna, Evaluación estructural, Análisis Sísmico, Análisis Estático, Análisis Dinámico.

ABSTRACT

The main objective of this research work is to evaluate the behavior structure of the Tribune Oriente of the "Víctor Montoya Segura" stadium. The East Tribune it consists of porches, bleachers, retaining walls, masonry walls and a roof metallic with light coverage. First, the soil carrying capacity was determined of foundation by means of the execution of pits, that, in addition, allowed to determine and evaluate the quality of the soil. A structural model was developed, where the static and dynamic analysis, using the ETABS program and the methodology of design of the Peruvian Standards, to then verify the design of the structural elements of reinforced concrete and metallic elements by means of the Standard E 030 and E 090 respectively. It was concluded that: the structures are vulnerable to earthquake loads and loads of wind, and is susceptible to the effects of resonance. From the study of Soils: clay soils of low plasticity were found, with σ_t of 0.78 kg / cm², and soils clayey sand with σ_t of 1.41 kg / cm², being floors of poor quality for construction. From the Static and Dynamic Analysis it was determined that: the relative lateral displacements allowances comply with the E 030 standard, in addition, a seismic seal greater than that presents the built structure. By checking the design of the reinforced concrete elements it was concluded that: the design by bending and shear of the slab and the retaining wall meet with the design criteria of Standard E 060, while the beams and columns do not they satisfy the design conditions. Finally, when verifying the design of the elements metallic ones it was concluded that: the metallic trunks in the Y and X directions do not comply with the design criteria by traction and compression, while metal joists do meet the design criteria for bending and cutting of Standard E 090.

Keywords: Stage, Tribune, Structural Evaluation, Seismic Analysis, Static Analysis, Dynamic Analysis.

“EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TRIBUNA DEL ESTADIO VÍCTOR MONTOYA SEGURA EN LA CIUDAD DE JAÉN – CAJAMARCA – PERÚ”

CAPITULO I. INTRODUCCIÓN

Si bien es cierto, el análisis estructural aparece mucho antes de la era antigua de los egipcios, romanos y griegos, aunque aún no se han encontrado pruebas escritas, pero en sus estructuras, se pueden observar ciertos principios de la estática y del análisis estructural. Escritos del análisis estructural empiezan a surgir después del Renacimiento, con estructuras simples. Posteriormente se ha hecho uso de modelos matemáticos considerando la idealización de la estructura, cuya solución es la aplicación de métodos numéricos con ecuaciones complejas, en donde solo se empleaban cargas estáticas, pero con el tiempo se ha ido incorporando cargas dinámicas, como cargas de sismo, viento, entre otras; y debido a la complejidad que ha ido alcanzando el análisis estructural es que actualmente se utilizan software y con ello se optimiza el tiempo.

Actualmente el análisis dinámico, que es parte del análisis estructural, ha ganado mucha importancia en el campo de la ingeniería, debido al cambio en la naturaleza y a la intensidad de las cargas que se aplican a las estructuras, además de poder construir estructuras más económicas y esbelta, por lo que el análisis estático resulta insuficiente.

El análisis estructural es empleado para cualquier tipo de estructura y una de ellas son las estructuras que conforman las tribunas de los estadios, estructuras donde los efectos de las cargas dinámicas, son considerables en el comportamiento estructural, tal es el caso de las cargas sísmicas, que, en el peor de los casos, puede suceder el colapso de la estructura, generando pérdidas humanas invaluable.

Por lo que esta investigación se centrará en la evaluación del comportamiento estructural de la tribuna del estadio Víctor Montoya Segura, la cual, fue diseñada estructuralmente mediante cargas estáticas y dinámicas sísmicas.

Para la evaluación del comportamiento estructural de la Tribuna Oriente del estadio Víctor Montoya Segura, se considerará cargas estáticas y dinámicas generadas por sismo y por viento y el empleo del software ETABS v16, con la finalidad de brindar un aporte a la comunidad y si fuera el caso tomar las medidas necesarias para evitar consecuencias irreparables para aquella población que asiste a este tipo de estructuras.

1.1. PROBLEMA

1.1.1. Planteamiento del problema

El Estadio “Víctor Montoya Segura” es un estadio de fútbol, ubicado en la ciudad de Jaén. El terreno en donde funciona el estadio Víctor Montoya Segura tiene un área de 26,508.43 m², y un perímetro de 667.13 m, y se terminó de construir en el año 2012.

La tribuna oriente fue diseñada para una capacidad de 3195 espectadores, pero el estadio dispone de una capacidad total de 9000 espectadores aproximadamente. Además se considera ser uno de los más importantes del departamento de Cajamarca, muestra de ello es que en el año 2000 albergó algunos partidos de local de Juan Aurich.

Debido a tal magnitud de importancia que presenta esta estructura, es que es preciso que esta estructura no presente fallas estructurales o en el peor de los casos un desastre de gran magnitud al presenciar un evento sísmico o fuertes ráfagas de viento, ante esto contará la Tribuna de Oriente del Estadio de la Ciudad de Jaén con un diseño estructural que permita mantenerse en condiciones óptimas al presenciar estos tipos de eventos, en los cuales se encuentran cargas estáticas y dinámicas.

1.1.2. Formulación del problema

El problema de esta investigación se puede resumir con la siguiente interrogante: ¿Cuál es el comportamiento estructural de la Tribuna Oriente del Estadio Víctor Montoya Segura de la ciudad de Jaén?

1.2. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

La razón por la que motiva hacer esta investigación es para analizar el comportamiento estructural de la tribuna Oriente del Estadio de la Ciudad de Jaén, resultados que servirán como referencia para el diseño de las tribunas que faltan construir en dicho estadio y proyectos afines.

En la actualidad no se han realizado estudios a nivel local sobre este tema, por lo que los resultados serán de suma importancia para las empresas públicas y privadas dedicadas al diseño de estructuras de este tipo, estructuras sometidas a cargas de sismo y de viento.

Además, actualmente existe una mala práctica en el diseño de estructuras, muchas veces se prioriza la economía debido al costo de elaborar un diseño estructural y los estudios que implican este tipo de estructura, por lo que en muchos casos se toman proyectos similares y se adaptan a ellos, obteniendo como resultados finales elementos estructurales de dimensiones erróneas y con un comportamiento estructural erróneo.

1.3. ALCANCES O DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

Esta investigación pretende realizar un Análisis Estático y un Análisis Dinámico de la Tribuna Oriente del Estadio Víctor Montoya Segura, de la ciudad de Jaén. Los ensayos pertinentes se realizaron en un laboratorio que presenta estándares de calidad como es el Laboratorio de la Universidad Nacional de Cajamarca. Los resultados de esta investigación serán de suma importancia para entidades locales privadas y públicas dedicadas a este rubro, para estudiantes y público interesado en el tema.

1.4. LIMITACIONES

- La excavación de calicatas solo se realizó en el terreno natural de los extremos de la Tribuna Oriente, debido al impedimento de las autoridades encargadas del Estadio, por el temor a dañar la estructura.
- Las dimensiones de la estructura se tomaron de un levantamiento arquitectónico, a excepción de las medidas del Techo Metálico, que, a causa de la altura no se realizaron, por lo que se tomaron del Expediente Técnico brindado por la Sub Gerencia Regional.
- En cuanto al Expediente Técnico brindado por la Sub Gerencia Regional, solo se obtuvo la Memoria Descriptiva, Presupuesto, Cronogramas y Planos, no pudiendo encontrar la Memoria de Cálculo Estructural y el Estudio de Mecánica de Suelos.

1.5. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.5.1. Objetivo General

Evaluar el comportamiento estructural de la Tribuna Oriente del “Estadio Víctor Montoya Segura” de la ciudad de Jaén.

1.5.2. Objetivos Específicos

- Determinar la Capacidad Portante y evaluar la calidad del suelo de cimentación.
- Realizar el Análisis Estático y Dinámico mediante el software ETABS v16 y bajo los criterios de diseño de la Norma Técnica E 030 – Diseño Sismoresistente.
- Verificar el diseño de los elementos estructurales de concreto armado mediante la Norma Técnica E 060 – Concreto Armado.
- Verificar el diseño de los elementos metálicos mediante la Norma Técnica E 090 – Estructuras Metálicas.

1.6. HIPÓTESIS

El diseño estructural de la Tribuna Oriente del Estadio Víctor Montoya Segura de la Ciudad de Jaén cumple con los criterios de diseño de las Normas Técnicas Peruanas (Norma E 030, E 060, E 090).

CAPITULO II. MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES TEÓRICOS DE LA INVESTIGACIÓN

2.1.1. Antecedentes Internacionales

- En la tesis: **“Comparación técnica - económica del pórtico de una tribuna de estadio de hormigón armado entre el análisis estático y el análisis dinámico de la interacción humano – estructura”**. (Carlos Manuel Andrade Salas, La Paz – 2014, Trabajo de grado para optar el título de licenciatura en Ingeniería Civil). Esta investigación nos muestra que las graderías de los estadios presentan vibraciones causadas por la excitación anímica del movimiento de grandes grupos de espectadores, lo cual produce fallas estructurales y en el peor de los casos el colapso de la estructura debido al efecto de resonancia generando pérdidas humanas y esto sucede debido a que los estadios han sido diseñados en base a la consideración de las cargas estáticas sin tomar en cuenta las cargas dinámicas de la interacción humano – estructura, que son las que producen mayores solicitaciones a la estructura en comparación a las cargas estáticas tradicionales que consideran las normas. Como resultado de su investigación arrojo que mediante el análisis modal de la estructura desocupada determinó una frecuencia vertical natural de 2.06 Hz, frecuencia por debajo del límite permitido de la 209 normativa para el control de vibraciones que establece que la estructura tenga una frecuencia natural vertical mayor a 5 Hz desocupada. En base a la frecuencia natural vertical de la estructura y las frecuencias de excitación se establece que la estructura entra en resonancia aumentando las deformaciones en el tiempo. Para aumentar la frecuencia, la estructura es rigidizada utilizando otro modelo, determinando una frecuencia vertical natural de 5.05 Hz, frecuencia que cumple con la normativa para el control de vibraciones.

- La investigación **“Caracterización del efecto de la interacción Humano-Estructura en el Estadio Olímpico en Cali, Colombia”**, de Albert Ricardo Ortiz, Daniel Gómez y Peter Thomson, publicada en la Revista Ingeniería e Investigación Vol. 29 No. 1, abril de 2009 (13-23). Menciona que el movimiento de las personas sobre la estructura induce cambios en las características dinámicas naturales, generando vibraciones elevadas que afectan las condiciones de servicio e incluso llegan a generar fallas estructurales. La investigación consistió en la caracterización de la respuesta de la estructura en diversos

eventos musicales y deportivos además de la obtención de funciones de carga para personas en movimiento y su posterior aplicación en modelos analíticos. Se encontraron sectores de las tribunas estudiadas con efectos de acoplamiento entre las cargas producidas por el público y la respuesta de la estructura, y se observó un incremento hasta del 200% en el amortiguamiento cuando una estructura está ocupada por personas. En el análisis se observó un posible efecto de acoplamiento entre la frecuencia de salto del público (2.0 Hz) y un modo de vibración con su frecuencia asociada en el mismo rango de la producida por las personas, este consiste en una disminución de la frecuencia natural de la estructura y un aumento en la frecuencia de salto. Además, concluye que las personas en movimiento producen vibraciones verticales principalmente, pero dada la forma geométrica de una tribuna todas las vibraciones verticales van a producir una componente horizontal. En una tribuna en voladizo los modos verticales también son horizontales para determinados sectores (modos locales de voladizos), por lo que, no sólo los modos netamente verticales van a ser los excitados por las personas, sino que otros modos que involucren frecuencias asociadas bajas pueden presentar problemas de vibraciones resonancia debido a la geometría de la estructura. Sin bien las cargas producidas por las personas presentan un riesgo para algunos sectores de la estructura, la naturaleza humana de estas cargas no permite que se prolonguen por tanto tiempo, es decir las aceleraciones disminuyen debido a que las personas presentan cansancio.

2.1.2. Antecedentes Nacionales

- La tesis **“Diseño de un edificio de tribunas para un estadio de fútbol” (Carmen Giovanna Mamani Villalobos, Piura - marzo del 2017, Trabajo de grado para optar el título de licenciatura en Ingeniería Civil)**. En este trabajo de investigación está basado en el Diseño Estructural del bloque central de la Tribuna Norte del Estadio Campeones del 36 Piura – Sullana. La tribuna está formada por pórticos de concreto armado espaciados entre 2.05 y 6.80m., con graderías apoyadas sobre vigas que a su vez se apoyaban sobre un eje de columnas fuera de la fachada. Menciona que para representar a las graderías se desarrollaron dos modelos: el primero modelo se representó al contrapaso mediante Losa – losa y el segundo mediante bielas y viguetas es decir Biela – losa, mientras que el paso se representó como una malla de elementos finitos. Los resultados que arrojó esta investigación fueron: Para el primer modelo losa - losa, se obtuvo en la dirección X, un 73.1% de participación de masa a un periodo de vibración

de 0.203 seg. mientras que para la dirección Y, se obtuvo un 63.3% de participación de masa a un periodo de vibración de 0.256 seg. Para el segundo modelo Biela – Losa, en la dirección X, se obtuvo un 75.6% de participación de masa a un periodo de vibración de 0.197 seg. mientras que para la dirección Y, se obtuvo un 71.6% de participación de masa a un periodo de vibración de 0.257 seg. En el caso de las cortantes estáticos, en ambos modelos se obtuvo resultados muy cercanos, en cambio para el cortante dinámico los resultados difirieron debido a la diferencia de los porcentajes de participación de masa. En este trabajo de investigación concluye que, el primer modelo Losa – Losa es el que representa mejor el comportamiento de la tribuna ante cargas de sismo y de gravedad, mostrando derivas de 0.0035 y 0.0024 para las direcciones X e Y respectivamente, por que la tribuna tiene un buen desempeño ante el sismo de diseño.

- La Tesis “**Análisis y diseño estructural de dos tribunas de un estadio de futbol ubicado en el cercado de Arequipa**”, (Huaycho Sucari, Cristian Percy y Marquez Huamani, Gabriel Antonio, Arequipa – 2018), nos muestra el análisis y diseño estructural de tribunas, las cuales se les clasifico como estructuras irregulares debido a la distribución espacial de sus masas y de la rigidez., por lo se concluyó que era necesario realizar un análisis sísmico dinámico para poder determinar las fueras actuantes sobre la estructura. En esta investigación, se consideró los efectos de resonancia, debido a que es una estructura donde está presente los efectos de la vibración de las personas y con la finalidad de evitar posibles efectos de resonancia, reduciendo los periodos y aumentando la frecuencia natural tanto vertical como lateralmente. Menciona que, una forma indirecta de enfrentar el problema de vibraciones es a través de limitaciones en la frecuencia fundamental vertical de la estructura, asegurando que la estructura se encuentre fuera de la zona en la que es más probable que ocurra la Resonancia. Se realizó la creación de un diafragma rígido inclinado y debido a que es una estructura irregular, afecta en gran medida la distribución de las fuerzas del análisis sísmicas dinámico, las cuales difieren en la distribución en comparación con las de un análisis sísmico estático.

2.1.3. Antecedentes Locales

No se encontraron bibliografías locales que hayan tomado este tema de investigación en específico.

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. Estructuras Deportivas: Estadios

2.2.1.1. Estadio

Un estadio es una estructura donde se realizan eventos de varios tipos de deportes, y acoge a deportistas, equipo de entrenamiento, fanáticos y espectadores, además de ello son utilizados como escenario de conciertos o algún tipo de presentación artística, por lo que, un estadio es una estructura arquitectónica de gran envergadura. Los estadios más comunes y más conocidos son los de fútbol y los de béisbol, deportes que más se practican en el mundo, tanto que, en el caso del fútbol, cada 4 años se organizan las copas mundiales. También se construyen o habilitan estadios para los juegos olímpicos, donde se muestran todos los tipos de deportes.

El término «estadio» surge en la ciudad de Olimpia, Grecia. Los habitantes de esta ciudad denominaron con este término al recinto donde realizaban una carrera de 192m, que en Grecia equivalía a una unidad llamada «estadio». Es aquí, en la ciudad de Olimpia, en el Peloponeso occidental, Grecia donde se encuentra el estadio conocido más antiguo del mundo, donde los Juegos Olímpicos Antiguos tuvieron lugar por primera vez en 776 a. C. Las civilizaciones de Roma y posteriormente Grecia fueron las principales civilizaciones de Occidente que tuvieron noción y conocimiento sobre los estadios. Aunque originariamente y de forma estricta, un estadio debía tener pista de atletismo y ser capaz de albergar competiciones de ese deporte, en la época contemporánea, el término estadio ha pasado a aplicarse también cualquier gran infraestructura deportiva con graderías y campo central, incluso cubiertas. Ejemplo de ello es el estadio multiusos, diseñado para el uso de distintos deportes o conciertos, exposiciones y otros eventos. (UEFA, 2013, pág. 7)

Sin darnos cuenta, desde tiempos remotos, los estadios siempre han formado parte de la vida cotidiana de las personas, tanto así que puede llegar a influenciar en la economía de un país, claro está que dependerá de la capacidad para el cual es diseñado el estadio.

2.2.1.2. El requisito fundamental de los estadios según la FIFA

La seguridad humana deberá ser el requisito fundamental que deberá cumplirse en los estadios, independientemente de los factores financieros que implique construir un estadio

que ofrezca la máxima seguridad, esto implica que bajo ninguna circunstancia esta podrá ser ignora para dar prioridad a otras exigencias.

Todo lo que implica Seguridad estructural de un estadio deberá ser aprobados y certificados por las autoridades locales de obras civiles y seguridad, es decir se utilizarán las normas de seguridad más estricta, dentro del margen pertinente.

2.2.1.3. Tribunas de Estadios

✚ **Graderías:** Según la Norma A 100 – Recreación y Deporte, Artículo 19, para el diseño de tribunas de un estadio, se deberá cumplir las siguientes condiciones: Altura máxima: 0.45 m, profundidad mínima: 0.80 m y ancho mínimo por espectador: 0.55 m.

✚ **Pasajes de circulación en tribunas:** En cuanto a la circulación en las tribunas y bocas de salida de Estadios, en el Artículo 14, nos menciona que:

“El ancho mínimo de un pasaje de circulación transversal o longitudinal de acceso a los asientos será de 1.20 m y deberá de ubicarse como máximo cada 20 filas de asientos”.

✚ **Escaleras:** Norma A 100 – Recreación y Deporte, Artículo 15: “Las escaleras para el público deberán tener un paso o ancho de grada mínimo de 0.30 m y el ancho del tramo será múltiplo de 0.60 m. Si el ancho de los tramos de escalera es mayor a 2.40 m, llevará un pasamano central, adicional a los laterales. Las barandas protectoras al vacío contarán con una separación a ejes entre parantes igual a 0.13 m”.

✚ **Condiciones de visibilidad:** Norma A 100 – Recreación y Deporte, Artículo 20: “Para el cálculo del nivel de piso en cada fila de espectadores, se considerará que la altura entre los ojos del espectador y el piso, es de 1.10 m., cuando éste se encuentre en posición sentada, y de 1.70 m. cuando los espectadores se encuentren de pie”.

2.2.2. Análisis Estructural

El Análisis Estructural nos permite calcular fuerzas axiales, fuerzas cortantes, momentos flexionantes y los momentos torsionantes producido por cargas aplicadas a cada elemento

que constituye a una estructura, además de ello nos permite determinar las deformaciones de cada elemento y de la estructura. (Gonzales Cueva, 2014)

2.2.3. Análisis Sísmico

El diseño sismoresistente, tiene por finalidad evitar pérdidas de vidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños que puede sufrir la estructura ante un evento sísmico. (Norma Técnica E 030 Diseño Sismoresistente, 2018).

Para el análisis sismoresistente, la Norma Técnica E. 0.30 - Numeral 4.1, tiene en cuenta las siguientes consideraciones: Para estructuras regulares se debe de considerar que el total de la fuerza sísmica actúa independientemente en dos direcciones ortogonales predominantes, mientras que para las estructuras irregulares se debe suponer que la acción sísmica ocurre en la dirección más desfavorable.

La Norma Técnica E. 0.30 - Numeral 4.4, menciona que el procedimiento para el análisis sísmico se deberá realizar un Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalente o un Análisis Dinámico Modal Espectral, “(...) considerando un modelo de comportamiento lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas”.

2.2.3.1. Modelo para el análisis según la Norma Técnica E030 – Diseño Sismoresistente

- ✓ El modelo para el análisis deberá considerar una distribución espacial de masas y rigideces que sean adecuadas para calcular el comportamiento dinámico de la estructura.
- ✓ Las estructuras de concreto armado y albañilería podrán ser analizadas considerando las inercias de las secciones brutas, ignorando la fisuración y el refuerzo.
- ✓ Para edificios en que los sistemas de piso funcionan como diafragmas rígidos, se podrá usar un modelo con masas concentradas y tres grados de libertad por diafragma (dos componentes ortogonales de traslación horizontal y una rotación).
- ✓ Las deformaciones de los elementos deberán compatibilizarse mediante la condición de diafragma rígido.
- ✓ La distribución en planta de las fuerzas horizontales deberá hacerse en función a las rigideces de los elementos resistentes.
- ✓ Deberá verificarse que los diafragmas tengan la rigidez y resistencia, en caso contrario, deberá tomarse en cuenta su flexibilidad para la distribución de las fuerzas sísmicas.

- ✓ El modelo estructural deberá incluir la tabiquería que no esté debidamente aislada.
- ✓ Para los pisos que no constituyan diafragmas rígidos, los elementos resistentes serán diseñados para las fuerzas horizontales que directamente les corresponde.

2.2.3.2. Estimación del peso estructural (P)

El peso (P) de la estructura, se calcula adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determina de la siguiente manera: (Norma Técnica E 030 Diseño Sismoresistente, 2018)

- a. En edificaciones de las categorías A y B, se toma el 50 % de la carga viva.
- b. En edificaciones de la categoría C, se toma el 25 % de la carga viva.
- c. En depósitos, el 80 % del peso total que es posible almacenar.
- d. En azoteas y techos en general se toma el 25 % de la carga viva.
- e. En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considera el 100 % de la carga que puede contener.

2.2.4. Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes

El análisis estático permite calcular las fuerzas laterales aplicadas en los centros de masas de cada nivel de la edificación que produzcan efectos equivalentes a la acción sísmica. (Norma Técnica E 030 Diseño Sismoresistente, 2018)

Además, menciona que:

“Podrán analizarse mediante este procedimiento todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, las estructuras clasificadas como regulares de no más de 30 m de altura y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares”.

2.2.4.1. Consideraciones para el Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes según Norma Técnica E 030 Diseño Sismoresistente

✚ **Fuerza Cortante en la Base:** La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada es:

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

Ecuación 2. 1

Donde:

- ✓ **Z** = Factor de Zona.
- ✓ **U** = Factor de Uso.
- ✓ **C** = Factor de Amplificación Sísmica.
- ✓ **S** = Factor de Suelo.
- ✓ **R** = Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas.
- ✓ **P** = Peso de la estructura.

El valor de C/R no deberá considerarse menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0.11$$

Ecuación 2. 2

 **Fuerzas Sísmicas Verticales:** La fuerza sísmica vertical se considera como una fracción del peso igual a $\frac{2}{3} Z * U * S$.

2.2.5. Análisis Dinámico Modal Espectral

El Análisis Dinámico de sistemas estructurales constituye una extensión directa del Análisis Estático, es decir el Análisis Dinámico no solo se utilizan las características de rigidez, como lo hace el Análisis Estático, sino que además de ello considera las propiedades inerciales y de amortiguamiento, por lo que el Análisis Dinámico resulta más preciso. (Bazan & Meli, 1985)

Según la Norma Técnica E. 030 – Diseño Sismoresistente, Numeral 4.6, el Análisis Dinámico Modal Espectral puede aplicarse a cualquier estructura.

2.2.5.1. Consideraciones para el Análisis Dinámico Modal Espectral según el Norma Técnica E 030 Diseño Sismoresistente

 **Fuerza Cortante Mínima:** Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado en el análisis estático para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

2.2.5.2. Espectro de Pseudo – Aceleración:

Para el desarrollo del Análisis Sísmico, se calcula el Espectro de Pseudo – Aceleración, cuyos parámetros de cálculo se encuentran en la Norma Técnica E. 030.

 **Aceleración Espectral:** La Norma Técnica E. 030, considera que, para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utiliza un espectro inelástico de pseudo aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g \quad \text{Ecuación 2. 3}$$

Donde:

- ✓ **Z** = Factor de Zona.
- ✓ **U** = Factor de Uso.
- ✓ **C** = Factor de Amplificación Sísmica.
- ✓ **S** = Factor de Suelo.
- ✓ **R** = Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas.
- ✓ **g** = Gravedad.

2.2.6. Capacidad Portante del Suelo de Cimentación

La cimentación de una edificación es la encargada de tramitar las cargas de la estructura al suelo y de transmitir los movimientos sísmicos del suelo a la estructura. Mientras que la cimentación tiende a seguir el movimiento del suelo, por inercia, la masa de la estructura, tiende a oponer al movimiento y al desplazamiento dinámico, causando inseguridad en la estructura. (Bazan & Meli, 1985)

La capacidad de carga es la presión última o de falla por corte del suelo, lo cual es necesario considerar las características del suelo y las condiciones físicas del terreno de fundación, las cuales se determinan mediante un estudio de mecánica de suelos. En suelos cohesivos como arcilla, arcilla limosa y limo arcillosa, se emplea un ángulo de fricción interna (ϕ) igual a

cero, mientras que para suelos friccionantes como gravas, arenas y gravas arenosas, se emplea una cohesión (c) igual a cero. (Norma Técnica E 050 Suelos y Cimentaciones, 2018).

2.2.6.1. Capacidad de Carga según Terzaghi:

Terzaghi sugirió que, para una cimentación corrida, la superficie de falla en el suelo bajo carga última puede suponerse similar a la mostrada en la figura N° 1.

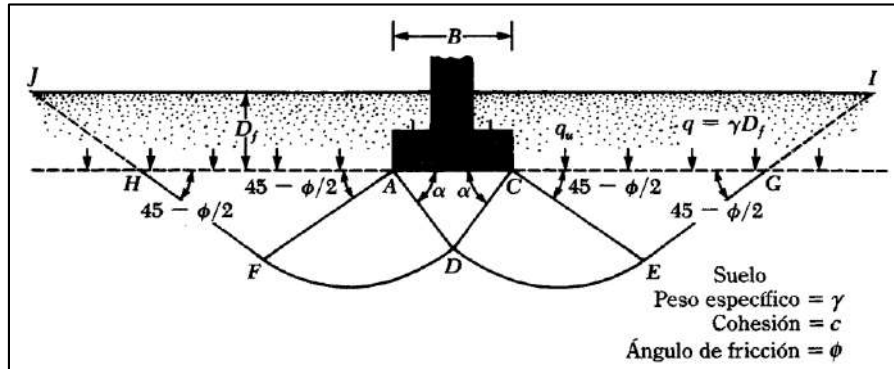


Figura N° 1: Falla por capacidad de carga bajo una cimentación rígida corrida.
Fuente: Principios de ingeniería de cimentaciones, (Braja M., 1999).

El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación puede también suponerse reemplazado por una sobrecarga equivalente efectiva:

$$q = \gamma * D_f \quad \text{Ecuación 2. 4}$$

Donde:

- ✓ γ : Peso específico.
- ✓ D_f : Profundidad de cimentación.

Usando el análisis de equilibrio, (Figura N° 1), Terzaghi expreso la capacidad de carga última en suelos que exhibe falla local de corte con la siguiente ecuación:

✚ **Cimentación corrida:**

$$q_u = \frac{2}{3} * c * N'_c + q * N'_q + \frac{1}{2} * \gamma * B * N'_\gamma \quad \text{Ecuación 2. 5}$$

Donde:

- ✓ c : Cohesión del suelo.
- ✓ γ : Peso Específico.
- ✓ B : Dimensión del lado de la cimentación.
- ✓ $q = \gamma * D_f$

✓ N'_c, N'_q, N'_γ : Factores de Capacidad de Carga, que están en función del Ángulo de fricción ϕ del suelo. Tabla N° 1.

Tabla N° 1: Factor de Capacidad de Carga N'_c, N'_q, N'_γ

ϕ	N'_c	N'_q	N'_γ	ϕ	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5.70	1.00	0.000	26	15.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.005	27	16.30	6.54	2.88
2	6.10	1.14	0.020	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.040	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.055	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.074	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.100	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.128	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.160	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.200	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.240	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.300	37	28.51	15.32	10.90
12	8.63	2.22	0.350	38	30.43	16.85	12.75
13	8.96	2.38	0.420	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.480	40	34.87	20.50	17.22
15	9.67	2.73	0.570	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.670	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.760	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.880	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.030	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.120	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.350	47	60.91	44.45	49.30
22	12.92	4.48	1.550	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.740	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.970	50	81.31	65.60	85.75
25	14.80	5.60	2.250				

Fuente: (Braja M., 1999)

2.2.6.2. Factor de Seguridad:

Para determinar la Capacidad de Carga Admisible de cimentaciones superficiales requiere aplicar un Factor de Seguridad (FS) a la Capacidad de Carga Última:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} \quad \text{Ecuación 2. 6}$$

La Capacidad de Carga Última Neta se define como la presión última por unidad de área de cimentación que es soportada por el suelo en exceso de la presión causada por el suelo que la rodea en el nivel de la cimentación. (Braja M., 1999)

Los valores de FS a utilizarse en un caso dado, en la práctica, pueden variar según la importancia de la obra y el orden de las incertidumbres que se manejen; es decir, debería de ser diferente en cada caso y producto de un estudio. Sin embargo, existen valores típicos

aceptados que se aplican a las cimentaciones superficiales: (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 2011).

- ✓ Si en el análisis de las cargas actuantes solo se considera las cargas permanentes es recomendable usar un FS mínimo de 3.
- ✓ Si en el análisis se consideran cargas permanentes y carga viva eventual, se debe usar un FS de 2 a 2.5.
- ✓ Si se consideran efectos de sismo en regiones de tal naturaleza, el FS puede llegar a tomar valores tan bajos como 1.

2.2.7. Presión Lateral de Tierra

La presión lateral de la tierra es la que se produce por taludes verticales o casi verticales de suelo hacia muros de retención o estructuras similares. Para el diseño de este tipo de estructuras de retención, se debe tener en cuenta los siguientes tipos de presión lateral de la tierra: (Braja M., 1999)

- a. Presión de la tierra en reposo:** Se produce cuando el muro se encuentra restringido contra el movimiento. Un caso tipo son los muros de sótanos en edificaciones.

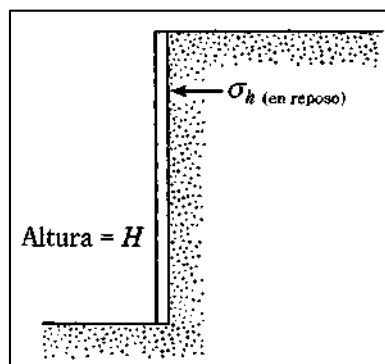


Figura N° 2: Presión de la tierra en reposo.

Fuente: (Braja M., 1999)

Según Braja M., para determinar la presión lateral de tierra en reposo se realiza lo siguiente:

Se considera un muro vertical de altura H , que retiene un suelo con peso específico de γ , y se aplica a la superficie del terreno una sobrecarga uniforme de q . Figura N° 3.

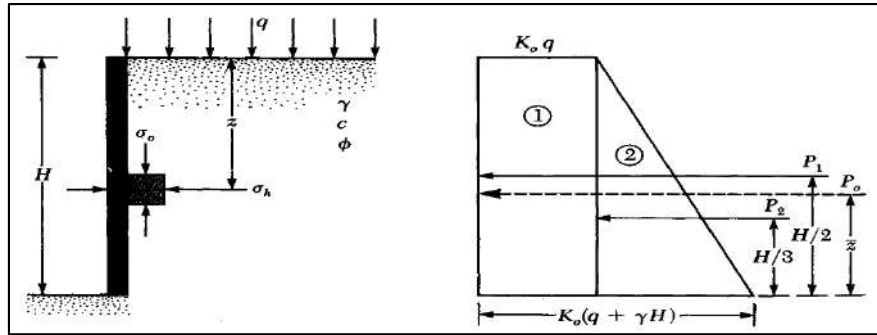


Figura N° 3: Diagrama de distribución de Presión de la tierra en reposo.

Fuente: (Braja M., 1999)

✚ Esfuerzos:

- Esfuerzo vertical a cualquier profundidad z debajo de la superficie de terreno es:

$$\sigma_v = q + \gamma * z \quad \text{Ecuación 2. 7}$$

- Esfuerzo horizontal a cualquier profundidad z debajo de la superficie de terreno es:

$$\sigma_h = K_0 * \sigma_v + u \quad \text{Ecuación 2. 8}$$

Donde:

- ✓ K_0 : Coeficiente de presión de la tierra en reposo.
- ✓ u : Presión de poro de agua, cuando hay presencia de nivel freático.

Para determinar el coeficiente de presión de la tierra en reposo K_0 , Braja M., menciona a Jaky (1944), el cual dice que para un suelo normalmente consolidado, la relación para K_0 es:

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi \quad \text{Ecuación 2. 9}$$

Donde:

- ✓ ϕ : Ángulo de fricción.

✚ **Distribución de presiones totales sobre el muro:** La fuerza total, P_0 , por unidad de longitud del muro está dada por: Figura N° 3.

$$P_0 = q * K_0 * H + \frac{1}{2} * \gamma * K_0 * H^2 \quad \text{Ecuación 2. 10}$$

La localización de la línea de acción de la fuerza resultante, P_0 , se define mediante la siguiente ecuación:

$$z = \frac{\frac{H}{2} + \frac{H}{3}}{P_0} \quad \text{Ecuación 2. 11}$$

- b. Presión Activa de la tierra:** Se produce al estar el muro inclinado respecto al suelo retenido, llegando a producirse una falla en forma de cuña triangular de suelo detrás del muro.

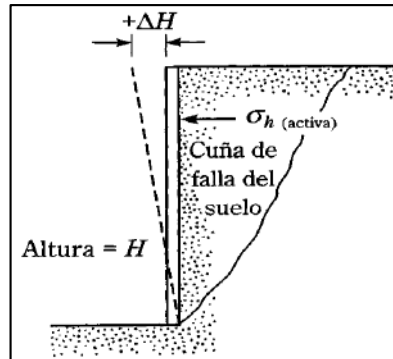


Figura N° 4: Presión Activa de la tierra.
Fuente: (Braja M., 1999)

- c. Presión Pasiva de la tierra:** Se produce al ser empujado el muro hacia el suelo retenido, llegando a producirse una falla en forma de cuña de suelo detrás del muro.

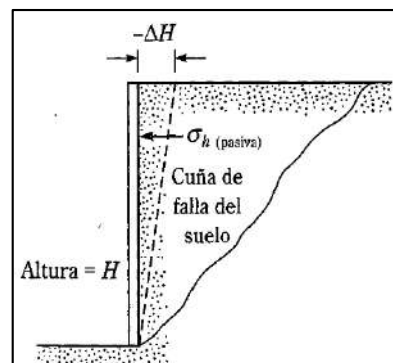


Figura N° 5: Presión Pasiva de la tierra.
Fuente: (Braja M., 1999)

2.2.8. Tipos de Cargas

La Norma Técnica E 020 Cargas, define a Carga como:

“Fuerza u otras acciones que resultan del peso de los materiales de construcción, ocupantes y sus pertenencias, efectos del medio ambiente, movimientos diferentes y cambio dimensionales restringidos”.

Según San Bartolomé, (1998), clasifica las cargas que pueden actuar en un edificio de la siguiente manera:

2.2.8.1. Cargas Estáticas

Son cargas gravitacionales que producen esfuerzos y deformaciones máximos en conjunto con la carga máxima. Se aplican lentamente sobre la estructura, por lo que no producen vibraciones en la estructura. Se clasifican en:

✚ **Cargas Permanentes o Muertas:** Carga gravitacional que actúan durante la vida útil de la estructura (Peso propio de la estructura y el peso de los elementos añadidos a la estructura).

La Norma Técnica E 020 Cargas, define a la carga muerta:

“Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que sean permanentes o con una variación en su magnitud, pequeña en el tiempo”.

✚ **Carga Viva o Sobrecarga:** Carga gravitacional que actúa de forma esporádica sobre los ambientes de una estructura, es de carácter movable. Las magnitudes de estas cargas dependen del uso al cual se destinen los ambientes.

La Norma Técnica E 020 Cargas, define a la carga viva:

“Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación”.

2.2.8.2. Cargas Dinámicas

Son aquellas cargas que varía su magnitud, dirección y sentido con respecto al tiempo, variando los esfuerzos y desplazamientos que se originan sobre la estructura.

En el instante que se produce la máxima respuesta estructural, no necesariamente coincide con el de la máxima sollicitación, tal como lo indica la Figura N° 6.

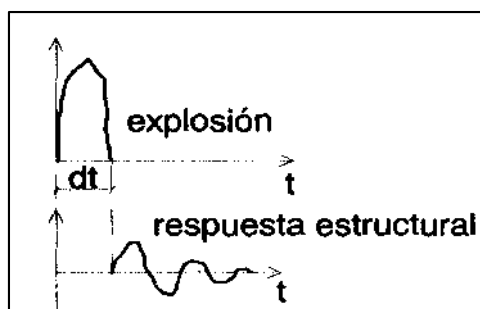


Figura N° 6: Cargas Impulsivas.
Fuente: (San Bartolomé, 1998)

Las cargas dinámicas se clasifican en:

- ✚ **Vibraciones causadas por maquinarias.**
- ✚ **Viento:** Para el diseño de estructuras convencionales se considera la carga de viento como una carga estática, a pesar que el viento es un fluido en movimiento; sin embargo, para estructuras muy flexibles es necesario verificar que su período natural de vibrar no coincida con el de las ráfagas de viento, de lo contrario, podría ocurrir la resonancia.
- ✚ **Sismo:** Las ondas sísmicas generan aceleraciones en las masas de la estructura y, por lo tanto, fuerzas de inercia que varían a lo largo del tiempo.
- ✚ **Cargas Impulsivas:** Son aquellas que tienen corta duración, como, por ejemplo, las explosiones, tal como se muestra en la Figura N° 6.

2.2.9. Efectos de Resonancia ante Cargas Dinámicas

La Norma Británica o British Standard BS6399-1, menciona que las cargas dinámicas solo serán significativas cuando se sincronice cualquier movimiento de multitud, como en este caso los saltos en las tribunas. Y si el movimiento sincronizado llega a excitar una frecuencia natural de la parte afectada de la estructura, se produce una resonancia que puede amplificar enormemente la respuesta de la estructura. Por lo que, para el diseño de la estructura, deben considerarse las cargas dinámicas o los efectos de resonancia tanto en la vertical como en dos direcciones horizontales ortogonales, ya que el movimiento de la multitud puede generar cargas horizontales y verticales:

- ✚ **Cargas dinámicas anticipadas:** Para el cálculo de la respuesta dinámica se debe considerar un rango de frecuencias de acuerdo al tipo de carga.
- ✚ **Efectos de resonancia:** Para evitar los efectos de resonancia, la frecuencia vertical debe ser mayor que 8.4 Hz y las frecuencias horizontales superiores a 4.0 Hz. Las frecuencias se evalúan para el modo apropiado de vibración de una estructura vacía.

2.2.10. Desplazamientos Laterales Relativos

2.2.10.1. Determinación de desplazamientos laterales

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por $0,75 \cdot R$ los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por $0,85 \cdot R$ los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

2.2.10.2.Desplazamientos laterales relativos admisibles

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la Tabla N° 2.

Tabla N° 2: Límites para la distorsión del entrepiso.

MATERIAL PREDOMINANTE	(Δ / H)
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Fuente: (Norma Técnica E 030 Diseño Sismoresistente, 2018).

2.2.11. Junta de Separación Sísmica

Con la finalidad de evitar el contacto entre dos estructuras vecinas, durante un movimiento sísmico, debe de haber una distancia mínima S de separación entre ella.

La distancia S no debe ser menor que: Norma Técnica E 030.

- ✓ $S = 2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes.
- ✓ $S = 0.006 * h \geq 0.03 \text{ m}$, donde h es la altura medida desde el nivel de terreno natural hasta el nivel considerado a evaluar.

2.2.12. Requisitos de Diseño de Elementos Estructurales de Concreto Armado

La Norma E 060 – Concreto Armado, menciona que los elementos estructurales de Concreto Armado deben diseñarse para que en sus secciones la Resistencia de Diseño (ϕR_n) sea menor o igual que la Resistencia Requerida (R_u).

Resistencia de Diseño $\geq$ Resistencia Requerida

$$\phi R_n \geq R_u$$

Ecuación 2. 12

2.2.12.1. Resistencia de Diseño

La Resistencia de Diseño (ϕR_n) proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos, así como sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deben tomarse como la Resistencia Nominal calculada multiplicada por los factores de Reducción de Resistencia ϕ .

Resistencia de Diseño = Factor de Reducción (ϕ) $\times$ Resistencia Nominal

El Factor de Reducción de Resistencia, ϕ :

✓ Flexión sin carga axial	0,90
✓ Carga axial y carga axial con flexión:	
a. Carga axial de tracción con o sin flexión	0,90
b. Carga axial de compresión con o sin flexión:	
- Elementos con refuerzo en espiral	0,75
- Otros elementos	0,70
✓ Cortante y torsión	0,85
✓ Aplastamiento en el concreto	0,70

2.2.12.2. Resistencia Requerida

La Norma E 060 – Concreto Armado, establece combinaciones de cargas para determinar la Resistencia Requerida. Para la presente investigación, solo se tendrá en cuenta lo siguiente:

1. La Resistencia Requerida para Cargas Muertas (CM) y Cargas Vivas (CV) será como mínimo:

$$U = 1,4 * CM + 1,7 * CV \quad \text{Ecuación 2. 13}$$

2. Si en el diseño se tuvieran que considerar Cargas de Viento (CVi), además de lo indicado en la ecuación 2.13, la Resistencia Requerida será como mínimo:

$$U = 1,25 * (CM + CV \pm CVi) \quad \text{Ecuación 2. 15}$$

$$U = 0,9 * CM \pm 1,25 * CVi \quad \text{Ecuación 2. 14}$$

3. Si en el diseño se tuvieran que considerar Cargas de Sismo (CS), además de lo indicado en la ecuación 2.13, la Resistencia Requerida será como mínimo:

$$U = 1,25 * (CM + CV) \pm CS \quad \text{Ecuación 2. 17}$$

$$U = 0,9 * CM \pm CS \quad \text{Ecuación 2. 16}$$

No será necesario considerar acciones de Sismo y de Viento simultáneamente.

4. Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto del peso y Empuje Lateral de los suelos (CE), la presión ejercida por el agua o la presión y peso ejercidos por otros materiales, además de lo indicado en la ecuación 2.13, la Resistencia Requerida será como mínimo:

$$U = 1,4 * CM + 1,7 * CV + 1,7 * CE \quad \text{Ecuación 2. 18}$$

En el caso en que la Carga Muerta o la Carga Viva reduzcan el efecto del Empuje Lateral, se usará:

$$U = 0,9 * CM + 1,7 * CE$$

Ecuación 2. 19

5. Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto de Cargas de Impacto, éstas deberán incluirse en la Carga Viva (CV).

2.2.12.3. Requisitos para el diseño de Vigas:

Las vigas son los elementos de apoyo de la losa, ya sea aligerada o maciza, y se encuentran sujetas a las cargas que le transmiten la losa, y trabajan fundamentalmente a flexión y cortante. (San Bartolomé, 1998)

- a. **Diseño por flexión:** El diseño por resistencia de elementos sujetos a flexión deberá satisfacer las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones que establece la Norma E 060 – Concreto Armado.

Para calcular el acero de la sección se usa las siguientes expresiones:

$$A_s = \frac{M_u}{F_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

Ecuación 2. 20

Fuente: (Morales Morales, 2006)

Donde:

- ✓ Mu: Momento Nominal a la flexión.
- ✓ Fy: Resistencia a la Fluencia del refuerzo.
- ✓ d: Peralte efectivo de la viga.
- ✓ El factor **a**, se define por la siguiente ecuación:

$$a = \frac{A_s * F_y}{0,85 * f'_c * b}$$

Ecuación 2. 21

Fuente: (Morales Morales, 2006)

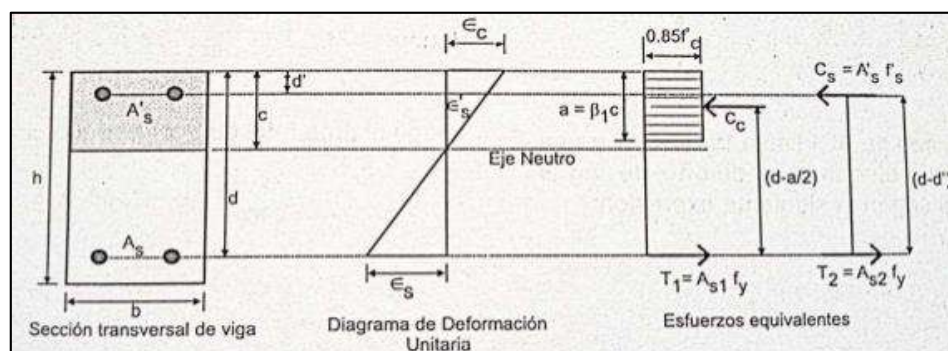


Figura N° 7: Sección de Viga Doblemente Reforzada.

Fuente: (Morales Morales, 2006)

Límites de refuerzo:

- ✓ **Acero máximo:** De acuerdo a la Norma E 060 – Concreto Armado, menciona que la cantidad de acero en tracción no debe exceder a $0,75 \cdot A_{s_b}$, donde A_{s_b} es el área de acero de la falla balanceada, el cual se produce cuando el concreto llega a su deformación máxima al mismo tiempo que el acero llega a su esfuerzo de fluencia.

$$A_{s_{\max}} = 0,75 \cdot A_{s_b} \quad \text{Ecuación 2. 22}$$

Donde:

$$A_{s_b} = \rho_b \cdot b \cdot d \quad \text{Ecuación 2. 24}$$

Fuente: (Morales Morales, 2006)

$$\rho_b = 0.90 \cdot 0.85 \cdot \frac{f'_c}{F_y} \cdot \left(\frac{6000}{6000 + F_y} \right) \quad \text{Ecuación 2. 23}$$

Fuente: (Morales Morales, 2006)

- ✓ **Acero mínimo:** Según la Norma E 060 – Concreto Armado, los elementos estructurales tienen que tener la mayor resistencia luego de la primera fisuración, por lo que se necesita una cantidad de acero mínima. El área mínima de refuerzo por tracción de secciones rectangulares, se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,7 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d}{F_y} \quad \text{Ecuación 2. 25}$$

La distribución de los aceros de refuerzo en las vigas, queda definido según la siguiente figura:

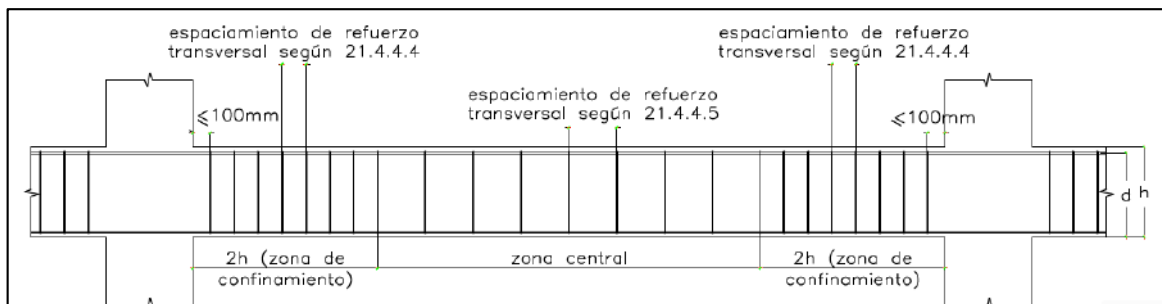


Figura N° 8: Requerimiento de estribos en vigas.

Fuente: Norma E 060 – Concreto Armado, 2009.

- b. Diseño por cortante:** La Norma E 060 – Concreto Armado, menciona que, para el diseño por cortante, la Resistencia Nominal al corte de la sección (V_n) está determinada por la sumatoria de la Resistencia Nominal al cortante del concreto (V_c) y de la Resistencia Nominal al cortante del refuerzo (V_s):

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{Ecuación 2. 26}$$

Además, para el diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante deberá cumplir con la siguiente expresión:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Ecuación 2. 27

Donde:

- V_n : Resistencia Nominal al cortante.
- V_u : Fuerza Cortante Amplificada.

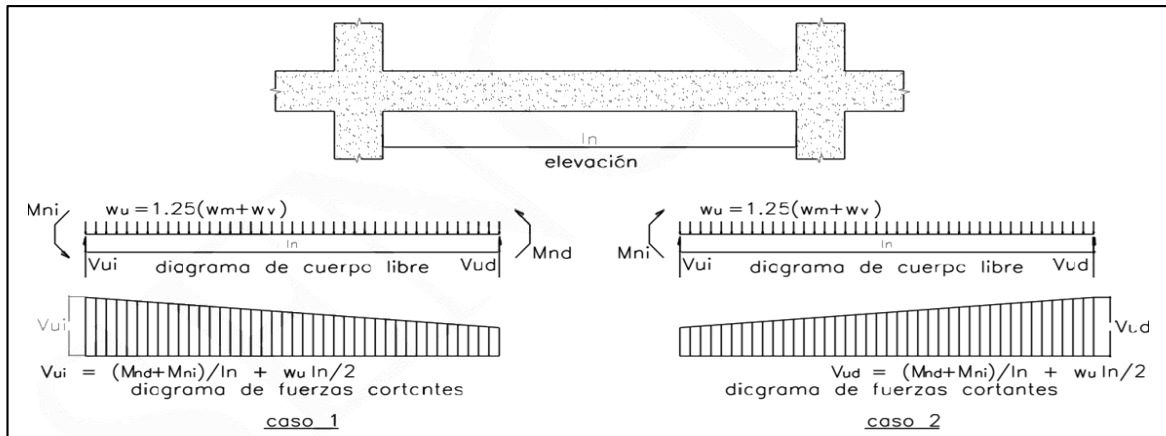


Figura N° 9: Fuerzas cortantes de diseño de vigas.

Fuente: (Norma Técnica E 060 Concreto Armado, 2009)

- ✓ La Resistencia Nominal al cortante del concreto V_c , se define por:

$$V_c = 0.17 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

Ecuación 2. 28

Donde:

- f'_c : Resistencia a la compresión del concreto.
- b_w : Ancho del alma de la sección.
- d : Peralte efectivo de la viga.

- ✓ La Resistencia Nominal al cortante del refuerzo V_s , se define por:

$$V_s = \frac{A_v * F_y * d}{S}$$

Ecuación 2. 29

Donde:

- A_v : Área de la varilla (cm²).
- F_y : Resistencia a la Fluencia del refuerzo.
- d : Peralte efectivo de la viga.
- S : Espaciamiento.

Límite del refuerzo:

- ✓ **Acero mínimo:** La Norma E 060 – Concreto Armado, exige que el refuerzo para el cortante sea como mínimo lo que indican las siguientes expresiones:

$$Av_{min} = 0.062 * \sqrt{f_c} * \frac{b_w * S}{F_{yt}} \quad \text{Ecuación 2. 31}$$

$$Av_{min} = 0.35 * b_w * S / F_{yt} \quad \text{Ecuación 2. 30}$$

Donde:

- f_c : Resistencia a la compresión del concreto.
- F_{yt} : Resistencia a la Fluencia del refuerzo transversal.
- b_w : Ancho del alma de la sección.
- S : Espaciamiento.

2.2.12.4. Requisitos para el diseño de Columnas:

Se denomina columna al elemento de concreto armado que tiene como relación entre altura y menor dimensión lateral a mayor que 3. Las columnas resisten fuerzas cortantes transmitidas por las vigas, que se acumulan como carga axial en los entrepisos. (San Bartolomé, 1998)

a. Diseño por flexocompresión: Para el diseño de un elemento sometido a flexocompresión se hace a base de la hipótesis de diseño en flexión, considerando adicionalmente el problema de esbeltez. (Blanco Blasco, 2014)

A la acción simultánea de cargas axiales y momentos flectores se la denomina como “flexocompresión”. El diseño por flexocompresión se basa en la creación de una curva de capacidad estructural, denominada diagrama de interacción.

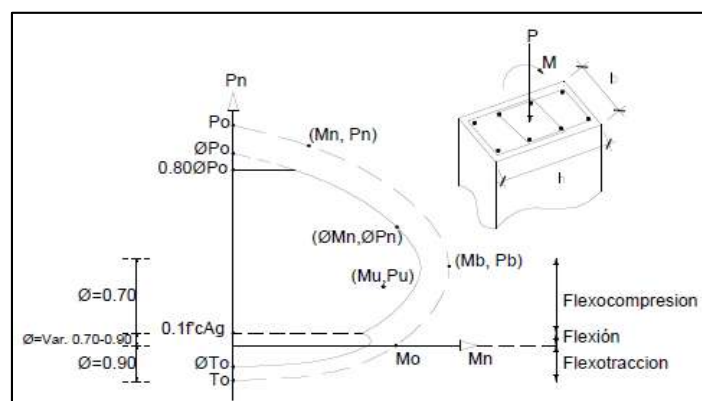


Figura N° 10: Diagrama de interacción de análisis y de diseño (ϕM_n , ϕP_n).

Fuente: (Blanco Blasco, 2014)

Límites de refuerzo:

El área de refuerzo longitudinal total A_{st} , no debe ser menor que 0.01 ni mayor que 0.06 veces el área total A_g , de la sección transversal. (Norma Técnica E 060 – Concreto Armado, 2009)

b. Diseño en flexocompresión uniaxial:

La Resistencia Nominal a la carga axial de la columna se define mediante la siguiente ecuación:

$$P_o = \phi * (0.85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + A_{st} * F_y) \quad \text{Ecuación 2. 32}$$

Fuente: (Blanco Blasco, 2014)

Donde:

- P_o : Resistencia Nominal en compresión pura.
- f'_c : Resistencia a la compresión del concreto.
- A_g : Área bruta de la sección transversal del elemento.
- A_{st} : Área del refuerzo de acero longitudinal.
- ϕ : Factor de reducción de resistencia. ($\phi = 0.70$ para columnas con estribos)

Resistencia de Diseño (ϕP_n) de elementos en compresión no se tomará mayor a: (Blanco Blasco, 2014)

✓ Para elementos con estribos:

$$\phi P_u(\max) = 0.80 * \phi * [0.85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + A_{st} * F_y] \quad \text{Ecuación 2. 33}$$

c. Evaluación de Diseño de columna a flexión biaxial:

La Norma E 060 – Concreto Armado, menciona que cuando las columnas están sujetas simultáneamente a momentos flectores en sus dos ejes principales, se deberá usar alternativamente la siguiente ecuación, aplicable a columnas cuadradas o rectangulares con armadura longitudinal simétrica:

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} + \frac{1}{P_{on}} \quad \text{Ecuación 2. 34}$$

Donde:

- P_n : Resistencia Nominal a carga axial en flexión biaxial.
- P_{nx} : Resistencia Nominal bajo la acción de momento únicamente en X ($e_y = 0$).

- Pny: Resistencia Nominal bajo la acción de momento únicamente en Y (ex = 0).
- Pon: Resistencia Nominal bajo la acción de carga axial (ex = ey = 0) que se calcula mediante: $0.85 * f'c * (Ag - Ast) + Ast * Fy$

La ecuación 2.34 es válida para valores de $P_u \geq 0.1 * \phi * P_{on}$; y para valores menores de la carga axial P_u , se usará lo siguiente:

$$\frac{M_{ux}}{\phi * M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi * M_{ny}} \leq 1.0 \quad \text{Ecuación 2. 35}$$

Donde:

- M_{ux} : Resistencia de diseño de la sección con respecto al eje X.
- M_{uy} : Resistencia de diseño de la sección con respecto al eje Y.

d. Evaluación de Diseño de columna a cortante:

La Norma E 060 – Concreto Armado, propone la siguiente expresión para determinar la Resistencia Nominal al cortante de los elementos sometidos a compresión axial:

$$V_c = 0.17 * \sqrt{f'c} * \left(1 + \frac{N_u}{14 * A_g}\right) b_w * d \quad \text{Ecuación 2. 36}$$

Donde:

- $f'c$: Resistencia a la compresión del concreto.
- b_w : Ancho de la sección de la columna en la sección analizada.
- d : Peralte efectivo de la sección.
- N_u : Carga axial última.
- A_g : Área bruta de la sección.
- N_u/A_g en MPa.

2.2.12.5. Requisitos para el diseño de losas macizas:

Las losas son elementos planos bidimensionales en los que el espesor es mucho menor que sus otras dos dimensiones. Estas losas actúan por flexión, ya que las cargas que actúan sobre éstas son fundamentalmente perpendiculares al plano principal de las mismas.

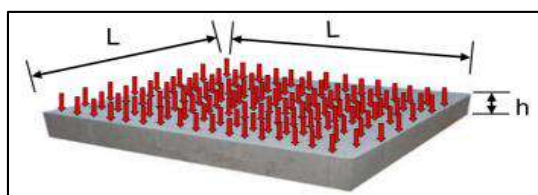


Figura N° 11: Distribución de cargas actuantes en la losa.

Según Norma E 060 – Concreto Armado, se permite diseñar un sistema de losas mediante cualquier procedimiento que satisfaga las condiciones de equilibrio y compatibilidad, siempre y cuando se demuestre que la resistencia de diseño en cada sección es por lo menos igual a la resistencia requerida y se cumplan con todas las condiciones de servicio y deflexiones.

Límites de refuerzo: (Morales Morales, 2006)

Para el diseño de losa maciza se exige un refuerzo mínimo por contracción y temperatura a:

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * b * t \quad \text{Ecuación 2. 37}$$

Donde:

- b: Ancho de la sección de losa.
- H: Altura o espesor de la sección de losa.

El espaciamiento del refuerzo no debe ser mayor que 5 veces el espesor de la losa o 45 cm.

2.2.12.6. Requisitos para el diseño de muros de contención:

La Norma E 060 – Concreto Armado, indica que para el diseño de los muros de contención con o sin carga axial significativa, se realiza de acuerdo a los requerimientos del diseño por flexión y carga axial.

a. Límites de refuerzo:

- ✓ El refuerzo mínimo será:
 - La cuantía de refuerzo horizontal mínimo es 0.0020.
 - La cuantía de refuerzo vertical mínimo es 0.0015.
 - El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciados a más de 3 veces el espesor del muro ni de 40 cm.
 - Para el caso de muros con espesores mayores que 20 cm, deben tener refuerzo en cada dirección colocado en 2 capas paralela a las caras del muro.
 - El acero de temperatura y contracción deberá colocarse en ambas caras para muros de espesor mayor o igual a 25 cm.

2.2.13. Requisitos de Diseño de Elementos metálicos

2.2.13.1. Resistencia requerida

La Norma E 090 – Concreto Armado, indica el diseño de elementos metálicos bajo el criterio del método de Factores de Cargas y Resistencia (LRFD), el cual considera que la Resistencia Requerida debe ser determinada para las siguientes combinaciones de cargas:

$$1.4 * CM \quad \text{Ecuación 2. 38}$$

$$1.2 * CM + 1.6 * CV + 0.8 * CVi \quad \text{Ecuación 2. 39}$$

$$1.2 * CM + 0.5 * CV + 1.3 * CVi \quad \text{Ecuación 2. 40}$$

$$0.9 * CM + 1.3 * CVi \quad \text{Ecuación 2. 41}$$

Donde:

- ✓ CM: Carga Muerta.
- ✓ CV: Carga Viva.
- ✓ CVi: Carga de Viento.

2.2.13.2. Diseño en tracción: Se diseñó para los elementos metálicos sometidos a cargas axiales de tracción.

 **Resistencia de diseño en tracción ($\phi_t P_n$):** Se selecciona el menor resultado según los siguientes casos límites:

- Para fluencia en el área total: $\phi_t = 0.90$

$$\phi_t P_n = \phi * F_y * A_g \quad \text{Ecuación 2. 42}$$

- Para rotura en el área neta: $\phi_t = 0.75$

$$\phi_t P_n = \phi * F_u * A_e \quad \text{Ecuación 2. 43}$$

Donde:

- ✓ ϕ_t = Factor de resistencia para tracción.
- ✓ P_n = Resistencia axial nominal (N).
- ✓ F_y = Esfuerzo de fluencia del acero (MPa).
- ✓ A_g = Área total de elemento (mm²).
- ✓ F_u = Resistencia mínima de tracción (MPa).
- ✓ A_e = Área neta efectiva (mm²).

✚ **Verificación de la relación de esbeltez mínima:** Para elementos sometidos a cargas de tracción, debe cumplirse la siguiente relación de esbeltez:

$$l/r \leq 300 \quad \text{Ecuación 2. 44}$$

2.2.13.3. Diseño por compresión: Para elementos metálicos sometidos a compresión axial.

✚ **Resistencia de diseño en compresión ($\phi_c P_n$):** Se define como:

$$\phi_c P_n = \phi_c * F_{cr} * A_g \quad \text{Ecuación 2. 45}$$

Donde:

- ✓ $\phi_c = 0.85$ = Factor de resistencia para compresión.
- ✓ A_g = Área total de elemento (mm²).
- ✓ F_{cr} = Esfuerzo critico (MPa), se obtiene de:

- Para $\lambda_c \leq 1.5$

$$\rightarrow F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) * F_y \quad \text{Ecuación 2. 46}$$

- Para $\lambda_c > 1.5$

$$\rightarrow F_{cr} = \left(\frac{0.658}{\lambda_c^2} \right) * F_y \quad \text{Ecuación 2. 48}$$

- λ_c = Parámetro de esbeltez:

$$\lambda_c = \frac{K * l}{r * \pi} * \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \text{Ecuación 2. 47}$$

- F_y = Esfuerzo de fluencia del acero (MPa).
- K = Factor de longitud efectiva.
- l = Longitud lateralmente no arriostrada.
- r = Radio de giro respecto del eje de pandeo.
- E = Módulo de elasticidad de acero (MPa).

✚ **Verificación de la relación de esbeltez mínima:** Para elementos sometidos a cargas de tracción, debe cumplirse la siguiente relación de esbeltez:

$$l/r \leq 200 \quad \text{Ecuación 2. 49}$$

2.2.13.4. Diseño por flexión de vigas:

✚ **Resistencia de diseño a flexión ($\phi_b M_n$):** Se define como:

$$\phi_b M_n = \phi_b * M_p \quad \text{Ecuación 2. 50}$$

Donde:

- ✓ $\phi_b = 0.90$ = Factor de Resistencia para flexión.
- ✓ $M_p = F_y * Z \leq 1.5 * M_y$

✓ $M_y = F_y * S$

- M_n = Resistencia Nominal en flexión (N – mm).
- M_p = Momento de Flexión Plástico (N – mm).
- F_y = Esfuerzo de Fluencia del acero (MPa).
- Z = Módulo Plástico de la sección (mm³).
- M_y = Momento correspondiente al inicio de la fluencia en la fibra externa debido a una distribución elástica de esfuerzos (N – mm).
- S = Módulo Elástico de la sección (mm³).

2.2.13.5. Diseño por corte de vigas:

✚ **Resistencia de diseño por corte ($\phi_v V_n$):** Se define la resistencia de diseño por corte según el siguiente caso:

✓ $\phi_v = 0.90$ = Factor de resistencia por corte.

✓ Para $h/t_w \leq 1098/\sqrt{F_{yw}}$

$$\phi_v V_n = \phi_v * 0.60 * F_{yw} * A_w \quad \text{Ecuación 2. 51}$$

✓ Para $1098/\sqrt{F_{yw}} < h/t_w \leq 1373/\sqrt{F_{yw}}$

$$\phi_v V_n = \phi_v * 0.60 * F_{yw} * A_w * \left(\frac{1098/\sqrt{F_{yw}}}{h/t_w} \right) \quad \text{Ecuación 2. 52}$$

✓ Para $1373/\sqrt{F_{yw}} < h/t_w \leq 260$

$$\phi_v V_n = \phi_v * A_w * \left(\frac{910\,000}{(h/t_w)^2} \right) \quad \text{Ecuación 2. 53}$$

Donde:

- V_n = Resistencia nominal al corte (N).
- h = Distancia libre entre alas (mm).
- t_w = Espesor del alma (mm).
- F_{yw} = Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del alma (MPa).
- A_w = Área del alma (mm²).

2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS

- **Brazo rígido:** Se le llama brazo rígido son los segmentos de viga y columnas que están embebidas dentro del nudo de unión de dichos elementos. Esta longitud normalmente no se tiene en cuenta en el modelamiento, puesto que los elementos se idealizan por medio de los ejes neutros de los mismos.

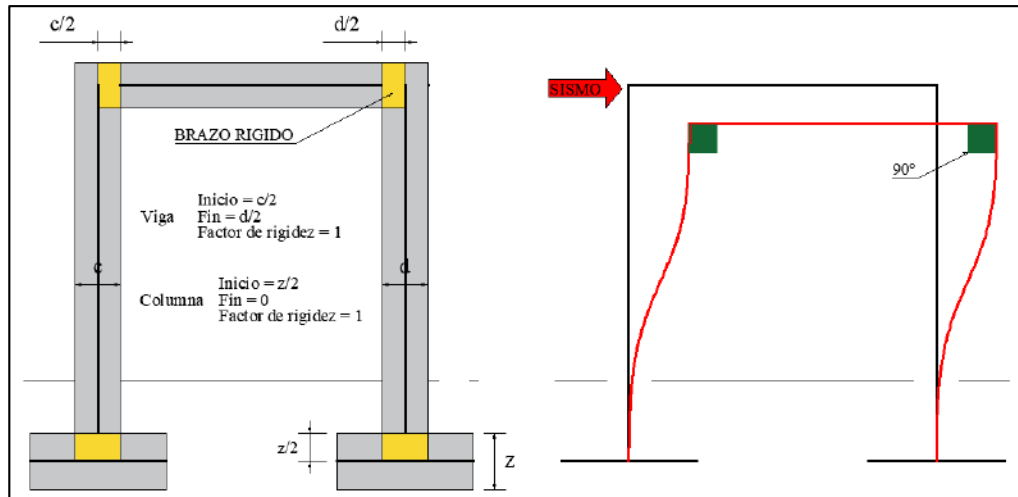


Figura N° 12: Brazo rígido.

Fuente: (Norma Técnica E 060 Concreto Armado, 2009, pág. 7)

- **Diafragma rígido:** Se define como una pieza estructural rígida que no se deforma, es decir, todas las partículas de la losa se moverán simultáneamente con el centro de masa. La losa tiene mayor rigidez con respecto a los ejes de las dimensiones grandes y, viceversa, tiene menor rigidez con respecto al eje de deformación que es el de dimensión menor.

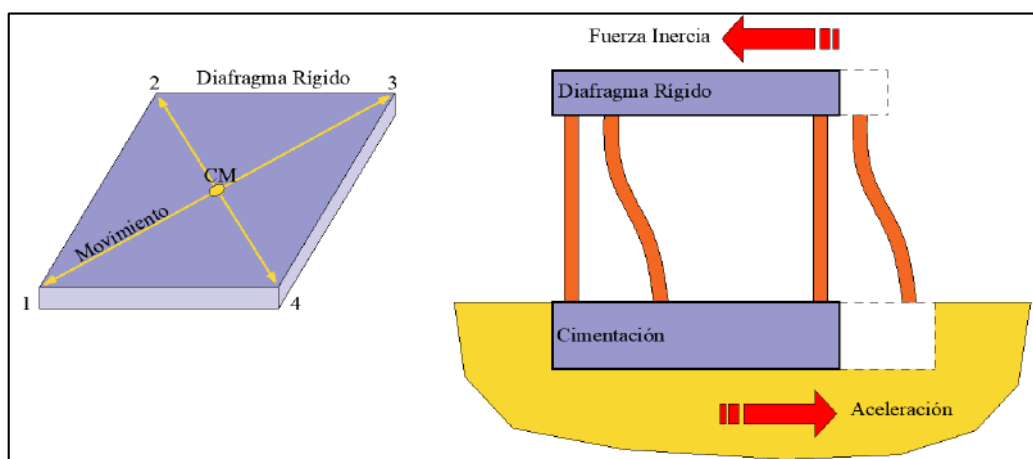


Figura N° 13: Diafragma rígido.

Fuente: (Norma Técnica E 060 Concreto Armado, 2009, pág. 8)

- **Rigidez:** Se define como rigidez a la capacidad que tiene un elemento estructural para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones.

- **Peso sísmico:** Es la sumatoria de la carga permanente o carga muerta, adicionando un porcentaje de la carga viva o sobrecarga.

El porcentaje de carga viva o sobrecarga que se adiciona dependerá de la categoría de la edificación. El peso sísmico se determina con la finalidad de calcular la fuerza cortante total en la base de la estructura.

$$P_{\text{sismico}} = P_{\text{CM}} + \% * P_{\text{CV}}$$

Ecuación 2. 54

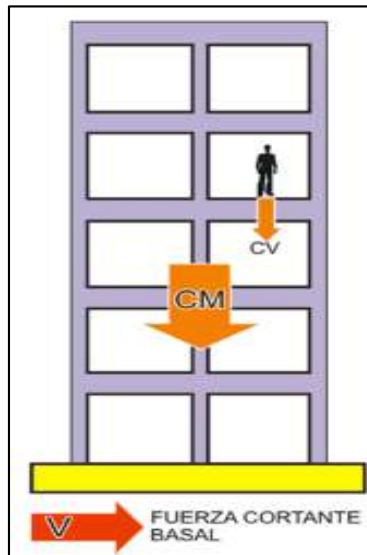


Figura N° 14: Peso Sísmico.

Fuente: (Norma Técnica E 060 Concreto Armado, 2009, pág. 10)

- **Cargas estáticas:** Hace referencia al peso propio de la estructura y a las cargas normales que debe soportar la estructura.
- **Cargas dinámicas:** Hace referencia a las cargas producidas por el tráfico, la acción del viento, las vibraciones de los terremotos, entre otras. Estas cargas pueden afectar a las estructuras cuando las vibraciones superan los límites de elasticidad de los materiales.
- **Transferencia de cargas en una estructura:** La transferencia de cargas empieza en las losas, las cuales distribuyen las cargas a las vigas, cuyas cargas se determinan de acuerdo a su zona de influencia o área tributaria. Las vigas transmiten a su vez la carga hacia las columnas, las cuales hacen llegar la carga a la cimentación, llegando así al suelo de cimentación.

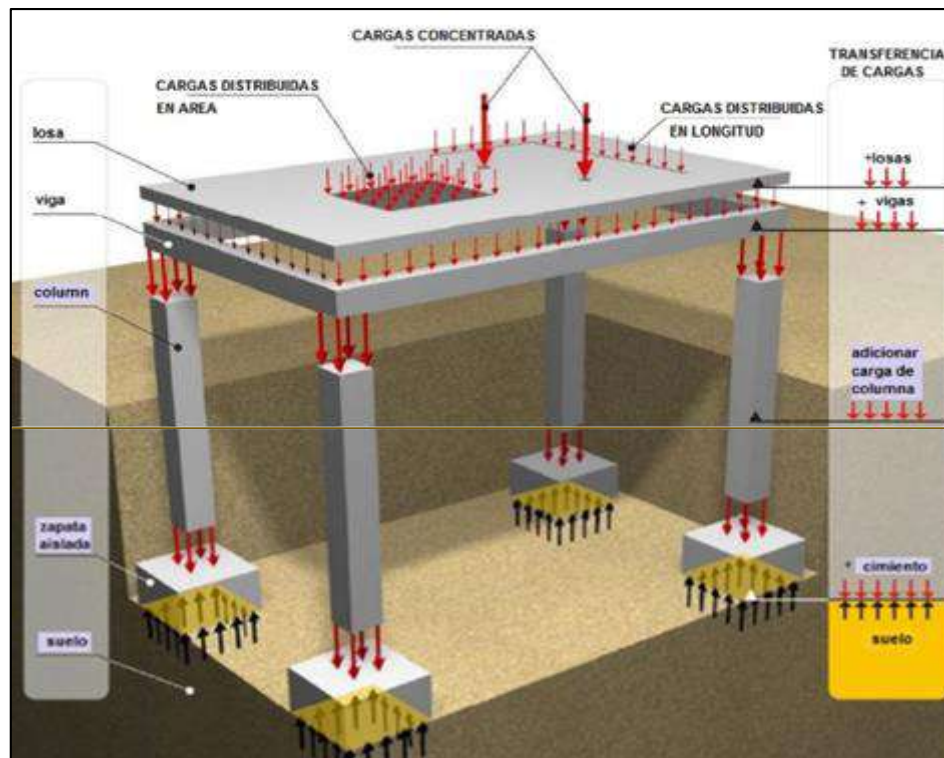


Figura N° 15: Transferencia de cargas de una estructura.

- **Frecuencia:** Es la oscilación o el movimiento repetitivo que realiza un objeto, desde que sale de su punto de equilibrio, llegando al punto superior más alejado y luego al punto inferior más alejado, para luego llegar a su punto de equilibrio, realizando así un ciclo. La cantidad de ciclos por segundo se mide en Hertz, y los Hertz definen la frecuencia de vibración. Figura N° 16.
- **Amplitud:** Se define como la distancia entre el punto de equilibrio y la máxima distancia de alejamiento, que se realiza en un ciclo cuando un objeto está en movimiento. Se define también como la intensidad de la vibración. Figura N° 16.
- **Vibraciones en cuerpos:** La vibración se produce cuando el sistema es desplazado desde su posición de equilibrio estable, retornando a su posición de equilibrio, bajo la acción de fuerzas de restitución elástica o gravitacional, realizando un movimiento periódico hasta alcanzar nuevamente su posición de equilibrio.
Existen dos clases de vibraciones:
 - Vibraciones libres: se realiza por un impulso inicial hacia un sistema elástico, donde el movimiento es mantenido únicamente por las fuerzas de restitución inherentes al mismo.

- Vibraciones forzadas: Se realiza cuando se aplican fuerzas externas como por ejemplo las fuerzas de un sismo, las cuales obligan al sistema a vibrar a la frecuencia de excitación.

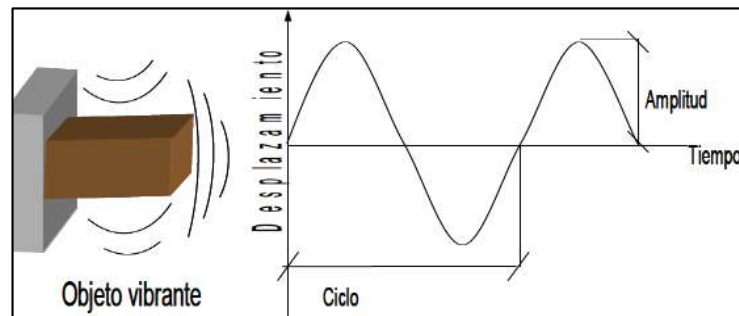


Figura N° 16: Movimiento periódico de un sistema elástico.

- **Resonancia:** Se origina cuando se somete a la estructura a un periodo de vibración externa a la misma frecuencia que la vibración natural de la estructura de forma repetitiva, haciendo que la amplitud del sistema oscilante o movimiento propio de la estructura sea más grande.
- **Espectro de Diseño:** Los espectros de diseño son una herramienta de gran utilidad en el diseño de estructuras sismoresistente, ya que se puede estimar el valor máximo de la respuesta, en términos de aceleración, sin necesidad de evaluar la historia temporal completa.

Es muy importante que distingamos entre espectros de respuesta, que se obtienen para un terremoto dado, y espectros de diseño, los cuales se aplican al cálculo y verificación de estructuras y representan la sismicidad probable del lugar.

CAPÍTULO III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. UBICACIÓN GEOGRÁFICA

La investigación se basa en el estudio de la Tribuna Oriente del estadio Víctor Montoya Segura, el cual se encuentra localizado en:

Tabla N° 3: Ubicación de la estructura a evaluar.

Región:	Cajamarca.
Provincial:	Jaén.
Distrito:	Jaén.
Sector:	Pueblo Libre.

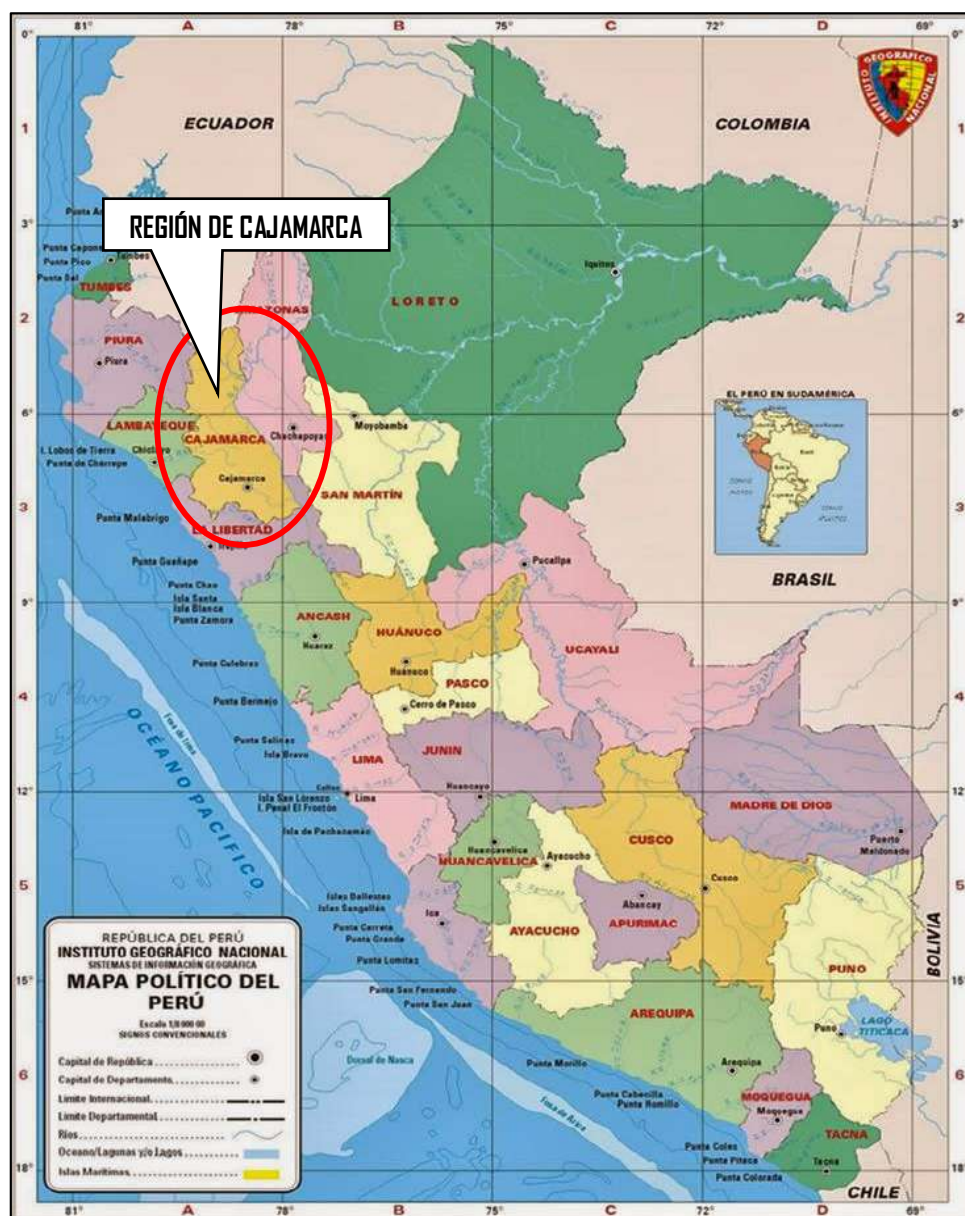


Figura N° 17: Ubicación de la región de CAJAMARCA.

Fuente: Mapa Político del Perú.



Figura N° 18: Ubicación de la Provincia de JAÉN.

Fuente: <https://cajamarcasky.files.wordpress.com/2015/09/region-cajamarca-macro.jpg>



Figura N° 19: Ubicación del Distrito de JAÉN.

Fuente: <http://asiescajamarca.blogspot.pe/2011/06/los-12-distrritos-de-la-provincia-de.html>

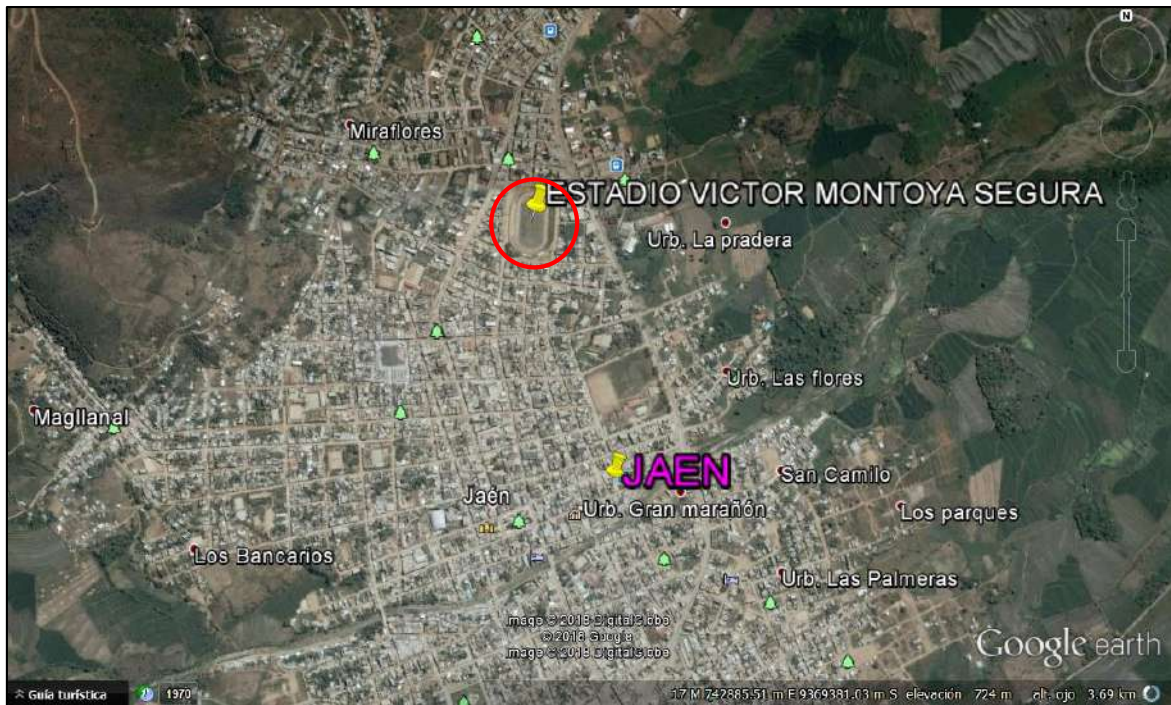


Figura N° 20: Imagen satelital del lugar de estudio.

Fuente: Google Earth.

El estadio Víctor Montoya Segura, se ubica en la misma ciudad de Jaén, y está limitado por:

- Av. Villanueva Pinillos.
- Calle Antisuyo.
- Calle Contisuyo.
- Calle Garcilazo de la Vega.

🚦 **Vías y forma de acceso:** Se accede por las cuatro calles que circundan al estadio Víctor Montoya Segura. Teniendo a la Av. Villanueva Pinillos como el acceso principal, también existen otras vías de acceso importantes cercanas al estadio, las cuales son: Av. Mariscal Castilla y la Av. Pakamuros.

3.2. POBLACIÓN

Se considera como población a los Estadios existente a nivel provincial.

3.3. MUESTRA

Para elegir la muestra de esta investigación se basó en el juicio y la conveniencia, por lo que se ha elegido la Tribuna Oriente del Estadio Víctor Montoya Segura, Jaén – Cajamarca.

3.4. UNIDAD DE ANÁLISIS

Tribuna Oriente del Estadio Víctor Montoya Segura, Jaén - Cajamarca.

3.5. DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA

A continuación, se presenta un flujograma (Figura N° 21), donde se describe la metodología seguida para determinar el comportamiento estructural de las tribunas del estadio “Víctor Montoya Segura”.

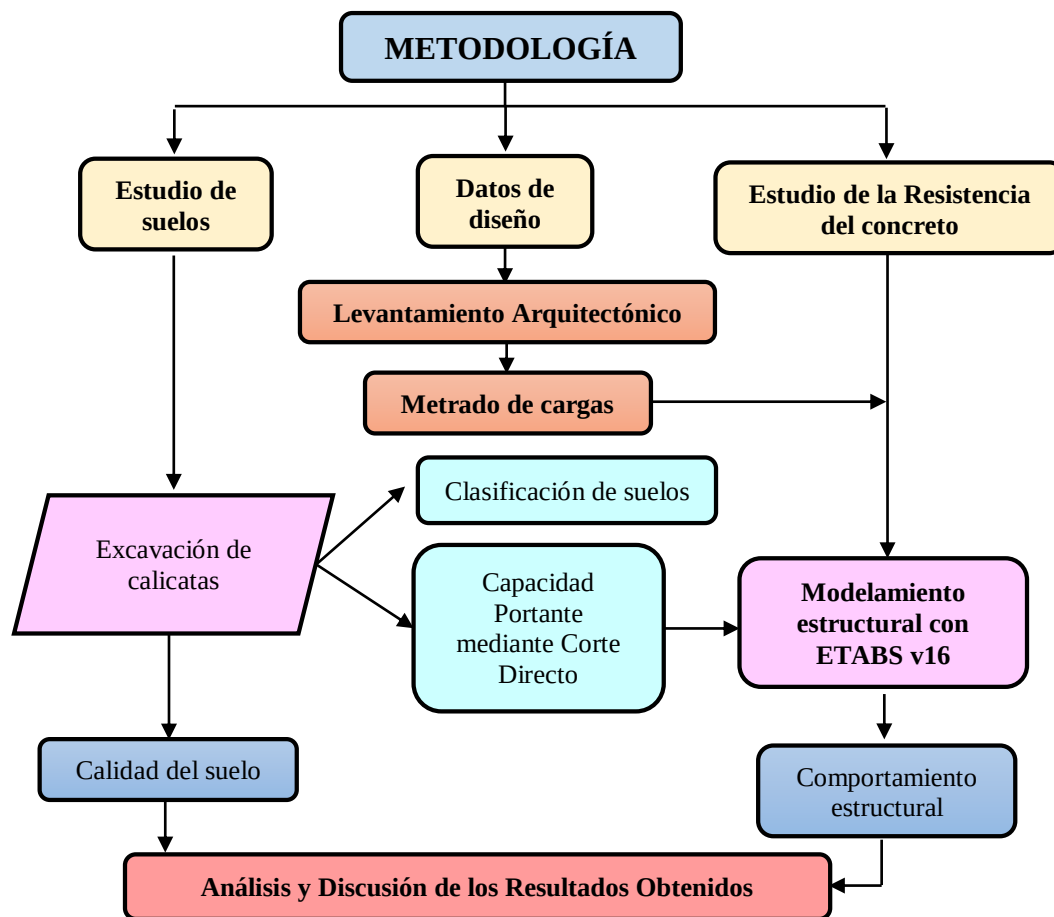


Figura N° 21: Flujograma de la metodología realizada en la presente tesis.

Fuente: Elaboración propia.

3.5.1. Normas Empleadas

✚ Diseño de Graderías	: Norma A. 100 de Recreación y Deportes.
✚ Metrado de cargas	: Norma E. 020 de Cargas.
✚ Análisis Sísmico	: Norma E. 030 de Diseño Sismo Resistente.
✚ Diseño de cimentaciones	: Norma E. 050 de Suelos y Cimentaciones.
✚ Diseño de concreto	: Norma E. 060 de Concreto Armado.
✚ Diseños de estructuras metálicas	: Norma E. 090 de Estructuras Metálicas.

3.5.2. Descripción de la estructura

🌈 **Descripción Geométrica:** El estadio “Víctor Montoya Segura”, solo posee una tribuna construida, la Tribuna Oriente, la cual es objeto de estudio de esta investigación.

La Tribuna Oriente consta aproximadamente con una área construida de 1274.42 m^2 y una altura de 13.45 m, consta de dos (02) niveles: el primer nivel, se encuentran distribuidos ambientes como: SS. HH, vestuarios, salas de reunión, depósitos y entre otros, y el segundo nivel, se distribuyen las graderías y un techo metálico con cobertura liviana. La Tribuna Oriente se encuentra dividida en 03 sectores: Tribuna Oriente Izquierda, Tribuna Oriente Centro y Tribuna Oriente Derecha, tan cómo se aprecia en las Figuras N° 24, N° 25 y N° 26, los cuales a la misma vez se divide cada sector en 02 bloques, haciendo un total de 06 bloques.



Figura N° 22: Tribuna Oriente Estadio “Víctor Montoya Segura” – Vista frontal.
Fuente: Elaboración propia.



Figura N° 23: Tribuna Oriente Estadio “Víctor Montoya Segura” – Vista posterior.
Fuente: Elaboración propia.

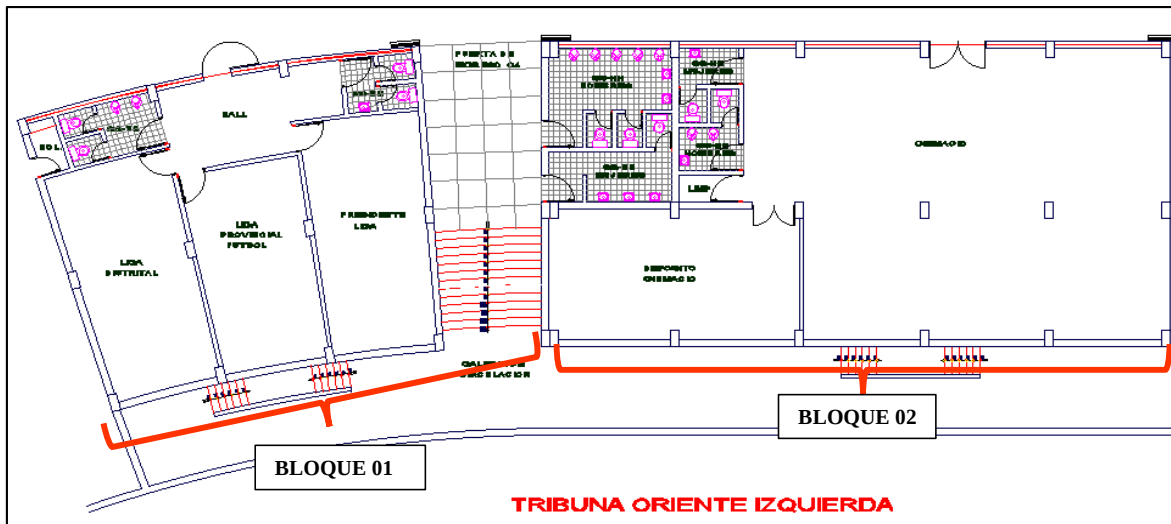


*Figura N° 24: Distribución Tribuna Oriente Izquierda.
Fuente: Elaboración propia.*

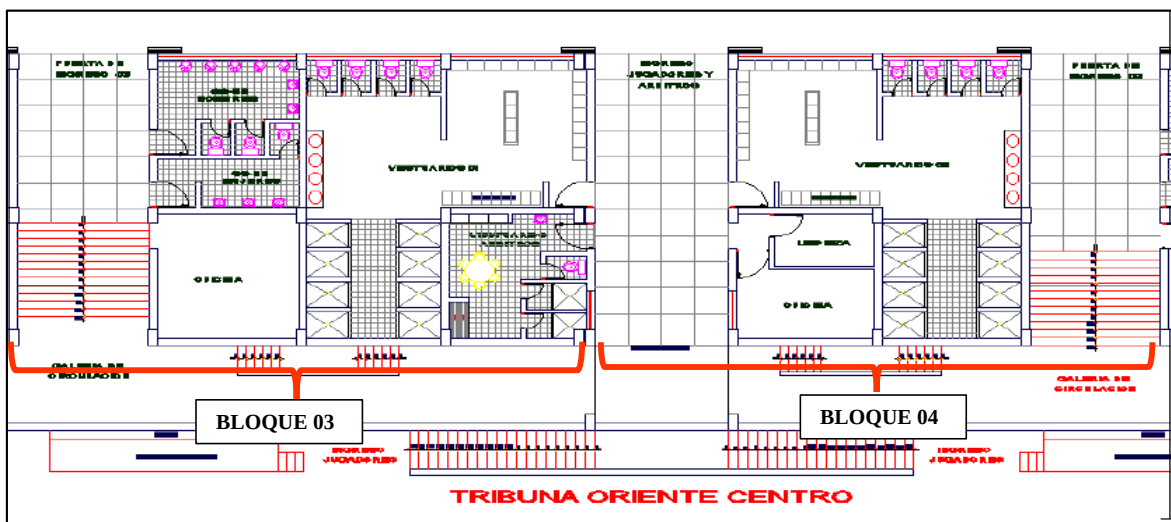


*Figura N° 25: Distribución Tribuna Oriente Centro.
Fuente: Elaboración propia.*

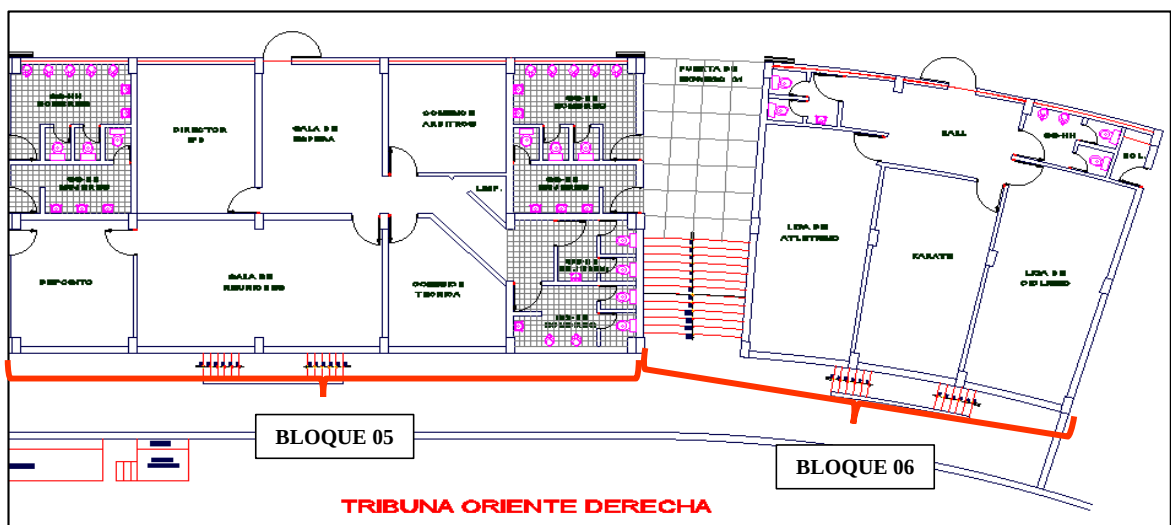


*Figura N° 26: Distribución Tribuna Oriente Derecha.
Fuente: Elaboración propia.*

✚ **Descripción Estructural:** El sistema estructural de la Tribuna Oriente del estadio “V́ctor Montoya Segura” est́ basado en ṕrticos de concreto armado, los cuales est́n formado por columnas rectangulares cuya secci3n transversal es de 0.60x0.30m y vigas principales de secci3n transversal 0.30x0.70m y cada ṕrtico se encuentra conectado mediante vigas secundarias de secci3n transversal 0.30x0.60m y de 0.25x0.50m, tal como se aprecia en la Figura N° 27 y N° 28.



Figura N° 27: Pórtico de la Tribuna Oriente Estadio “V́ctor Montoya Segura”.
Fuente: Elaboraci3n propia.

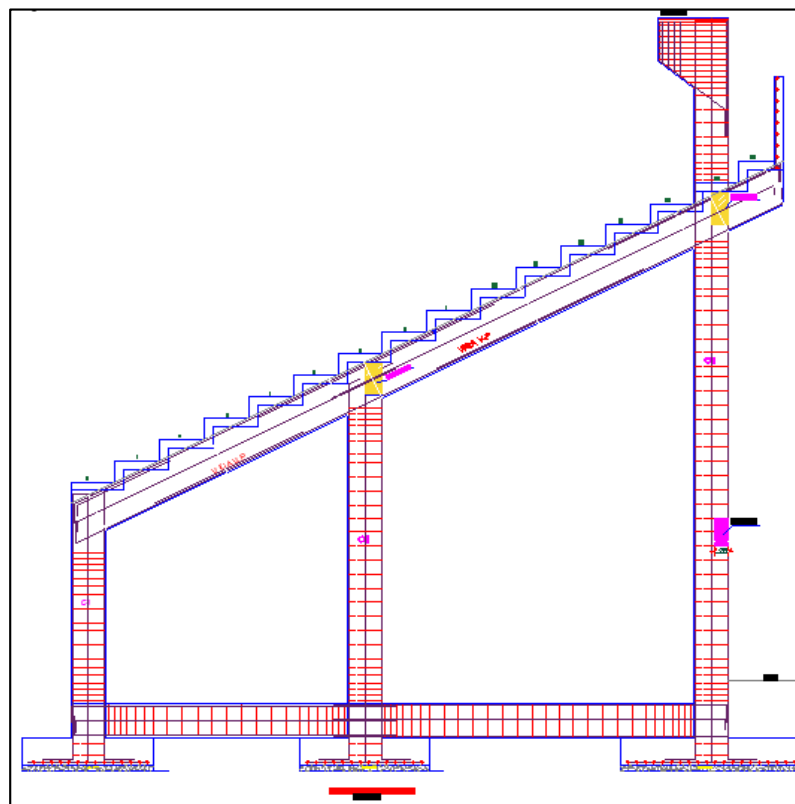


Figura N° 28: Pórtico en el Eje Y – Y, que conforma la Tribuna Oriente.
Fuente: Elaboraci3n propia.

La función que cumplen los pórticos es que sirven de apoyo para la losa de las graderías, soportando solicitaciones de flexión y compresión y ante un evento sísmico soportan solicitaciones de las acciones sísmicas a las que puede estar sujeta la estructura.

Debido a la topografía del terreno en donde se encuentra ubicada la Tribuna Oriente, se ha considerado muros de contención de concreto armado, los cuales forman parte del sistema estructural de la Tribuna Oriente. Los muros de contención tienen un espesor de 25 cm y también sirven de apoyo para la losa de las graderías. Figura N° 29.



Figura N° 29: Muro de contención - Tribuna Oriente Estadio "Víctor Montoya Segura".
Fuente: Elaboración propia.

Cabe mencionar que el techo metálico está formado por tijerales metálicos, que a su vez están formados por bridas de tubo rectangular de sección transversal 2"x4"x2mm, montantes de tubo rectangular de sección transversal 3"x2"x2mm y diagonales de tubo rectangular de sección transversal 2"x3"x2mm. Estos tijerales se encuentran conectados mediante viguetas longitudinales de tubo rectangular de sección transversal 2"x3"x2mm, tal como se aprecia en la Figura N° 30.



Figura N° 30: Tijerales Metálicos – Techo metálico Tribuna Oriente.
Fuente: Elaboración propia.

3.5.3. Propiedades y Especificaciones Técnicas de los Materiales

3.5.3.1. Concreto

➤ **Ensayos de campo – Ensayo con Esclerómetro:** Se ejecutaron los ensayos con el esclerómetro, para estimar la resistencia del concreto de los elementos estructurales de la Tribuna Oriente, tales como: viga, columna, gradería y muros de contención. Este ensayo se realiza con la finalidad de verificar si los elementos estructuras tiene la resistencia del concreto especificada en el Expediente Técnico. Los resultados de estos ensayos se encuentran en el ANEXO N° 2.

Se realizaron los ensayos de campo, siguiendo los procedimientos establecidos en la Norma Técnica:

- **ASTM C 805:** Método de ensayo con el esclerómetro: Determinar la resistencia del concreto de un elemento estructurales existente.

Los ensayos se realizaron con un ESCLEROMETRO P y S (S/N 114) perteneciente al laboratorio GEOCON VIAL y fueron realizados de acuerdo a la Norma ASTM C 805.

Procedimiento:

1. Se preparó la zona de ensayo en cada elemento estructural, sobre una superficie lisa sin mortero de tarrajeo, y fue de 30cmx30cm, y en él se dibujó una cuadrícula con líneas separadas de 05 cm. Se tomaron las intersecciones de las líneas como puntos de impacto, por lo que fueron 09 lecturas con el esclerómetro perpendicular a la zona de ensayo. Figura N° 31.

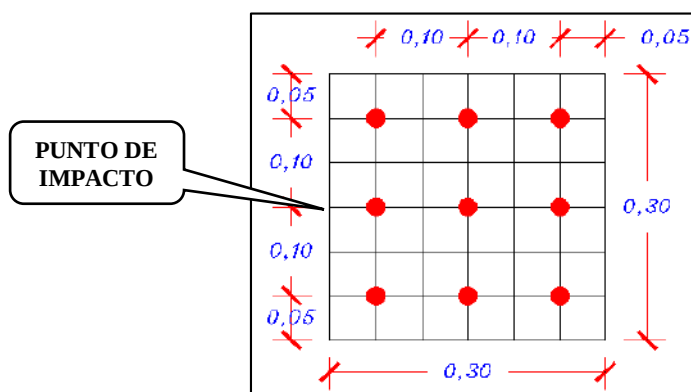


Figura N° 31: Zona de ensayo – Cuadrícula y Puntos de Impacto.

Fuente: Elaboración propia.

2. Con el número de rebotes que arroja el esclerómetro, se procede a determinar la Resistencia (Kg/cm²).

- **Características del concreto:** Se tomó en cuenta las siguientes características del concreto en todos los elementos estructurales (Vigas, columnas, graderías y muro de contención) para el modelamiento estructural de la Tribuna Oriente del estadio “Víctor Montoya Segura”: (Norma E 060 – Concreto Armado).

✚ Peso unitario de concreto (γ): Se considera 2 400 Kg/m³.

✚ Resistencia a la compresión: De acuerdo a las especificaciones técnicas del Expediente Técnico se considera 210 Kg/cm².

✚ Módulo de elasticidad (E):

$$E = 15\,000 * \sqrt{f_c} \quad \text{Ecuación 3. 1}$$

Con el valor de Resistencia considerado, resulta un Módulo de elasticidad de 17 370.65 Kg/cm².

✚ Coeficiente de Poisson (μ): De acuerdo al tipo de material que es concreto se considera un 0.20.

✚ Módulo de corte (G):

$$G = \frac{E}{2 * (1 + \mu)} \quad \text{Ecuación 3. 2}$$

Con el valor del Coeficiente de Poisson, resulta un Módulo de corte de 90 571.10 Kg/cm²

3.5.3.2. Acero

Se tomó en cuenta las siguientes características del acero de refuerzo en el Modelamiento Estructural de la Tribuna Oriente del estadio “Víctor Montoya Segura”:

✚ Esfuerzo de fluencia (f_y): Según la norma A – 42 COVENIN 316 – 95, el acero de refuerzo Grado 60, tiene un esfuerzo de fluencia de 4 200 Kg/cm².

✚ Resistencia mínima a la tracción (f_u): Según la norma A – 42 COVENIN 316 – 95, el acero de refuerzo Grado 60, tiene una Resistencia mínima a la tracción 6 300 Kg/cm².

✚ Esfuerzo de fluencia efectiva (f_{ye}):

$$f_{ye} = 1.10 * f_y \quad \text{Ecuación 3. 3}$$

Se considera como Esfuerzo de fluencia efectivo el 10% más del Esfuerzo de fluencia, resultando 4 620 Kg/cm².

✚ Resistencia a la tracción efectiva (f_{ue}):

$$f_{ue} = 1.10 * f_u$$

Ecuación 3.4

Se considera como Resistencia a la tracción efectiva el 10% más de la Resistencia mínima a la tracción, resultando 6 930 Kg/cm².

✚ Peso unitario de acero (γ): Según la Norma Peruana E 020 Cargas, en el Anexo 1: Pesos Unitarios, el peso unitario de acero es 7 849 Kg/m³.

✚ Módulo de elasticidad (E): Según la Norma Peruana E 060 Concreto Armado, en el Artículo 8.5.5, el Módulo de elasticidad del acero de refuerzo es $2.0 * 10^6$ Kg/cm².

3.5.3.3. Albañilería

La albañilería está presente en el primer nivel de la estructura, para la separación de ambientes y como parapeto. El material de tabiquería está conformado por unidades de albañilería, ladrillo King Kong artesanal, de características definidas asentadas con mortero.



Figura N° 32: Fotografía Parapeto de ladrillo King Kong artesanal.

Fuente: Elaboración propia.

Se tomó en cuenta las siguientes características de la albañilería en el modelamiento estructural de la Tribuna Oriente del estadio “Víctor Montoya Segura”:

✚ Resistencia a la compresión (f_m): Según la Norma Peruana E 070 Albañilería – Tabla N° 9: Resistencias características de la albañilería, la Resistencia a la compresión de la albañilería, para Ladrillo King Kong Artesanal es 35 Kg/cm².

✚ Peso unitario (γ): En la Norma Peruana E 020 Cargas – Anexo 1: Pesos Unitarios, el peso unitario del ladrillo King Kong Artesanal es 1 800 Kg/m³.

✚ Módulo de Poisson (San Bartolomé, 1998): $\nu = 0.25$

✚ Módulo de Elasticidad (E_m):

$$E_m = 500 * f'_m \quad \text{Ecuación 3. 5}$$

Según la Norma Peruana E 070 Albañilería – Artículo 24.7, el Modulo de elasticidad de la albañilería resulta ser $500 * 35 \text{ Kg/cm}^2 = 17\,500 \text{ Kg/cm}^2$.

3.5.3.4. Techo Metálico con Cobertura Liviana:

✚ **Cercha metálica:** El techo metálico está formado por tijerales metálicas unidas por viguetas metálicas de 2"x3"x2 mm. Teniendo en cuenta el Expediente Técnico, y de acuerdo a las medidas que muestran los planos (Plano Techo Metálico), se concluye que el acero que se ha utilizado es ASTM A36 y tiene las siguientes propiedades: (Universidad Autónoma Metropolitana, 2010)

- ✓ Esfuerzo de fluencia (f_y): $2\,530 \text{ Kg/cm}^2$.
- ✓ Resistencia mínima a la tracción (f_u) : $4\,080 \text{ Kg/cm}^2$.
- ✓ Esfuerzo de fluencia efectiva (f_{ye}):

$$f_{ye} = 1.10 * f_y \quad \text{Ecuación 3. 6}$$

Se obtiene como resultado $2\,783 \text{ Kg/cm}^2$.

- ✓ Resistencia a la tracción efectiva (f_{ue}):

$$f_{ue} = 1.10 * f_u \quad \text{Ecuación 3. 7}$$

Se obtiene como resultado $4\,488 \text{ Kg/cm}^2$.

- ✓ Peso unitario del acero (γ): $7\,849 \text{ Kg/m}^3$.
- ✓ Módulo de elasticidad (E): $2\,000\,000.00 \text{ Kg/cm}^2$.
- ✓ Relación de Poisson (μ): 0.30



Figura N° 33: Fotografía del tijeral metálico – Techo Metálico.
Fuente: Elaboración propia.

✚ **Cobertura liviana:** La cobertura liviana de la Tribuna Oriente del estadio “Víctor Montoya Segura” está conformada por láminas de Cindulit 180 de color rojo, la cual presenta las siguientes propiedades: (Super Techos de Honduras S.A de C.V., 2017).

- ✓ Peso unitario del Cindulit:

$$\gamma = \text{Peso/espesor Kg/m}^3 \quad \text{Ecuación 3. 8}$$

Considerando que se trata de Cindulit 180 el peso es 4.82 Kg/m² y tienen un espesor de 2 mm, al reemplazar los datos se obtiene un Peso Unitario de 2 410 Kg/m³.

- ✓ Módulo de elasticidad (E): 2 070 000 Kg/cm².
- ✓ Relación de Poisson (μ): 0.20.

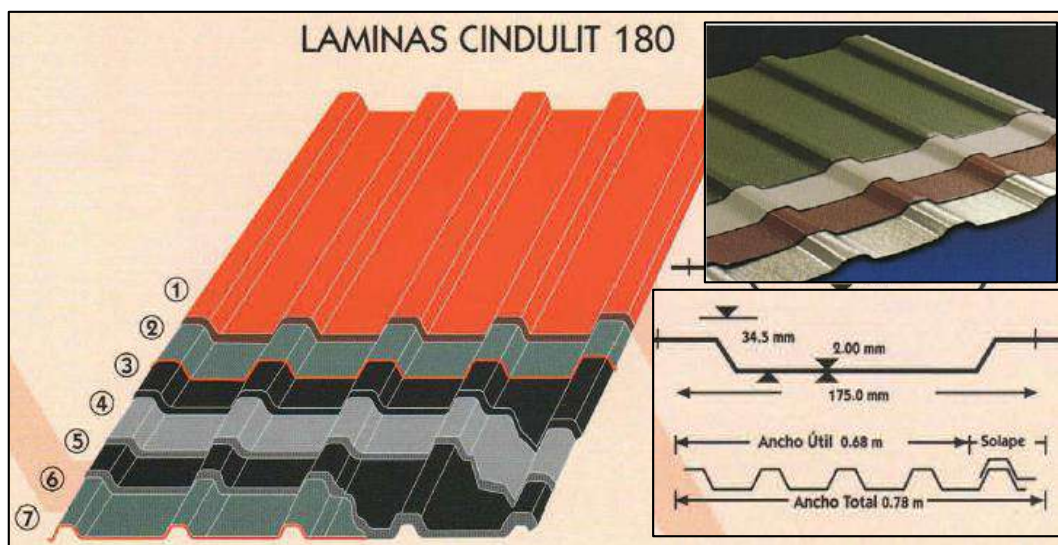


Figura N° 34: Detalles de la lámina Cindulit 180.
Fuente: (Super Techos de Honduras S.A de C.V., 2017).



Figura N° 35: Fotografía del techo metálico con cobertura liviana.
Fuente: Elaboración propia.

3.5.3.5. Suelo de Cimentación

➤ **Excavación de calicatas en el terreno de cimentación de la estructura existente.**

Se realizó la excavación manual de 02 calicatas, hasta una profundidad de 2.00 m. Se excavará hasta esta profundidad ya que es la profundidad de cimentación de la estructura de la Tribuna Oriente del estadio “Víctor Montoya Segura”, y es donde se necesita determinar la Capacidad Portante del suelo.

En las calicatas se realizó la extracción de muestras representativas de cada perfil estratigráfico identificado, las cuales debidamente protegidas e identificadas fueron remitidas al laboratorio para su verificación y análisis.

Se muestra la ubicación de las calicatas efectuadas en la Lamina UC - 01, y en el ANEXO N° 1, se presentan los resultados de contenido de humedad, granulometría, límites de Atterberg y además los resultados del ensayo de Corte Directo.

➤ **Ensayos de laboratorio.**

Se ejecutaron pruebas de laboratorio a las muestras extraídas de las calicatas, para determinar las características del suelo en el que se construyó la cimentación de la Tribuna Oriente del estadio “Víctor Montoya Segura”, para posteriormente verificar si cumplen o no con los requisitos mínimos establecidos por la Norma E 0.50 – Suelos y cimentaciones.

Se realizaron los siguientes ensayos de laboratorio, siguiendo los procedimientos establecidos en las siguientes Normas Técnicas:

DESCRIPCIÓN	NORMA TÉCNICA	
SUELO DE CIMENTACIÓN	NTP 339.127 – ASTM D 2216	Método de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo.
	NTP 339.128 – ASTM D 422	Método de ensayo para el análisis granulométrico.
	NTP 339.129 – ASTM D 4318	Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico, e índice de plasticidad de suelos.
	NTP 339.134 – ASTM D 2487	Método para la clasificación de suelos para uso en edificaciones – Clasificación Unificada de Suelos (SUCS).
	NTP 339.171 – ASTM D 3080	Método de ensayo para Corte Directo: Determinación de la Capacidad Portante del suelo.

Los ensayos de laboratorio correspondientes a cada muestra de suelo extraído de los perfiles estratigráficos identificados, fueron realizados en el laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad Nacional de Cajamarca, en Cajamarca.

➤ **Ensayo de Corte Directo:**

Se efectuó los ensayos de Corte Directo según la NTP 339.171 – ASTM D 3080 y se desarrollaron en el laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad Nacional de Cajamarca, en Cajamarca.

Este ensayo tiene como objetivo determinar la resistencia al corte de una muestra inalterada del suelo de cimentación de la Tribuna Oriente del estadio “Víctor Montoya Segura”, sometida previamente a un proceso de consolidación, cuando se le aplica un esfuerzo de cizalladura o corte directo.

El ensayo de Corte Directo consiste en:

- ✓ Obtener la muestra inalterada de suelo, la cual se obtendrá a una altura de 1.50 m, que es la profundidad de cimentación de la Tribuna Oriente.
- ✓ Colocar la muestra de suelo en una caja de cizalladura directa, dispositivo de corte.
- ✓ Aplicar un esfuerzo normal determinado a la caja de cizalladura.
- ✓ Consolidar el espécimen bajo el esfuerzo normal, soltar los marcos que contienen la muestra y desplazar un marco horizontalmente respecto al otro a una velocidad constante de deformación.
- ✓ Medir la fuerza de cizalladura y los desplazamientos horizontales a medida que la muestra es cizallada.

➤ **Capacidad portante del suelo de cimentación:**

Se define a la Capacidad Portante del suelo como la Capacidad de Carga Admisible o de trabajo que es lo que se asigna para diseñar una cimentación.

Para determinar la Capacidad Portante del suelo de cimentación se usará el siguiente formato de la Figura N° 36.

	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA Norte de la Universidad Peruana FACULTAD DE INGENIERIA	
<u>LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS</u>		
Proyecto: Tesis: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TRIBUNA DEL ESTADIO VÍCTOR MONTOYA SEGURA EN LA CIUDAD DE JAÉN – CAJAMARCA – PERÚ. Tesista: Bach. Yalemi Libertad Ramirez Cruz. Ubicación: DISTRITO: JAÉN, PROVINCIA: JAÉN, REGIÓN: CAJAMARCA. Fecha: Octubre, 2018.		
CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE UN SUELO		
<u>PARAMETROS CONOCIDOS</u>		
CALICATA N°, ESTRATO N°	:	
CLASIFICACION SUCS	:	
ANGULO FRICCION INTERNA. [Ø]	:	(Ingresar en grados y decimales de grado)
COHESION. [C]	:	(Ingresar en Kg/cm ²)
PESO UNITARIO [γ]	:	(Ingresar en gr/cm ³)
PROF. CIMENTACION MINIMA [Df]	:	(Ingresar en centímetros)
ANCHO ZAPATA MINIMA (cm) [B]	:	(Ingresar en centímetros)
<u>FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA</u>		
	N ^o c :	
	N ^o q :	
	N ^o γ :	
<u>CAPACIDAD PORTANTE</u>		
	q ['] c :	kg/cm ²
<u>CAPACIDAD DE CARGA DE DISEÑO</u>		
	q ['] c / 3 (Rango de seguridad). :	Kg/cm²
NOTA: Los valores de la Cohesión (C) y del Angulo de Fricción Interna (Ø), han sido determinados mediante el ENSAYO DE CORTE DIRECTO BAJO CONDICIONES CONSOLIDADAS NO DRENADAS		

*Figura N° 36: Formato de calculo de Capacidad Portante de un suelo.
Fuente: Elaboración propia.*

3.5.4. Metrados de Cargas

Para el metrado de cargas se ha considerado las cargas muertas, cargas vivas y cargas vivas del techo metálico. (Norma Técnica E. 020 – Cargas)

Cabe recalcar que, para calcular el peso propio de la estructura, es necesario tener cuenta las dimensiones de cada elemento estructural que conforman a la Tribuna Oriente y el peso específico del material que lo constituye. Pero en este caso estas cargas son calculadas automáticamente por el software ETABS v16. Para ello se define las cargas vivas y sobrecargas según la Norma E 020 – Cargas.

Tabla N° 4: Sobrecargas Permanentes y Cargas Vivas.

SOBRECARGA PERMANENTE		CARGAS VIVAS	
✓ Acabados.	100 Kg/m ²	✓ Graderías	500 Kg/m ²
✓ Tabiquería.		✓ Corredores	500 Kg/m ²
✓ Parapetos.		✓ Techo metálico con cobertura liviana.	100 Kg/m ²
		✓ Parapetos	100 Kg/m ²
		✓ Escaleras	500 Kg/m ²

Fuente: Norma Técnica E 020 Cargas, 2006.

- ❖ **Sobrecarga permanente:** Para calcular la sobrecarga permanente del parapeto, determinamos el peso de los elementos que soporta:

Tabla N° 5: Sobrecargas permanentes de parapetos.

Elemento No Estructural	Espesor (m)	Altura (m)	Peso Esp. (Kg/m ³)	Peso (Kg/m ²)	Carga (Kg/m)
Parapeto de concreto	0.15	1.50	2400.00	-	540.00
Parapeto de concreto	0.15	0.73	2400.00	-	262.80
Parapeto de concreto	0.15	0.60	2400.00	-	216.00
Vigueta	0.15	0.20	2400.00	-	72.00
Parapeto de albañilería	0.15	1.20	1800.00	-	324.00
Malla Olímpica	-	3.81	-	3.00	11.43

Fuente: Elaboración propia.

- **Malla olímpica:** La malla olímpica utilizada en la Tribuna Oriente, es una malla formado por Alambre de bajo contenido de carbono (BCC), norma ASTM A641-91.

Tabla N° 6: Características Técnicas de la Malla Olímpica.

Cocada (Pulg)	Calibre BWG	Diam. Alambre (mm)	Resistencia Max. (Kg/mm ²)	Capa Zinc (g/cm ²)	Peso aprox. (Kg/m ²)
2" x 2"	10	3.40	55.00	30.00	3.00

Fuente: https://www.mrc.com.pe/pdf/malla_tejidas.pdf

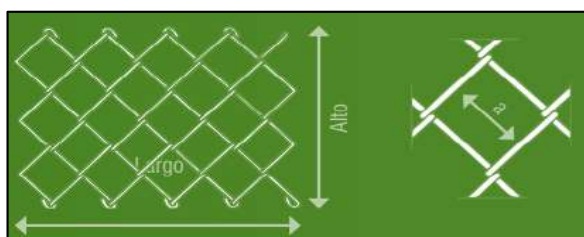


Figura N° 37: Malla Olímpica .

Fuente: https://www.mrc.com.pe/pdf/malla_tejidas.pdf



Figura N° 38: Fotografía de la malla olímpica sobre los parapetos.
Fuente: Elaboración propia.

- ❖ **Cargas de Empuje de la tierra:** Todo muro de contención será diseñado para resistir, en adición a las cargas verticales que actúan sobre él, la presión lateral del suelo y sobrecargas. Para este trabajo de investigación se utiliza la definición de presión de tierra en reposo.

Se determina un Empuje de tierra en reposo: Ver figura N° 3.

- **Distribución de cargas de empuje:** Se usa la ecuación 2.09 para determinar el coeficiente de presión de tierra en reposo y la ecuación 2.10 para determinar la distribución de presiones.

Datos:

✓ γ = Peso Específico del suelo	=	1740 Kg/m ³
✓ C = Cohesión	=	0.11
✓ H = Altura del muro de contención.	=	4.54 m
✓ h = Altura de la tierra.	=	3.54 m
✓ ϕ = Ángulo de fricción de suelo.	=	29.7°
✓ K_p = Coeficiente de Presión en reposo del suelo.	=	$1 - \tan(29.7^\circ) = 1.99$
✓ SC = Sobrecarga - Corredor	=	500 Kg/m ²

Se grafica las fuerzas de empuje del suelo que se aplica en el muro de contención a una altura de 0.00 m a 4.54 m de profundidad. Figura N° 40.

Tabla N° 7: Fuerzas de Empuje del suelo sobre el muro de contención.

	Para H = 0.00 m	Para H = 4.34 m
Grafico 1:	$P_{01} = K_0 \cdot \gamma \cdot H$ $P_{01} = 1.99 \cdot 1740 \cdot 0$	$P_{01} = K_0 \cdot \gamma \cdot H$ $P_{01} = 1.99 \cdot 1740 \cdot 4.34$
	$P_{01} = 0.00 \text{ Kg/m}^2$	$P_{01} = 12,254.44 \text{ Kg/m}^2$
Grafico 2: Sobrecarga:	$P_{02} = K_0 \cdot SC$ $P_{02} = 1.99 \cdot 500$	$P_{02} = K_0 \cdot SC$ $P_{02} = 1.99 \cdot 500$
	$P_{02} = 994.74 \text{ Kg/m}^2$	$P_{02} = 994.74 \text{ Kg/m}^2$
Grafico 3: CARGA TOTAL	$P_0 = P_{01} + P_{02}$ $P_0 = 0 + 994.74$	$P_0 = P_{01} + P_{02}$ $P_0 = 12,254.44 + 994.74$
	$P_0 = 994.74 \text{ Kg/m}^2$	$P_0 = 13,249.18 \text{ Kg/m}^2$

Fuente: Elaboración propia.

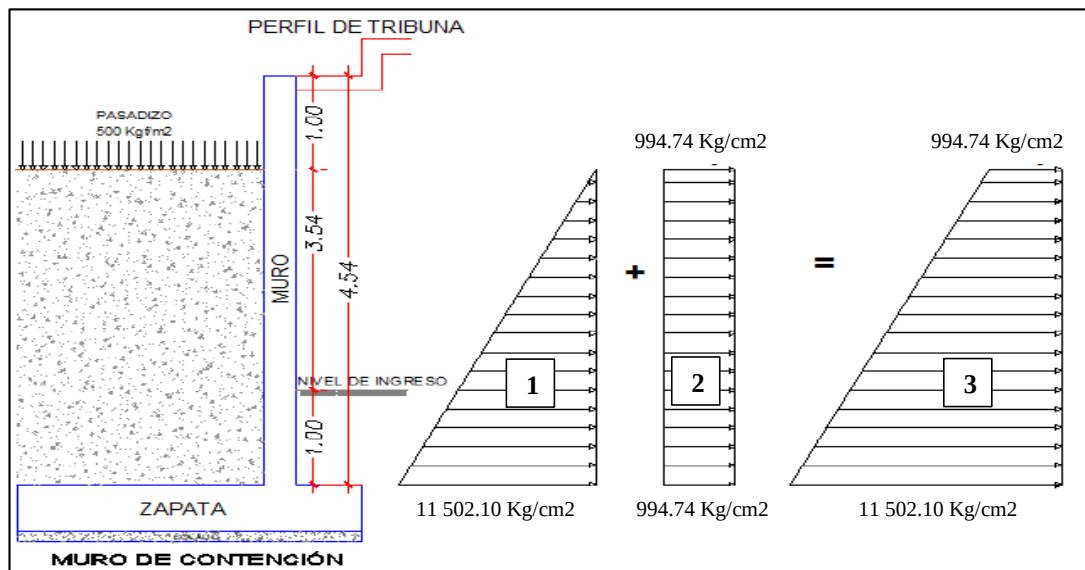


Figura N° 39: Distribución de las fuerzas de empuje del suelo - Muro de contención.

Fuente: Elaboración propia.

Se distribuye la carga de Empuje del suelo de acuerdo a la altura en que se divide los muros de contención, cuando se realiza la Discretización de los elementos Shell en el Software, el cual se necesita para introducir las cargas de empuje del suelo al programa.

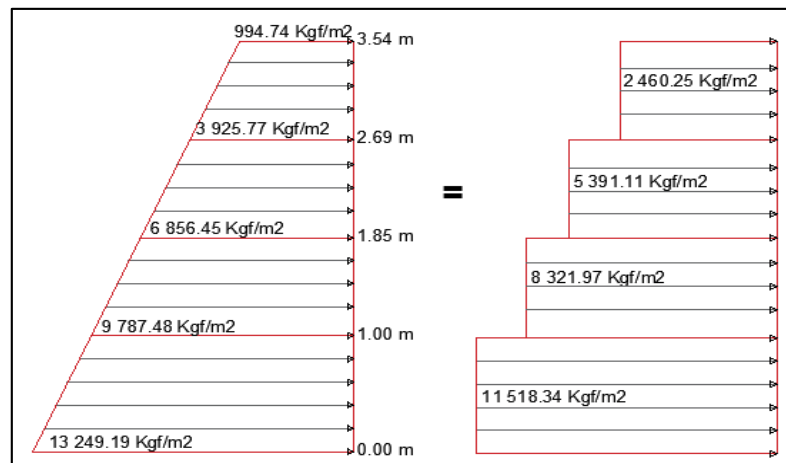


Figura N° 40: Distribución de la Carga de Empuje - Muro de contención.

Fuente: Elaboración propia.

❖ **Cargas de Viento:** Debido a que la Tribuna Oriente es una edificación que se encuentra sometida a la acción del viento, debido a su altura de 13.45 metros, por lo que se analiza si es capaz de resistir las presiones del viento. Se tiene en cuenta la Norma E 020 – Cargas, Art. 12: Cargas debidas al viento.

- **Clasificación de las Edificaciones:** Se clasifica a la Tribuna Oriente de acuerdo a la Tabla N° 8 para determinar un factor de seguridad que multiplica a la carga exterior de viento que actúa sobre la estructura.

Tabla N° 8: Clasificación de las edificaciones según las presiones de viento.

CLASIFICACIÓN DE EDIFICACIÓN		FACTOR
Tipo 1	Edificaciones poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento, tales como edificios de poca altura o esbeltez y edificaciones cerradas con cobertura capaz de soportar las cargas sin variar su geometría. Se multiplicará a la ecuación de la Carga Exterior de Viento por 1.00.	1.00
Tipo 2	Edificaciones cuya esbeltez las hace sensibles a las ráfagas, tales como tanques elevados y anuncios y en general estructuras con una dimensión corta en la dirección del viento. Se multiplicará a la ecuación de la Carga Exterior de Viento por 1.20.	1.20
Tipo 3	Edificaciones que representan problemas aerodinámicos especiales tales como domos, arcos, antenas, chimeneas esbeltas y cubiertas colgantes. Para este tipo de edificaciones las presiones de diseño se determinarán a partir de procedimientos de análisis reconocidos en ingeniería, pero no serán menores que las especificadas para el Tipo 1.	Se debe realizar un Análisis.

Fuente: Norma Técnica E 020 Cargas, Art. 12 Cargas debidas al viento, 2006.

- **Velocidad de Diseño:** La velocidad de diseño del viento hasta 10 m de altura será la velocidad máxima adecuada a la zona de ubicación de la edificación (Anexo 2 - Norma Peruana E 020) pero no menos de 75 Km/h.

La velocidad de diseño del viento en cada altura de la edificación será:

$$V_h = V * \left(\frac{h}{10} \right)^{0.22} \quad \text{Ecuación 3. 9}$$

Donde:

- ✓ V_h = Velocidad de diseño en la altura h en Km/h.
- ✓ V = Velocidad de diseño hasta 10 m de altura en Km/h.
- ✓ h = Altura sobre el terreno en metros.

Se obtuvo la velocidad de diseño, hasta 10 m de altura, de registros emitidos por la fuente indicada, en caso en que no hubiera registro se tendrá en cuenta el Anexo 2 de la Norma Técnica E 020 - Cargas: Mapa Eólico del Perú.

$V = 26.40 \text{ Km/h} \rightarrow \text{Provincia de Jaén.}$

Fuente: <https://es.weatherspark.com/d/19992/8/1/Tiempo-promedio-el-1-de-agosto-en-Ja%C3%A9n-Per%C3%BA#Sections-Wind>

Se calcula la Velocidad de diseño a la altura máxima que tiene la Tribuna:

$$\checkmark \quad h = 13.45 \text{ m} \rightarrow V_h = 26.40 * \left(\frac{13.45}{10}\right)^{0.22} \rightarrow \mathbf{V_h = 28.18 \text{ Km/h.}}$$

De acuerdo a la Norma Técnica E 020 – Cargas, Art. 12.3, menciona que la Velocidad de diseño V_h no puede ser menor que 75Km/h, y en este caso se obtuvo una Velocidad de diseño $V_h = 28.18\text{Km/h}$, por lo que se utilizó como Velocidad de diseño $V_h=75\text{Km/m}$.

- **Carga Exterior de Viento:** La carga exterior (presión o succión) ejercida por el viento se supondrá estática y perpendicular a la superficie sobre la cual actúa.

Se calculará mediante la expresión:

$$P_h = 0.005 * C * V_h^2 \quad \text{Ecuación 3. 10}$$

Donde:

- ✓ P_h = Presión o succión del viento a una altura h en Kg/m².
- ✓ C = Factor de forma adimensional indicado en la Tabla 9.
- ✓ V_h = Velocidad de diseño a la altura h , en Km/h.

Tabla N° 9: Factores de Forma (C) *

CONSTRUCCIÓN	BARLOVENTO	SOTAVENTO
Superficies verticales de edificios.	+0.8	-0.6
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en la dirección 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 45°.	+0.8	-0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos.	+0.3 -0.7	-0.6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°.	+0.7 -0.3	-0.6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical.	+0.8	-0.6
Superficies verticales o inclinadas (planas o curvas) paralelas a la dirección del viento.	-0.7	-0.7
* El signo positivo indica presión y el negativo succión.		

Fuente: Norma Técnica E 020 Cargas, Art. 12 Cargas debidas al viento, 2006.

Se calcula la presión exterior de viento que actúa sobre la cobertura liviana del Techo de la Tribuna Oriente:

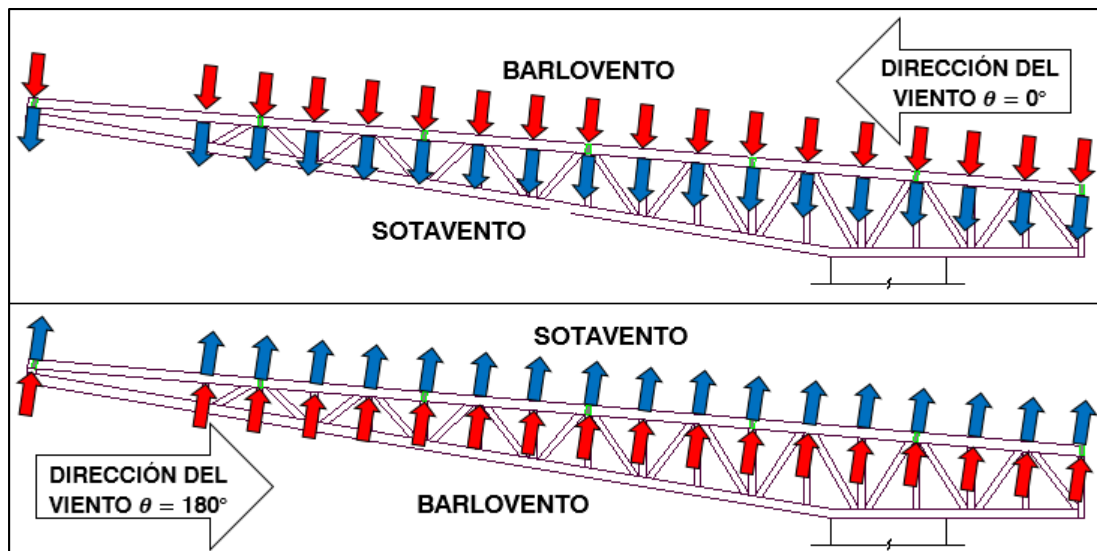


Figura N° 41: Fuerzas de viento en la dirección Y – Techo metálico.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 10: Dirección del viento $\theta = 0^\circ$ y $\theta = 180^\circ$

BARLOVENTO	SOTAVENTO
$h = 13.45 \text{ m}$	$h = 13.45 \text{ m}$
$C = 0.30$	$C = -0.60$
$V_h = 75 \text{ Km/h}$	$V_h = 75 \text{ Km/h}$
$Ph = 0.005 * 0.40 * 75^2$	$Ph = 0.005 * -0.60 * 75^2$
$Ph = 8.44 \text{ Kg/m}^2$	$Ph = -16.88 \text{ Kg/m}^2$

Fuente: Elaboración propia.

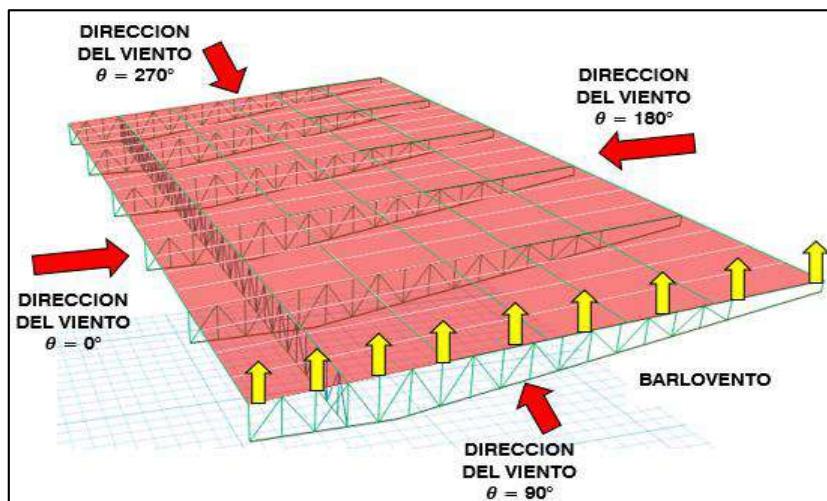


Figura N° 42: Fuerzas de viento en la dirección X – Techo metálico.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 11: Dirección del viento $\theta = 90^\circ$ y $\theta = 270^\circ$

BARLOVENTO
$h = 13.45 \text{ m}$
$C = -0.70$
$V_h = 75 \text{ Km/h}$
$Ph = 0.005 * -0.70 * 75^2$
$Ph = -19.69 \text{ Kg/m}^2$

Fuente: Elaboración propia.

3.5.5. Parámetros Sísmicos

➤ Factor de Zona (Z):

El factor Z se define como la aceleración máxima horizontal producida en un suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. (Norma Técnica E 030 Diseño Sismoresistente, 2018)

De acuerdo a la zonificación propuesta por la Norma Técnica E 030, la presente investigación se localiza en la ZONA 2 ya que se ubica en la Región de Cajamarca, Provincia de Jaén y Distrito de Jaén. Ver Figura N° 43.

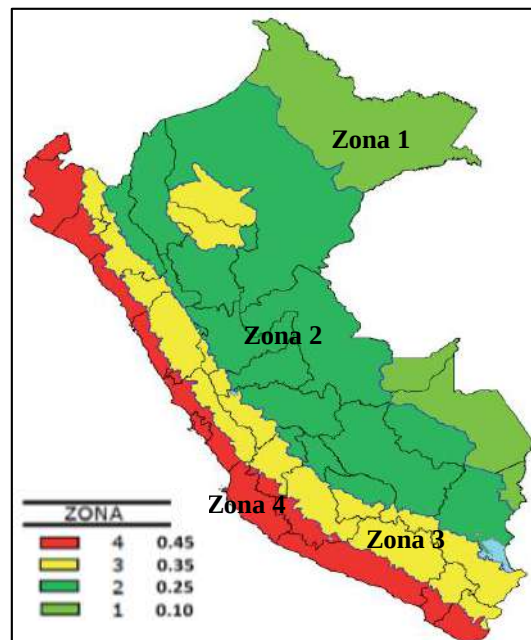


Figura N° 43: Zonas sísmicas.

Fuente: Norma Técnica E.030 Diseño Sismoresistente, 2018.

Obtenido la zona en la que se encuentra la investigación, Zona 2, determinamos el factor de Zona “Z = 0.25”:

Tabla N° 12: Factores de Zona “Z”.

ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Fuente: Norma Técnica E.030 Diseño sismoresistente – Ítem 2.1, 2018.

Z = 0.25

➤ Condiciones Geotécnicas:

De acuerdo a la clasificación de suelo, la estructura del estadio “Víctor Montoya Segura” esta cimentada en el suelo Tipo 2, que según la Norma Técnico E 030, es el suelo intermedio Perfil S2. Tabla N° 13.

Tabla N° 13: Clasificación de los perfiles de suelo.

PERFIL	$\bar{V}_s$	$\bar{N}_{60}$	$\bar{S}_u$
S0	> 1500 m/s	-	-
S1	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S3	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S4	Clasificación basada en el EMS		

Fuente: Norma Técnica E.030 Diseño Sismoresistente - Ítem 2.3.1, 2018.

➤ **Parámetros de Sitio (S , T_p y T_L):**

Obtenida la clasificación del suelo de cimentación, Perfil S2, procedemos a determinar los parámetros de sitio. En la Tabla N° 14 determinamos el factor de suelo S , y en la Tabla N° 15 determinamos los periodos T_p y T_L .

Tabla N° 14: Factor de suelo “S”.

SUELO ZONA	S_0	S_1	S_2	S_3
Z4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z1	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: Norma técnica E.030 – Diseño sismoresistente, Ítem 2.4, 2018.

$$S = 1.20$$

Tabla N° 15: Períodos T_p y T_L .

	PERFIL DE SUELO			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T_L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: Norma técnica E.030 – Diseño sismoresistente, Ítem 2.4, 2018.

$$T_p \text{ (s)} = 0.60$$

$$T_L \text{ (s)} = 2.00$$

➤ **Factor de Amplificación Sísmica (C):**

El Factor de Amplificación Sísmica (C), se define mediante las siguientes expresiones, teniendo en cuenta los Parámetros de Sitio T_p y T_L y el periodo fundamental de vibración T anteriormente calculado:

$$T < T_p \quad C = 2.50 \quad \text{Ecuación 3. 11}$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.50 * \left(\frac{T_p}{T} \right) \quad \text{Ecuación 3. 12}$$

$$T > T_L \quad C = 2.50 * \left(\frac{T_p * T_L}{T^2} \right) \quad \text{Ecuación 3. 13}$$

➤ **Período fundamental de vibración:**

El periodo fundamental de vibración T para cada bloque de la Tribuna Oriente, se estimará realizando el análisis modal de la estructura.

Se tendrá en cuenta el factor **k**, el cual se relaciona con el periodo fundamental de vibración **T** de la estructura para cada dirección:

- Para $T \leq 0.50 \text{ seg} \Rightarrow k = 1.0$
- Para $T > 0.50 \text{ seg} \Rightarrow k = (0.75 + 0.5 T) \leq 2.0$

➤ **Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso (U):**

Según la Norma Técnica E. 030 Diseño Sismoresistente, las estructuras se clasifican en categorías, clasificándose al Estadio “Víctor Montoya Segura” como **Categoría B: Edificación Importante**, por lo que el factor de uso o importancia será:

$$U = 1.30$$

➤ **Coficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R_0):**

Teniendo en cuenta el sistema estructural del estadio “Víctor Montoya Segura” se definirá el Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R_0), tal como se aprecia en la Tabla N° 16.

Tabla N° 16: Sistemas estructurales.

Sistema Estructural	Coficiente Básico de Reducción R_0
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Fuente: Norma Técnica E.030 Diseño sismoresistente, Ítem 3.4, 2016.

- **Dirección X – X:** Sistema estructuras – Concreto Armado: Pórticos.

$$R_0 = 8$$

- **Dirección Y – Y:** Sistema estructuras – Concreto Armado: Pórticos.

$$R_0 = 8$$

➤ **Regularidad Estructural:**

Las estructuras se clasificadas como regulares o irregular. Según la estructura en estudio, el estadio “Víctor Montoya Segura” se clasifica como una **Estructura Regular** en planta y en elevación ya que no presenta irregularidades por lo que el factor $I_p = 1$ y el $I_a = 1$, según la Tabla N° 15 de la Norma Técnica E 030 – Diseño Sismoresistente:

Tabla N° 17: Factores de Irregularidad I_p y I_a .

DIRECCIÓN	FACTORES DE IRREGULARIDAD
X - X	Factor de irregularidad en altura: $I_a = 1$ Factor de irregularidad en planta: $I_p = 1$
Y - Y	Factor de irregularidad en altura: $I_a = 1$ Factor de irregularidad en planta: $I_p = 1$

Fuente: Norma Técnica E.030 Diseño Sismoresistente, Ítem 3.6, 2016.

➤ **Coefficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas R :**

El Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas queda definido mediante la siguiente ecuación:

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p \quad \text{Ecuación 3. 14}$$

Tabla N° 18: Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas R .

DIRECCIÓN	COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS R
X - X	$R = 8 * 1 * 1$ $R = 8$
Y - Y	$R = 8 * 1 * 1$ $R = 8$

Fuente: Elaboración propia.

3.5.6. Fuerza Cortante en la Base

La Fuerza Cortante en la base de la estructura se calcula con la ecuación 3.17.

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P \quad \text{Ecuación 3. 15}$$

Se tiene todos los parámetros de la ecuación, a excepción del peso ya que este será calculado en el software ETABS v16:

Tabla N° 19: Resumen de los Parámetros Sísmicos.

PARÁMETROS SÍSMICOS	DIRECCIÓN X - X	DIRECCIÓN Y - Y
Z	0.25	0.25
S	1.20	1.20
U	1.30	1.30
R	8.00	8.00
C	Dependerá del periodo fundamental de vibración, el cual se calcula mediante el Análisis Modal.	

Fuente: Elaboración propia.

Se verifica que $C/R \geq 0.11$

3.5.7. Espectro de Pseudo – Aceleración

Para poder desarrollar el Análisis Sísmico, es necesario calcular el Espectro de Pseudo – Aceleración, para lo cual se calcula la **Aceleración Espectral**, definida por la ecuación 3.18.

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g$$

Ecuación 3. 18

Tabla N° 20: Espectro de diseño – Análisis Sísmico.

T	R = 8		
	C	Dirección X – X (Z*U*C*S)/R	Dirección Y – Y (Z*U*C*S)/R
0.00	2.50	0.1219	0.1219
0.02	2.50	0.1219	0.1219
0.04	2.50	0.1219	0.1219
0.06	2.50	0.1219	0.1219
0.08	2.50	0.1219	0.1219
0.10	2.50	0.1219	0.1219
0.12	2.50	0.1219	0.1219
0.14	2.50	0.1219	0.1219
0.16	2.50	0.1219	0.1219
0.18	2.50	0.1219	0.1219
0.20	2.50	0.1219	0.1219
0.25	2.50	0.1219	0.1219
0.30	2.50	0.1219	0.1219
0.35	2.50	0.1219	0.1219
0.40	2.50	0.1219	0.1219
0.45	2.50	0.1219	0.1219
0.50	2.50	0.1219	0.1219
0.55	2.50	0.1219	0.1219
0.60	2.50	0.1219	0.1219
0.65	2.31	0.1125	0.1125
0.70	2.14	0.1045	0.1045
0.75	2.00	0.0975	0.0975
0.80	1.88	0.0914	0.0914
0.85	1.76	0.0860	0.0860
0.90	1.67	0.0813	0.0813
0.95	1.58	0.0770	0.0770
1.00	1.50	0.0731	0.0731
1.10	1.36	0.0665	0.0665
1.20	1.25	0.0609	0.0609
1.30	1.15	0.0563	0.0563
1.40	1.07	0.0522	0.0522
1.50	1.00	0.0488	0.0488
1.60	0.94	0.0457	0.0457
1.70	0.88	0.0430	0.0430
1.80	0.83	0.0406	0.0406
1.90	0.79	0.0385	0.0385
2.00	0.75	0.0366	0.0366
2.25	0.59	0.0289	0.0289
2.50	0.48	0.0234	0.0234
2.75	0.40	0.0193	0.0193
3.00	0.33	0.0163	0.0163
4.00	0.19	0.0091	0.0091
5.00	0.12	0.0059	0.0059
6.00	0.08	0.0041	0.0041

7.00	0.06	0.0030	0.0030
8.00	0.05	0.0023	0.0023
9.00	0.04	0.0018	0.0018
10.00	0.03	0.0015	0.0015

Fuente: Elaboración propia.

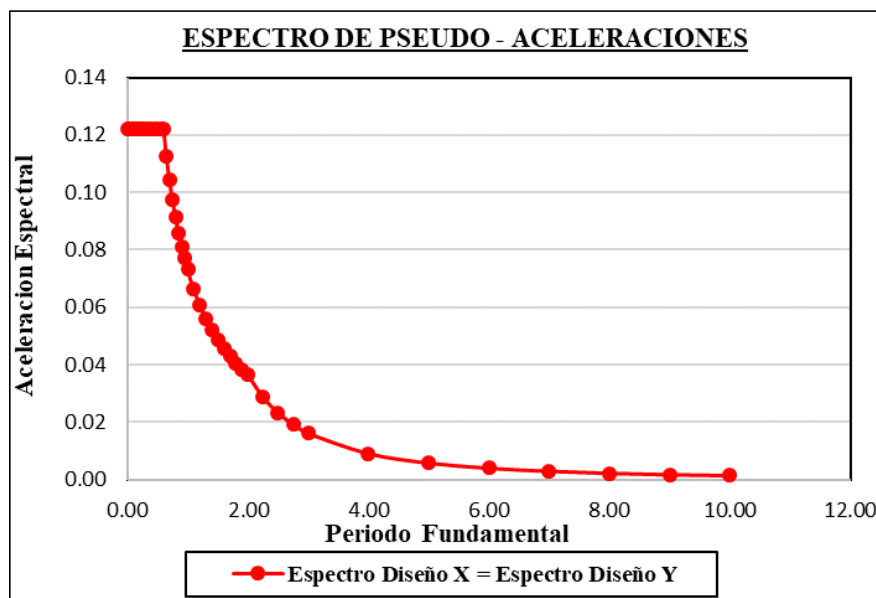


Figura N° 44: Espectro de Pseudo Aceleración $R = 8$ – Dirección “X” y “Y”.

Fuente: Elaboración propia.

3.5.8. Modelamiento de la Estructura en ETABS v16

El ETABS v16, es una herramienta de diseño y análisis basado en la teoría de elementos finitos, en el cual se pueden desarrollar análisis estáticos y dinámicos para el rango lineal, o para el rango no lineal. Aunque es rápido y sencillo para estructuras simples, ETABS puede ser usado en los modelos de edificaciones más grandes y complejas, incluyendo un amplio rango de comportamientos no lineales, que lo hacen la herramienta de opción para los Ingenieros Estructurales en el sector de la industria de la construcción.

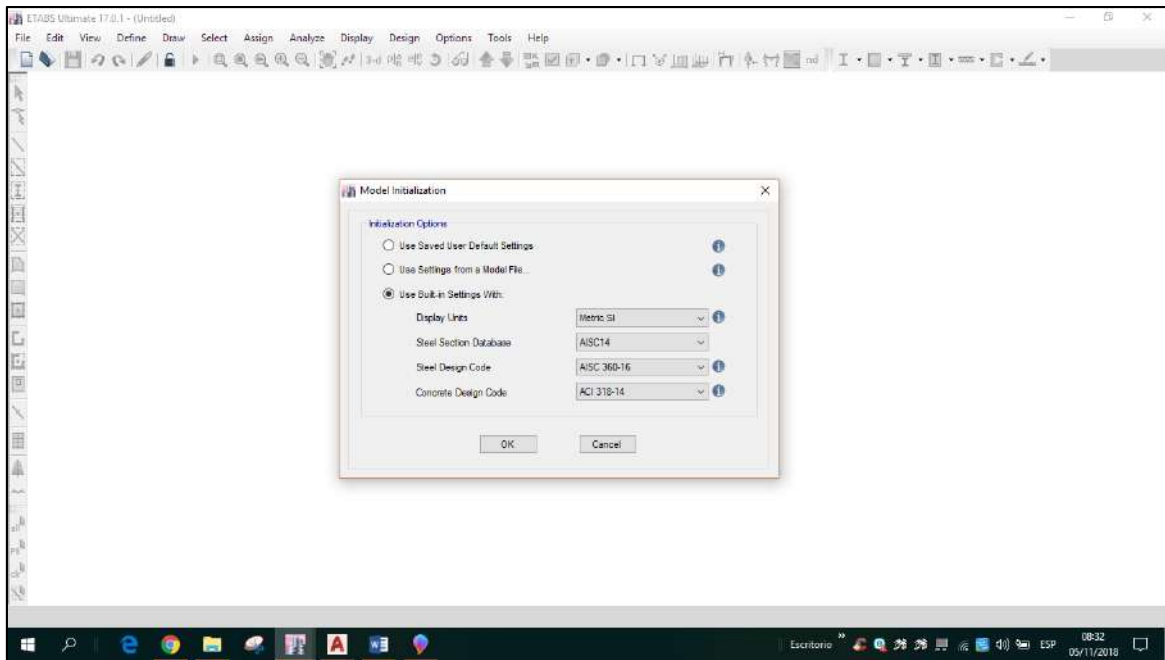
Por lo que para el realizar el modelamiento estructural de la Tribuna Oriente del Estadio “Víctor Montoya Segura”, se hizo uso del Software ETABS v16.

El desarrollo de la metodología de la presente investigación se detalla a continuación:

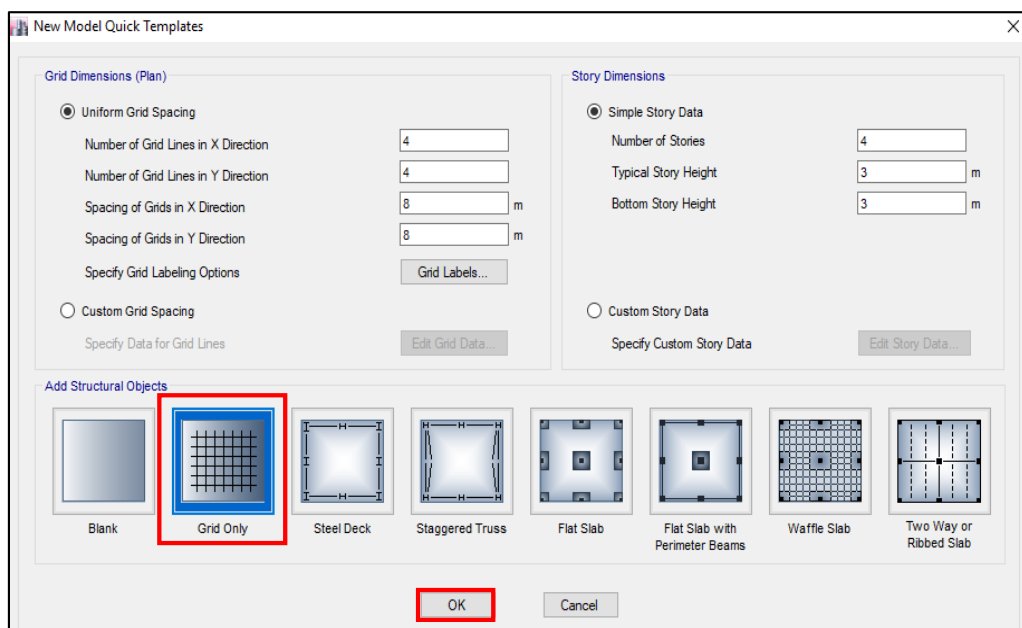
Procedimiento:

Para realizar el modelamiento de la estructura se realizó lo siguiente:

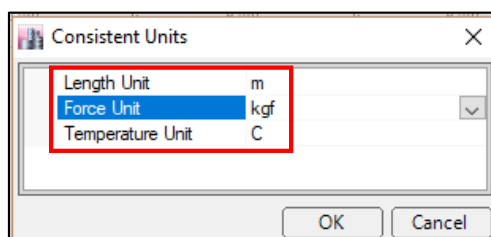
1. Definición del sistema de unidades: Se selecciona el **Metric SI: Kgf, m, C°**.



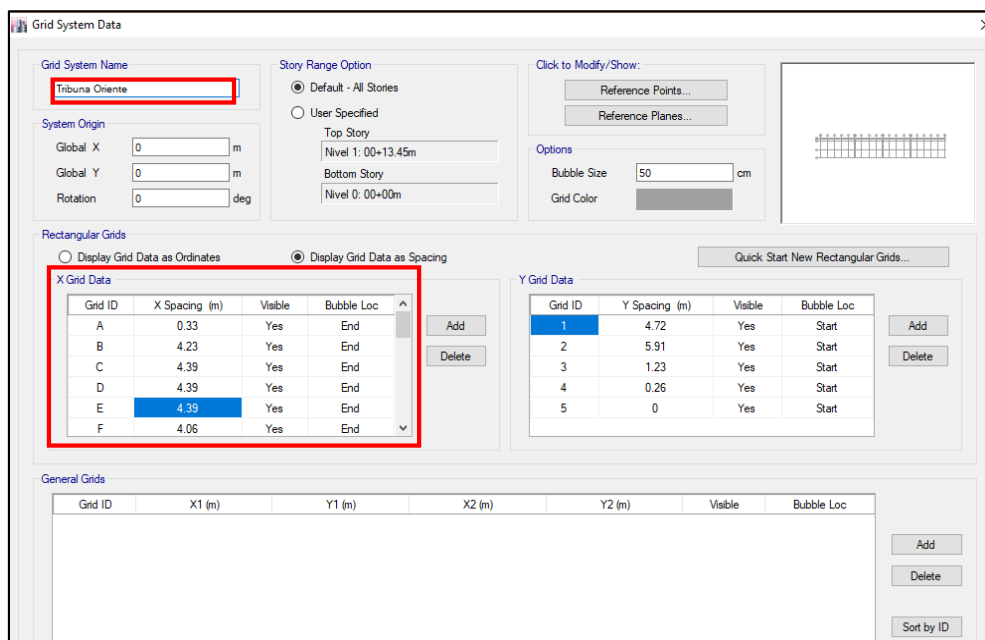
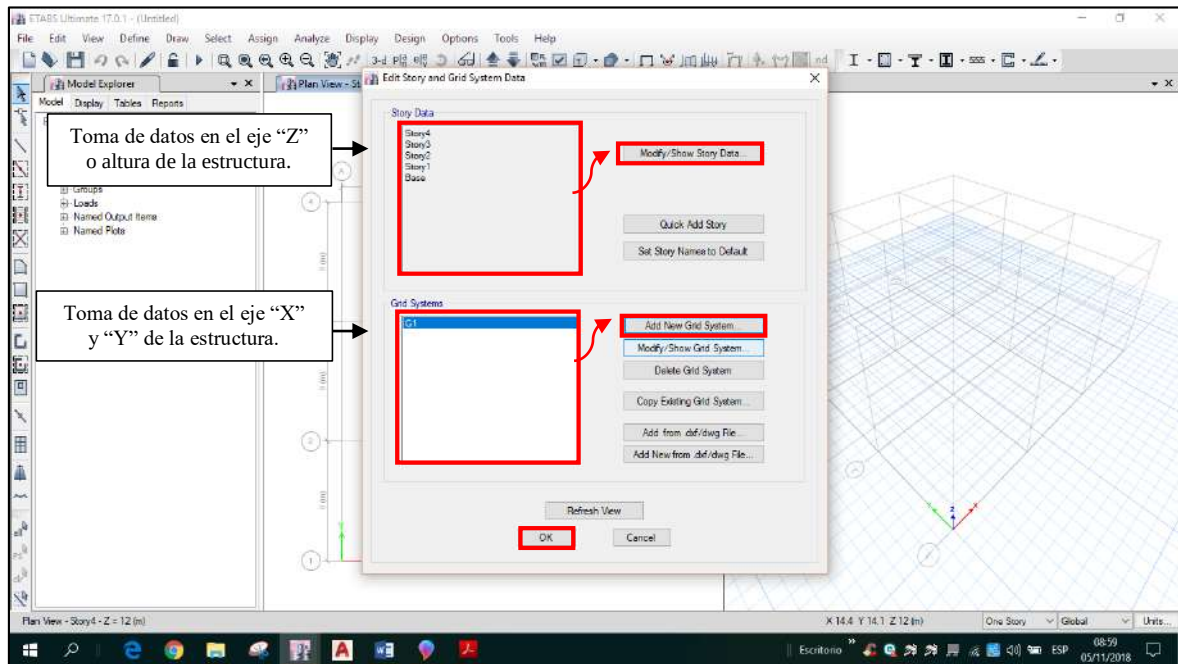
2. **Definición del modelo estructural:** En la ventana **New Model Quick Templates**, se selecciona **Grid Only**.



Verificamos el sistema de unidades, para ellos seleccionamos en la parte inferior derecha del programa **Units**, en la ventana q aparece verificamos si las unidades son: **Kgf, m, C°**.



3. Configuración de la grilla: Asignamos las dimensiones de los ejes que conforman a la estructura tanto en la dirección X, Y y Z.

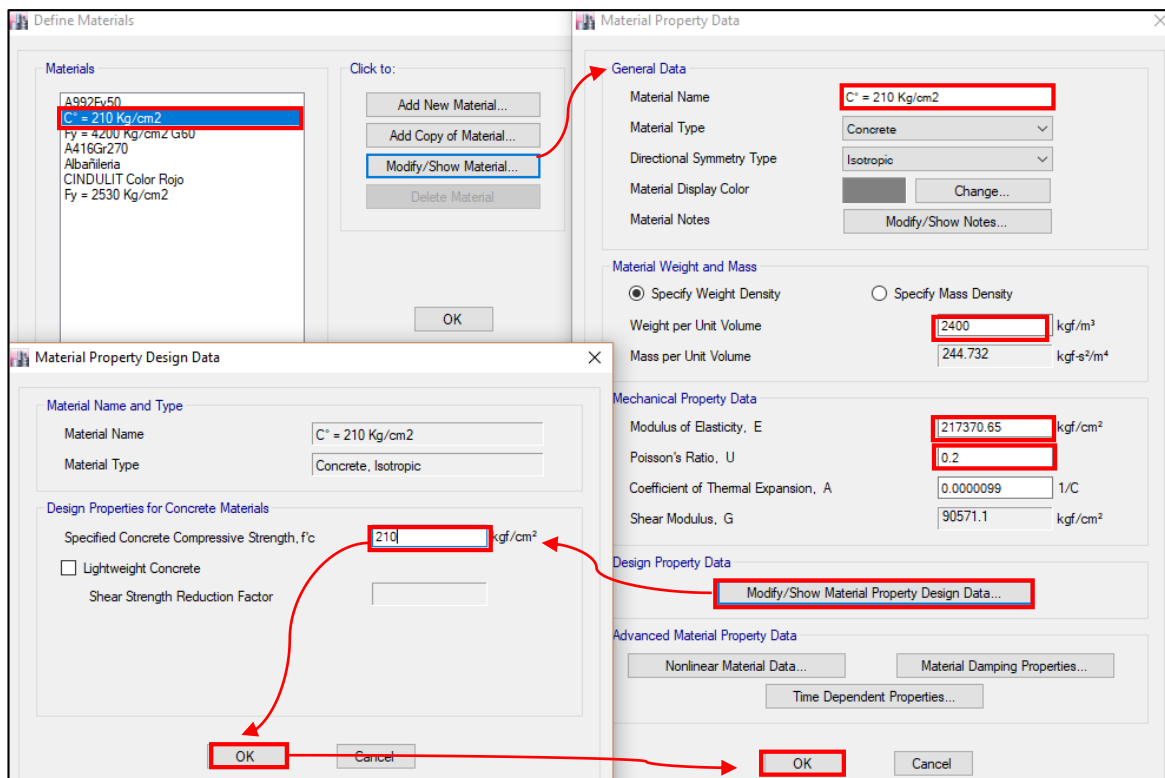


4. Definición de las propiedades de los materiales: En la parte superior de la interfaz, en la opción **Define** se selecciona **Materials Properties**.

Propiedades del concreto: Para ingresar las propiedades del concreto, se realiza lo siguiente: Se selecciona **4000psi**, y después se selecciona **Add Copy Of Material**. Se define las propiedades del concreto:

- ✓ Resistencia del concreto: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$.
- ✓ Módulo de Poisson: $\mu = 0.20$.

- ✓ Módulo de elasticidad: $E = 217\,370.65 \text{ Kg/cm}^2$.
- ✓ Peso específico: $\gamma_c = 2\,400 \text{ Kg/m}^3$.

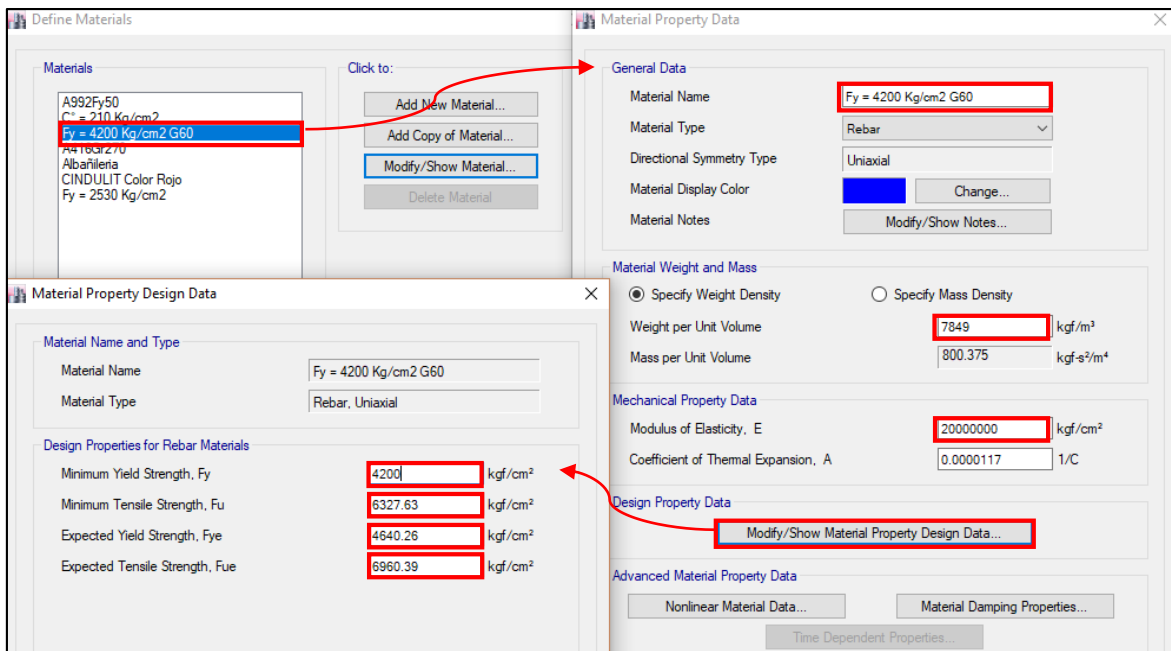


Después de ingresar las propiedades del concreto, seleccionamos **OK**.

Propiedades del acero: Para ingresar las propiedades del acero, se realiza lo siguiente:
En la ventana que nos aparece se selecciona **A992Fy60**, y después se selecciona **Add Copy Of Material**.

Se define las propiedades del acero de refuerzo:

- ✓ Esfuerzo de fluencia: $f_y = 4\,200 \text{ Kg/cm}^2$.
- ✓ Resistencia mínima a la tracción: $f_u = 6\,300 \text{ Kg/cm}^2$.
- ✓ Esfuerzo de fluencia efectiva: $f_{ye} = 4\,620 \text{ Kg/cm}^2$.
- ✓ Resistencia a la tracción efectiva: $f_{ue} = 6\,930 \text{ Kg/cm}^2$.
- ✓ Peso unitario de acero: $\gamma = 7\,850 \text{ Kg/m}^3$.
- ✓ Módulo de elasticidad: $E = 20 * 10^6 \text{ Kg/cm}^2$.

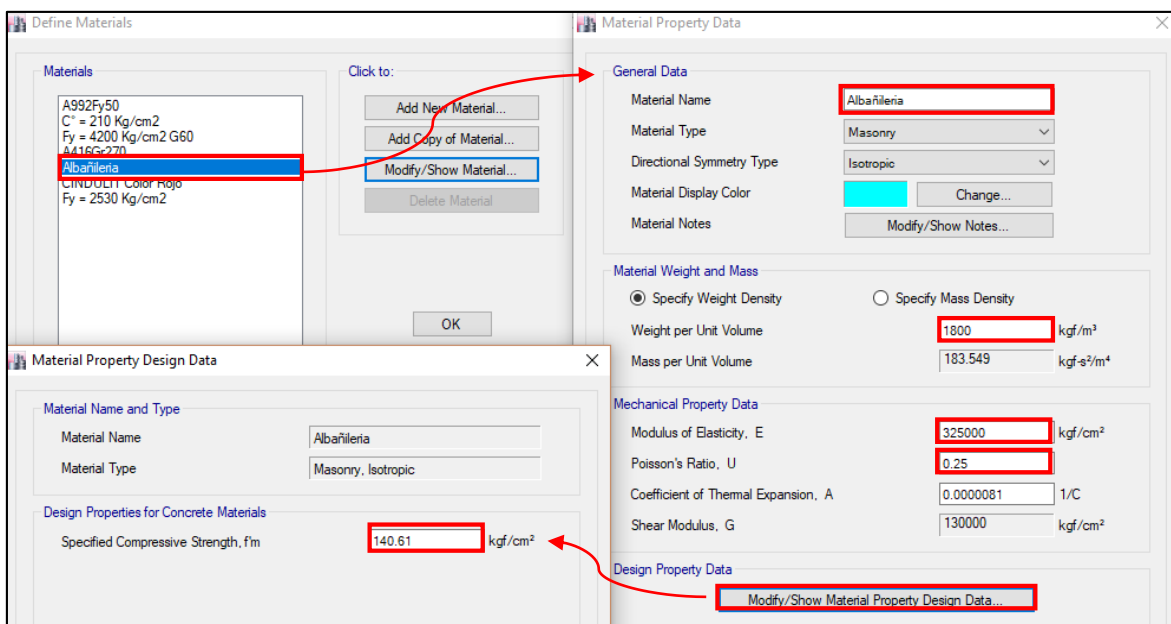


Después de ingresar las propiedades del acero, seleccionamos **OK**.

✚ **Propiedades de la albañilería:** Para ingresar las propiedades de la albañilería, se realiza lo siguiente: En la ventana que nos aparece se selecciona **Add New Material**, en la nueva ventana en **Material Type** se selecciona **Masonry**.

Se define las propiedades de la albañilería:

- ✓ Resistencia a la compresión: $f'm = 35 \text{ Kg/cm}^2$.
- ✓ Peso unitario de la albañilería: $\gamma = 1800 \text{ Kg/m}^3$.
- ✓ Módulo de elasticidad: $E = 325000 \text{ Kg/cm}^2$.
- ✓ Coeficiente de Poisson: $\mu = 0.25$.

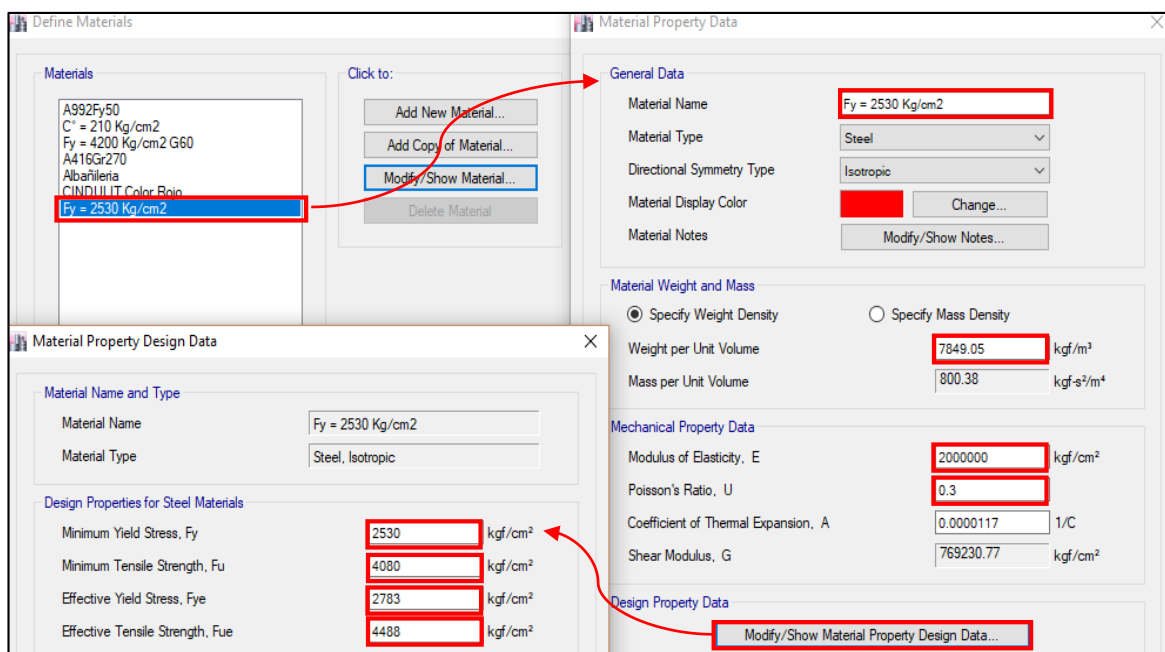


Después de ingresar las propiedades del acero, seleccionamos **OK**.

✚ **Propiedades del acero de los tijerales del techo metálico:** Para ingresar las propiedades del acero, se realiza lo siguiente: En la ventana que nos aparece se selecciona **Add New Material**, en **Material Type** se selecciona **Steel** y en **Standard** se selecciona **User**.

Se define las propiedades del acero de herrería:

- ✓ Esfuerzo de fluencia: $f_y = 2\,530 \text{ Kg/cm}^2$.
- ✓ Resistencia mínima a la tracción: $f_u = 4\,080 \text{ Kg/cm}^2$.
- ✓ Esfuerzo de fluencia efectiva: $f_{ye} = 2\,783 \text{ Kg/cm}^2$.
- ✓ Resistencia a la tracción efectiva: $f_{ue} = 4\,488 \text{ Kg/cm}^2$.
- ✓ Peso unitario de acero de herrería: $\gamma = 7\,849 \text{ Kg/m}^3$.
- ✓ Módulo de elasticidad: $E = 2\,000\,000 \text{ Kg/cm}^2$.
- ✓ Relación de Poisson: $\mu = 0.30$.

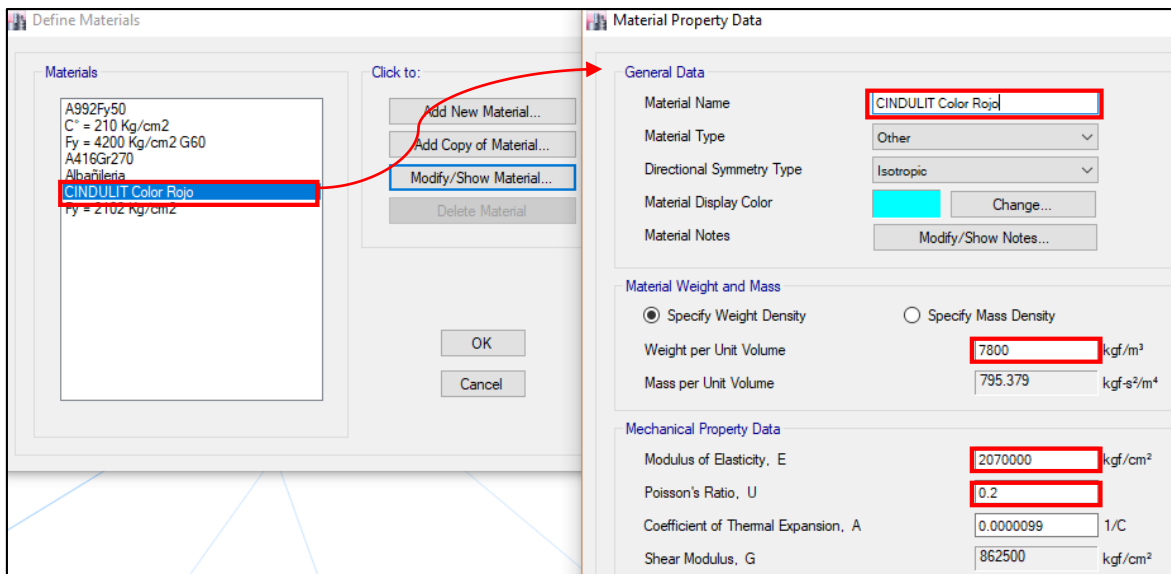


Después de ingresar las propiedades del acero, seleccionamos **OK**.

✚ **Propiedades de la cobertura liviana de Cindulit:** Para ingresar las propiedades del Cindulit, se realiza lo siguiente: En la ventana que nos aparece se selecciona **Add New Material**, y en **Material Type** se selecciona **Other**.

Se define las propiedades del Cindulit:

- ✓ Peso unitario del Cindulit: $\gamma = 2\,300 \text{ Kg/cm}^3$.
- ✓ Módulo de elasticidad: $E = 2\,070\,000 \text{ Kg/cm}^2$.
- ✓ Relación de Poisson: $\mu = 0.20$.

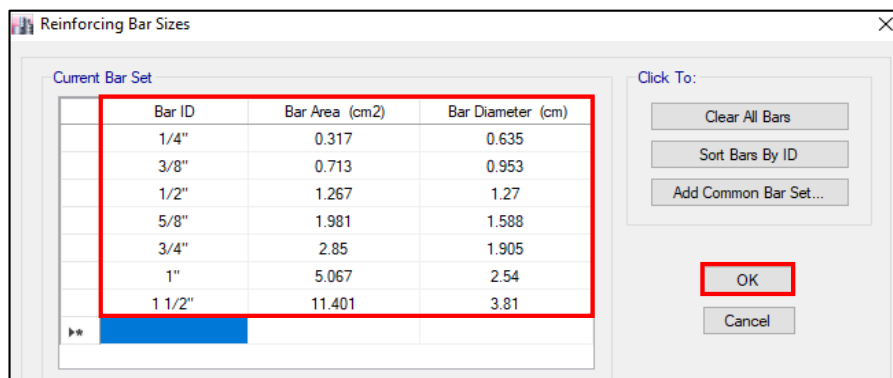


Después de ingresar las propiedades del acero, seleccionamos **OK**.

5. Asignación de diámetros comerciales a las barras de aceros: Seleccionamos en **Define/Section Properties** y luego **Reinforcing Bar Sizes**.

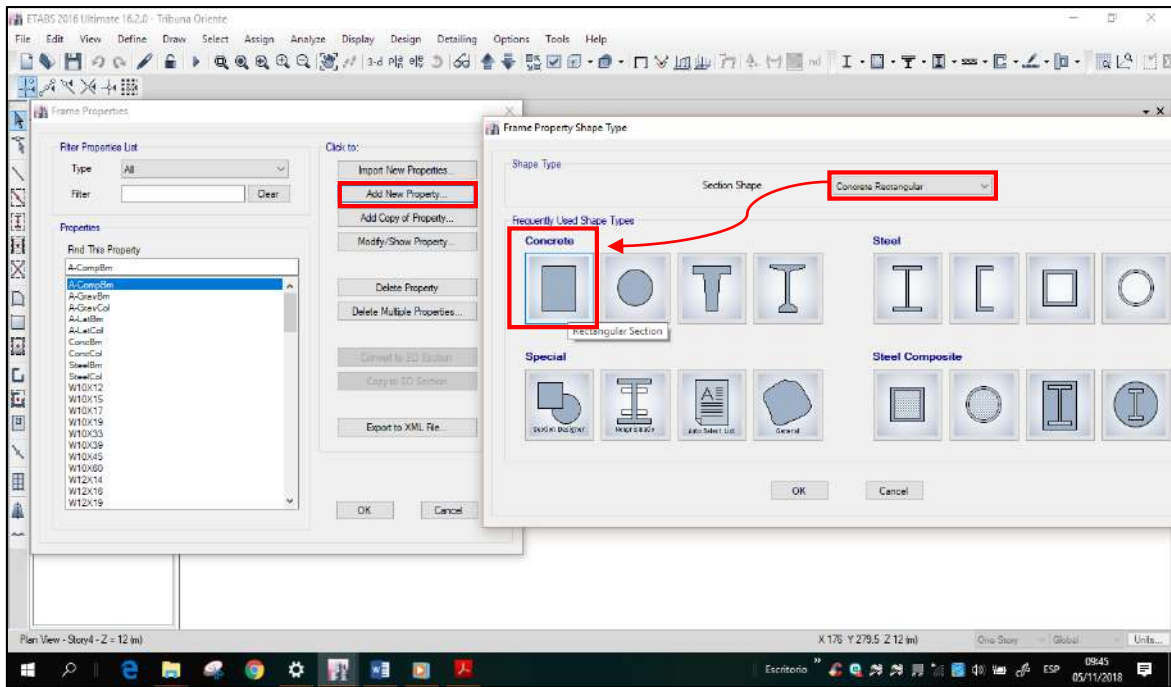
Para asignar los diámetros comerciales de las barras de acero, primero se eliminan los aceros que presenta por defecto el Software, por lo que en la nueva ventana se selecciona **Clear All Bars**.

Después se empieza a definir los diámetros comerciales de las barras de acero:

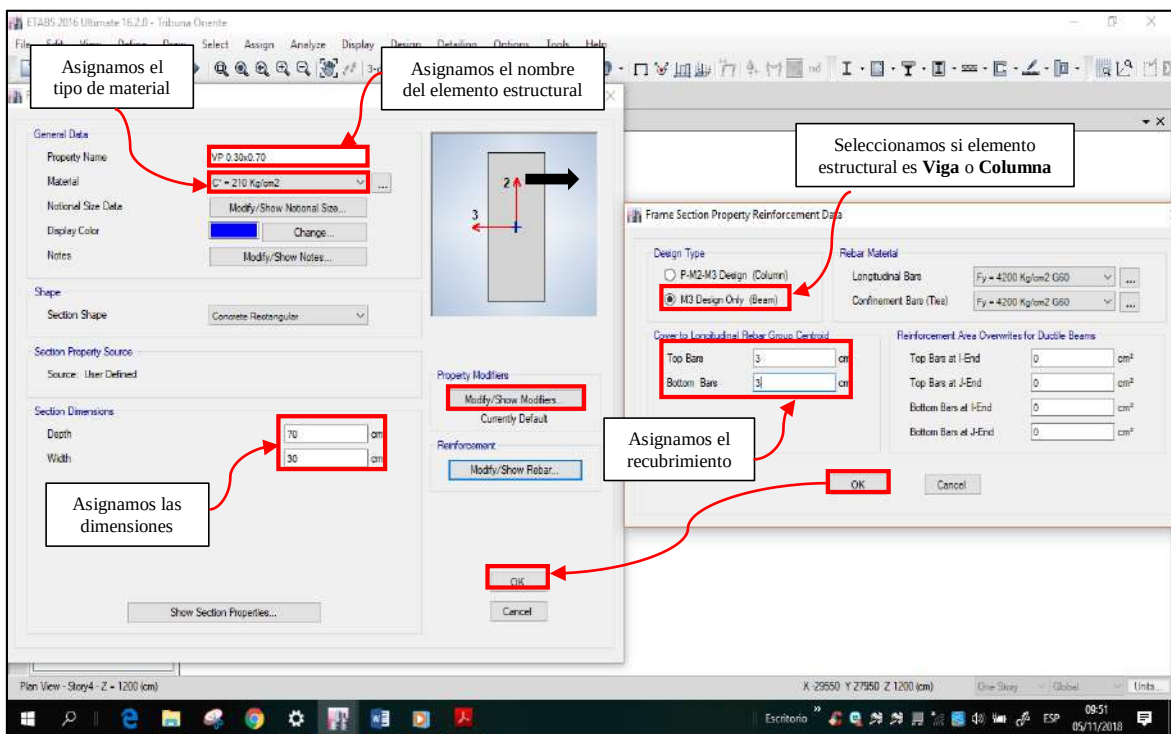


6. Definición de las secciones de los Elementos Estructurales: En la parte superior de la interfaz, en la opción **Define** se selecciona **Sections Properties / Frame Sections**.

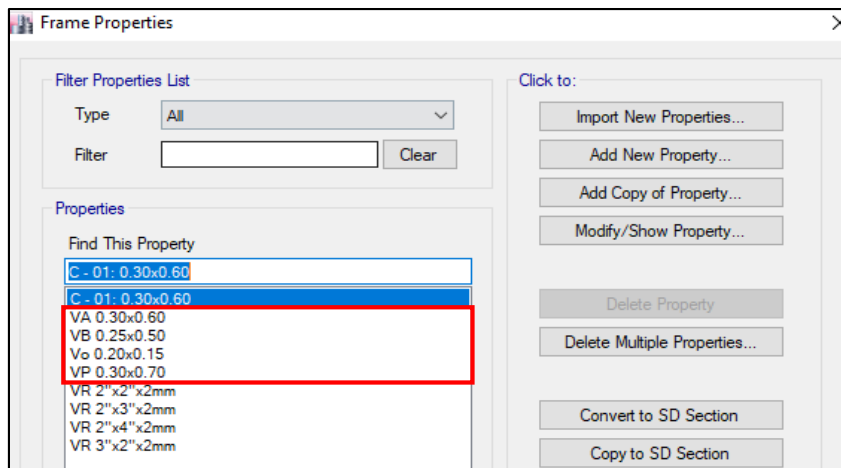
Se selecciona **Add New Property**, para definir las propiedades de la sección. En **Frame Property Shape Type**, se selecciona el tipo de material de la sección que, en este caso es el **Concreto Rectangular**, luego seleccionamos la forma de la sección, la cual sería una sección **Rectangular**.



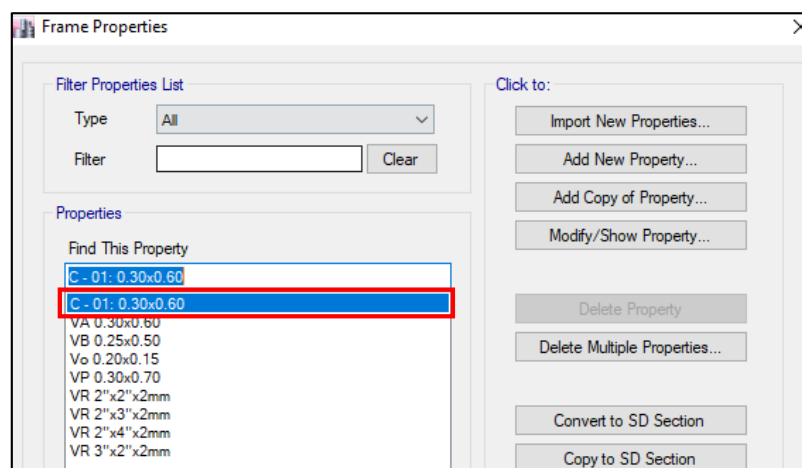
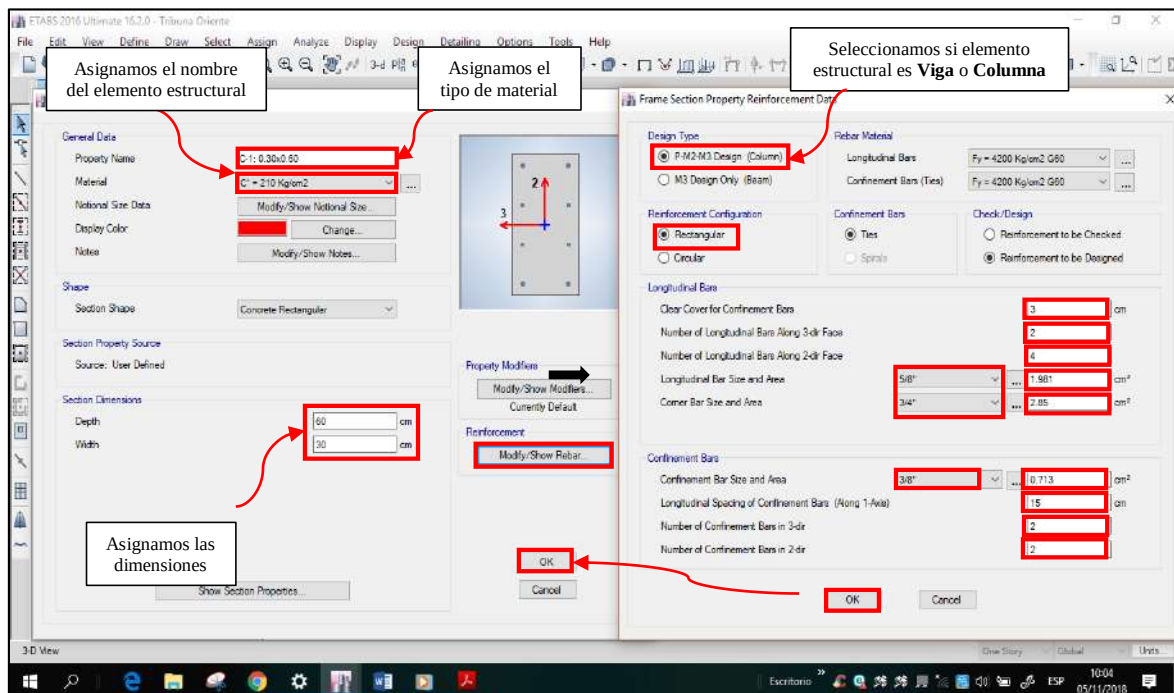
✚ **Vigas:** En la siguiente ventana definimos las propiedades de cada elemento estructural. Por ejemplo, para la **Viga Principal 0.30 x 0.70:**



De la misma manera como se realizó anteriormente, se asigna las propiedades para todos los tipos de vigas que hay en la estructura.

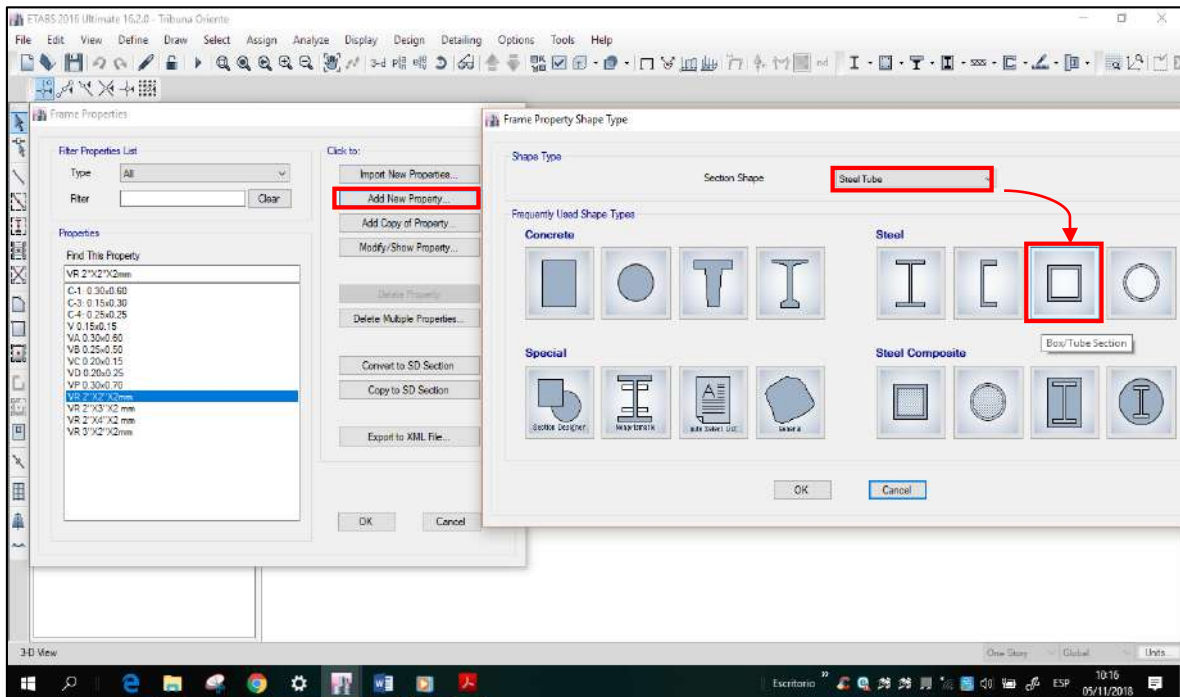


Columnas: Después de definir las secciones de las vigas, definimos las secciones de las columnas. Por ejemplo, para la **C – 1: 0.60 x 0.30**, la única sección de columna que tiene la estructura.

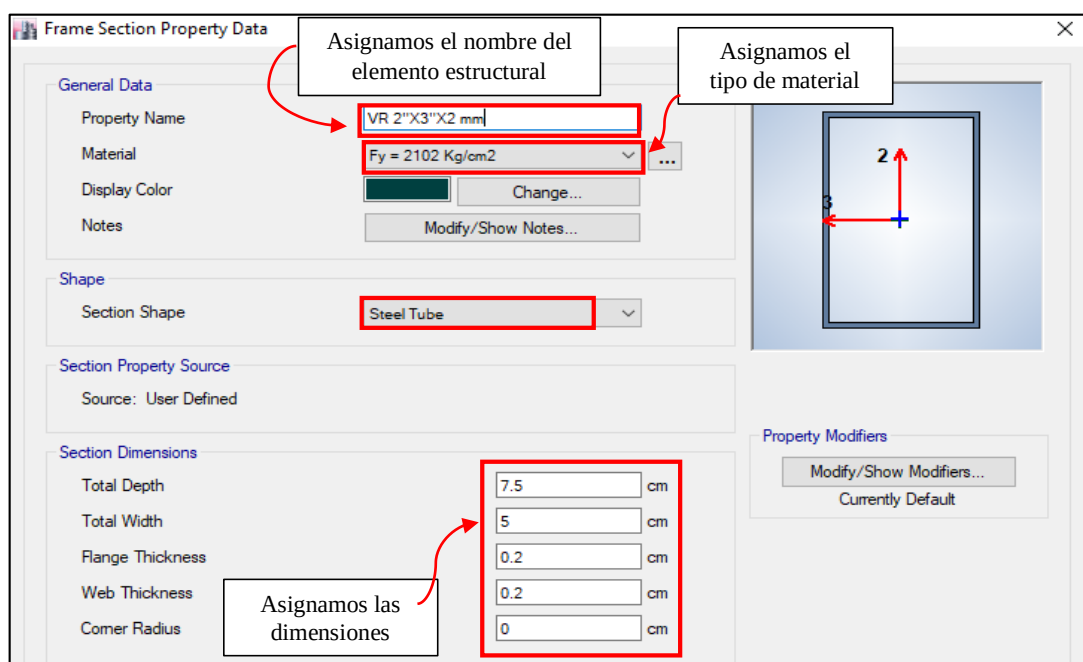


✚ **Elementos metálicos:** Para el caso de los elementos metálicos del techo, se asignan sus propiedades de la siguiente manera:

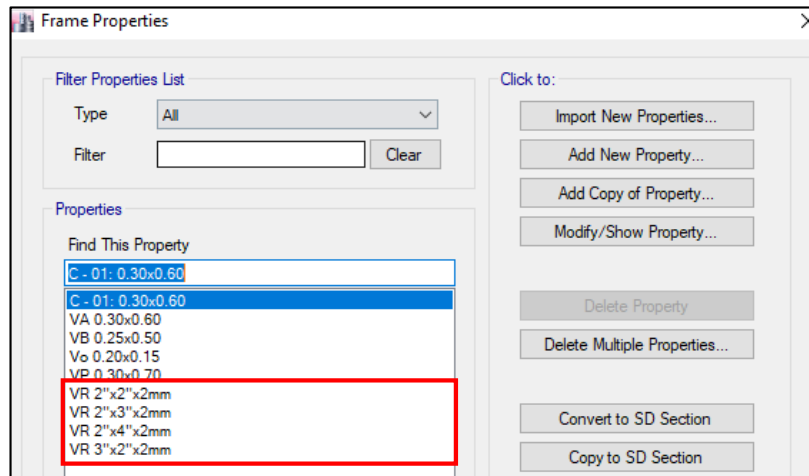
Se selecciona **Add New Property**, para definir las propiedades de la sección. En **Frame Property Shape Type**, se selecciona el tipo de material de la sección que, en este caso es el **Concreto Rectangular**, luego seleccionamos la forma de la sección, la cual sería una sección **Rectangular**.



En la siguiente ventana definimos las propiedades de cada elemento metálico. Por ejemplo, para la **VR 2"x3" x 2 mm**:



De la misma manera como se realizó anteriormente, se asignas las propiedades para todos los elementos metálicos del techo metálico.

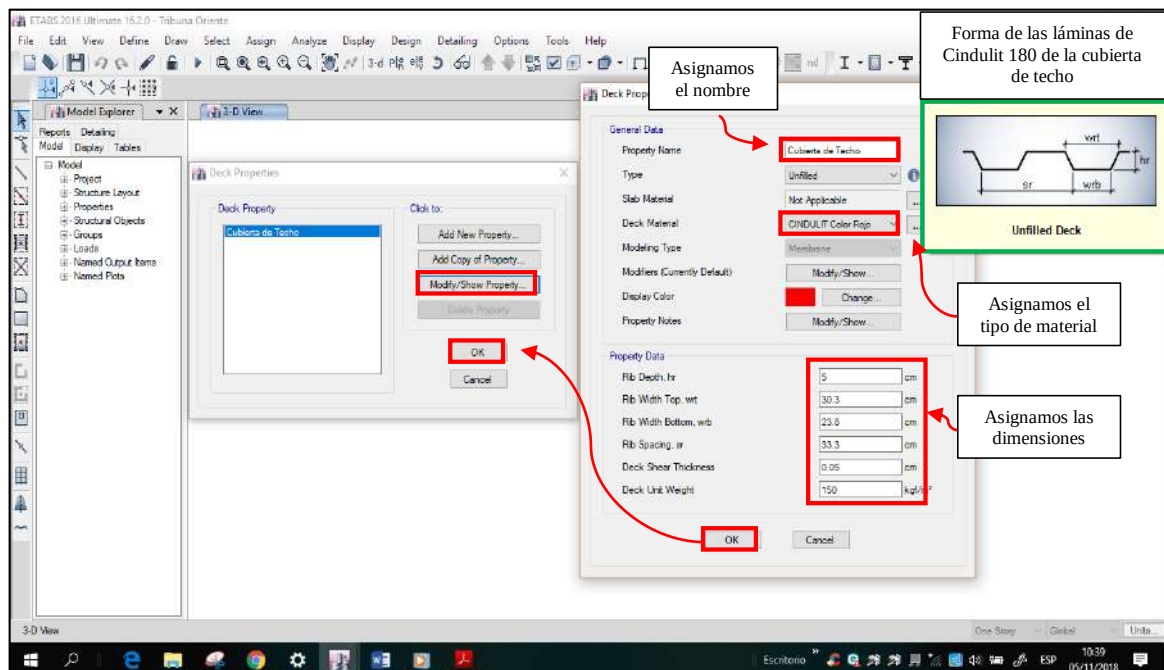


Terminada la asignación de los elementos **Frame** se selecciona OK.

✚ **Cubierta liviana del techo:** en este caso se procederá de la siguiente manera:

En la parte superior de la interfaz, en la opción **Define** se selecciona **Sections Properties** → **Deck Sections**.

Se selecciona **Modify / Show Property**, para definir las propiedades de la sección. En **Deck Property Data**, se selecciona tal cual se observa en la siguiente figura:

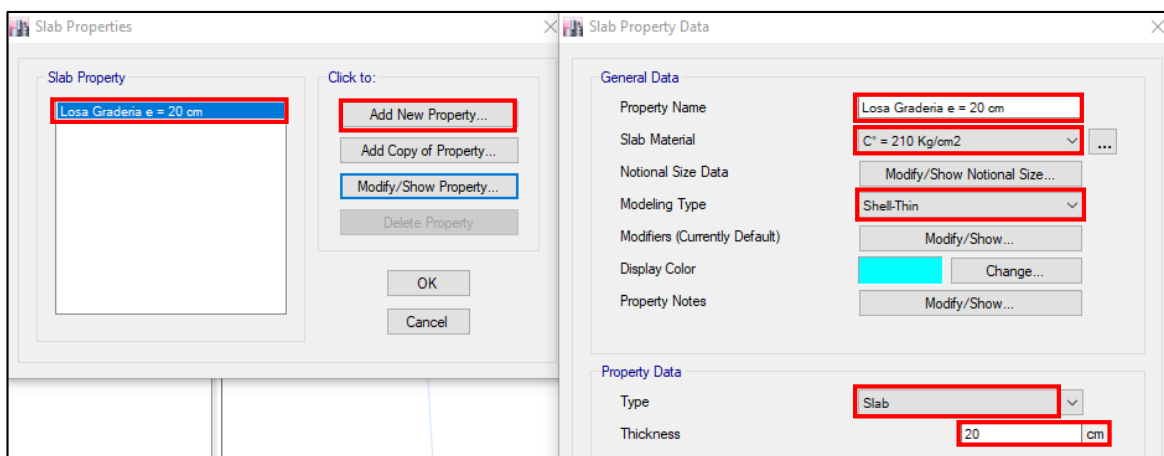


✚ **Losa de las graderías:** Para el caso de las graderías se asignará al modelamiento mediante un elemento equivalente como una losa, para lo cual se termina el espesor de la losa de la siguiente forma:

- ✓ Área de la sección de las graderías: $A = 2.68 \text{ m}^2$
- ✓ Largo de las graderías: $L = 13.43 \text{ m}$
- ✓ Espesor de la losa equivalente: $e = A/L$

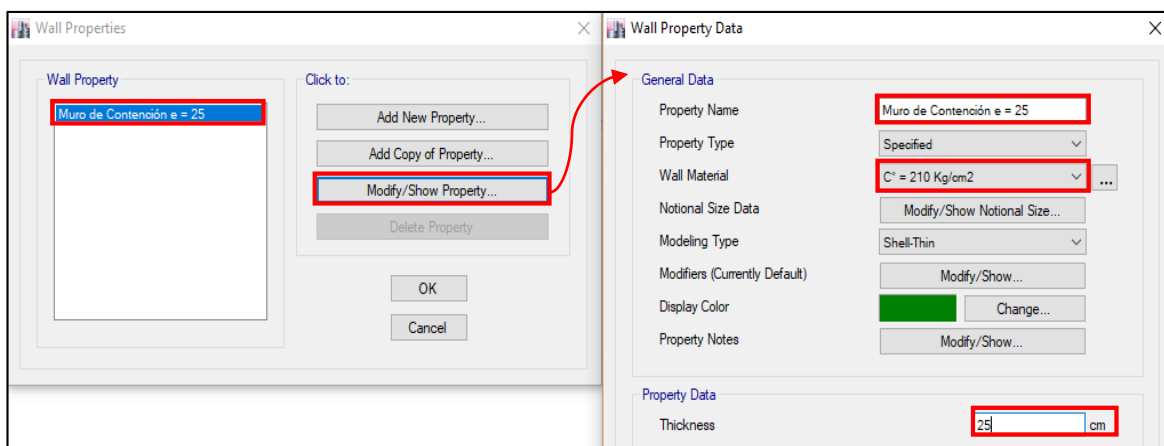
Se obtiene como resultado: $e = 2.64 / 13.26 = 0.1992 \text{ m}$, por lo que se toma el valor de 0.20 m.

Para asignar la losa en el software: se selecciona **Define** → **Sections Properties** → **Slab Sections**. En la nueva ventana **Slab Properties** se selecciona **Modify/Show Property**, con la cual aparece la ventana **Slab Property Data**, en donde se asigna las propiedades de la losa equivalente a las graderías.

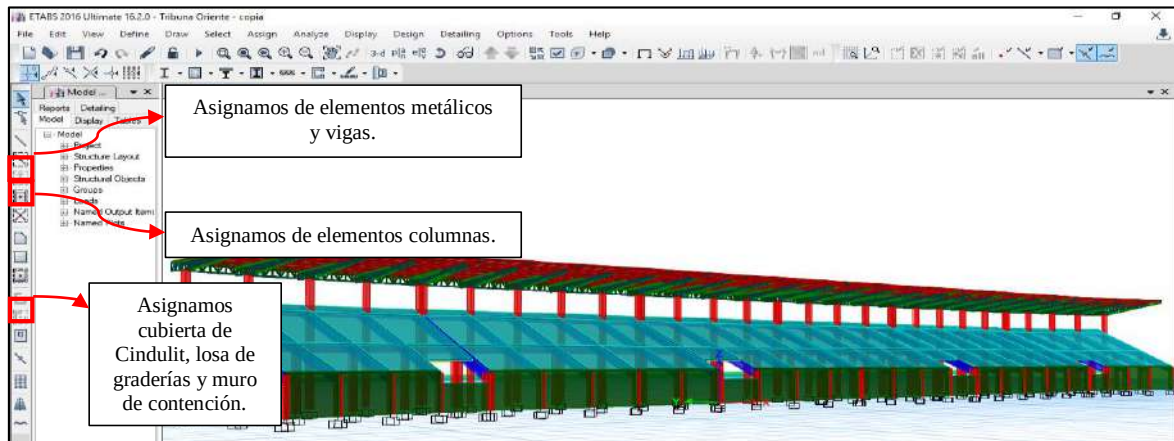


🚧 **Muro de Contención:** El muro de contención que se asignará en este modelamiento será de 25 cm.

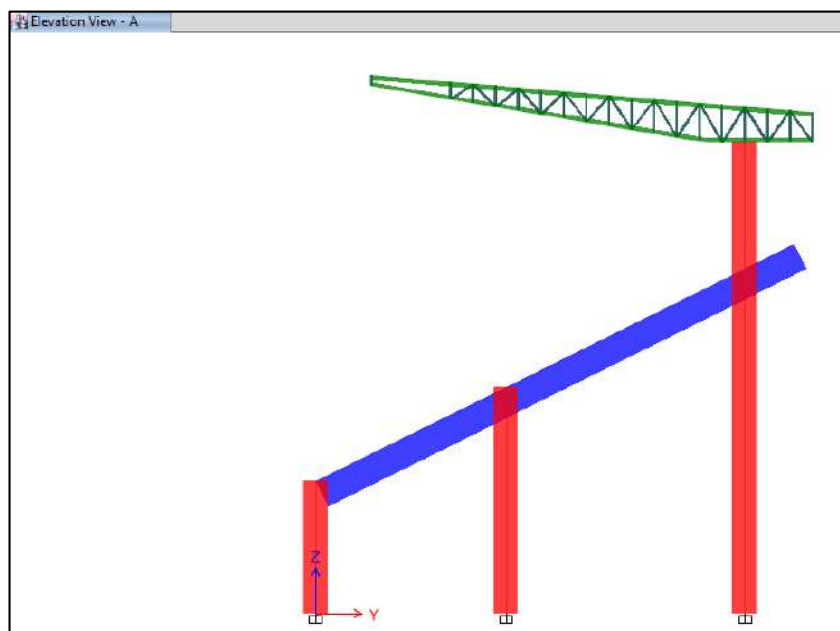
Para asignar el muro de contención en el software: se selecciona **Define** → **Sections Properties** → **Wall Sections**. En la nueva ventana **Wall Properties** se selecciona **Modify/Show Property**, con la cual aparece la ventana **Wall Property Data**, en donde se asigna las propiedades del muro de contención.



7. Asignación de los Elementos Estructurales: En la parte izquierda de la interfaz, se selecciona los iconos con la cual se dibuja los elementos estructurales.

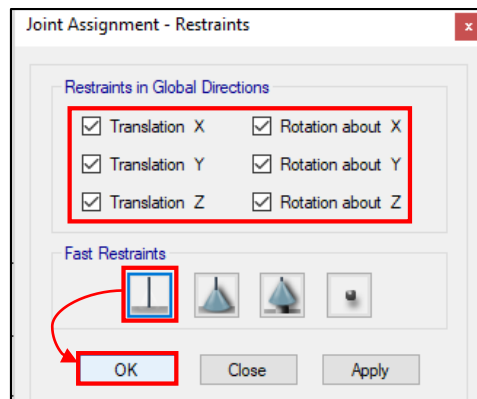


Visualización de columnas, vigas y cercha metálica que conforman los pórticos de la Tribuna Oriente del Estadio “Víctor Montoya Segura”.

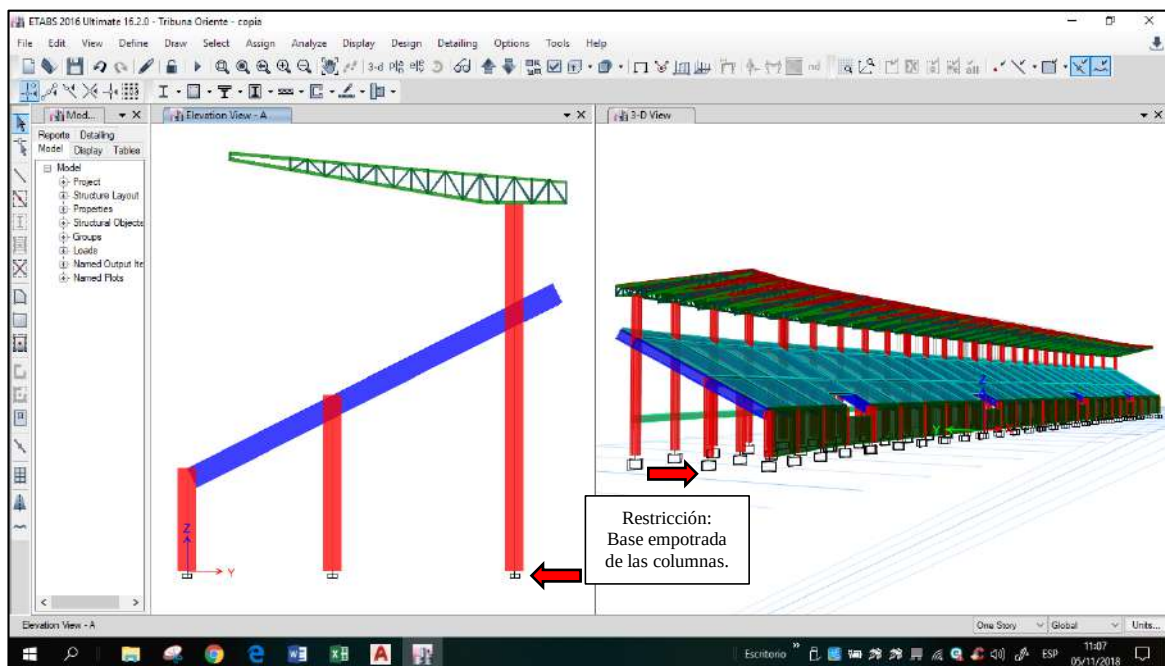


8. Asignación de las condiciones de los apoyos en la base de la estructura: Primeramente se selecciona todos los apoyos de la estructura, después en la parte superior de la interfaz, se selecciona **ASSIGN → JOIN → RESTRAINTS**.

En la ventana **ASSIGN JOINT RESTRAINTS**, se selecciona el icono , el cual significa base empotrada, y después se selecciona **OK**.



Visualización de las restricciones en la base de las columnas de los pórticos.



9. Definir sistemas de cargas: Se asignará los sistemas de cargas que intervienen en la estructura de la Tribuna Oriente del estadio “Víctor Montoya Segura”. Los sistemas de cargas son:

- ✓ **Carga Muerta (CM):** Comprende el peso propio de los elementos estructurales y el Software nos lo proporciona.
- ✓ **Sobrecarga Permanente (SCP):** Comprende el peso propio de los elementos no estructurales como: Parapetos, tabiquería y acabados. Tabla N°4, 5 y 6.
 - Parapeto de concreto: 558.00 Kg/m2
 - Parapeto de concreto: 375.05 Kg/m2
 - Parapeto de concreto: 262.80 Kg/m2
 - Parapeto de concreto: 216.00 Kg/m2
 - Vigüeta: 72.00 Kg/m2

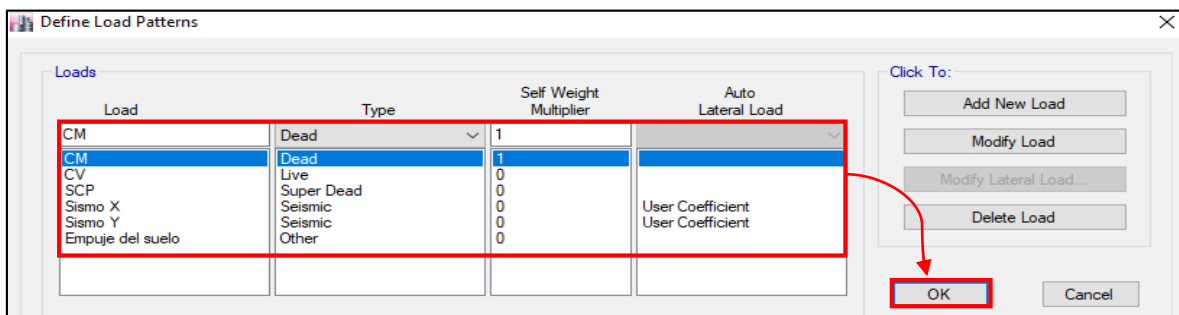
- Parapeto de albañilería: 324.00 Kg/m²
- Malla Olímpica: 11.43 Kg/m²

✓ **Carga Viva (CV):** El valor de Carga Viva dependerá del uso de cada espacio de la estructura. Tabla N° 6.

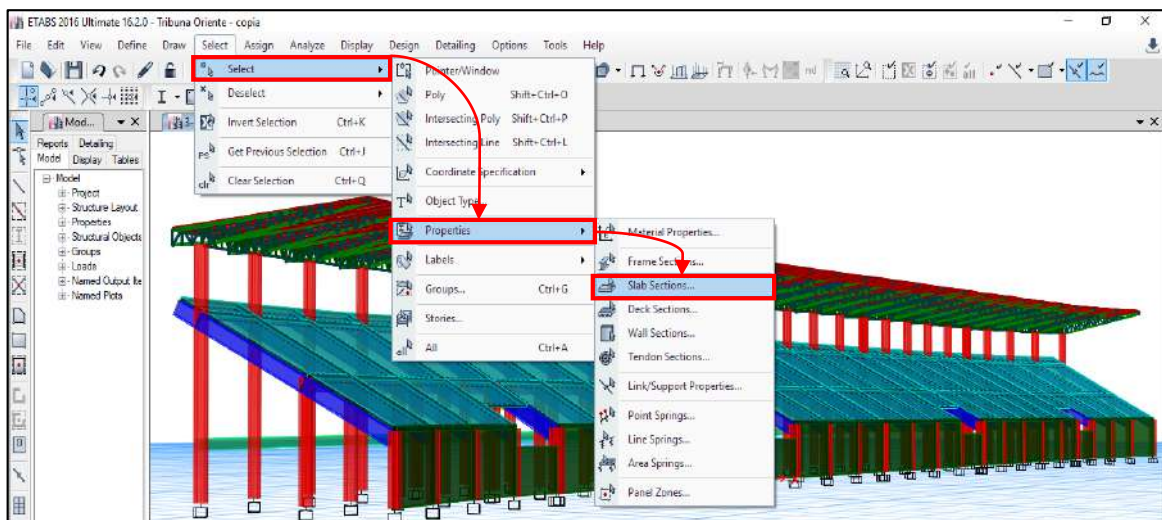
- Graderías: 500 Kg/m²
- Corredores: 500 Kg/m²
- Techo metálico con cobertura liviana: 100 Kg/m²
- Parapetos: 100 Kg/m²
- Escaleras: 500 Kg/m²

Para crear el sistema de cargas en el software se realiza lo siguiente: Seleccione **Define** del menú principal y luego la opción **Load Patterns**.

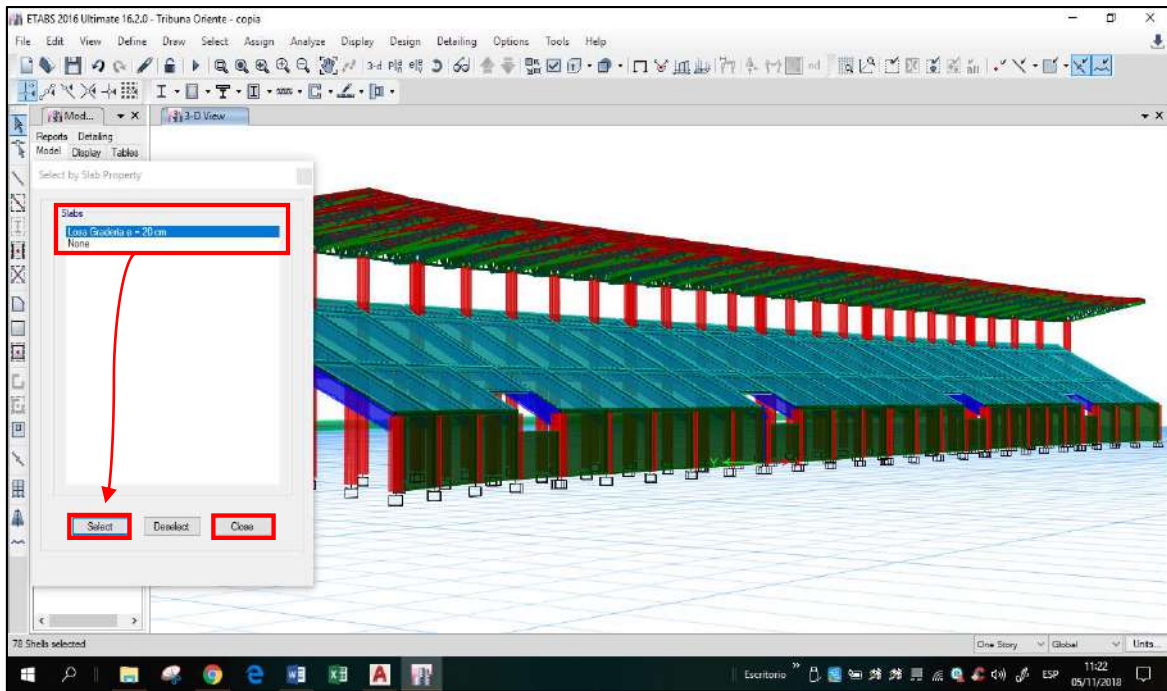
En la nueva ventana se asigna el sistema de cargas:



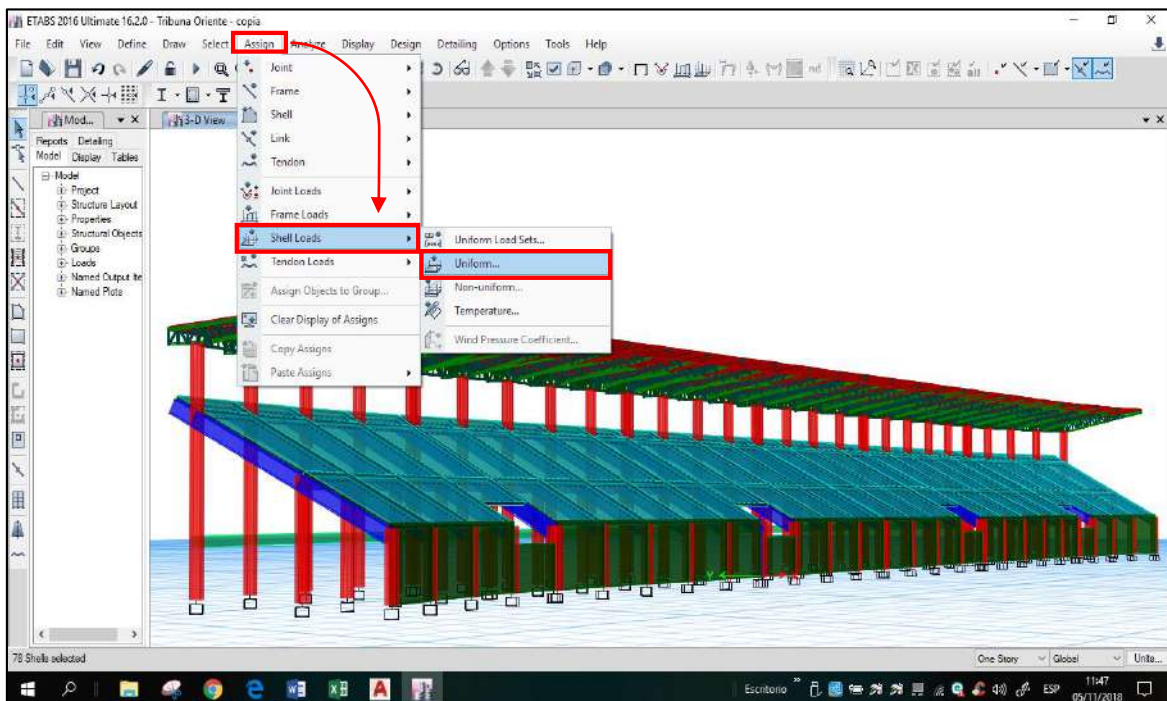
Para asignar el valor de las cargas a los elementos estructurales se realiza lo siguiente: Primeramente, se selecciona los elementos estructurales donde se asignarán las cargas para ello, en el caso de las losa de las graderías se selecciona en la parte superior de la interface **Select → Properties → Slab Sections**.



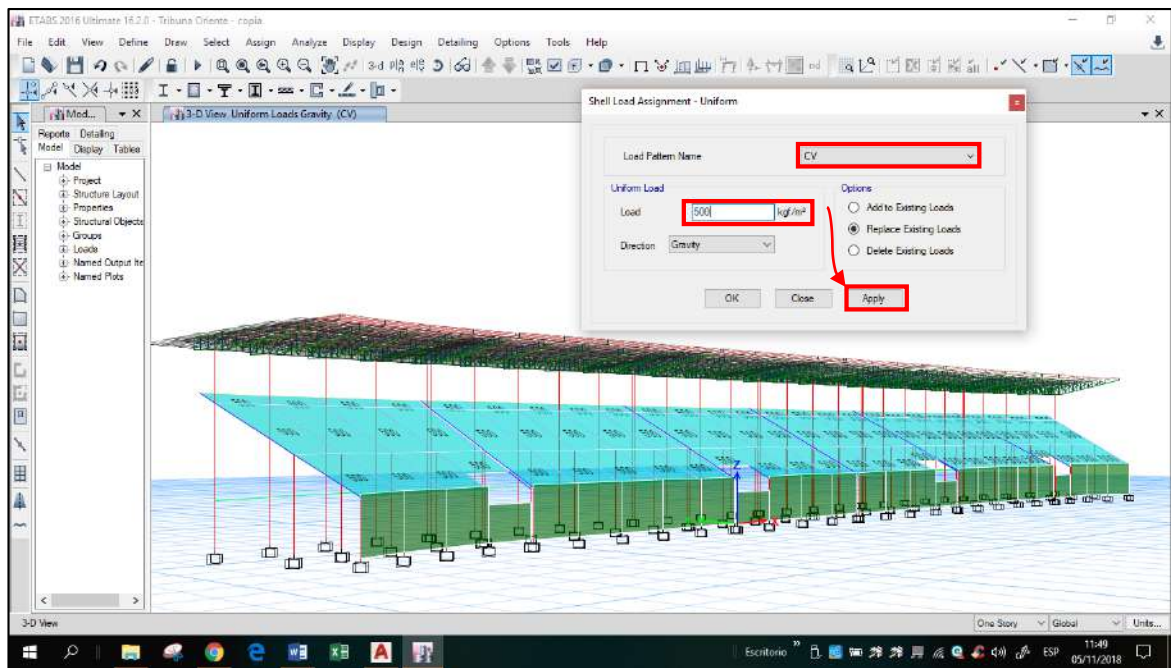
En la nueva ventana se selecciona Losa Graderías e = 20 cm y después **Select → Close**.



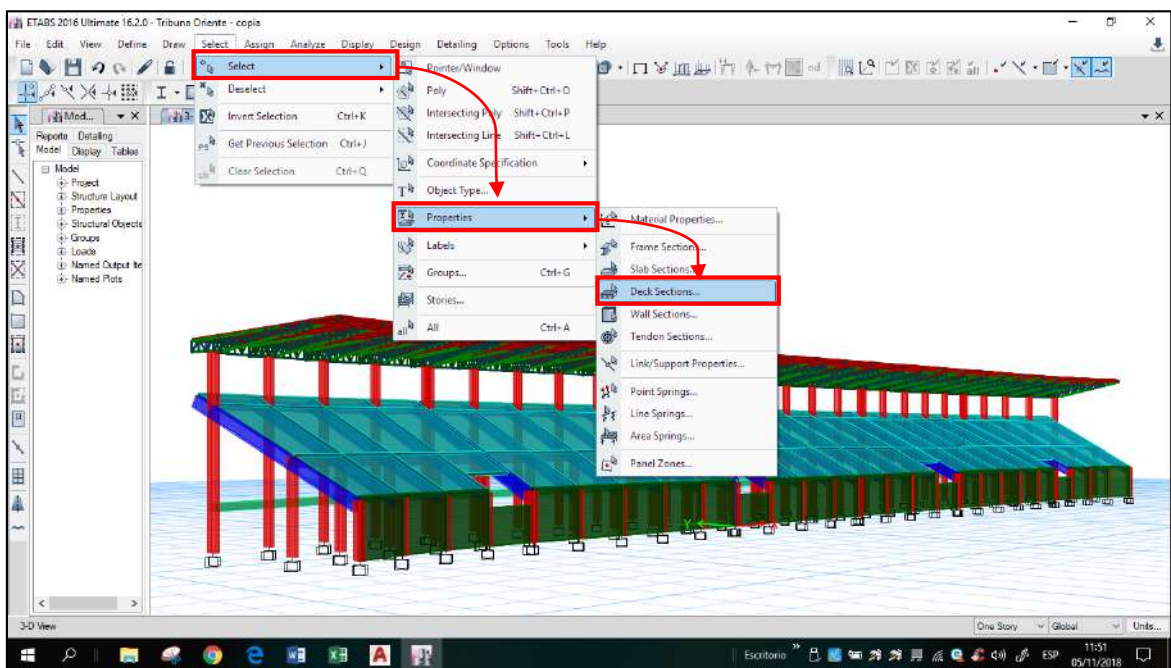
Una vez seleccionadas las losas de graderías, se selecciona **Assign** → **Shell Loads** → **Uniform**.



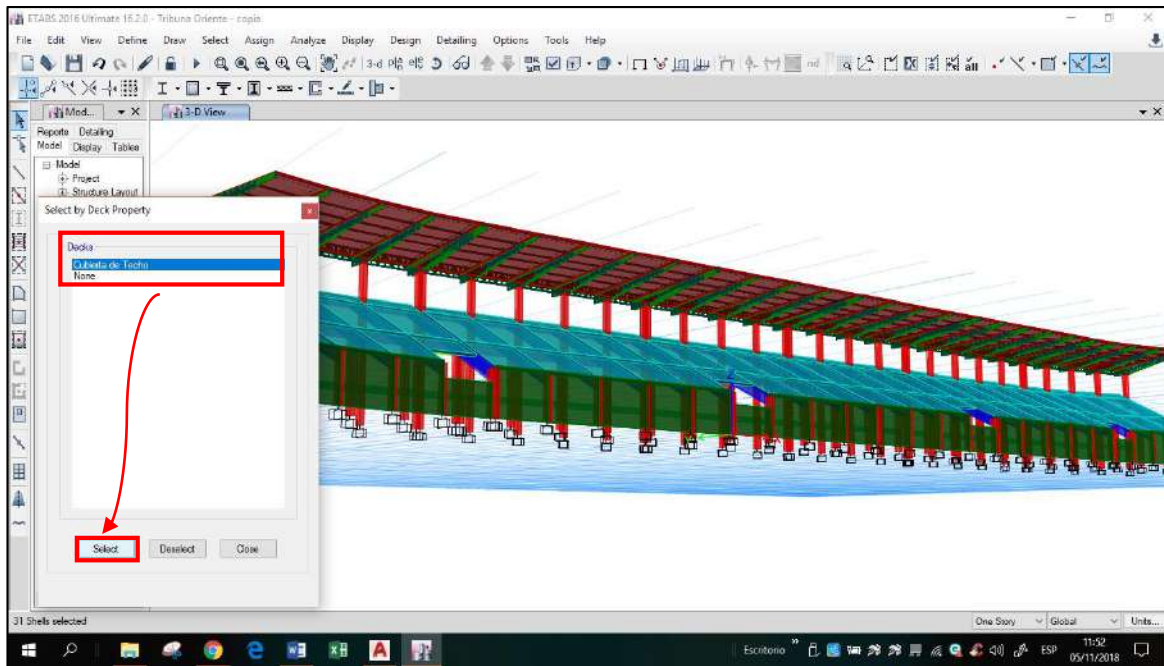
En la nueva ventana **Shell Load Assignment – Uniform** se selecciona el tipo de carga en **Load Pattern Name** y en este caso solo se aplicará Carga viva (CV) y en **Load** se asigna el valor de la **CV = 500 Kg/m²**.



Para el caso de la cubierta Cindulit del techo se selecciona en la parte superior de la interface **Select** → **Properties** → **Deck Sections**.

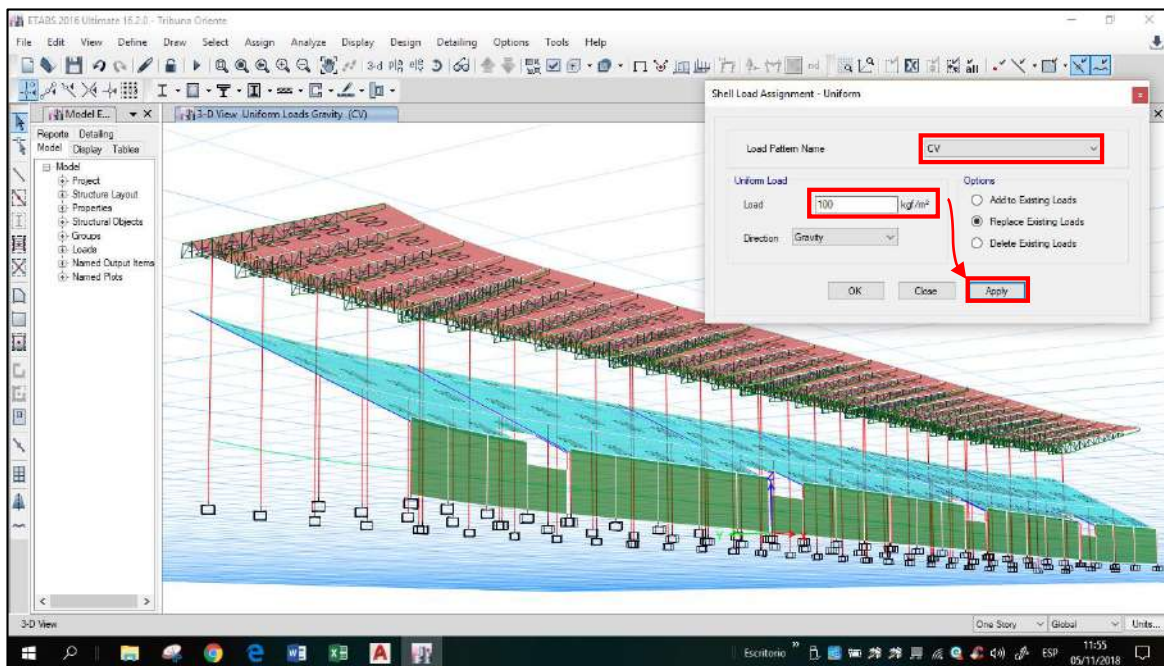


En la nueva ventana se selecciona Cubierta de Techo y después **Select** → **Close**.

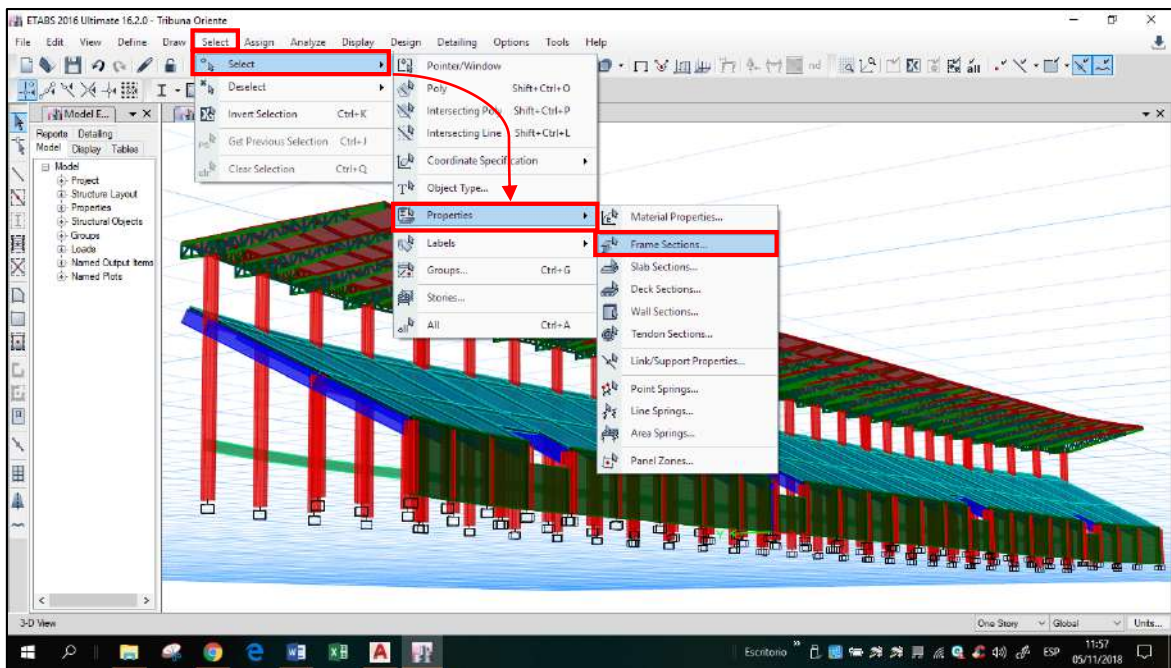


Una vez seleccionada la cubierta de techo, se selecciona **Assign** → **Shell Loads** → **Uniform**.

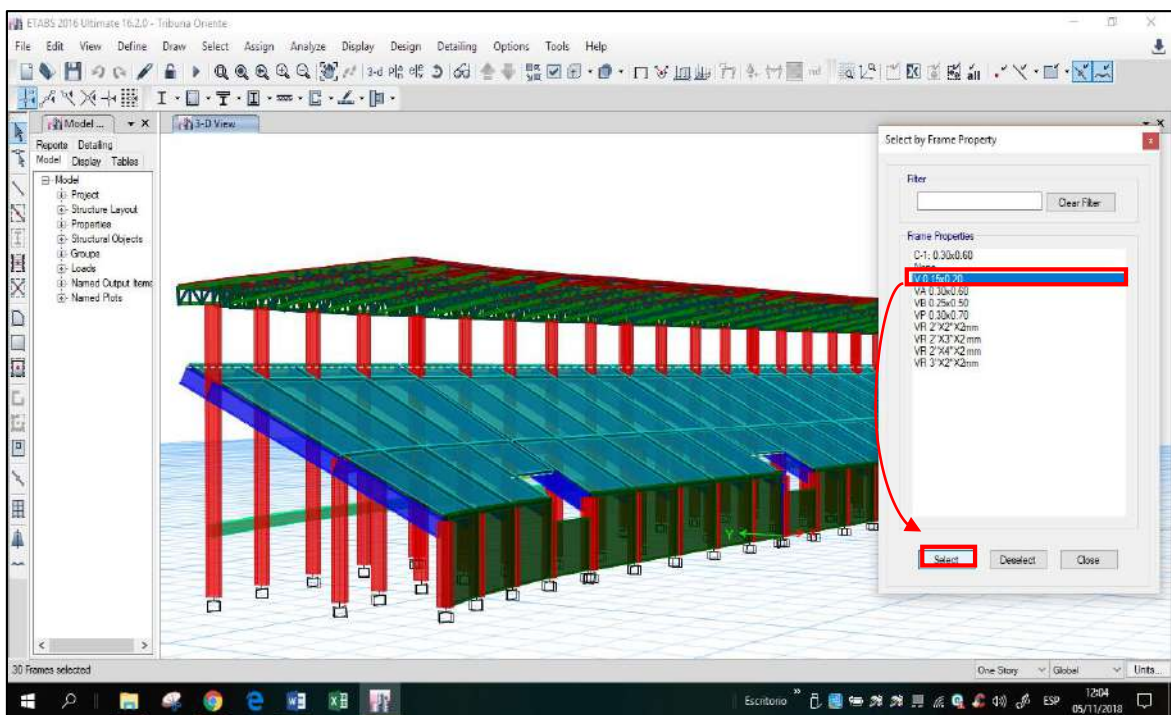
En la nueva ventana **Shell Load Assignment – Uniform** se selecciona el tipo de carga en **Load Pattern Name** y en este caso solo se aplicará Carga viva (CV) y en **Load** se asigna el valor de la **CV = 100 Kg/m²**.



Para asignar las cargas en los parapetos se selecciona en la parte superior de la interface **Select** → **Properties** → **Frame Sections**.

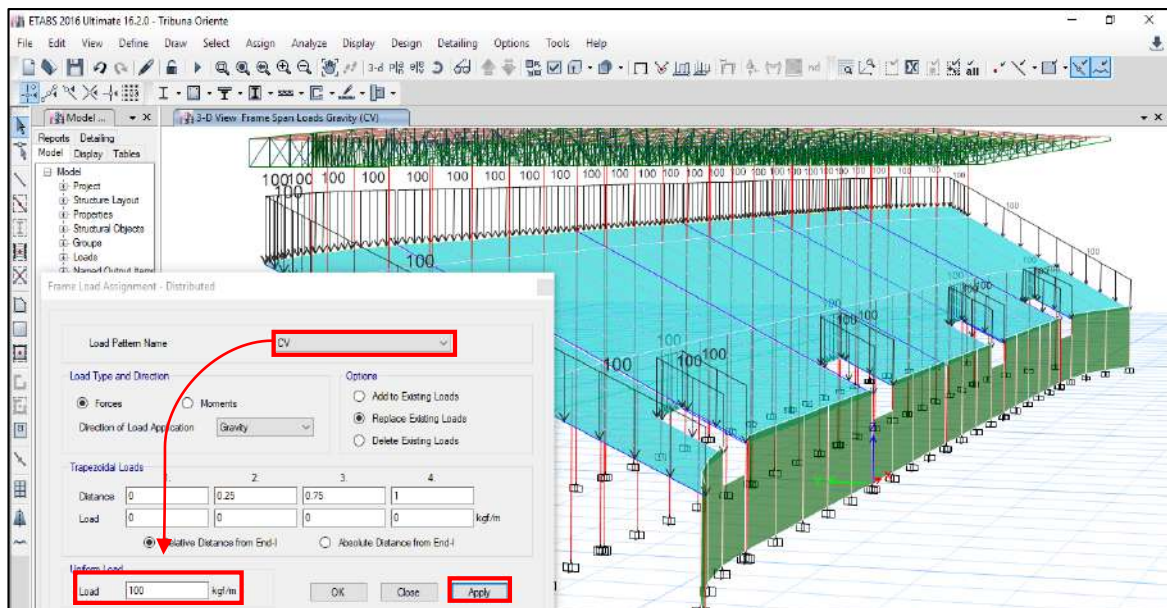
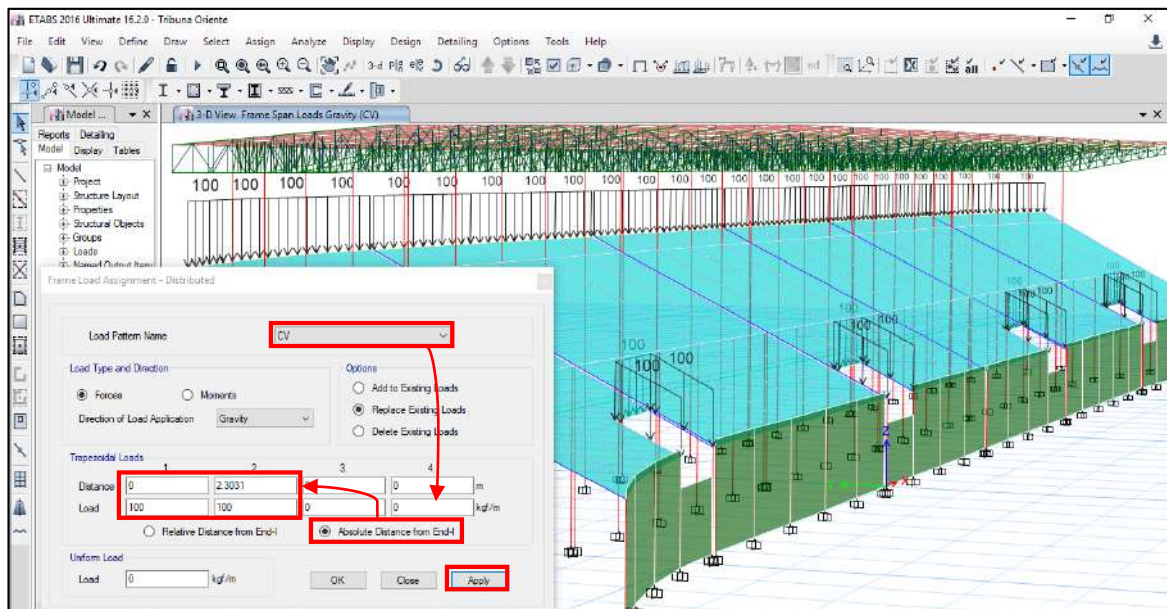
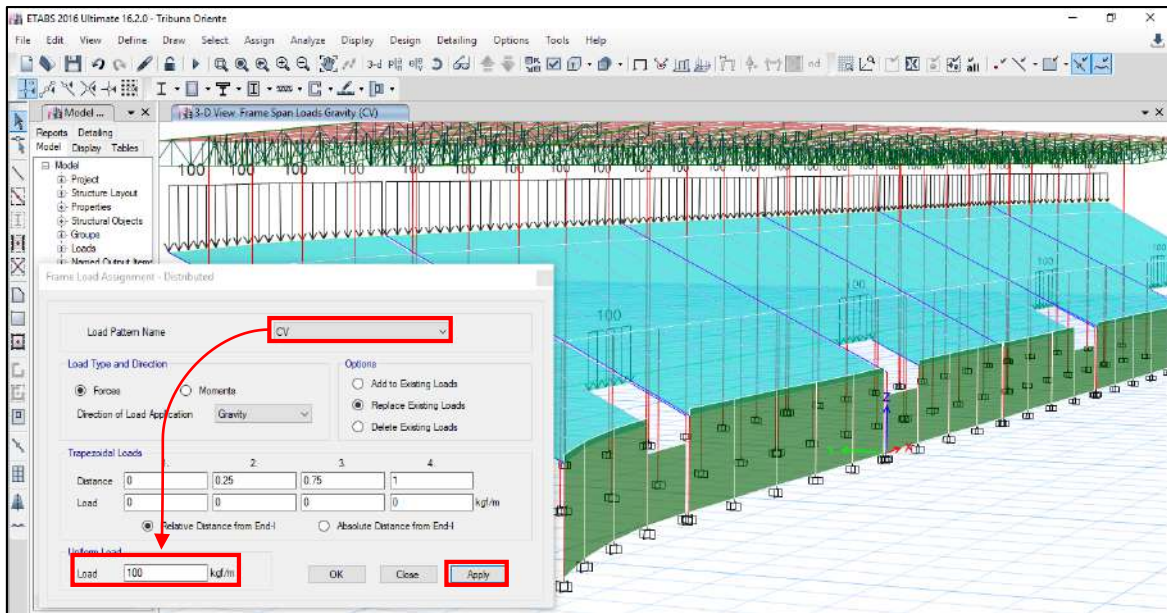


En la nueva ventana se selecciona V 0.15 x 0.20 y después **Select** → **Close**.

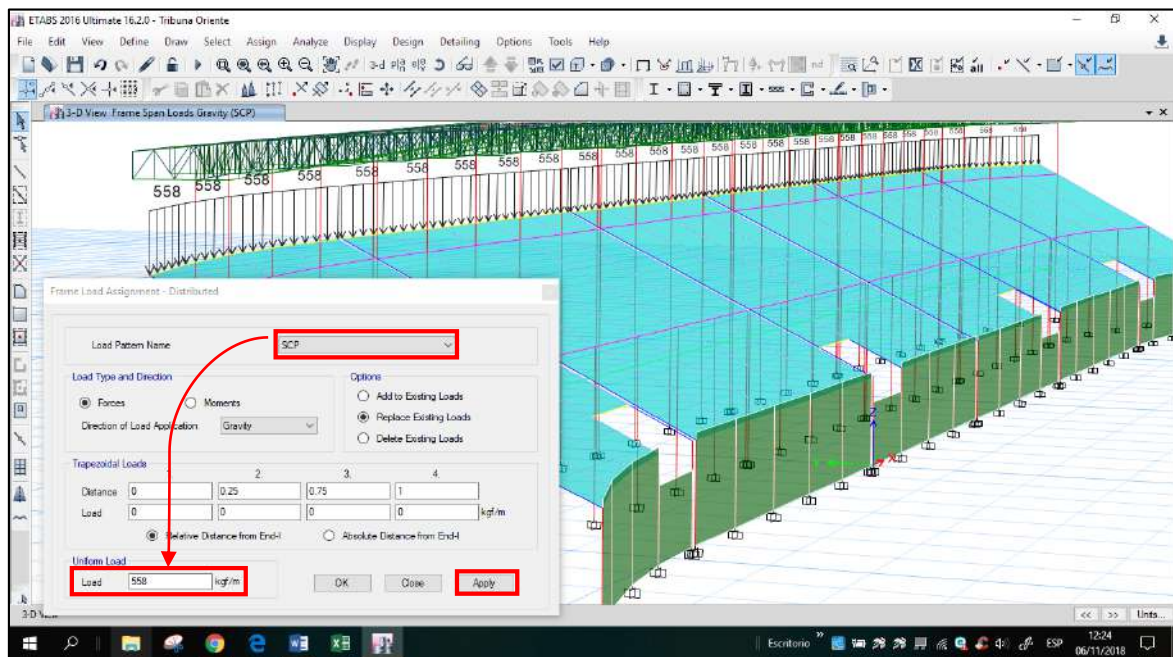


Una vez seleccionada la V 0.15 x 0.20, se selecciona **Assign** → **Frame Loads** → **Distributed**.

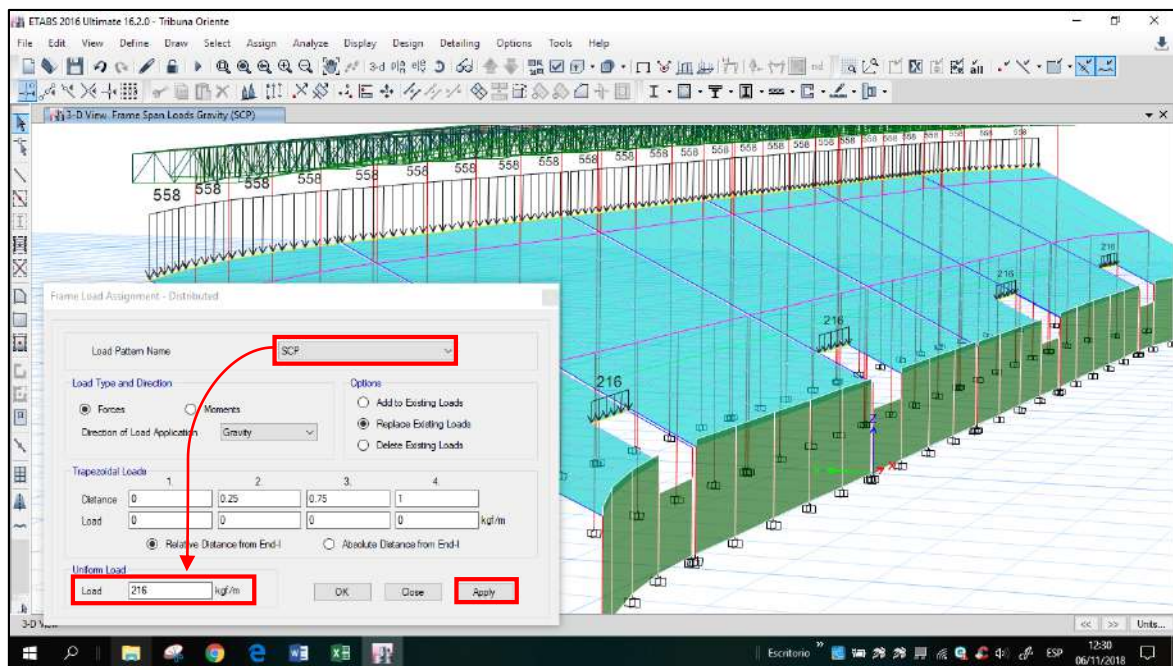
En la nueva ventana **Frame Load Assignment – Distributed** se selecciona el tipo de carga en **Load Pattern Name** y en este caso se aplicará Carga viva (**CV**) y sobrecarga permanente (**SCP**) y en **Load** se asigna el valor de la **CV = 100 Kg/m2**.



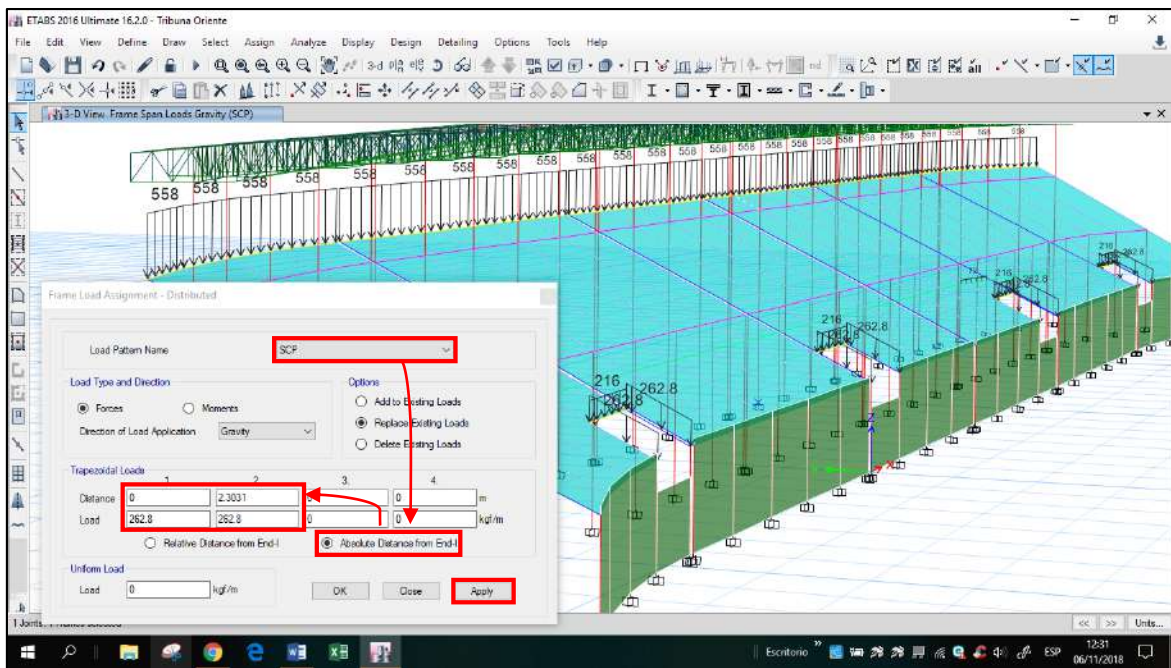
Se asigna la sobrecarga permanente (SCP): 1° caso se asigna en **Load: 558 Kg/m²**.



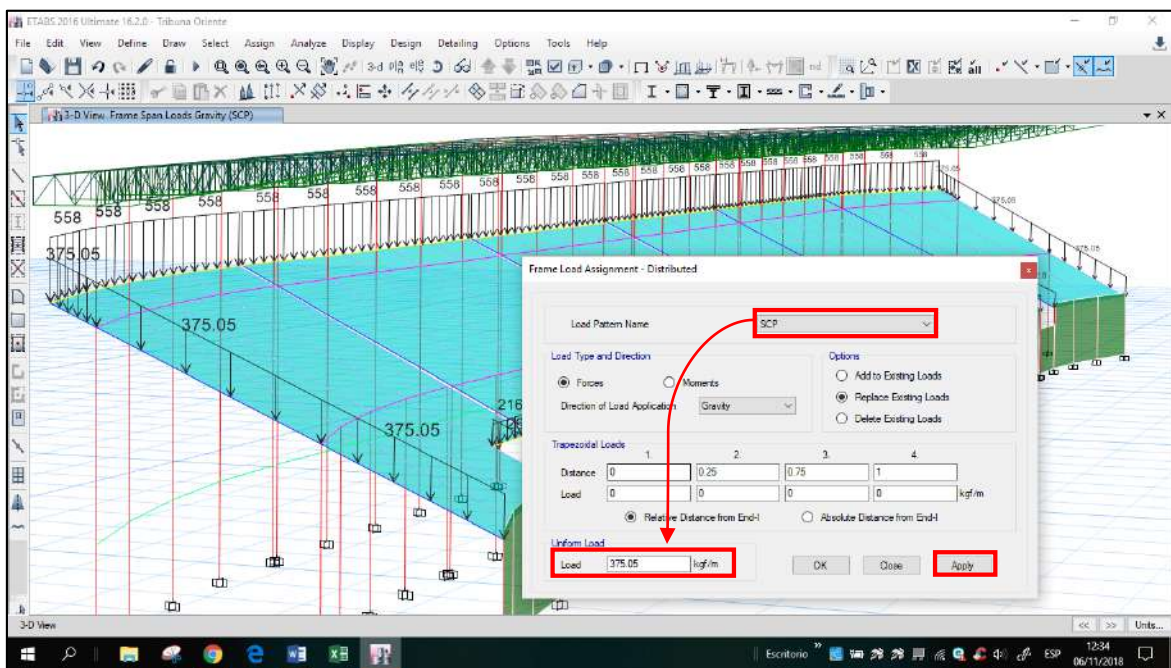
En el segundo caso se asigna en **Load** el valor de **SCP = 216 Kg/m²**.



En el tercer caso se asigna en **Load** el valor de **SCP = 262.80 Kg/m²**.

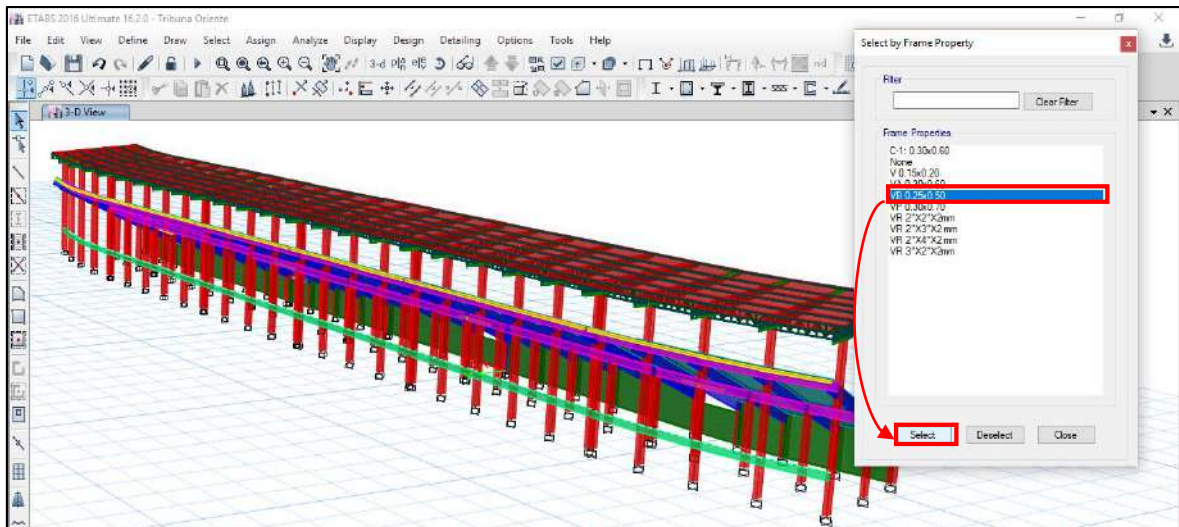


En el cuarto caso se asigna en **Load** el valor de **SCP = 375.05 Kg/m²**.



Para asignar las cargas en los parapetos que se encuentran encima de las vigas VB 0.25x0.50 se selecciona en la parte superior de la interface **Select → Properties → Frame Sections**.

En la nueva ventana se selecciona VB 0.25 x 0.50 y después **Select → Close**.

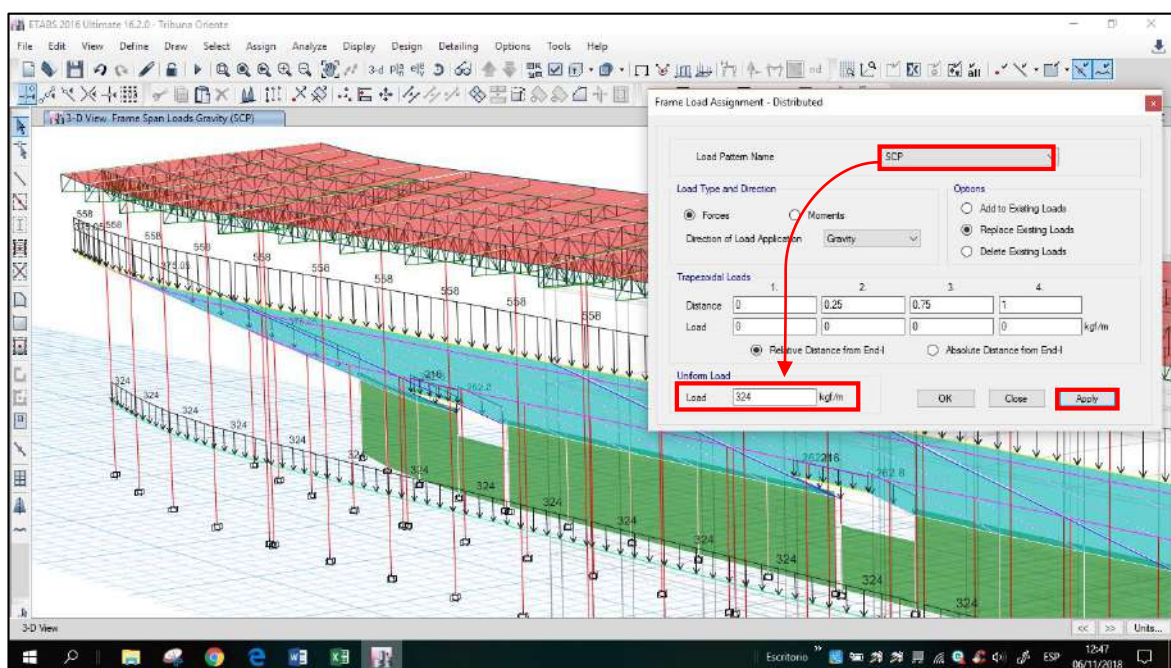


Una vez seleccionada la VB 0.25 x 0.50, se selecciona **Assign** → **Frame Loads** → **Distributed**.

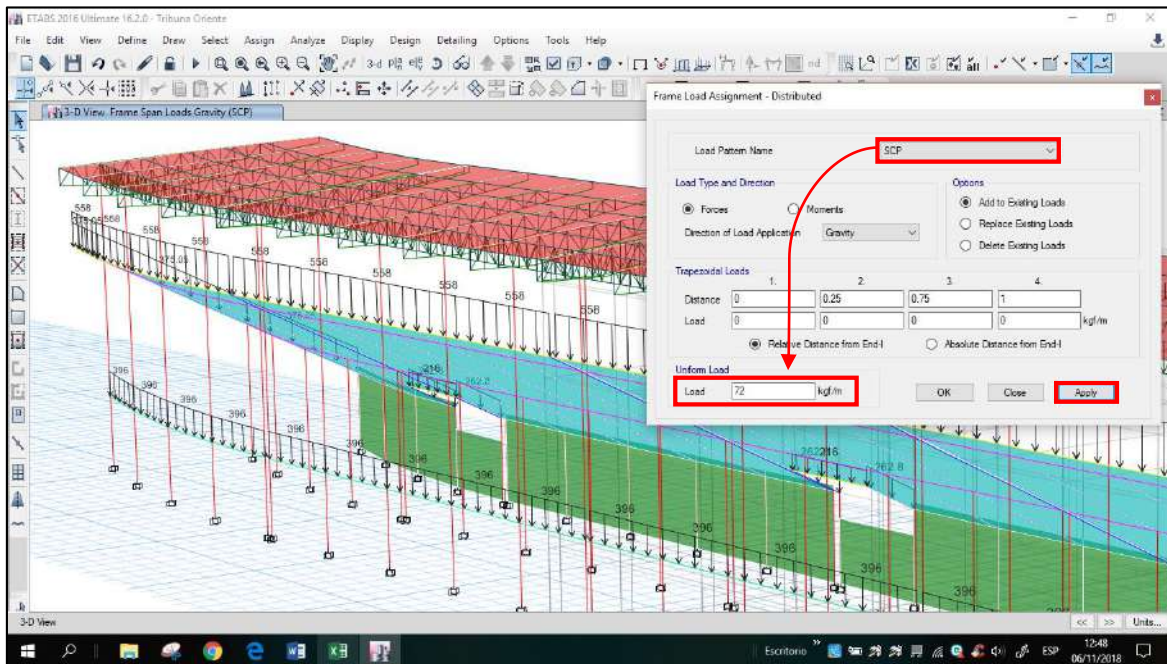
En la nueva ventana **Frame Load Assignment – Distributed** se selecciona el tipo de carga en **Load Pattern Name** solo sobrecarga permanente (**SCP**) ya que por su ubicación no se asigna Carga viva (**CV**).

Se asigna la sobrecarga permanente (**SCP**) de acuerdo a la sección del parapeto y a los elementos que tiene sobre de él, como:

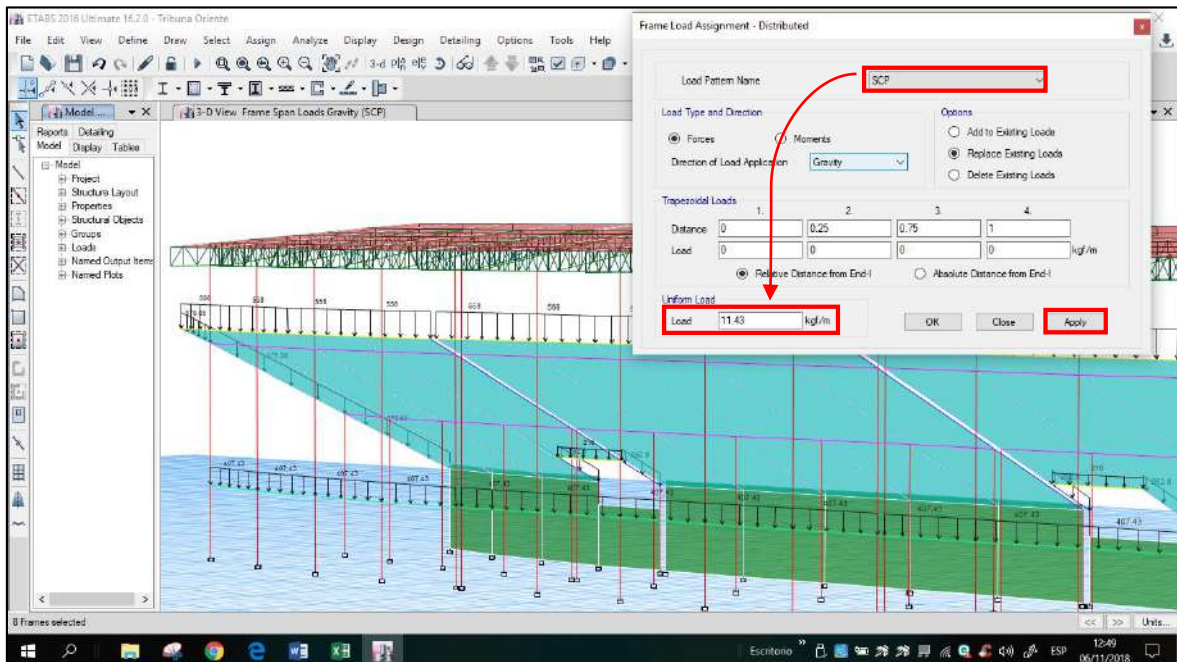
En el primer caso se asigna en **Load** el valor de **SCP = 324 Kg/m²**, que es el peso del parapeto de albañilería.



En el segundo caso se asigna en **Load** el valor de **SCP = 72 Kg/m²**, que es el peso de la vigueta de confinamiento que tiene el parapeto de albañilería.



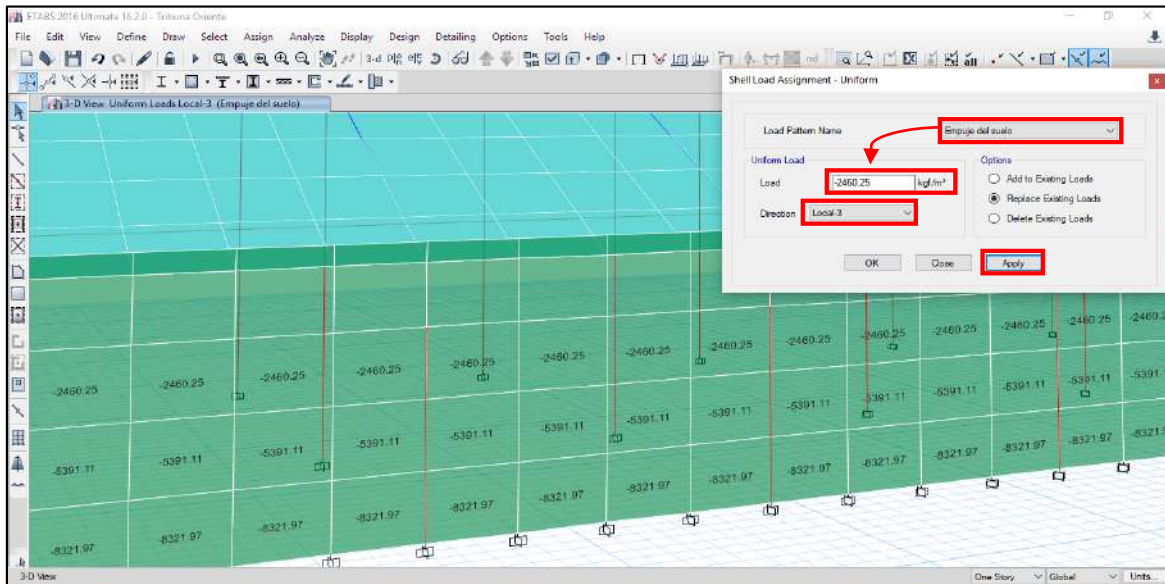
En el tercer caso se asigna en **Load** el valor de **SCP = 11.43 Kg/m²**, que es el peso de la malla olímpica que se encuentra sobre el parapeto de albañilería.



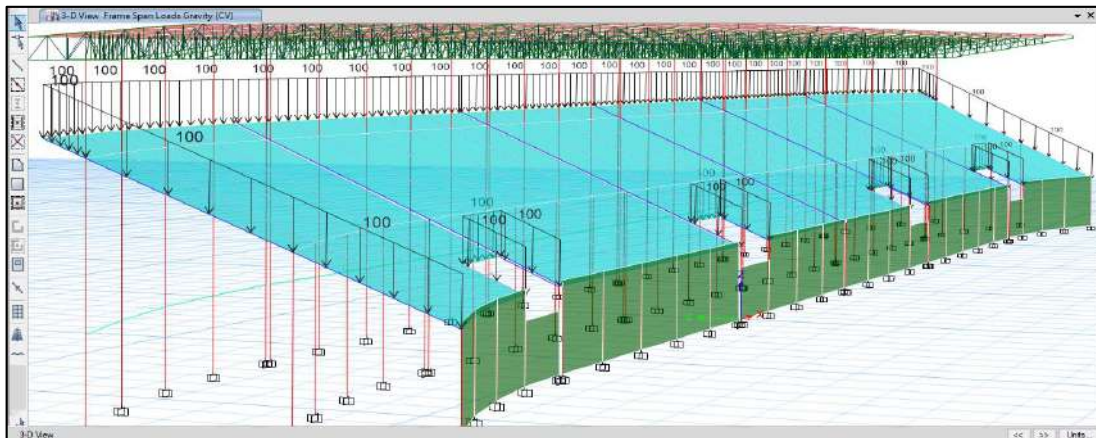
Para asignar las cargas de empuje de la tierra en los muros de contención, se realiza lo siguiente:

Se selecciona los muros de contención, luego en la parte superior de la interface se selecciona **Assign → Shell Loads → Uniform**.

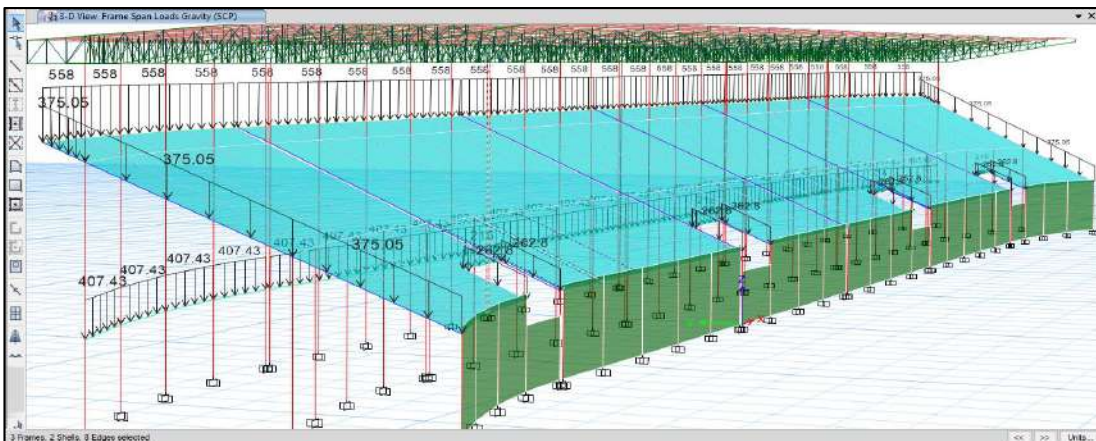
Se asigna la carga de empuje de la tierra de acuerdo a la altura de la división de los muros de contención tal como se muestra en el ítem 3.5.4.



Visualización de la asignación de las Cargas Vivas (CV) totales que se aplican a la Tribuna Oriente.

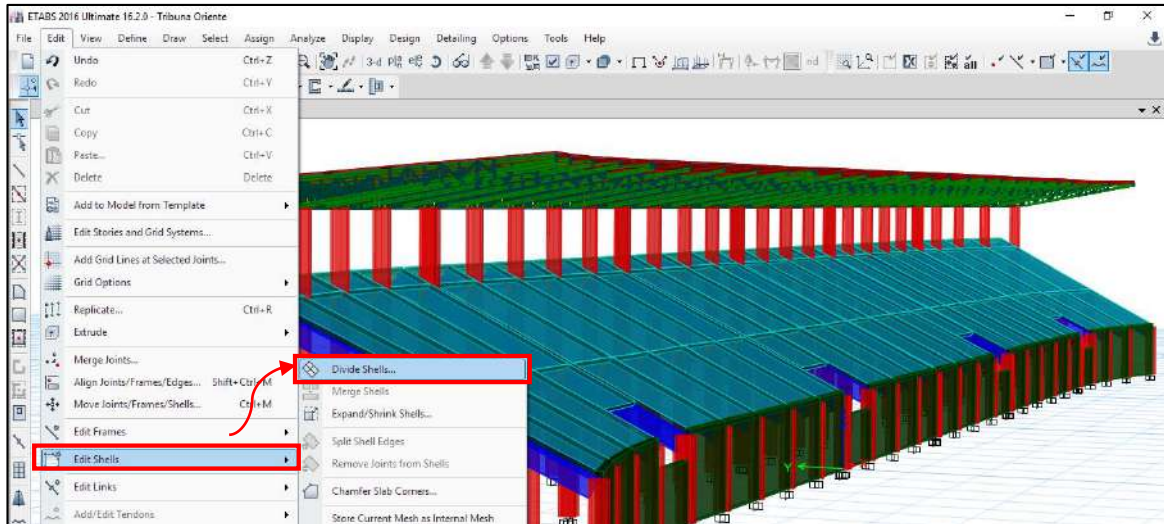


Visualización de la asignación de las Sobrecargas Permanentes (SCP) totales que se aplican a la Tribuna Oriente.



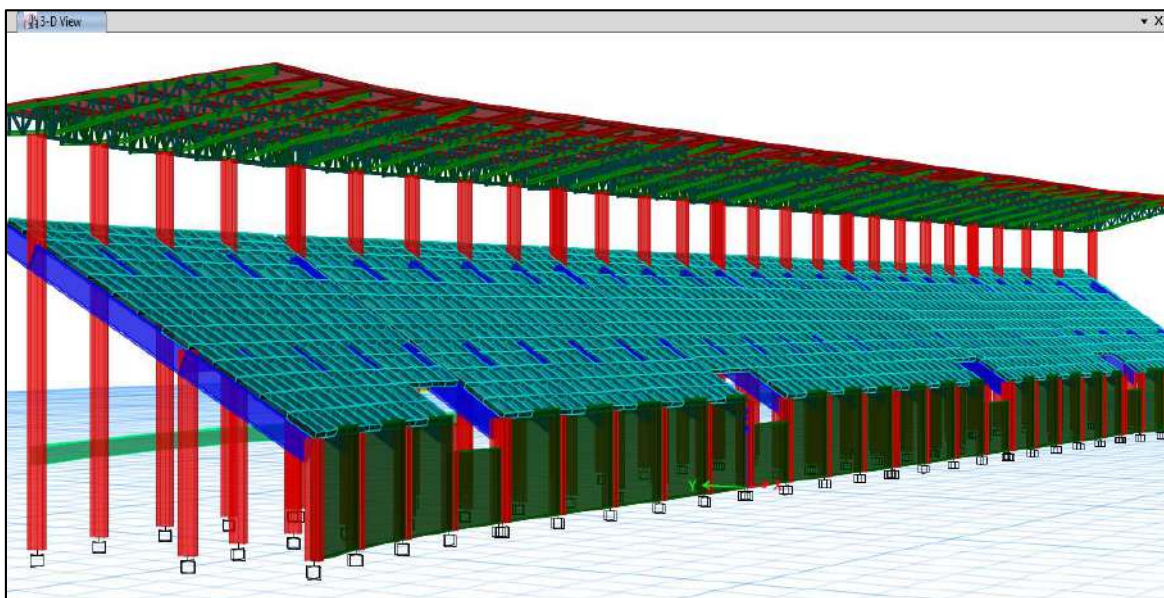
10. Discretización de los elementos shell: Los elementos shell o elementos área se dividen en partes pequeñas con la finalidad de que el análisis se mucho mas aproximado, para ello se resaliza lo siguiente:

- Para la losa de las graderías: Se selecciona la losa de las graderías y en la parte superior de la interface en **Edit** se selecciona **Edit Shells** → **Divide Shells**.

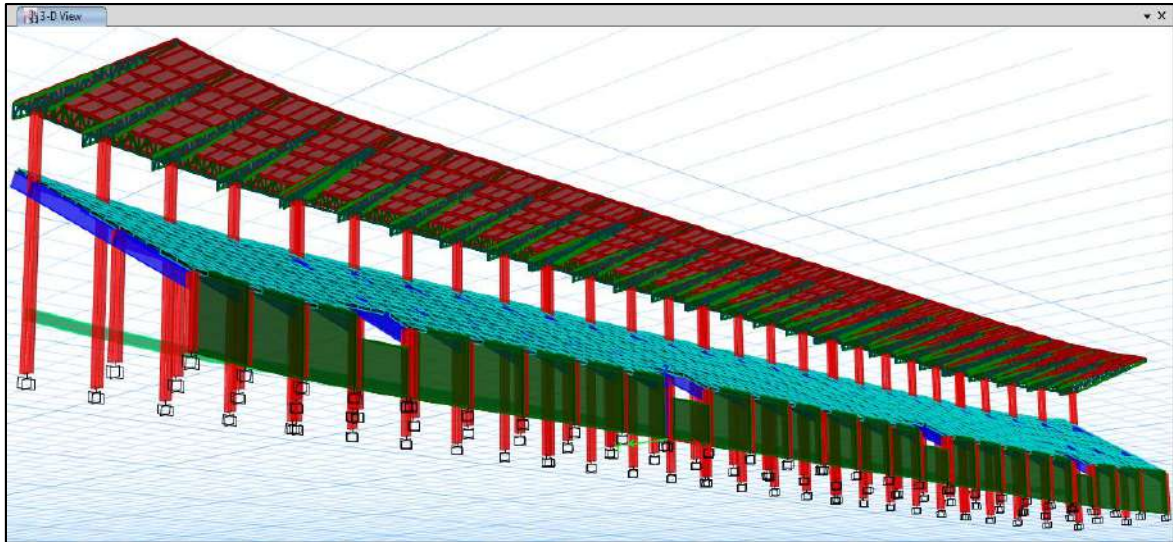


En la nueva ventana **Divide Selected Shells** se selecciona **Divide Quadrilaterals/Triangles into** se introduce el número en la cual va a dividir el elemento shell.

Visualización de las losas de las graderías discretizadas o divididas.

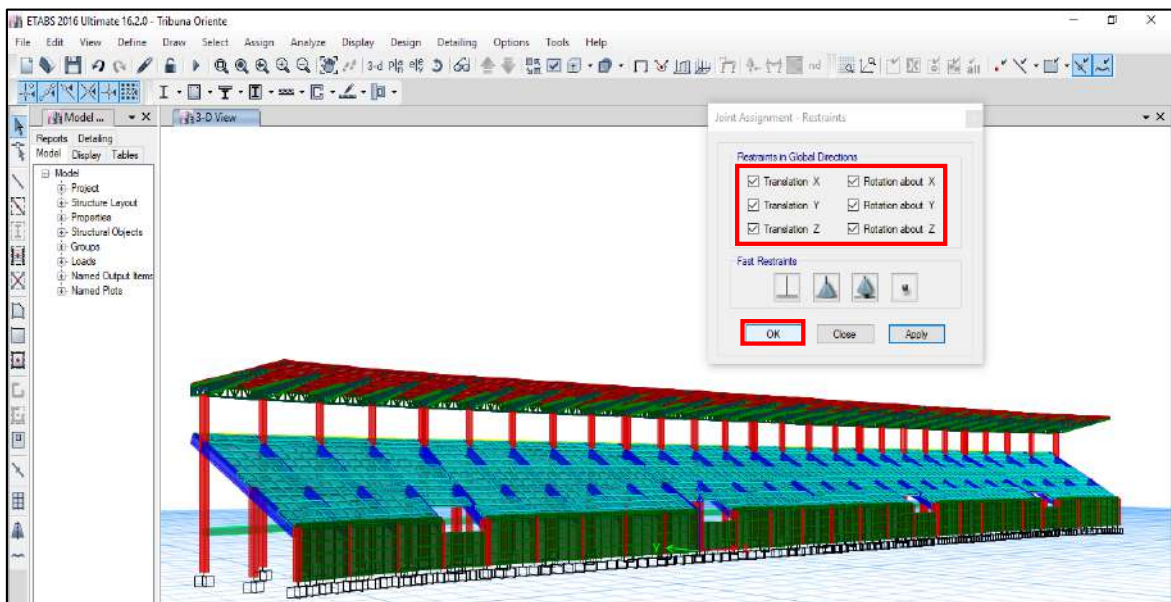


- Para el techo de cobertura liviana: El mismo procedimiento que se realiza con la losa de las graderías, se realiza con la cobertura liviana del techo.



- Para los muros de contención: El mismo procedimiento que se realiza con la losa de las graderías, se realiza con los muros de contención.

Al discretizar los muros de contención, en la base de los muros aparecen apoyos fijos, los cuales se tiene que cambiar por apoyos empotrados, por lo que se seleccionan los apoyos y en la parte superior de la interfaz, se selecciona **ASSIGN** → **JOIN** → **RESTRAINTS**, y en la ventana **ASSIGN JOINT RESTRAINTS**, se selecciona el icono , el cual significa base empotrada, y después se selecciona **OK**.



Para realizar los Análisis Sísmicos se separa la tribuna Oriente de acuerdo a los bloques que la conforman, debido a que cada bloque está separado por una junta de dilatación de 33 cm, por lo que funciona estructuralmente de manera independiente cada bloque.

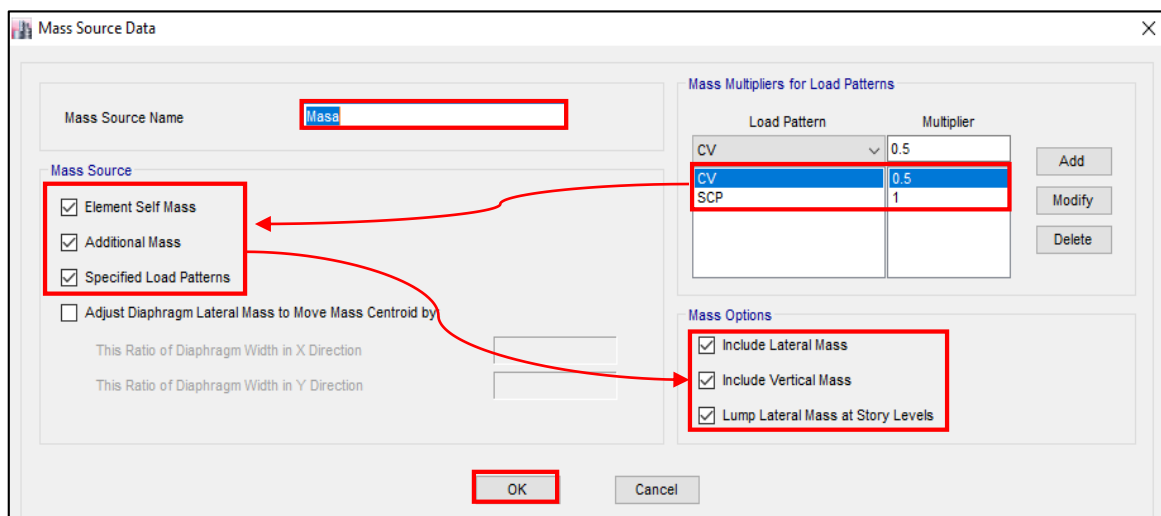
Para ejemplo de mostrar el procedimiento de los Análisis Sísmicos se presenta el modelamiento del bloque I, cuyo procedimiento es el mismo para cada bloque que conforme a la Tribuna Oriente del Estadio “Víctor Montoya Segura”.

3.5.8.1. Análisis Sísmico Estático (Bloque I):

El análisis sísmico estático consiste en determinar el Peso de la Estructura y la Fuerza Cortante total en la Base.

11. **Asignación de los patrones de masa:** La asignación de la masa depende de la categoría de la edificación, que en este caso es una edificación de categoría B (Tribuna – Estadio). En la parte superior de la interfase se selecciona **Define** → **Mass Source**.

Como es una edificación de categoría **B** se considera el 50% de la Carga Viva y 100% de la Sobrecarga Permanente. En el caso de la Carga Muerta no se asigna en **Mass Multipliers for Load Patterns** ya se selecciona la opción **Element Self Mass**.

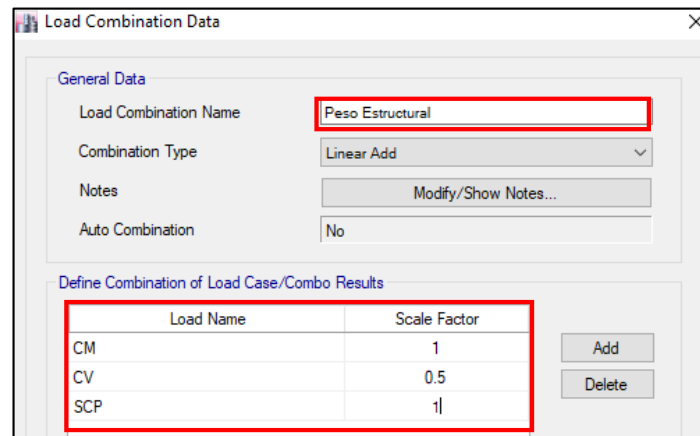


12. **Peso de la estructura (P):** Anteriormente se indicó que la estructura se clasifica como categoría B, por lo tanto, el peso total de la estructura será igual a la carga permanente más el 50 % de la carga viva.

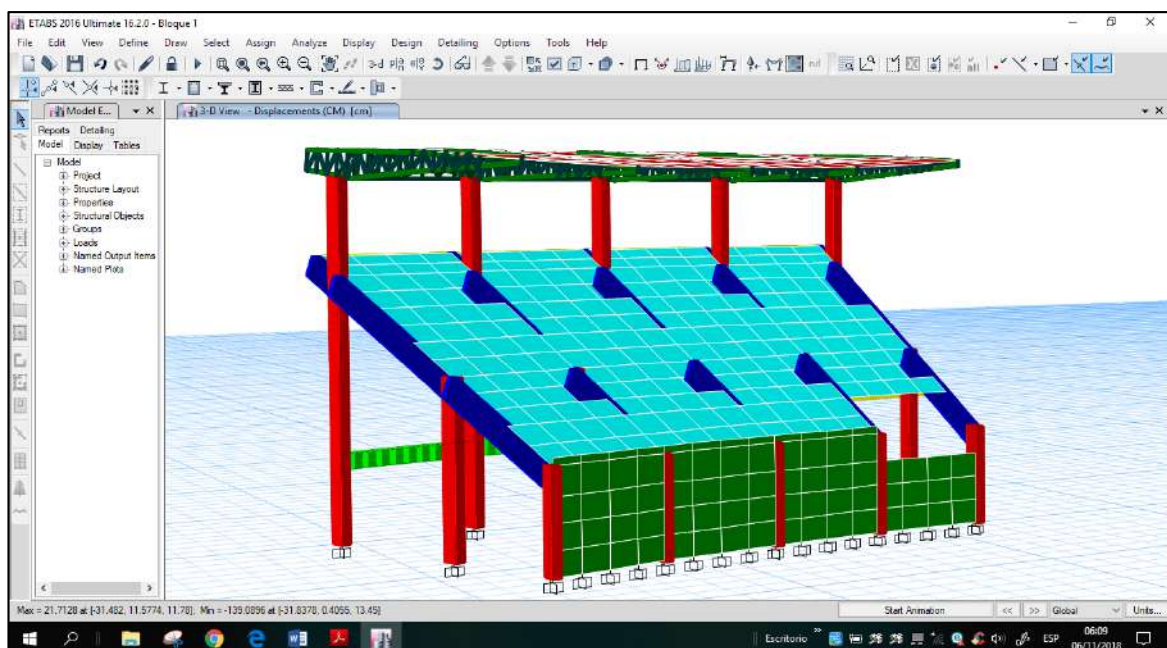
$$P = 100 \% * (CM + SCP) + 50 \% * CV \quad \text{Ecuación 3. 18}$$

Para determinar el peso de la estructura en el software se realizará una combinación de carga, de la siguiente manera:

En la parte superior de la interface se selecciona **Define** → **Load Combinations**, en la nueva ventana se selecciona una nueva combinación en **Add New Combo**, con la cual aparece la ventana **Load Combinations Data**, en donde se agregan el nombre de la combinación y el factor de escala de las cargas permanentes (**CM y SCP**) y las Cargas Vivas (**CV**), tal como se muestra en la imagen siguiente.



Corremos el software, para ello seleccionamos este icono , que se encuentra en la parte superior de la interface. Se visualiza el Bloque I analizado.



Para determinar el peso de la estructura que el programa ha calculado se selecciona **Display** → **Show Tables** → **Analysis** → **Results** → **Structure Results** → **Story Forces** → **ok**.

Story Forces			
1 de 1 Reload Apply			
Story	Load Case/Combo	Location	P kgf
Story1	Peso Estructural	Bottom	195416.94

13. Incorporación de Casos de carga: Se incorpora los casos de carga o Load Cases que interviene en el Análisis Sísmico, para ello se realiza lo siguiente:

En la parte superior de la interface se selecciona **Define** → **Load Cases**, en la nueva ventana **Load Cases** → **Add New Case**, en donde aparecen los casos de carga que intervienen en el análisis, así como se muestra a continuación:

Load Case Name		Load Case Type
CM		Linear Static
CV		Linear Static
SCP		Linear Static
Sismo X		Linear Static
Sismo Y		Linear Static
Empuje del suelo		Linear Static

14. Periodo fundamental de vibración: Se determina el periodo fundamental de vibración en cada dirección de acuerdo al mayor porcentaje de participación de masa, para ello tenemos en cuenta la Tabla N° 18 del análisis modal.

Tabla N° 21: Periodo fundamental de vibración.

MODOS	T (Seg)	% PARTICIPACION DE MASA		OBS.
		Ux	Uy	
3	0.353	37.92%		Transl. Y
9	0.175		76.31%	Transl. X

Fuente: Elaboración propia.

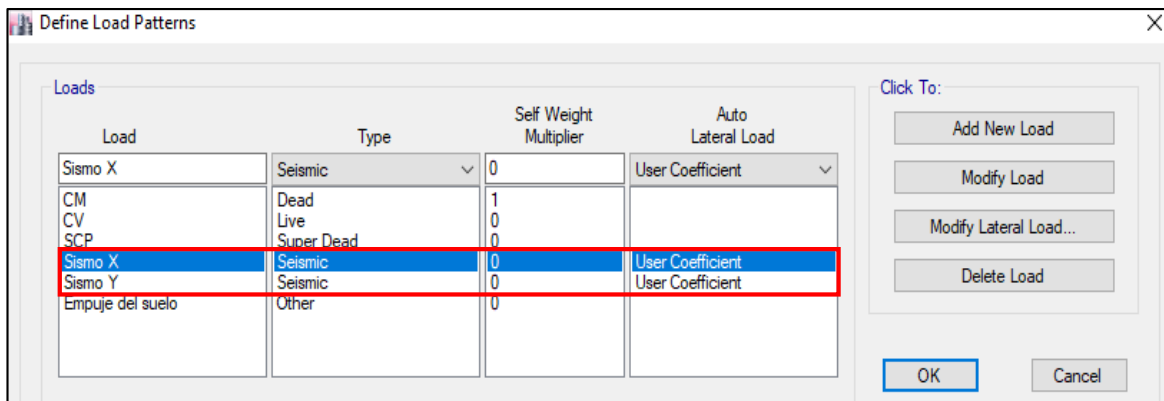
15. Fuerza Cortante Estática en la Base (V): Se determina mediante el software ETABS, el cortante Estático Basal, para ello se ingresa el factor $Z*U*C*S/R$, el cual se encuentra calculado en la Tabla N° 20, según el periodo fundamental anteriormente determinado.

Tabla N° 22: Factor $Z*U*C*S/R$.

MODOS	T (Seg)	OBS.	$Z*U*C*S/R$
3	0.353	Transl. Y	0.1219
9	0.175	Transl. X	0.1219

Fuente: Elaboración propia.

- En el software para determinar el cortante estático se realiza lo siguiente: Se selecciona **Define** → **Load Patterns** → **Add New Load**, y se asigna **Sismo X** y **Sismo Y**, con su respectivo Factor de **Base Shear Coefficient C** (Tabla N° 22).



Se corre el software y se selecciona **Display → Show Tables → Model → Loads → Auto Seismic → Auto Seismic – User Coefficients**, y se obtiene lo siguiente:

Auto Seismic - User Coefficients											
1 de 2 Reload Apply											
	Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity %	Ecc. Overridden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used kgf	Base Shear kgf
	Sismo X	Seismic	X + Ecc. Y	5	☐	Story5	Nivel 0: 00+00 m	0.1219	1	224249.62	27336.03
	Sismo Y	Seismic	Y + Ecc. X	5	☐	Story5	Nivel 0: 00+00 m	0.1219	1	224249.62	27336.03

3.5.8.2. Análisis Sísmico Dinámico (Bloque I):

Según la Norma Peruana E 030 – Diseño Sismoresistente, cualquier estructura puede ser diseñado usando un Análisis Dinámico por Combinación Modal Espectral, lo que se realiza en esta investigación.

Para realizar un Análisis Dinámico en la Tribuna Oriente del Estadio “Víctor Montoya Segura” se realiza lo siguiente:

- Modos de vibración:** Según la Norma Peruana E 030 – Diseño Sismoresistente, menciona que en cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masa efectiva sea mayor o igual al 90% de la masa total. Por lo tanto, para verificar esto se selecciona **Display → Show Tables → Analysis → Results → Modal Results → Modal Participating Mass Ratios → Ok**.

Corremos el software, para ello seleccionamos el icono , que se encuentra en la parte superior de la interface. Se selecciona **Display → Show Tables → Analysis → Results → Modal Results → Modal Participating Mass Ratios → Ok**. Y de esta manera obtenemos el modo de vibración cuyo porcentaje de participación de masa es mayor a

90 % en cada dirección – Bloque I. En el caso que el porcentaje de participación de masa sea menor que 90%, se aumenta el número de modos.

Modal Participating Mass Ratios															
60		de 60		▶▶		Reload		Apply							
	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
	Modal	55	0.031	3.245E-05	1.252E-06	0	0.9026	0.9964	0	5.446...	4.128E-06	2.443E-05	0.7315	0.8031	0.9229
	Modal	56	0.03	8.1E-07	0	0	0.9026	0.9964	0	0	3.247E-05	1.784E-06	0.7315	0.8031	0.923
	Modal	57	0.03	1.221E-05	0	0	0.9026	0.9964	0	1.127...	0.0001	3.624E-06	0.7316	0.8032	0.923
	Modal	58	0.029	0	0	0	0.9026	0.9964	0	1.288...	0.0001	3.247E-06	0.7316	0.8032	0.923
	Modal	59	0.029	0	1.192E-06	0	0.9026	0.9964	0	1.292...	4.574E-06	0	0.7316	0.8032	0.923
	Modal	60	0.029	2.081E-06	5.932E-07	0	0.9026	0.9964	0	4.762...	1.954E-05	8.273E-07	0.7316	0.8033	0.923

Tabla N° 23: Modal Participating Mass Ratios.

Case	Mode	Period Seg	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0.536	0.056	0.007	0.000	0.056	0.007	0.000	0.022	0.275	0.042	0.022	0.275	0.042
Modal	2	0.507	0.000	0.153	0.000	0.056	0.159	0.000	0.565	0.001	0.006	0.586	0.277	0.048
Modal	3	0.353	0.379	0.006	0.000	0.435	0.166	0.000	0.008	0.398	0.431	0.594	0.675	0.479
Modal	4	0.312	0.002	0.009	0.000	0.436	0.175	0.000	0.011	0.002	0.000	0.604	0.677	0.479
Modal	5	0.31	0.002	0.002	0.000	0.438	0.176	0.000	0.002	0.002	0.001	0.606	0.679	0.479
Modal	6	0.309	0.009	0.000	0.000	0.447	0.176	0.000	0.000	0.009	0.003	0.606	0.687	0.483
Modal	7	0.261	0.001	0.007	0.000	0.448	0.183	0.000	0.006	0.002	0.000	0.612	0.690	0.483
Modal	8	0.219	0.077	0.000	0.000	0.525	0.183	0.000	0.002	0.036	0.128	0.614	0.725	0.610
Modal	9	0.175	0.015	0.763	0.000	0.540	0.946	0.000	0.006	0.000	0.002	0.620	0.725	0.612
Modal	10	0.154	0.000	0.000	0.000	0.540	0.946	0.000	0.000	0.000	0.000	0.620	0.725	0.612
Modal	11	0.150	0.000	0.000	0.000	0.540	0.946	0.000	0.000	0.000	0.000	0.620	0.725	0.612
Modal	12	0.149	0.000	0.000	0.000	0.540	0.946	0.000	0.000	0.000	0.000	0.620	0.725	0.612
Modal	13	0.149	0.000	0.000	0.000	0.540	0.946	0.000	0.000	0.000	0.000	0.620	0.725	0.612
Modal	14	0.146	0.000	0.000	0.000	0.540	0.946	0.000	0.000	0.000	0.000	0.620	0.725	0.612
Modal	15	0.140	0.000	0.000	0.000	0.540	0.946	0.000	0.000	0.001	0.000	0.620	0.727	0.612
Modal	16	0.124	0.000	0.000	0.000	0.540	0.946	0.000	0.000	0.000	0.000	0.620	0.727	0.612
Modal	17	0.121	0.000	0.000	0.000	0.540	0.946	0.000	0.000	0.000	0.000	0.620	0.727	0.612
Modal	18	0.115	0.000	0.000	0.000	0.540	0.946	0.000	0.000	0.000	0.000	0.620	0.727	0.612
Modal	19	0.105	0.000	0.002	0.000	0.540	0.948	0.000	0.007	0.000	0.000	0.627	0.728	0.612
Modal	20	0.104	0.001	0.000	0.000	0.541	0.948	0.000	0.000	0.000	0.000	0.628	0.728	0.612
Modal	21	0.103	0.000	0.000	0.000	0.541	0.948	0.000	0.001	0.000	0.000	0.628	0.728	0.612
Modal	22	0.095	0.000	0.000	0.000	0.541	0.949	0.000	0.002	0.000	0.000	0.630	0.728	0.612
Modal	23	0.090	0.050	0.001	0.000	0.591	0.949	0.000	0.000	0.062	0.021	0.631	0.789	0.633
Modal	24	0.088	0.000	0.000	0.000	0.591	0.949	0.000	0.004	0.007	0.003	0.635	0.796	0.636
Modal	25	0.083	0.000	0.001	0.000	0.591	0.951	0.000	0.008	0.001	0.000	0.642	0.798	0.636
Modal	26	0.077	0.000	0.005	0.000	0.591	0.956	0.000	0.048	0.001	0.000	0.690	0.798	0.636
Modal	27	0.072	0.003	0.000	0.000	0.594	0.956	0.000	0.001	0.001	0.000	0.691	0.800	0.636
Modal	28	0.063	0.000	0.000	0.000	0.594	0.956	0.000	0.002	0.000	0.000	0.693	0.800	0.636
Modal	29	0.057	0.000	0.000	0.000	0.594	0.956	0.000	0.000	0.000	0.000	0.693	0.800	0.636
Modal	30	0.054	0.000	0.011	0.000	0.594	0.967	0.000	0.014	0.000	0.000	0.706	0.800	0.636
Modal	31	0.053	0.005	0.001	0.000	0.598	0.968	0.000	0.002	0.000	0.017	0.708	0.800	0.653
Modal	32	0.052	0.002	0.007	0.000	0.600	0.975	0.000	0.006	0.000	0.009	0.714	0.800	0.663
Modal	33	0.051	0.000	0.005	0.000	0.600	0.980	0.000	0.007	0.000	0.001	0.721	0.800	0.663
Modal	34	0.049	0.001	0.001	0.000	0.601	0.980	0.000	0.002	0.000	0.005	0.722	0.800	0.668
Modal	35	0.048	0.000	0.002	0.000	0.601	0.982	0.000	0.003	0.000	0.000	0.725	0.800	0.668
Modal	36	0.047	0.006	0.000	0.000	0.607	0.982	0.000	0.000	0.000	0.025	0.725	0.800	0.693
Modal	37	0.047	0.001	0.003	0.000	0.608	0.985	0.000	0.003	0.000	0.005	0.728	0.801	0.698
Modal	38	0.046	0.000	0.003	0.000	0.608	0.987	0.000	0.002	0.000	0.000	0.730	0.801	0.698
Modal	39	0.045	0.002	0.000	0.000	0.610	0.987	0.000	0.000	0.001	0.005	0.730	0.801	0.703
Modal	40	0.044	0.002	0.000	0.000	0.612	0.988	0.000	0.000	0.000	0.004	0.730	0.801	0.707
Modal	41	0.043	0.000	0.000	0.000	0.612	0.988	0.000	0.000	0.000	0.000	0.730	0.801	0.707
Modal	42	0.040	0.000	0.000	0.000	0.612	0.988	0.000	0.000	0.000	0.000	0.730	0.801	0.708
Modal	43	0.039	0.001	0.000	0.000	0.614	0.988	0.000	0.000	0.000	0.001	0.730	0.801	0.709
Modal	44	0.037	0.000	0.000	0.000	0.614	0.988	0.000	0.000	0.000	0.000	0.730	0.801	0.709
Modal	45	0.037	0.000	0.000	0.000	0.614	0.988	0.000	0.000	0.000	0.000	0.730	0.801	0.709
Modal	46	0.037	0.274	0.008	0.000	0.887	0.996	0.000	0.001	0.001	0.203	0.731	0.803	0.912
Modal	47	0.037	0.014	0.001	0.000	0.901	0.996	0.000	0.000	0.000	0.010	0.732	0.803	0.922
Modal	48	0.036	0.001	0.000	0.000	0.902	0.996	0.000	0.000	0.000	0.001	0.732	0.803	0.923
Modal	49	0.035	0.000	0.000	0.000	0.903	0.996	0.000	0.000	0.000	0.000	0.732	0.803	0.923

Modal	50	0.034	0.000	0.000	0.000	0.903	0.996	0.000	0.000	0.000	0.000	0.732	0.803	0.923
Modal	51	0.033	0.000	0.000	0.000	0.903	0.996	0.000	0.000	0.000	0.000	0.732	0.803	0.923
Modal	52	0.032	0.000	0.000	0.000	0.903	0.996	0.000	0.000	0.000	0.000	0.732	0.803	0.923
Modal	53	0.032	0.000	0.000	0.000	0.903	0.996	0.000	0.000	0.000	0.000	0.732	0.803	0.923
Modal	54	0.031	0.000	0.000	0.000	0.903	0.996	0.000	0.000	0.000	0.000	0.732	0.803	0.923
Modal	55	0.031	0.000	0.000	0.000	0.903	0.996	0.000	0.000	0.000	0.000	0.732	0.803	0.923
Modal	56	0.030	0.000	0.000	0.000	0.903	0.996	0.000	0.000	0.000	0.000	0.732	0.803	0.923
Modal	57	0.030	0.000	0.000	0.000	0.903	0.996	0.000	0.000	0.000	0.000	0.732	0.803	0.923
Modal	58	0.029	0.000	0.000	0.000	0.903	0.996	0.000	0.000	0.000	0.000	0.732	0.803	0.923
Modal	59	0.029	0.000	0.000	0.000	0.903	0.996	0.000	0.000	0.000	0.000	0.732	0.803	0.923
Modal	60	0.029	0.000	0.000	0.000	0.903	0.996	0.000	0.000	0.000	0.000	0.732	0.803	0.923

Fuente: Software ETABS v16.

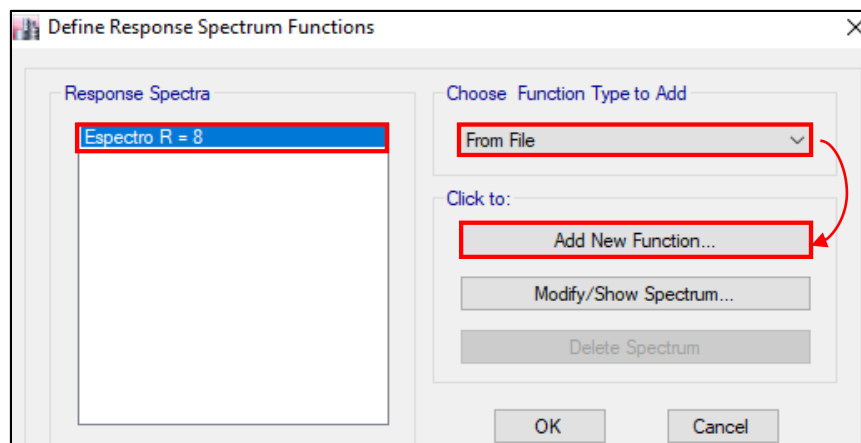
17. Incorporación del Espectro de Diseño: Se incorpora un Espectro Inelástico de Pseudo Aceleración para cada una de las direcciones horizontales. Al incorporarlo en el software ETABS, no se considera la gravedad porque será adicionada en los casos de carga.

Para ingresar el espectro de diseño al software, se realiza lo siguiente:

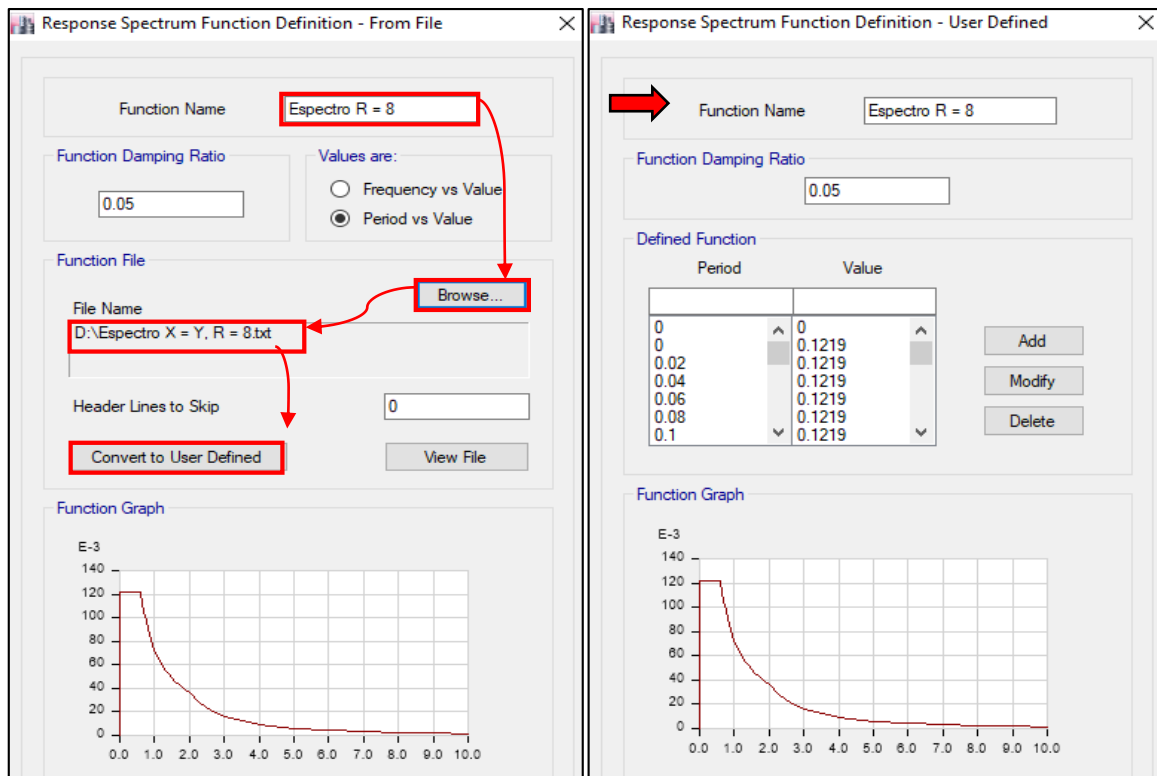
- Se copia la columna T y $Z*U*C*S/R$, tanto para la dirección X y Y de la Tabla N°18 de Ítem 3.5.8, para pasarla a un Bloc de notas y guarda el archivo (Espectro X=Y, R=8).

En la parte superior de la interfase se selecciona **Define** → **Functions** → **Response Spectrum**.

En la nueva ventana **Define Response Spectrum Functions**, se selecciona en **Choose Function Type to Add** → **From File** para poder importar el Espectro de Diseño de un archivo guardado (Espectro X = Y, R = 8) y luego **Add New Function** tan como lo muestra a continuación.



En **Response Spectrum Function Definition – From File**, en la opción **Browse** se selecciona y nos abre la ventana donde se guardó el Bloc de notas del Espectro de Diseño. En **File Name** se muestra el nombre del Bloc de notas seleccionado, y para que se quede guardado en el software se selecciona **Convert User Defined** con la cual se abre la ventana **Response Spectrum Function Definition – User Defined**.

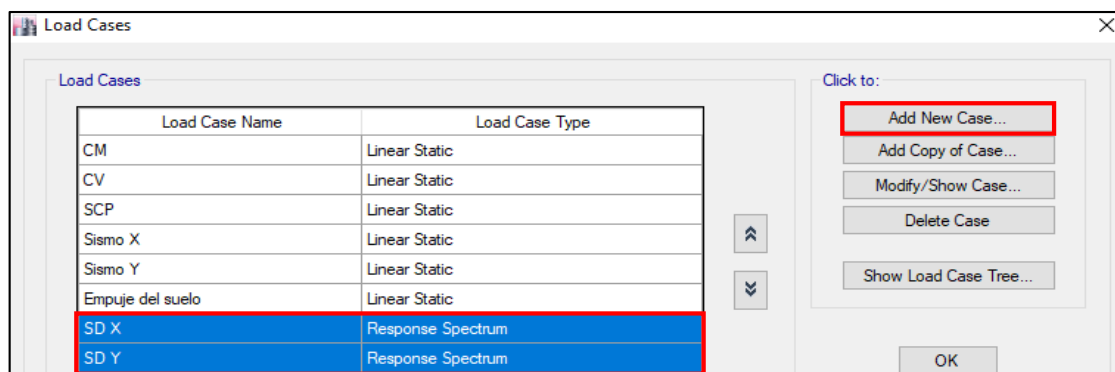


18. Verificación del Cortante Dinámico: Al determinar el Cortante Dinámico se tiene en cuenta el numeral 4.6.4. de la Norma Peruana E 030 – Diseño Sismoresistente, donde menciona que el Cortante Dinámico será mayor e igual que el 80% del Cortante Basal Estático calculado en el paso 14, de lo contrario se debe escalar proporcionalmente mediante un factor de escala.

Determinemos el 80% del Cortante Basal Estático:

	FX	FY
	Kgf	Kgf
VB Estático =	27,336.03	27,336.03
0.80 * VB Estático =	0.80*27,336.03 = 21,868.824	0.80*27,336.03 = 21,868.824

Para determinar el Cortante Dinámico en el software se realiza lo siguiente: Se selecciona **Define → Load Cases → Add New Combo**:



- Para la dirección X, **SD X**:

Load Case Data

General

Load Case Name: **SD X**

Load Case Type: Response Spectrum

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Espectro X = Y	9.81
Acceleration	U3	Espectro X = Y	6.54

- Para para la dirección Y, **SD Y**:

Load Case Data

General

Load Case Name: **SD Y**

Load Case Type: Response Spectrum

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	Espectro X = Y	9.81
Acceleration	U3	Espectro X = Y	6.54

Corremos el software y obtenemos los resultados siguientes:

Story	Load Case/Combo	Location	VX kgf	VY kgf
Story1	SD X Max	Bottom	13392.48	2560.04
Story1	SD Y Max	Bottom	2426.46	11148.75

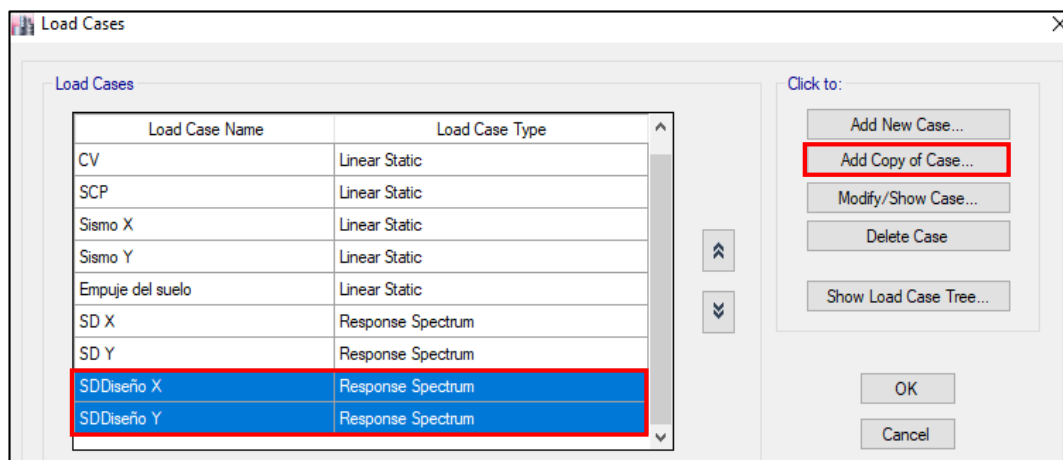
Al comparar el Cortante Dinámico del Software que es menor que el obtenido con el 80% del Cortante Basal Estático, se determina que se debe escalar los resultados:

Tabla N° 24: Factor de amplificación.

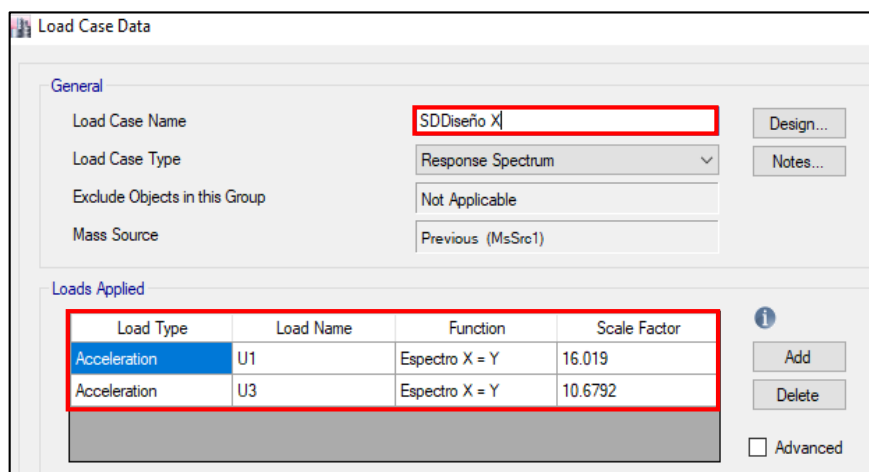
	FX	FY
	Kgf	Kgf
VB Dinámico =	13,392.48	11,148.75
VB Estático =	27,336.03	27,336.03
0.80 * VB Estático =	21,868.824	21,868.824
Factor de escala =	$\frac{21,868.824}{13,392.48} = 1.6329$	$\frac{21,868.824}{11,148.75} = 1.9615$

Fuente: Elaboración propia.

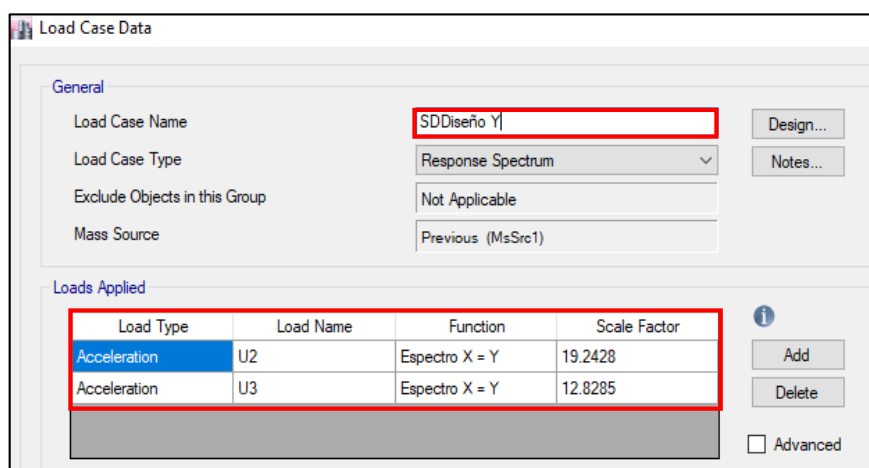
Para introducir el Factor de escala al software ETABS, se introduce en el **Scale Factor**, tal como se aprecia a continuación:



- Para para la dirección X, **SDDiseño X**:



- Para para la dirección Y, **SDDiseño Y**:



Volvemos a correr el programa ETBS, y obtenemos los resultados siguientes:

Story Forces					
4 de 4 Reload Apply					
	Story	Load Case/Combo	Location	VX kgf	VY kgf
	Story1	SD X Max	Bottom	13392.48	2560.04
	Story1	SD Y Max	Bottom	2426.46	11148.75
	Story1	SDDiseño X Max	Bottom	21868.92	4180.35
	Story1	SDDiseño Y Max	Bottom	4759.62	21868.82

Tabla N° 25: Cortante Dinámico.

	FX	FY
	Kgf	Kgf
0.80 * VB Estático =	21,868.824	21,868.824
VB Dinámico Diseño (Etabs) =	21,868.92	21,868.82
Verificación =	OK!	OK!

Fuente: Elaboración propia.

19. Verificación de Desplazamientos Laterales: De acuerdo a la Norma Peruana E030 – Diseño Sismoresistente, para calcular los máximos desplazamientos laterales en estructuras regulares como es la Tribuna Oriente, se multiplica los resultados obtenido del Análisis Dinámico por 0.75*R.

Se obtienen los máximos desplazamientos laterales reales:

Tabla N° 26: Desplazamientos Lateral Reales.

Eje Planos	Elevación (m)	Dirección X - X			Dirección Y - Y		
		Despl. Lateral Software (cm)	Factor 0.75*R	Despl. Lateral Real Max. (cm)	Despl. Lateral Software (cm)	Factor 0.75*R	Despl. Lateral Real Max. (cm)
1C - 1C	11.78	0.7453	6.00	4.47	0.4059	6.00	2.44
1C - 1C	8.62	0.2733	6.00	1.64	0.1938	6.00	1.16
1B - 1B	5.67	0.0914	6.00	0.55	0.1892	6.00	1.14
1A - 1A	3.31	0.0528	6.00	0.32	0.1802	6.00	1.08
2C - 2C	11.78	0.8077	6.00	4.85	0.4140	6.00	2.48
2C - 2C	8.62	0.3104	6.00	1.86	0.1846	6.00	1.11
2B - 2B	5.67	0.1259	6.00	0.76	0.1804	6.00	1.08
2A - 2A	3.31	0.0219	6.00	0.13	0.1730	6.00	1.04
3C - 3C	11.78	0.8438	6.00	5.06	0.4211	6.00	2.53
3C - 3C	8.62	0.3372	6.00	2.02	0.1770	6.00	1.06
3B - 3B	5.67	0.1510	6.00	0.91	0.1738	6.00	1.04
3A - 3A	3.31	0.0044	6.00	0.03	0.1684	6.00	1.01
4C - 4C	11.78	0.8630	6.00	5.18	0.436	6.00	2.62
4C - 4C	8.62	0.3532	6.00	2.12	0.1733	6.00	1.04
4B - 4B	5.67	0.1662	6.00	1.00	0.1717	6.00	1.03
4A - 4A	3.31	0.0158	6.00	0.09	0.1673	6.00	1.00
5C - 5C	11.78	0.8573	6.00	5.14	0.4612	6.00	2.77
5C - 5C	8.62	0.3581	6.00	2.15	0.1714	6.00	1.03
5B - 5B	5.67	0.1709	6.00	1.03	0.1687	6.00	1.01
5A - 5A	3.31	0.0158	6.00	0.09	0.1614	6.00	0.97

Fuente: Elaboración propia.

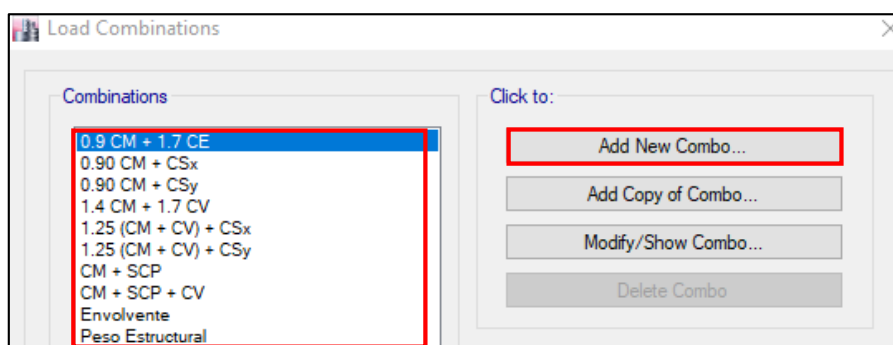
- 20. Verificación de Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles:** De acuerdo a la Norma Peruana E030 – Diseño Sismoresistente, se verifica que los Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles sean menores a 0.007 (Concreto Armado).

Tabla N° 27: Desplazamientos Lateral Relativos Admisibles.

Eje Planos	Elevación (m)	Dirección X - X		Dirección Y - Y		Despl. Lateral Relativo Admisible (cm)	Verificación
		Despl. Lateral Real Max (cm)	Despl. Lateral Relativo (cm)	Despl. Lateral Real Max (cm)	Despl. Lateral Relativo (cm)		
1C - 1C	11.78	4.47	0.0038	2.44	0.002	0.007	SI Cumple
1C - 1C	8.62	1.64	0.0019	1.16	0.001	0.007	SI Cumple
1B - 1B	5.67	0.55	0.0010	1.14	0.002	0.007	SI Cumple
1A - 1A	3.31	0.32	0.0010	1.08	0.003	0.007	SI Cumple
2C - 2C	11.78	4.85	0.0041	2.48	0.002	0.007	SI Cumple
2C - 2C	8.62	1.86	0.0022	1.11	0.001	0.007	SI Cumple
2B - 2B	5.67	0.76	0.0013	1.08	0.002	0.007	SI Cumple
2A - 2A	3.31	0.13	0.0004	1.04	0.003	0.007	SI Cumple
3C - 3C	11.78	5.06	0.0043	2.53	0.002	0.007	SI Cumple
3C - 3C	8.62	2.02	0.0023	1.06	0.001	0.007	SI Cumple
3B - 3B	5.67	0.91	0.0016	1.04	0.002	0.007	SI Cumple
3A - 3A	3.31	0.03	0.0001	1.01	0.003	0.007	SI Cumple
4C - 4C	11.78	5.18	0.0044	2.62	0.002	0.007	SI Cumple
4C - 4C	8.62	2.12	0.0025	1.04	0.001	0.007	SI Cumple
4B - 4B	5.67	1.00	0.0018	1.03	0.002	0.007	SI Cumple
4A - 4A	3.31	0.09	0.0003	1.00	0.003	0.007	SI Cumple
5C - 5C	11.78	5.14	0.0044	2.77	0.002	0.007	SI Cumple
5C - 5C	8.62	2.15	0.0025	1.03	0.001	0.007	SI Cumple
5B - 5B	5.67	1.03	0.0018	1.01	0.002	0.007	SI Cumple
5A - 5A	3.31	0.09	0.0003	0.97	0.003	0.007	SI Cumple

Fuente: Elaboración propia.

- 21. Asignación de las combinaciones de cargas:** En la parte superior de la interfase se selecciona **Define → Load Combinations**.

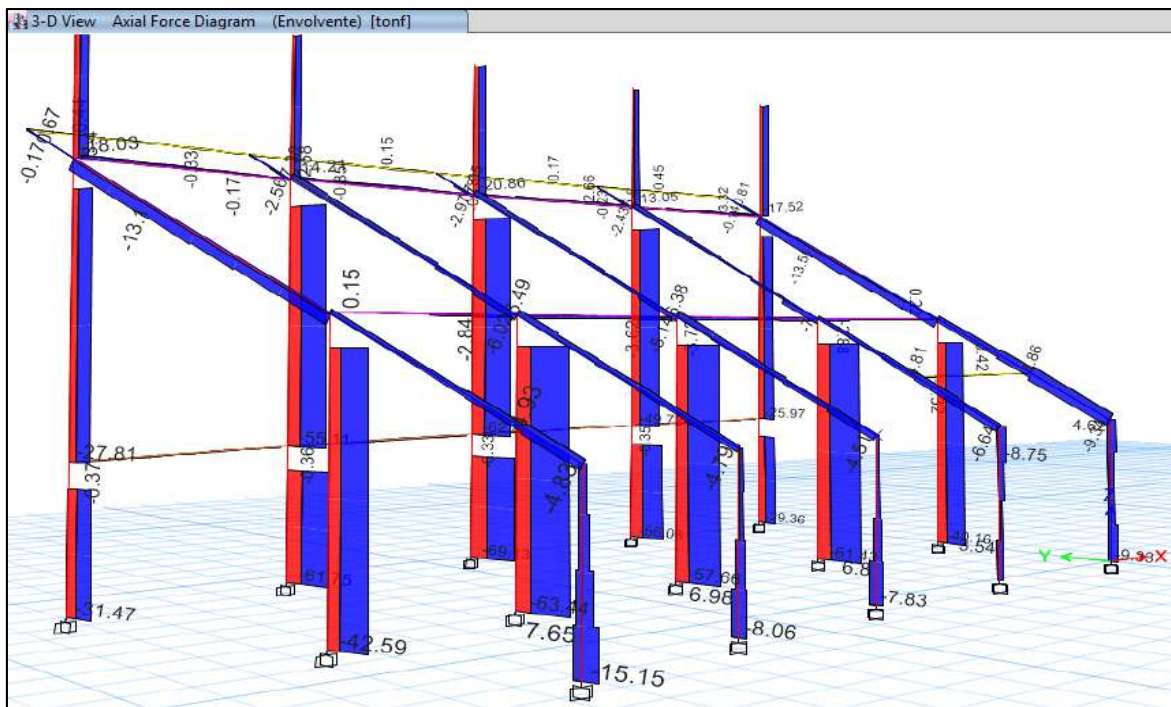


En la ventana **Load Combinations Data** se ingresa las cargas con su respectivo factor de escala.

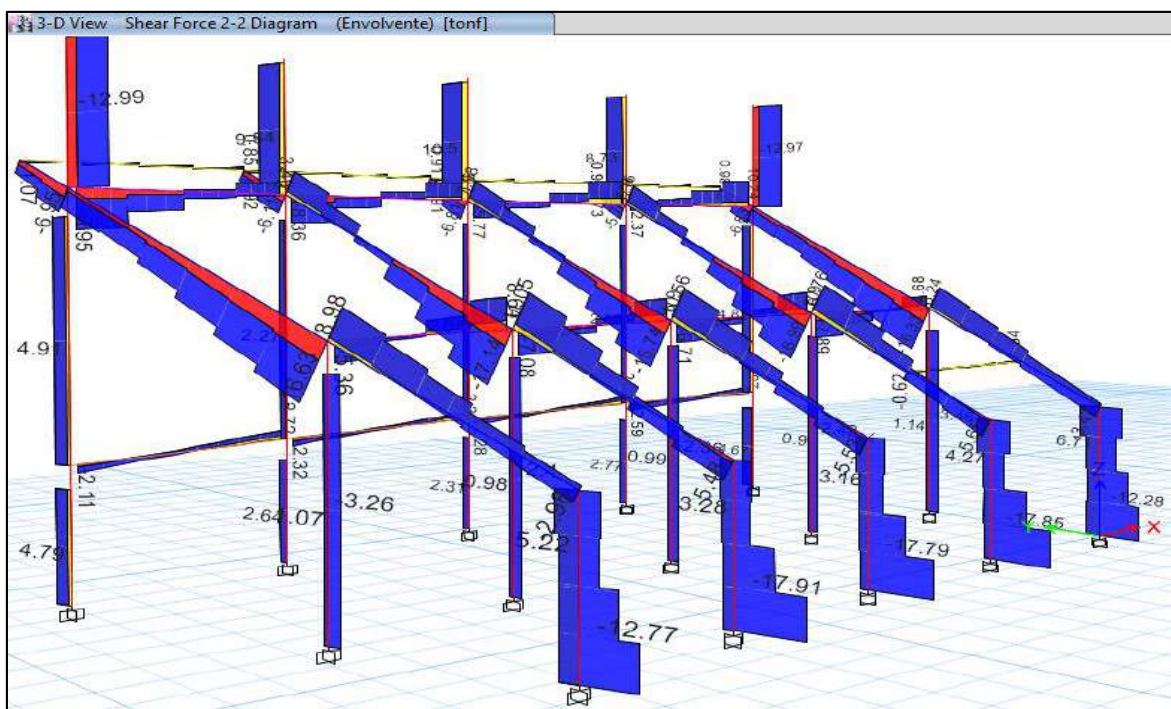
- 22. Obtención de resultados de las Cargas Axiales, Cortantes y Momentos:**

➤ **Para elementos Frame:**

✚ **Diagramas de Fuerzas Axiales:** La Norma E.060 – Concreto Armado, menciona que, para el diseño de columnas, se debe diseñar para resistir Fuerzas Axiales que produce la combinación de cargas más crítica, para cual se utilizó la envolvente.

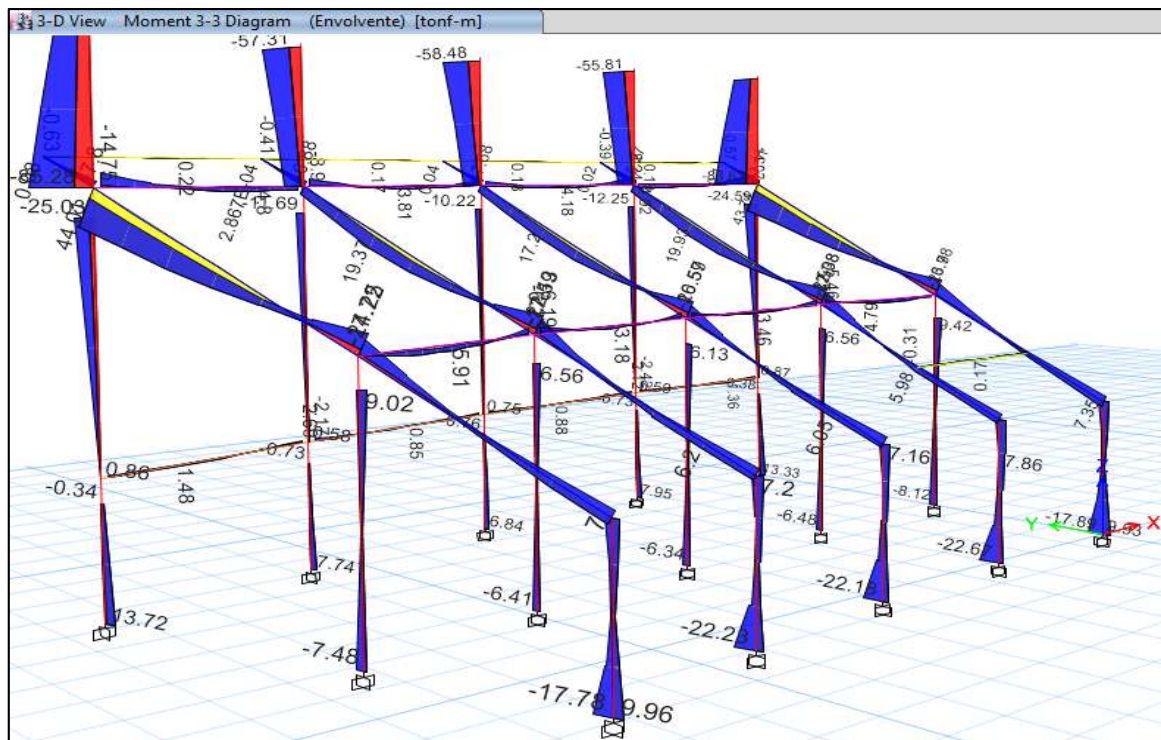


✚ **Diagramas de Fuerzas Cortantes:** La Norma E.060 – Concreto Armado, menciona que, para el diseño de vigas, se debe diseñar para resistir Fuerzas Cortantes que produce la combinación de cargas más crítica, para cual se utilizó la envolvente.



✚ **Diagrama de Momentos:** Para diseño de Columnas y Vigas.

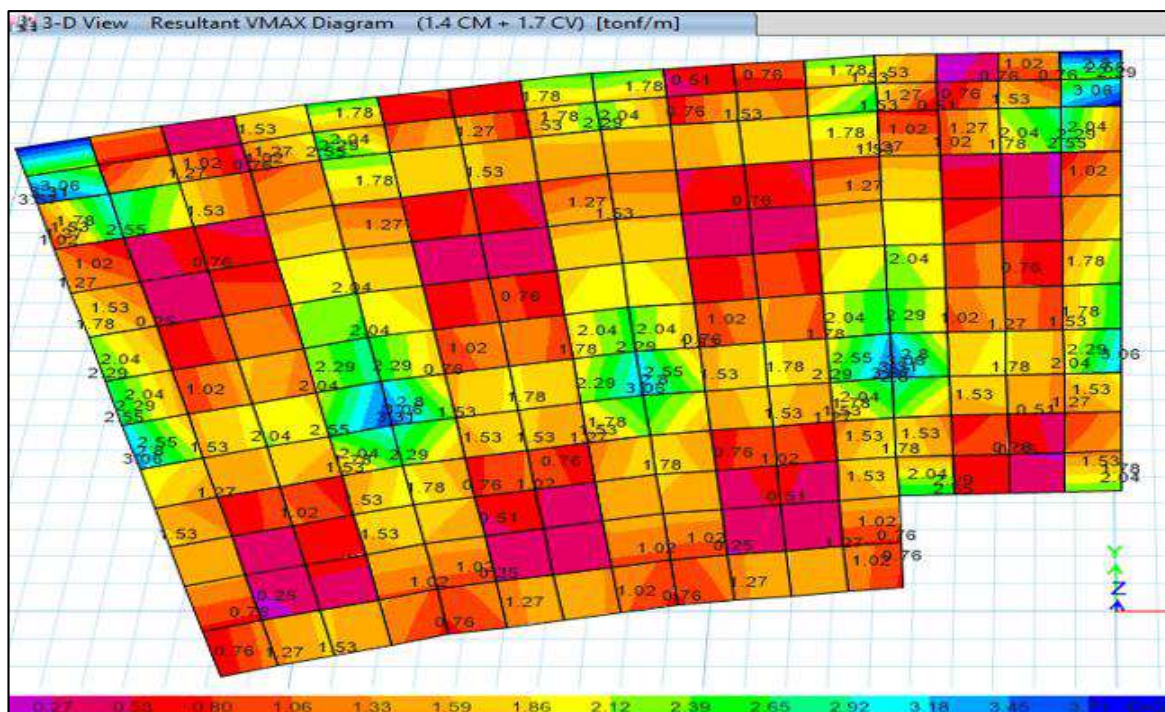
Según la Norma E.060 – Concreto Armado, menciona que, para el diseño de columnas, se debe diseñar para resistir Momentos máximos que produce la combinación de cargas más crítica, para cual se utilizó la envolvente.



➤ Para elementos Shell:

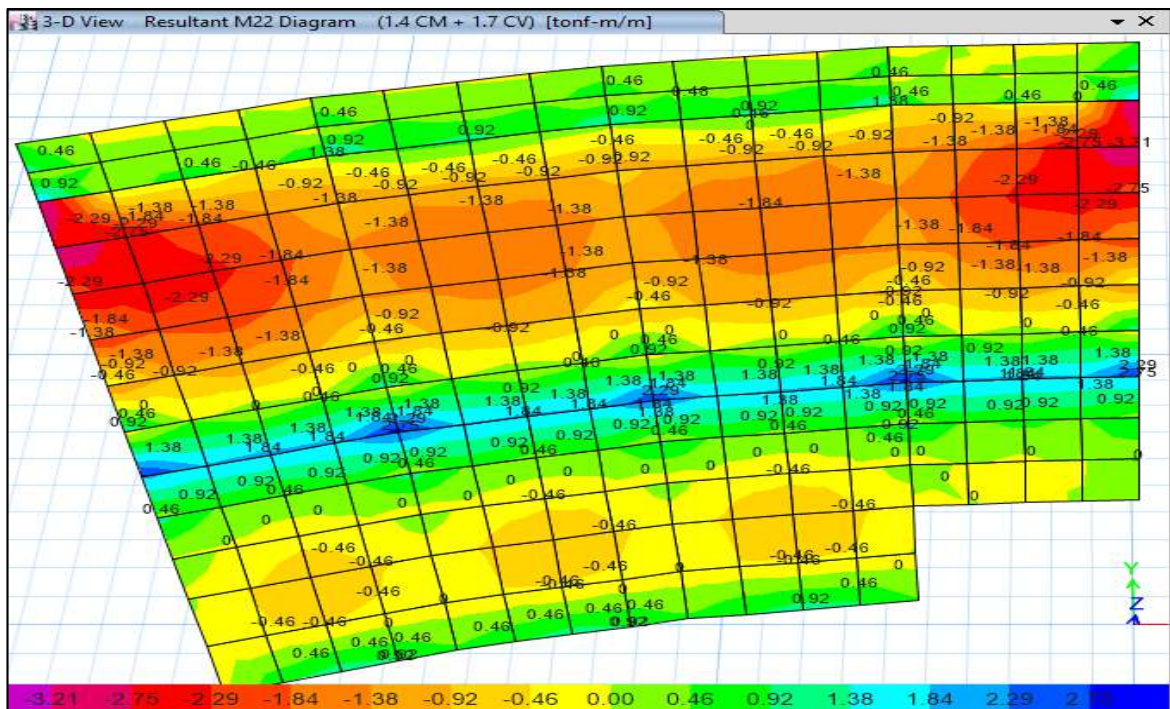
✚ **Diagrama de Cortantes:** Para diseño de la losa de las graderías.

VMAX: Corte máximo por unidad de longitud actuando a la mitad de la superficie en dirección 3.



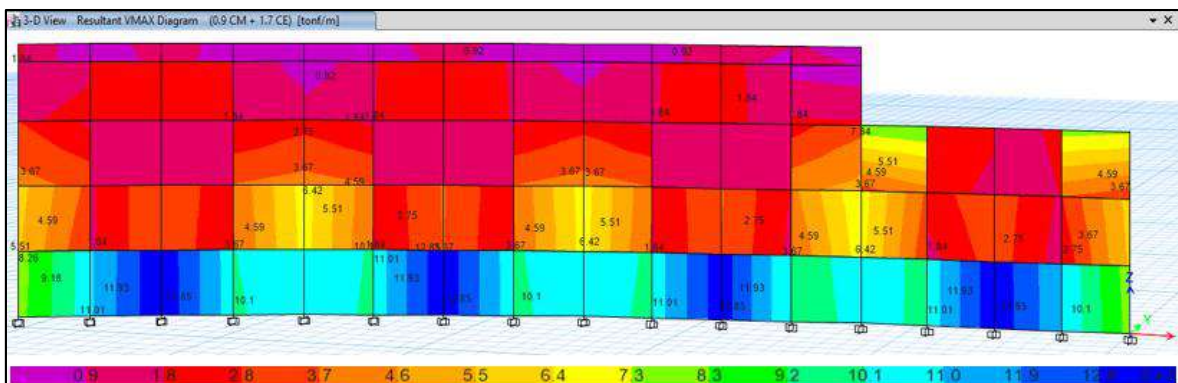
✚ **Diagrama de Momentos:** Para diseño de la losa de las graderías.

✓ **M22:** Momento por unidad de longitud actuando a la mitad de la superficie de las caras 1(Positivas y negativas) alrededor del eje 2.



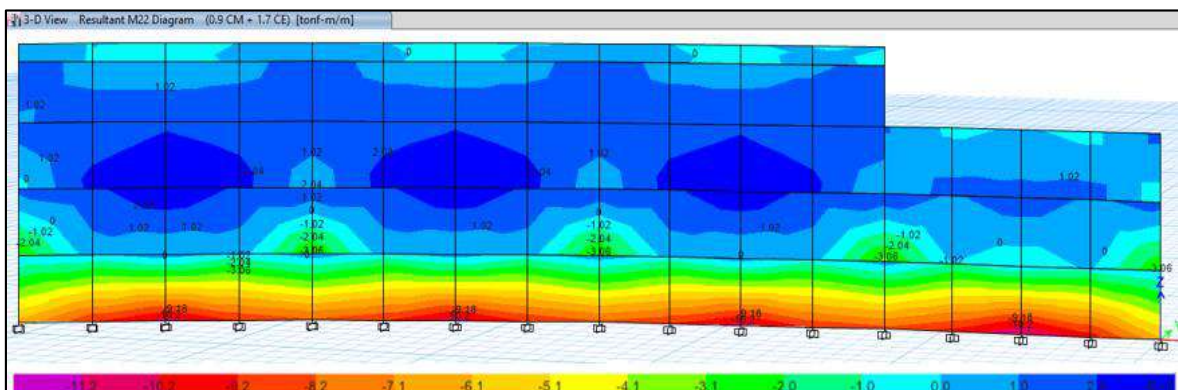
✚ **Diagrama de Cortantes:** Para diseño del Muro de Contención.

- ✓ **VMAX:** Corte máximo por unidad de longitud actuando a la mitad de la superficie en dirección 3.



✚ **Diagrama de Momentos:** Para diseño del Muro de Contención.

- ✓ **M22:** Momento por unidad de longitud actuando a la mitad de la superficie de las caras 1(Positivas y negativas) alrededor del eje 2.



3.5.8.3. Verificación de las cuantías de acero en elementos estructurales de concreto armado (Bloque I):

Se verifica si los aceros de refuerzo que mencionan los planos del Expediente Técnico, cumplen con las cuantías de acero mínimo y máximo de la Norma Técnica E 060 – Concreto Armado:

Columnas:

✓ C-01: 0.30 x 0.60:

Tabla N° 28: Acero mínimo y máximo en la C – 01: 0.30x0.60.

Calculo de Acero Mínimo y Máximo		Detalle de la sección transversal - Planos	Detalle de la sección transversal Modelo ETABS
A	= 30.00 cm	TIPO C-1 	
T	= 60.00 cm		
As min	= 0.01*30*60 cm ² = 18.00 cm ²		
As max	= 0.06*30*60 cm ² = 108.00 cm ²		

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 29: Verificación del área de Acero en la C – 01 0.30x0.60.

Comprobación por arreglo			
	# Barras	Ø	Área
Esquinas	4	5/8	$4 * \pi * \left(\frac{5/8" * 2.54cm}{2}\right)^2 = 7.92 \text{ cm}^2$
Caras	4	3/4	$4 * \pi * \left(\frac{3/4" * 2.54cm}{2}\right)^2 = 11.40 \text{ cm}^2$
Área total en Barras			19.32 cm ² OK!!

Fuente: Elaboración propia.

Vigas:

✓ VP: 0.30 x 0.70:

Tabla N° 30: Acero mínimo y máximo en la VP: 0.30 x 0.70.

Calculo de Acero Mínimo y Máximo		Detalle de la sección transversal
b	= 30.00 cm	
h	= 70.00 cm	
r	= 3.95 cm	
d	= 66.05 cm	
fc	= 210.00 Kg/cm ²	
fy	= 4200.00 Kg/cm ²	
ρb	= $0.90 * 0.85 * \frac{210}{4200} * \left(\frac{6000}{6000+4200}\right)$ = 0.0225	
As min	= $0.22 * \frac{\sqrt{210}}{4200} * 30 * 66.05$ = 1.50 cm ²	VIGA V-P

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 31: Verificación del área de Acero en la VP: 0.30 x 0.70.

Comprobación por arreglo			
	# Barras	Ø	Área
Esquinas	4	3/4	$4 * \pi * \left(\frac{3/4" * 2.54cm}{2}\right)^2 = 11.40 \text{ cm}^2$
Caras	5	3/4	$5 * \pi * \left(\frac{3/4" * 2.54cm}{2}\right)^2 = 14.25 \text{ cm}^2$
Área total en Barras			25.65 cm ² OK!!

Fuente: Elaboración propia.

✓ VA: 0.30 x 0.60

Tabla N° 32: Acero mínimo y máximo en la VA: 0.30 x 0.60.

Calculo de Acero Mínimo y Máximo		Detalle de la sección transversal
b	= 30.00 cm	
h	= 60.00 cm	
r	= 3.95 cm	
d	= 56.05 cm	
fc	= 210.00 Kg/cm ²	
fy	= 4200.00 Kg/cm ²	
ρb	$= 0.90 * 0.85 * \frac{210}{4200} * \left(\frac{6000}{6000+4200}\right) = 0.0225$	
As min	$= 0.22 * \frac{\sqrt{210}}{4200} * 30 * 56.05 = 1.28 \text{ cm}^2$	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 33: Verificación del área de Acero en la VA: 0.30 x 0.60.

Comprobación por arreglo			
	# Barras	Ø	Área
Esquinas	2	5/8	$2 * \pi * \left(\frac{5/8" * 2.54cm}{2}\right)^2 = 3.96 \text{ cm}^2$
	2	3/4	$2 * \pi * \left(\frac{3/4" * 2.54cm}{2}\right)^2 = 5.70 \text{ cm}^2$
Caras	1	5/8	$1 * \pi * \left(\frac{5/8" * 2.54cm}{2}\right)^2 = 1.98 \text{ cm}^2$
	2	3/4	$2 * \pi * \left(\frac{3/4" * 2.54cm}{2}\right)^2 = 5.70 \text{ cm}^2$
Área total en Barras			17.34 cm ² OK!!

Fuente: Elaboración propia.

✓ VB: 0.25 x 0.50

Tabla N° 34: Acero mínimo y máximo en la VB: 0.25 x 0.50.

Calculo de Acero Mínimo y Máximo		Detalle de la sección transversal
b	= 25.00 cm	
h	= 50.00 cm	
r	= 3.64 cm	
d	= 46.37 cm	
fc	= 210.00 Kg/cm ²	
fy	= 4200.00 Kg/cm ²	
ρb	$= 0.90 * 0.85 * \frac{210}{4200} * \left(\frac{6000}{6000+4200}\right) = 0.0225$	
As min	$= 0.22 * \frac{\sqrt{210}}{4200} * 25 * 46.37 = 0.88 \text{ cm}^2$	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 35: Verificación del área de Acero en la VB: 0.25 x 0.50.

Comprobación por arreglo			
	# Barras	Ø	Área
Esquinas	4	1/2	$4 * \pi * \left(\frac{1/2" * 2.54cm}{2}\right)^2 = 5.07 \text{ cm}^2$
Caras	4	1/2	$4 * \pi * \left(\frac{1/2" * 2.54cm}{2}\right)^2 = 5.07 \text{ cm}^2$
Área total en Barras			10.13 cm²

OK!!

Fuente: Elaboración propia.

✚ **Muro de Contención:** Se verifico si cumple con las cuantías mínimas y máximas:

Tabla N° 36: Acero mínimo en Muro de Contención.

	Calculo de Acero Mínimo Horizontal	Calculo de Acero Mínimo Vertical	Detalle de la sección trasversal
h	434.00 cm	335.00 cm	
b	25.00 cm	25.00 cm	
r	11.00 cm	3.40 cm	
d	423.00 cm	331.60 cm	
fy	4200.00 Kg/cm²	4200.00 Kg/cm²	
As	26.60 cm²	25.34 cm²	
ρ	0.0025	0.0031	
Verificación	OK!!	OK!!	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 37: Verificación del área de Acero en el muro de contención.

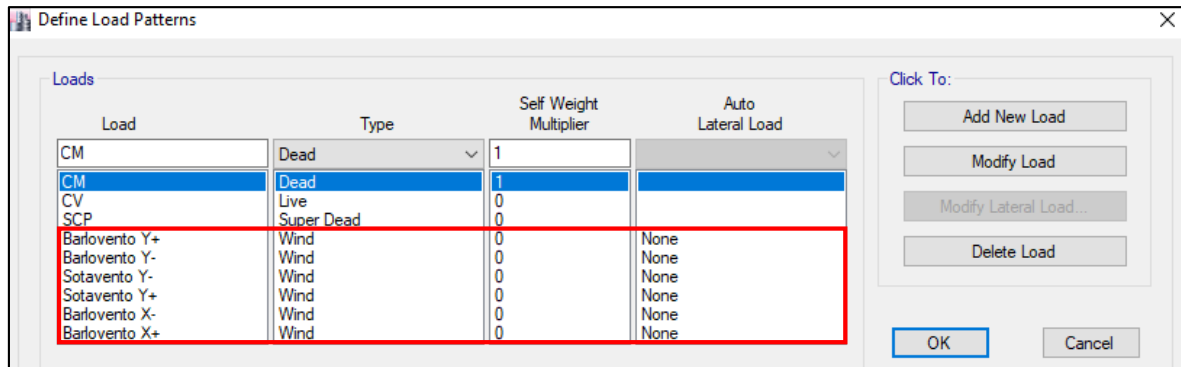
	Comprobación por arreglo Acero Horizontal			Comprobación por arreglo Acero Vertical		
	# Barras	Ø	Área	# Barras	Ø	Área
Esquinas	4	1/2	5.07 cm²	4	1/2	5.07 cm²
Caras	17	1/2	21.54 cm²	16	1/2	20.27 cm²
Área total en Barras			26.60 cm²	25.34 cm²		
Verificación			OK!!	OK!!		

Fuente: Elaboración propia.

23. Análisis de viento – Techo Metálico:

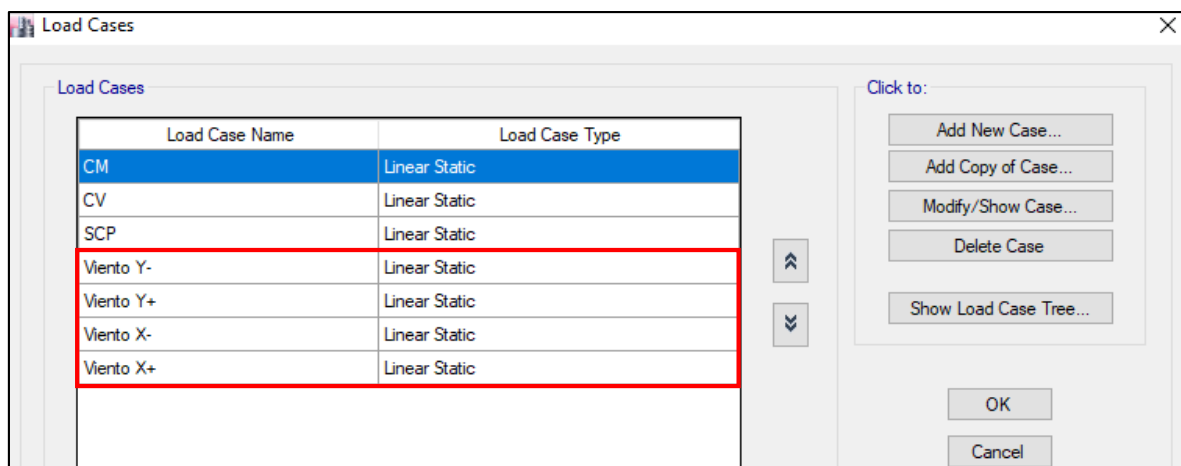
Se continua con el modelamiento estructural del Bloque I a modo de ejemplo. Se realizó el análisis por viento en el techo metálico, por lo que se insertó las cargas de viento de succión y presión en software el ETABS v16, para lo cual se realizó lo siguiente:

Definimos los patrones de cargas en **Define Load Patterns**: Cargas de barlovento y sotavento en las direcciones X y Y:

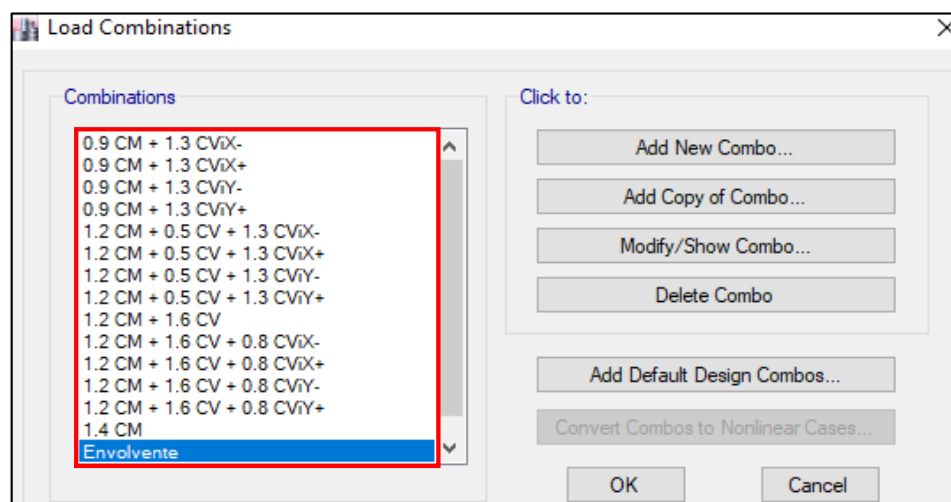


Se asigna al techo metálico las cargas de acuerdo al metrado de cargas mencionado en la Tabla N° 10 y N° 11.

Se define los casos de cargas en **Load Cases**: Viento en la dirección X y Y:



Según la Norma Técnica E 090 – Elementos metálicos, indica las siguientes combinaciones de cargas para el diseño de estructuras metálicas en **Load Combinations**:



3.6. ANÁLISIS DE DATOS Y PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

3.6.1. Tipo de Investigación

La presente investigación reúne las condiciones metodológicas de una investigación de tipo Descriptiva, en razón a que describe el Comportamiento Estructural de la Tribuna Oriente del Estadio Víctor Montoya Segura, mediante las cargas muertas, cargas vivas, cargas de sismo y cargas de viento.

3.6.2. Nivel de Investigación

El nivel de investigación corresponde a un estudio explicativo y comparativo.

✚ **Explicativo**, debido a que existe una relación causa – efecto del objeto de investigación (estructura), en el cual se realiza una simulación del modelo estructural ante fuerza internas y externas (cargas muertas, cargas vivas, cargas de sismo y cargas de viento), determinándose su comportamiento (respuesta estructural) frente a estas cargas.

✚ **Comparativo**, se va a comparar el comportamiento estructural de la tribuna oriente, mediante un modelamiento estructural con el software ETABS V16.

3.6.3. Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos

La técnica para la recolección de datos que se utilizó en esta investigación es: el análisis documental y bibliográfico, teniendo como principal instrumento el Expediente Técnico de la obra, al cual se tiene acceso. Esta investigación utilizó como instrumento de procesamiento, simulación y análisis de la estructura, el software ETABS v16.

3.6.4. Análisis de Datos y Presentación de Resultados

El análisis de datos se realizó utilizando las bases teóricas enunciadas en el marco teórico de esta investigación, y con él se determinó el comportamiento estructural de la Tribuna Oriente del Estadio Víctor Montoya Segura.

La presentación de los resultados se realiza a través de tablas y gráficos, las cuales fueron contrastadas con los parámetros de las normas técnicas del Reglamento Nacional de edificaciones.

3.6.5. Matriz de Consistencia

Tabla N° 38: Matriz de consistencia del riesgo sísmico.

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	MÉTODO
Formulación del problema: ¿Cuál es el comportamiento estructural de la Tribuna Oriente del Estadio Víctor Montoya Segura de la ciudad de Jaén?	 Objetivo Principal: Evaluar el comportamiento estructural de la Tribuna Oriente del Estadio Víctor Montoya Segura de la ciudad de Jaén.  Objetivos Específicos: ✓ Determinar la Capacidad Portante y evaluar la calidad del suelo de cimentación. ✓ Realizar el Análisis Estático y Dinámico mediante el software ETABS v16 y mediante los criterios de diseño de las Norma Técnica E 030 – Diseño Sismoresistente. ✓ Verificar el diseño de los elementos estructurales de concreto armado mediante la Norma Técnica E 060 – Concreto Armado. ✓ Verificar el diseño de los elementos estructurales metálicos mediante la Norma Técnica E 090 – Estructuras Metálicas.	Hipótesis: El diseño estructural de la Tribuna Oriente del Estadio Víctor Montoya Segura de la Ciudad de Jaén cumple con los criterios de diseño de las Normas Técnicas Peruanas (Norma E 030, E 060, E 090).	Variable Dependiente: El comportamiento estructural de la tribuna Oriente del estadio Víctor Montoya Segura, Jaén - Cajamarca. Variables Independientes: - R1: Cargas estáticas y dinámicas. - R2: Resultados de modelación estructural con el programa de ETABS v16.	Tipo de Investigación: Investigación Descriptiva. Nivel de Investigación: Explicativo – Comparativo (Pre grado). Métodos de Investigación: - Revisión bibliográfica. - Selección de variables. - Realizar el modelamiento en ETABS v16. - Comparar e interpretar los resultados obtenidos. Técnicas e instrumentos de recolección de datos: - Técnica: Análisis documental y bibliográfico. - Instrumentos: Planos estructurales y Expediente Técnico. Análisis e interpretación de datos: Para modelar y realizar la evaluación del comportamiento estructural de la tribuna del estadio Víctor Montoya Segura se empleará el programa ETABS v16.

CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. INFORMACIÓN PARA EL ANÁLISIS

La información requerida para la presente investigación se ha recopilado del Expediente Técnico original, brindado por la Sub Gerencia Regional de Jaén. Esta información sirvió para realizar el modelamiento en el software ETABS v16, y con los resultados obtenidos, permitió evaluar el comportamiento estructural de la Tribuna Oriente del Estadio “Víctor Montoya Segura”.

Tabla N° 39: Resumen Información Expediente Técnico.

TRIBUNA ORIENTE DEL ESTADIO “VÍCTOR MONTOYA SEGURA”	
Diseño y ejecución de la obra	○ Gobierno Regional de Cajamarca / Sub gerencia Regional – Jaén. ○ Año = 2012.
Estudio de suelos	○ Capacidad Portante del suelo = 0.87 Kg/cm^2, el cual se aprecia en el Plano de Cimentaciones del Expediente Técnico. ○ Profundidad de cimentación: $h = 1.50 \text{ m}$. ○ Se conoce que se realizó un Estudio de Suelos, pero no se encontró registro de ello en el Expediente Técnico.
Diseño y modelamiento estructural	No se encontró registros del diseño estructural, por lo que se desconoce que parámetros se tomaron en cuenta para el dimensionamiento de los elementos estructural y para el modelamiento estructural.
Dimensiones de los elementos estructurales	Se obtuvo las dimensiones de los elementos estructurales de los Planos de: Arquitectura, Estructuras, Cimentaciones y Techo Metálico, que presenta el Expediente Técnico. Ver Tabla N° 40.
Distribución del acero	Se aprecia en los Planos de: Estructuras y Cimentaciones que presenta el Expediente Técnico.
Características del Techo Metálico	○ Cobertura liviana: Techo con tijerales de tubería rectangular de acero y cobertura de CINDULIT color Rojo de 2.40X0.83 cm.

Tabla N° 40: Características de los Elementos Estructurales.

ZAPATAS				
ELEMENTO	TIPO			
	Z-1	Z-2	Z-4	Z-5
LADO A	2.00	2.20	1.50	1.10
LADO B	3.10	2.20	3.10	2.20
ACERO	Ø 1/2" @ 0.15			
NOTA	PROFUNDIDAD MINIMA DE CIMENTACION H= 1.50 M			

A

B

PLANTA

La cimentación considerada está conformada por zapatas aisladas conectadas con vigas de cimentación y por cimientos corrido.

VIGAS			
✓ Nombre: VB 0.25 x 0.50 Estribos Ø 1/4" 1@0.05, 3@0.10, 3@0.15, Rto.@0.25 VIGA V-B	✓ Nombre: VA 0.30 x 0.60 Estribos Ø 3/8" 1@0.05, 6@0.10, 3@0.15, Rto.@0.25 VIGA V-A	✓ Nombre: V 0.30 x 0.70 Estribos Ø 3/8" 1@0.05, 3@0.10, 3@0.15, Rto.@0.25 VIGA V-P	
COLUMNAS			
TIPO C-1 4 Ø 5/8" + 4 Ø 3/4" Ø 3/8" 1@0.05, 3@0.10, 3@0.15, Rto.@0.25	TIPO C-2 6 Ø 1/2" Ø 1/4" 1@0.05, 3@0.10, 3@0.15, Rto.@0.25	TIPO C-3 4 Ø 3/8" Ø 1/4" 1@0.05, 3@0.10, 3@0.15, Rto.@0.25	TIPO C-4 4 Ø 1/2" Ø 1/4" 1@0.05, 3@0.10, 3@0.15, Rto.@0.25

Fuente: Elaboración propia.

Para esta investigación es importante saber qué tipo de datos se tiene que tomar en cuenta para la evaluación estructural, por lo que es necesario mencionar que se encontró una serie de contradicciones entre el Expediente Técnico y la estructura construida, las cuales se mencionan a continuación:

- **Techo metálico con cobertura liviana:** En los planos del Expediente Técnico se observa el detalle del tijeral metálico que conforma al techo metálico, esto se puede observar en la figura N° 46, cuyo número de montantes es menor a las que presenta el Tijeral instalado en la Tribuna Oriente, Figura N° 45.

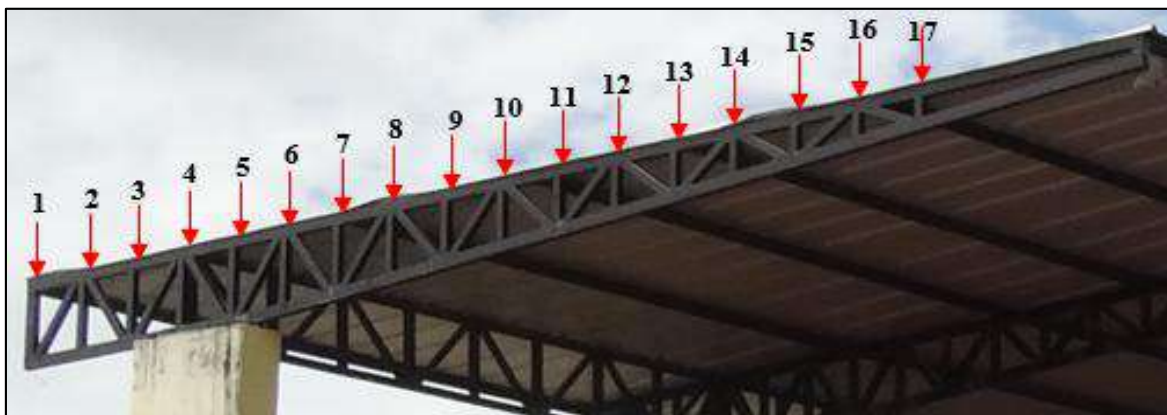


Figura N° 45: Fotografía del tijeral metálico instalado en la Tribuna Oriente.

Fuente: Elaboración propia.

- **Distribución de ventanas:** Los planos de arquitectura del Expediente Técnico de la Tribuna Oriente nos presenta la distribución de ventanas, que al ir a campo y ver su ubicación, se aprecia que en la estructura construida hay ventanas donde no menciona los planos, tal como se muestra en las siguientes figuras.

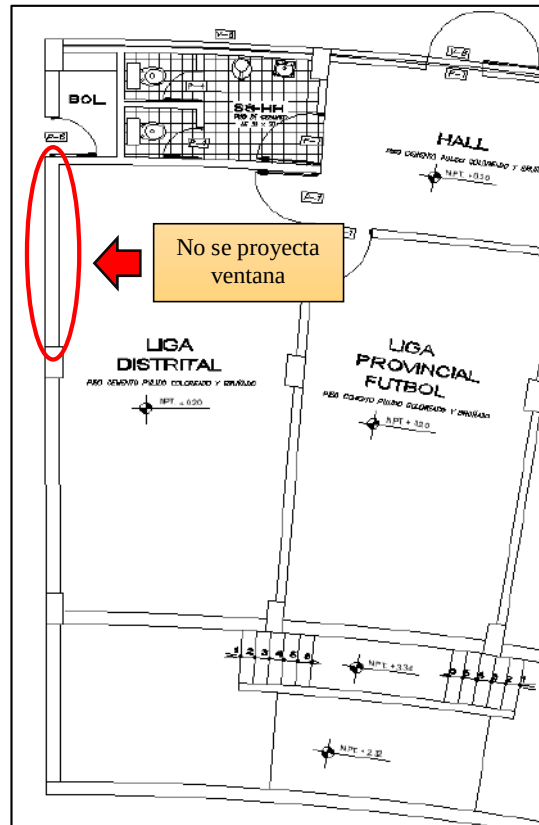


Figura N° 48: Arquitectura del Bloque I – Tribuna Oriente.
Fuente: Expediente Técnico Tribuna Oriente estadio “Víctor Montoya Segura”, 2010.



Figura N° 49: Fotografía del Bloque I – Tribuna Oriente.
Fuente: Elaboración propia.

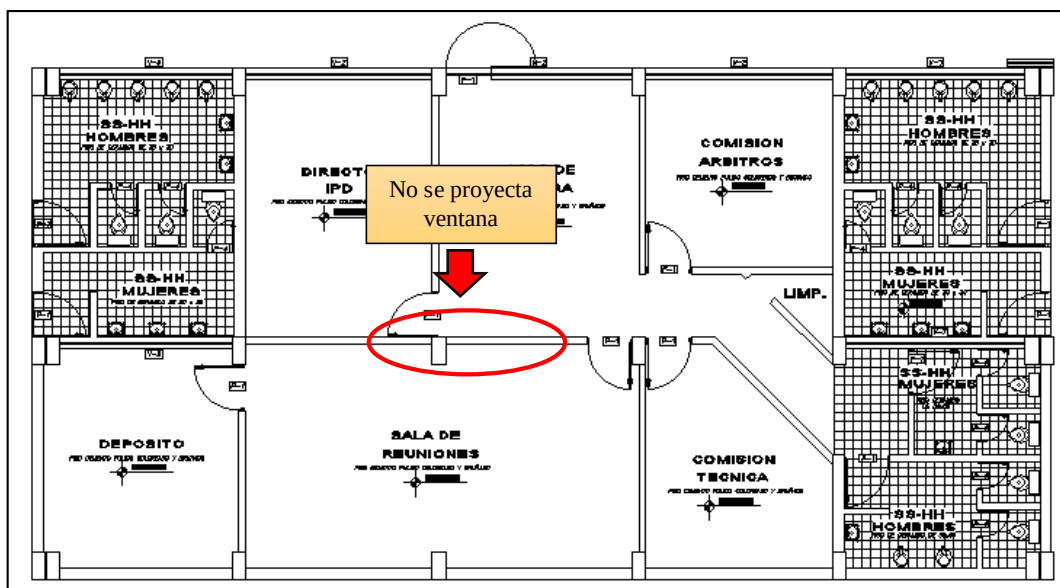


Figura N° 50: Arquitectura del Bloque V – Tribuna Oriente.
Fuente: Expediente Técnico Tribuna Oriente estadio “Víctor Montoya Segura”, 2010.



Figura N° 51: Fotografía del Bloque V – Tribuna Oriente.
Fuente: Elaboración propia.

4.2. RESULTADOS ESTUDIO DE SUELOS

Se realizó una exploración de campo al suelo de cimentación de las tribunas del estadio “Víctor Montoya Segura”, en la cual se ejecutó la excavación de dos calicatas. La calicata C – 01, se realizó al margen izquierdo de las tribunas y la calicata C – 02 al margen derecho; ambas calicatas se excavaron a 2.00 m de profundidad.

Tabla N° 41: Resumen de los resultados del Estudio de Suelos.

Calicata	Estrato	Profundidad (m)	Granulometría				Clasificación SUCS	Propiedades Físicas						Parámetros Físicos (Corte Directo)	
			N° 4	N° 10	N° 40	N° 200		Límites Consistencia			Cc	G	W %	C	Ø
								L.L	L.P	I.P					
1	0	De 0.00 a - 0.80 m	RELLENO CON MATERIAL ORGANICO.												
	1	De - 0.80 a - 2.00 m	100.00	82.80	68.60	50.40	CL	34	22	12	0.16	1.67	20.62	0.23	15.05
2	1	De - 0.00 a - 0.50 m	100.00	90.60	75.80	53.80	CL	30	20	10	0.13	9.49	2		
	2	De - 0.50 a - 2.00 m	73.43	67.03	58.32	49.12	SC	30	20	10	0.13	1.74	15.96	0.11	29.70

Fuente: Elaboración propia.

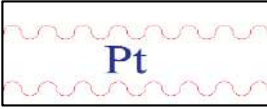
De la Tabla N° 41, se puede observar que:

- Para la C 01: En primer estrato de 0.80 m, se encontró material de relleno con material orgánico y el segundo estrato de 1.20 m se clasificó como una Arcillas inorgánicas de plasticidad media, con una cohesión de 0.23 y con un ángulo de fricción de 15.05°, lo que evidencia que el material en estudio, es de mala calidad para la construcción de una edificación.
- Para la C 02: En primer estrato de 0.50 m, se encontró material clasificado como Arcillas inorgánicas de plasticidad media, y en segundo estrato de 1.50 m se encontró material clasificado como una mezcla de arena y arcilla, con una cohesión de 0.11 y con un ángulo de fricción de 29.70°, lo que evidencia que el material en estudio, es de mala calidad para la construcción de una edificación.

4.3.1. Perfil Estratigráfico

Se presenta el Perfil Estratigráfico que presentaron las calicatas:

Tabla N° 42: Perfil estratigráfico del suelo de cimentación de la Tribuna Oriente.

Calicata	Estrato	Profundidad (m)	Clasificación	
			SUCS	Descripción del material
C – 01	Relleno	0.80		Turba. Material de relleno.
	E – 01	2.00		Arcilla inorgánica de baja plasticidad.
C – 02	E – 01	0.50		Arcilla inorgánica de baja plasticidad.
	E – 02	1.50		Mezcla de arena y arcilla. Excelente aglutinante.

Fuente: Elaboración propia.

4.3.2. Capacidad Portante del Suelo

En la tabla N° 43 se muestra el resumen de todos los valores calculados mediante diferentes ensayos de suelos, para la determinación de la Capacidad Portante que posee el suelo de cimentación de la Tribuna Oriente del Estadio “Víctor Montoya Segura”.

Tabla N° 43: Resumen de los Resultados de la Capacidad Portante.

Características		Resultados	
Calicata N°		C - 01	C - 02
Estrato N°		E - 01	E - 02
Clasificación SUCS		CL	SC
Angulo fricción interna.	ϕ	15.05	29.70
Cohesión.	C	0.23	0.11
Peso Unitario	γ	1.8	1.74
Prof. Cimentación mínima (cm)	Df	150	150
Ancho zapata mínima (cm)	B	200	200
Factores de Capacidad de Carga	N'c	9.69	18.70
	N'q	2.74	8.12
	N'γ	0.58	4.20
Capacidad Portante (kg/cm2)	q'c	2.33	4.22
Capacidad Portante de diseño (kg/cm2)	q'c / 3	0.78	1.41

Fuente: Elaboración propia.

4.3. RESULTADOS RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO

Para determinar la Resistencia a Compresión de los elementos estructurales se realizó el ensayo con esclerómetro, el cual arrojó los siguientes resultados:

Tabla N° 44: Resumen de la Resistencia a compresión.

LADO	ESTRUCTURA	RESISTENCIA A COMPRESION		
		(Diseño) Kg/cm ²	(Esclerómetro) Kg/cm ²	Porcentaje de aumento
Centro	Columna C01	210.00	260.00	24 %
		210.00	250.00	19 %
		210.00	260.00	24 %
Centro	Viga principal	210.00	250.00	19 %
		210.00	250.00	19 %
		210.00	260.00	24 %
Centro	Graderías Bloque I	210.00	238.00	13 %
	Graderías Bloque II	210.00	250.00	19 %
	Graderías Bloque III	210.00	238.00	13 %
Centro	Muro de contención.	210.00	260.00	24 %
		210.00	260.00	24 %
		210.00	260.00	24 %

Fuente: Elaboración propia.

De la Tabla N° 44, se obtiene:

- Todos los elementos estructurales ensayos arrojaron un aumento de la resistencia de compresión, pero para el modelamiento de la estructura se utilizó la resistencia de la compresión de diseño del Expediente Técnico, con fines de conveniencia.

4.4. RESULTADOS MODELAMIENTO ESTRUCTURAL ETABS v16.

4.4.1. Metrado de Cargas

El metrado de cargas que actuaron en el Análisis Estático y Dinámico Sísmico, fue realizado por el programa ETABS v16, cuyos resultados son los siguientes:

Tabla N° 45: Resumen del metrado de cargas para cada bloque.

BLOQUE	CM Kgf	CV Kgf	SCP Kgf	Empuje de Tierra (Kgf)
Bloque I	144,559.16	59,886.68	20,914.44	156,573.38
Bloque II	185,852.45	76,178.74	23,436.24	224,821.83
Bloque III	147,653.62	59,644.59	20,186.79	185,301.50
Bloque IV	147,391.41	59,501.58	20,129.28	197,271.48
Bloque V	185,791.69	76,205.08	23,447.16	224,953.31
Bloque VI	142,731.96	58,832.90	20,563.96	153,078.25

Fuente: Programa ETABS v16.

De la tabla N° 45, se obtiene que:

- De acuerdo a configuración geométrica que presenta la Tribuna Oriente, el Bloque I y el Bloque VI, mostraron resultados similares en el metrado de carga muerta, cargas vivas, sobrecarga permanente y empuje del suelo.
- Bloque I y el Bloque VI, mostraron fuerzas de empuje de suelo, tanto en la dirección X como en la dirección Y, y eso debido a que son Bloques curvos.
- El Bloque II y el Bloque V, mostraron resultados similares en el metrado de carga muerta, cargas vivas, sobrecarga permanente y empuje del suelo.
- El Bloque III y el Bloque IV, mostraron resultados similares en el metrado de carga muerta, cargas vivas, sobrecarga permanente y empuje del suelo.

4.4.2. Peso Estructural

Peso estructural de cada bloque, que conforman a la Tribuna Oriente, se presenta en la siguiente tabla:

Tabla N° 46: Resumen del Peso estructural de cada bloque.

BLOQUE	Peso estructural $P = CM + SCP + 0.50 * CV$
	Kgf
Bloque I	195,363.13
Bloque II	247,378.06
Bloque III	197,662.70
Bloque IV	197,271.48
Bloque V	247,341.39
Bloque VI	192,712.37

Fuente: Programa ETABS v16.

Debido a la configuración geométrica que presenta la Tribuna Oriente, el Bloque I con el Bloque VI, el Bloque II con el Bloque V y el Bloque III con el Bloque IV mostraron resultados similares respectivamente.

4.4.3. Análisis Modal

Se realizó el Análisis Modal con la finalidad de determinar el periodo fundamental de vibración de la estructura y el porcentaje de participación de masa, obteniendo los siguientes resultados:

Tabla N° 47: Resumen del Analisis Modal.

BLOQUE	MODOS	T (Seg)	% PARTICIPACION DE MASA				
			Ux	Uy	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
Bloque I	3	0.353	37.92				
	9	0.175		76.31			
	50	0.032			90.25	99.64	92.29
Bloque II	3	0.331	29.29				
	10	0.183		74.47			
	120	0.019			91.94	99.95	95.36
Bloque III	3	0.340	36.74				
	9	0.183		76.55			
	70	0.024			90.95	99.94	92.77
Bloque IV	3	0.338	37.29				
	9	0.182		73.69			
	70	0.024			91.57	99.94	93.27
Bloque V	47	0.035	32.70				
	9	0.182		69.45			
	110	0.018			91.83	99.95	95.29
Bloque VI	3	0.351	39.65				
	9	0.174		75.78			
	50	0.037			90.40	99.66	92.20

Fuente: Programa ETABS v16.

De la tabla N° 47, se obtiene que:

- El Bloque I, mostró un porcentaje de participación de masa mayor al 90%, con 50 modos.
- El Bloque II, mostró un porcentaje de participación de masa mayor al 90%, con 120 modos.
- El Bloque III, mostró un porcentaje de participación de masa mayor al 90%, con 70 modos.
- El Bloque IV, mostró un porcentaje de participación de masa mayor al 90%, con 70 modos.
- El Bloque V, mostró un porcentaje de participación de masa mayor al 90%, con 110 modos.
- El Bloque VI, mostró un porcentaje de participación de masa mayor al 90%, con 50 modos.

Según el Análisis Modal realizado en cada bloque que conforman a la Tribuna Oriente, el Bloque III presenta el mayor periodo fundamental de vibración que es 0.572 seg, el cual se detalla en la siguiente tabla:

Tabla N° 48: Resumen Periodo Fundamental de Vibración.

Bloque	Case	Mode	Periodo (seg)
Bloque I	Modal	1	0.536
Bloque II	Modal	1	0.554
Bloque III	Modal	1	0.572
Bloque IV	Modal	1	0.569
Bloque V	Modal	1	0.551
Bloque VI	Modal	1	0.535

Fuente: Programa ETABS v16.

4.4.3.1. Análisis de los Periodos de Vibración:

La estructura de la Tribuna Oriente se sometió a un análisis modal para determinar los periodos, frecuencias y modos de vibración. Debido a que se trata de las tribunas de un estadio, es que se tuvo en cuenta los efectos de las cargas dinámicas, producto de los saltos de los espectadores, y que pueden producir resonancia, la cual aumentan exponencialmente los esfuerzos internos de la estructura. Por lo que para evitar los efectos de resonancia se debe cumplir lo menciona en el Ítem 2.2.9, para garantizar el comportamiento estático de la estructura a pesar que actúan cargas dinámicas producido por los saltos.

Tabla N° 49: Periodos fundamentales de las Tribunas.

Bloque	Modo	Periodo Seg	Frecuencia Hz	Verificación de la Frecuencia
Bloque I	X – X	0.536	1.866	< 4.00
	Y – Y	0.507	1.972	< 4.00
	Vertical	0.353	2.833	< 8.40
Bloque II	X – X	0.331	1.805	< 4.00
	Y – Y	0.540	1.852	< 4.00
	Vertical	0. 554	3.021	< 8.40
Bloque III	X – X	0.340	2.959	< 4.00
	Y – Y	0.539	1.883	< 4.00
	Vertical	0.572	1.764	< 8.40
Bloque IV	X – X	0.339	2.959	< 4.00
	Y – Y	0.535	1.883	< 4.00
	Vertical	0.569	1.764	< 8.40
Bloque V	X – X	0.329	3.040	< 4.00
	Y – Y	0.538	1.873	< 4.00
	Vertical	0.551	1.821	< 8.40
Bloque VI	X – X	0.535	1.876	< 4.00
	Y – Y	0.502	2.004	< 4.00
	Vertical	0.351	2.849	< 8.40

Fuente: Programa ETABS v16.

De la Tabla N° 49, se obtiene que:

- Las frecuencias de todos los bloques son menores que 4.00 Hz en las direcciones horizontales y menor que 8.40 Hz en la dirección vertical, por lo que, según lo establecido por la Norma Británica, la estructura esta susceptible a efectos de resonancia, pudiendo ocasionar desastres durante un evento deportivo.
- Cabe mencionar que la estructura presenta periodos de vibración altos debido a la configuración del techo metálico.

4.4.4. Análisis Sísmico Estático

Realizado el Análisis Estático en la Tribuna Oriente, se determinó los Cortantes Estáticos en la base de la estructura tanto en la dirección X como en la dirección Y:

Tabla N° 50: Resumen del Cortante Basal Estático.

BLOQUE	Cortante Estático X	Cortante Estático Y
	Kgf	Kgf
Bloque I	27,336.03	27,336.03
Bloque II	34,791.28	34,791.28
Bloque III	27,943.89	27,943.89
Bloque IV	27,893.61	27,893.61
Bloque V	34,787.40	34,787.40
Bloque VI	26,995.36	26,995.36

Fuente: Programa ETABS v16.

De la Tabla N° 50, se obtiene que:

- El Cortante Estático Basal en cada bloque, arrojo un resultado similar en la dirección X como en la dirección Y, además, debido a la configuración geométrica que presenta la Tribuna Oriente, el Bloque I con el Bloque VI, el Bloque II con el Bloque V y el Bloque III con el Bloque IV mostraron Cortantes Estáticos Basales similares respectivamente.

Tabla N° 51: Resumen Verificación de $C/R \geq 0.11$.

Bloque	Dirección	C	R	C/R	$C/R \geq 0.11$
Bloque I	X	2.5	8	0.313	OK
	Y	2.5	8	0.313	OK
Bloque II	X	2.5	8	0.313	OK
	Y	2.5	8	0.313	OK
Bloque III	X	2.5	8	0.313	OK
	Y	2.5	8	0.313	OK
Bloque IV	X	2.5	8	0.313	OK
	Y	2.5	8	0.313	OK
Bloque V	X	2.5	8	0.313	OK
	Y	2.5	8	0.313	OK
Bloque VI	X	2.5	8	0.313	OK
	Y	2.5	8	0.313	OK

Fuente: Elaboración propia.

De la Tabla N° 51, se obtiene que:

- De todos los bloques que conforman la Tribuna Oriente, se obtuvo 0.313 como relación de C/R , por lo tanto, cumple con $C/R \geq 0.110$.

4.4.5. Análisis Sísmico Dinámico

Realizado el Análisis Dinámico en la Tribuna Oriente, se determinó los Cortantes Dinámicos tanto en la dirección X como en la dirección Y:

Tabla N° 52: Resumen del Cortante Dinámico.

BLOQUE	Cortante Dinámico X	Cortante Dinámico Y
	Kgf	Kgf
Bloque I	21,861.02	21,861.06
Bloque II	27,833.03	27,833.11
Bloque III	22,355.18	22,355.17
Bloque IV	22,314.94	22,314.96
Bloque V	27,830.06	27,829.92
Bloque VI	21,596.36	21,596.32

Fuente: Programa ETABS v16.

De la Tabla N° 52, se obtiene que:

- El Cortante Dinámico en cada bloque, arrojo un resultado similar en la dirección X como en la dirección Y, además, debido a la configuración geométrica que presenta la Tribuna Oriente, el Bloque I con el Bloque VI, el Bloque II con el Bloque V y el Bloque III con el Bloque IV mostraron Cortantes Dinámicos similares respectivamente.
- Los cortantes dinámico de todos los bloques cumplen con ser mayores que el 80 % del cortante Estático.

4.4.5.1. Desplazamiento Laterales:

A continuación, se muestran los resultados de los desplazamientos laterales máximos, los cuales se obtiene del modelamiento estructural en el software ETABS y los desplazamientos laterales reales máximos de cada bloque que conforma a la Tribuna Oriente:

Bloque I:

Tabla N° 53: Desplazamientos Laterales Reales – Bloque I.

Eje Planos	Elevación (m)	Dirección X - X			Dirección Y - Y		
		Despl. Lateral Software (cm)	Factor 0.75*R	Despl. Lateral Real Max. (cm)	Despl. Lateral Software (cm)	Factor 0.75*R	Despl. Lateral Real Max. (cm)
1C - 1C	11.78	0.7453	6.00	4.47	0.4059	6.00	2.44
1C - 1C	8.62	0.2733	6.00	1.64	0.1938	6.00	1.16
1B - 1B	5.67	0.0914	6.00	0.55	0.1892	6.00	1.14
1A - 1A	3.31	0.0528	6.00	0.32	0.1802	6.00	1.08
2C - 2C	11.78	0.8077	6.00	4.85	0.4140	6.00	2.48
2C - 2C	8.62	0.3104	6.00	1.86	0.1846	6.00	1.11
2B - 2B	5.67	0.1259	6.00	0.76	0.1804	6.00	1.08
2A - 2A	3.31	0.0219	6.00	0.13	0.1730	6.00	1.04
3C - 3C	11.78	0.8438	6.00	5.06	0.4211	6.00	2.53
3C - 3C	8.62	0.3372	6.00	2.02	0.1770	6.00	1.06
3B - 3B	5.67	0.1510	6.00	0.91	0.1738	6.00	1.04
3A - 3A	3.31	0.0044	6.00	0.03	0.1684	6.00	1.01
4C - 4C	11.78	0.8630	6.00	5.18	0.436	6.00	2.62
4C - 4C	8.62	0.3532	6.00	2.12	0.1733	6.00	1.04
4B - 4B	5.67	0.1662	6.00	1.00	0.1717	6.00	1.03
4A - 4A	3.31	0.0158	6.00	0.09	0.1673	6.00	1.00
5C - 5C	11.78	0.8573	6.00	5.14	0.4612	6.00	2.77
5C - 5C	8.62	0.3581	6.00	2.15	0.1714	6.00	1.03
5B - 5B	5.67	0.1709	6.00	1.03	0.1687	6.00	1.01
5A - 5A	3.31	0.0158	6.00	0.09	0.1614	6.00	0.97

Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo a la Tabla N° 53, el pórtico que se encuentra en el eje 5 – 5, es un pórtico lateral que se encuentra en contacto con el Bloque II, mostrando como resultados de Desplazamientos Laterales Reales máximos mayores que el valor de separación entre cada Bloque, que es 3.00 cm. Los Desplazamientos Laterales Reales máximos en la dirección Y son menores a los de la Dirección X.

Bloque II:

Tabla N° 54: Desplazamientos Laterales Reales – Bloque II.

Eje Planos	Elevación (m)	Dirección X - X			Dirección Y - Y		
		Despl. Lateral Software (cm)	Factor 0.75*R	Despl. Lateral Real Max (cm)	Despl. Lateral Software (cm)	Factor 0.75*R	Despl. Lateral Real Max (cm)
6C - 6C	11.78	0.7735	6.00	4.64	0.4953	6.00	2.97
6C - 6C	8.62	0.2013	6.00	1.21	0.2013	6.00	1.21
6B - 6B	5.67	0.0898	6.00	0.54	0.1991	6.00	1.19
6A - 6A	3.31	0.0025	6.00	0.02	0.1934	6.00	1.16
7C - 7C	11.78	0.7908	6.00	4.74	0.4748	6.00	2.85
7C - 7C	8.62	0.2010	6.00	1.21	0.2027	6.00	1.22
7B - 7B	5.67	0.0897	6.00	0.54	0.2013	6.00	1.21
7A - 7A	3.31	0.0020	6.00	0.01	0.1955	6.00	1.17
8C - 8C	11.78	0.7945	6.00	4.77	0.4747	6.00	2.85
8C - 8C	8.62	0.2007	6.00	1.20	0.2032	6.00	1.22
8B - 8B	5.67	0.0897	6.00	0.54	0.2018	6.00	1.21
8A - 8A	3.31	0.0021	6.00	0.01	0.1962	6.00	1.18
9C - 9C	11.78	0.7943	6.00	4.77	0.4750	6.00	2.85
9C - 9C	8.62	0.2007	6.00	1.20	0.2036	6.00	1.22
9B - 9B	5.67	0.0897	6.00	0.54	0.2022	6.00	1.21
9A - 9A	3.31	0.0021	6.00	0.01	0.1965	6.00	1.18
10C - 10C	11.78	0.7894	6.00	4.74	0.4777	6.00	2.87
10C - 10C	8.62	0.2010	6.00	1.21	0.2037	6.00	1.22
10B - 10B	5.67	0.0897	6.00	0.54	0.2023	6.00	1.21
10A - 10A	3.31	0.0020	6.00	0.01	0.1965	6.00	1.18
11C - 11C	11.78	0.7717	6.00	4.63	0.4994	6.00	3.00
11C - 11C	8.62	0.2013	6.00	1.21	0.203	6.00	1.22
11B - 11B	5.67	0.0898	6.00	0.54	0.2008	6.00	1.20
11A - 11A	3.31	0.0025	6.00	0.02	0.1950	6.00	1.17

Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo a la Tabla N° 54, el pórtico que se encuentra en el eje 6 – 6 y el eje 11 – 11, son pórticos laterales que se encuentra en contacto con el Bloque I y el Bloque III, respectivamente, mostrando como resultados Desplazamientos Laterales Reales máximos mayores que el valor de separación entre cada Bloque, que es 3.00 cm. Los Desplazamientos Laterales Reales máximos en la dirección Y son menores a los de la Dirección X.

Bloque III:

Tabla N° 55: Desplazamientos Laterales Reales – Bloque III.

Eje Planos	Elevación (m)	Dirección X - X			Dirección Y - Y		
		Despl. Lateral Software (cm)	Factor 0.75*R	Despl. Lateral Real Max (cm)	Despl. Lateral Software (cm)	Factor 0.75*R	Despl. Lateral Real Max (cm)
12C - 12C	11.78	0.8520	6.00	5.11	0.5086	6.00	3.05
12C - 12C	8.62	0.2861	6.00	1.72	0.2086	6.00	1.25
12B - 12B	5.67	0.1284	6.00	0.77	0.2055	6.00	1.23
12A - 12A	3.31	0.0043	6.00	0.03	0.1967	6.00	1.18
13C - 13C	11.78	0.8686	6.00	5.21	0.4826	6.00	2.90
13C - 13C	8.62	0.2859	6.00	1.72	0.2092	6.00	1.26
13B - 13B	5.67	0.1284	6.00	0.77	0.2074	6.00	1.24
13A - 13A	3.31	0.0026	6.00	0.02	0.2003	6.00	1.20
14C - 14C	11.78	0.8713	6.00	5.23	0.4798	6.00	2.88
14C - 14C	8.62	0.2859	6.00	1.72	0.2086	6.00	1.25
14B - 14B	5.67	0.1281	6.00	0.77	0.2072	6.00	1.24

14A - 14A	3.31	0.0025	6.00	0.02	0.2013	6.00	1.21
15C - 15C	11.78	0.8687	6.00	5.21	0.4793	6.00	2.88
15C - 15C	8.62	0.2862	6.00	1.72	0.2079	6.00	1.25
15B - 15B	5.67	0.1279	6.00	0.77	0.2065	6.00	1.24
15A - 15A	3.31	0.0024	6.00	0.01	0.2005	6.00	1.20
16C - 16C	11.78	0.8528	6.00	5.12	0.4987	6.00	2.99
16C - 16C	8.62	0.2865	6.00	1.72	0.2063	6.00	1.24
16B - 16B	5.67	0.1279	6.00	0.77	0.204	6.00	1.22
16A - 16A	3.31	0.0030	6.00	0.02	0.1981	6.00	1.19

Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo a la Tabla N° 55, el pórtico que se encuentra en el eje 12 – 12 y el eje 16 – 16, son pórticos laterales que se encuentra en contacto con el Bloque II y el Bloque IV, respectivamente, mostrando como resultados Desplazamientos Laterales Reales máximos mayores que el valor de separación entre cada Bloque, que es 3.00 cm. Los Desplazamientos Laterales Reales máximos en la dirección Y son menores a los de la Dirección X.

Bloque IV:

Tabla N° 56: Desplazamientos Laterales Reales – Bloque IV.

Eje Planos	Elevación (m)	Dirección X - X			Dirección Y – Y		
		Despl. Lateral Software (cm)	Factor 0.75*R	Despl. Lateral Real Max (cm)	Despl. Lateral Software (cm)	Factor 0.75*R	Despl. Lateral Real Max (cm)
17C - 17C	11.78	0.8456	6.00	5.07	0.5021	6.00	3.01
17C - 17C	8.62	0.2873	6.00	1.72	0.2058	6.00	1.23
17B - 17B	5.67	0.1283	6.00	0.77	0.2038	6.00	1.22
17A - 17A	3.31	0.0030	6.00	0.02	0.1977	6.00	1.19
18C - 18C	11.78	0.8585	6.00	5.15	0.4845	6.00	2.91
18C - 18C	8.62	0.2870	6.00	1.72	0.2076	6.00	1.25
18B - 18B	5.67	0.1282	6.00	0.77	0.2061	6.00	1.24
18A - 18A	3.31	0.0024	6.00	0.01	0.2002	6.00	1.20
19C - 19C	11.78	0.8608	6.00	5.16	0.4851	6.00	2.91
19C - 19C	8.62	0.2867	6.00	1.72	0.2083	6.00	1.25
19B - 19B	5.67	0.1284	6.00	0.77	0.2069	6.00	1.24
19A - 19A	3.31	0.0025	6.00	0.02	0.2010	6.00	1.21
20C - 20C	11.78	0.8581	6.00	5.15	0.4904	6.00	2.94
20C - 20C	8.62	0.2867	6.00	1.72	0.2090	6.00	1.25
20B - 20B	5.67	0.1287	6.00	0.77	0.2073	6.00	1.24
20A - 20A	3.31	0.0026	6.00	0.02	0.2001	6.00	1.20
21C - 21C	11.78	0.8445	6.00	5.07	0.5169	6.00	3.10
21C - 21C	8.62	0.2869	6.00	1.72	0.2085	6.00	1.25
21B - 21B	5.67	0.1288	6.00	0.77	0.2055	6.00	1.23
21A - 21A	3.31	0.0043	6.00	0.03	0.1967	6.00	1.18

Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo a la Tabla N° 56, el pórtico que se encuentra en el eje 17 – 17 y el eje 21 – 21, son pórticos laterales que se encuentra en contacto con el Bloque III y el Bloque V, respectivamente, mostrando como resultados Desplazamientos Laterales Reales máximos mayores que el valor de separación entre cada Bloque, que es 3.00 cm. Los Desplazamientos Laterales Reales máximos en la dirección Y son menores a los de la Dirección X.

Bloque V:

Tabla N° 57: Desplazamientos Laterales Reales – Bloque V.

Eje Planos	Elevación (m)	Dirección X - X			Dirección Y - Y		
		Despl. Lateral Software (cm)	Factor 0.75*R	Despl. Lateral Real Max (cm)	Despl. Lateral Software (cm)	Factor 0.75*R	Despl. Lateral Real Max (cm)
22C - 22C	11.78	0.7689	6.00	4.61	0.5072	6.00	3.04
22C - 22C	8.62	0.2014	6.00	1.21	0.2025	6.00	1.22
22B - 22B	5.67	0.0899	6.00	0.54	0.2002	6.00	1.20
22A - 22A	3.31	0.0025	6.00	0.02	0.1945	6.00	1.17
23C - 23C	11.78	0.7835	6.00	4.70	0.4871	6.00	2.92
23C - 23C	8.62	0.2011	6.00	1.21	0.2035	6.00	1.22
23B - 23B	5.67	0.0898	6.00	0.54	0.2020	6.00	1.21
23A - 23A	3.31	0.0020	6.00	0.01	0.1962	6.00	1.18
24C - 24C	11.78	0.7879	6.00	4.73	0.4835	6.00	2.90
24C - 24C	8.62	0.2009	6.00	1.21	0.2036	6.00	1.22
24B - 24B	5.67	0.0898	6.00	0.54	0.2021	6.00	1.21
24A - 24A	3.31	0.0021	6.00	0.01	0.1965	6.00	1.18
25C - 25C	11.78	0.7876	6.00	4.73	0.4852	6.00	2.91
25C - 25C	8.62	0.2009	6.00	1.21	0.2035	6.00	1.22
25B - 25B	5.67	0.0898	6.00	0.54	0.2020	6.00	1.21
25A - 25A	3.31	0.0021	6.00	0.01	0.1964	6.00	1.18
26C - 26C	11.78	0.7846	6.00	4.71	0.4844	6.00	2.91
26C - 26C	8.62	0.2011	6.00	1.21	0.2032	6.00	1.22
26B - 26B	5.67	0.0898	6.00	0.54	0.2018	6.00	1.21
26A - 26A	3.31	0.0020	6.00	0.01	0.1960	6.00	1.18
27C - 27C	11.78	0.7704	6.00	4.62	0.5031	6.00	3.02
27C - 27C	8.62	0.2014	6.00	1.21	0.2021	6.00	1.21
27B - 27B	5.67	0.0899	6.00	0.54	0.1998	6.00	1.20
27A - 27A	3.31	0.0025	6.00	0.02	0.1941	6.00	1.16

Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo a la Tabla N° 57, el pórtico que se encuentra en el eje 22 – 22 y el eje 27 – 27, son pórticos laterales que se encuentra en contacto con el Bloque IV y el Bloque VI, respectivamente, mostrando como resultados Desplazamientos Laterales Reales máximos mayores que el valor de separación entre cada Bloque, que es 3.00 cm. Los Desplazamientos Laterales Reales máximos en la dirección Y son menores a los de la Dirección X.

Bloque VI:

Tabla N° 58: Desplazamientos Laterales Reales – Bloque VI.

Eje Planos	Elevación (m)	Dirección X - X			Dirección Y - Y		
		Despl. Lateral Software (cm)	Factor 0.75*R	Despl. Lateral Real Max (cm)	Despl. Lateral Software (cm)	Factor 0.75*R	Despl. Lateral Real Max (cm)
28C - 28C	11.78	0.8504	6.00	5.10	0.4586	6.00	2.75
28C - 28C	8.62	0.3669	6.00	2.20	0.1727	6.00	1.04
28B - 28B	5.67	0.1746	6.00	1.05	0.1701	6.00	1.02
28A - 28A	3.31	0.0160	6.00	0.10	0.1627	6.00	0.98
29C - 29C	11.78	0.8535	6.00	5.12	0.4359	6.00	2.62
29C - 29C	8.62	0.3619	6.00	2.17	0.1742	6.00	1.05
29B - 29B	5.67	0.1699	6.00	1.02	0.1726	6.00	1.04
29A - 29A	3.31	0.0155	6.00	0.09	0.1682	6.00	1.01
30C - 30C	11.78	0.8348	6.00	5.01	0.4204	6.00	2.52
30C - 30C	8.62	0.3464	6.00	2.08	0.1776	6.00	1.07
30B - 30B	5.67	0.1550	6.00	0.93	0.1745	6.00	1.05
30A - 30A	3.31	0.0042	6.00	0.03	0.1691	6.00	1.01

31C - 31C	11.78	0.7993	6.00	4.80	0.4120	6.00	2.47
31C - 31C	8.62	0.3198	6.00	1.92	0.1849	6.00	1.11
31B - 31B	5.67	0.1302	6.00	0.78	0.1808	6.00	1.08
31A - 31A	3.31	0.0216	6.00	0.13	0.1736	6.00	1.04
32C - 32C	11.78	0.7400	6.00	4.44	0.4014	6.00	2.41
32C - 32C	8.62	0.2828	6.00	1.70	0.1940	6.00	1.16
32B - 32B	5.67	0.0959	6.00	0.58	0.1895	6.00	1.14
32A - 32A	3.31	0.0523	6.00	0.31	0.1805	6.00	1.08

Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo a la Tabla N° 58, el pórtico que se encuentra en el eje 28 – 28, es un pórtico lateral que se encuentra en contacto con el Bloque V, mostrando como resultados Desplazamientos Laterales Reales máximos mayores que el valor de separación entre cada Bloque, que es 3.00 cm. Los Desplazamientos Laterales Reales máximos en la dirección Y son menores a los de la Dirección X.

4.4.5.2. Desplazamiento Laterales Relativos Admisibles:

Se verifico si los Desplazamientos Laterales cumple con el Desplazamiento Lateral Relativo Admisible de la Norma E 030 – Diseño Sismoresistente, que este caso es 0.007, debido a que se trata de una estructura de concreto armado.

Bloque I:

Tabla N° 59: Verificación Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles – Bloque I.

Eje Planos	Elevación (m)	Dirección X - X		Dirección Y – Y		Despl. Lateral Relativo Admisible (cm)	Verificación
		Despl. Lateral Real Max (cm)	Despl. Lateral Relativo (cm)	Despl. Lateral Real Max (cm)	Despl. Lateral Relativo (cm)		
1C - 1C	11.78	4.47	0.0038	2.44	0.002	0.007	SI Cumple
1C - 1C	8.62	1.64	0.0019	1.16	0.001	0.007	SI Cumple
1B - 1B	5.67	0.55	0.0010	1.14	0.002	0.007	SI Cumple
1A - 1A	3.31	0.32	0.0010	1.08	0.003	0.007	SI Cumple
2C - 2C	11.78	4.85	0.0041	2.48	0.002	0.007	SI Cumple
2C - 2C	8.62	1.86	0.0022	1.11	0.001	0.007	SI Cumple
2B - 2B	5.67	0.76	0.0013	1.08	0.002	0.007	SI Cumple
2A - 2A	3.31	0.13	0.0004	1.04	0.003	0.007	SI Cumple
3C - 3C	11.78	5.06	0.0043	2.53	0.002	0.007	SI Cumple
3C - 3C	8.62	2.02	0.0023	1.06	0.001	0.007	SI Cumple
3B - 3B	5.67	0.91	0.0016	1.04	0.002	0.007	SI Cumple
3A - 3A	3.31	0.03	0.0001	1.01	0.003	0.007	SI Cumple
4C - 4C	11.78	5.18	0.0044	2.62	0.002	0.007	SI Cumple
4C - 4C	8.62	2.12	0.0025	1.04	0.001	0.007	SI Cumple
4B - 4B	5.67	1.00	0.0018	1.03	0.002	0.007	SI Cumple
4A - 4A	3.31	0.09	0.0003	1.00	0.003	0.007	SI Cumple
5C - 5C	11.78	5.14	0.0044	2.77	0.002	0.007	SI Cumple
5C - 5C	8.62	2.15	0.0025	1.03	0.001	0.007	SI Cumple
5B - 5B	5.67	1.03	0.0018	1.01	0.002	0.007	SI Cumple
5A - 5A	3.31	0.09	0.0003	0.97	0.003	0.007	SI Cumple

Fuente: Elaboración propia.

Bloque II

Tabla N° 60: Verificación Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles – Bloque II.

Eje Planos	Elevación (m)	Dirección X - X		Dirección Y - Y		Despl. Lateral Relativo Admisible (cm)	Verificación
		Despl. Lateral Real Max (cm)	Despl. Lateral Relativo (cm)	Despl. Lateral Real Max (cm)	Despl. Lateral Relativo (cm)		
6C - 6C	11.78	4.64	0.00394	2.97	0.003	0.007	SI Cumple
6C - 6C	8.62	1.21	0.00140	1.21	0.001	0.007	SI Cumple
6B - 6B	5.67	0.54	0.00095	1.19	0.002	0.007	SI Cumple
6A - 6A	3.31	0.02	0.00005	1.16	0.004	0.007	SI Cumple
7C - 7C	11.78	4.74	0.00403	2.85	0.002	0.007	SI Cumple
7C - 7C	8.62	1.21	0.00140	1.22	0.001	0.007	SI Cumple
7B - 7B	5.67	0.54	0.00095	1.21	0.002	0.007	SI Cumple
7A - 7A	3.31	0.01	0.00004	1.17	0.004	0.007	SI Cumple
8C - 8C	11.78	4.77	0.00405	2.85	0.002	0.007	SI Cumple
8C - 8C	8.62	1.20	0.00140	1.22	0.001	0.007	SI Cumple
8B - 8B	5.67	0.54	0.00095	1.21	0.002	0.007	SI Cumple
8A - 8A	3.31	0.01	0.00004	1.18	0.004	0.007	SI Cumple
9C - 9C	11.78	4.77	0.00405	2.85	0.002	0.007	SI Cumple
9C - 9C	8.62	1.20	0.00140	1.22	0.001	0.007	SI Cumple
9B - 9B	5.67	0.54	0.00095	1.21	0.002	0.007	SI Cumple
9A - 9A	3.31	0.01	0.00004	1.18	0.004	0.007	SI Cumple
10C - 10C	11.78	4.74	0.00402	2.87	0.002	0.007	SI Cumple
10C - 10C	8.62	1.21	0.00140	1.22	0.001	0.007	SI Cumple
10B - 10B	5.67	0.54	0.00095	1.21	0.002	0.007	SI Cumple
10A - 10A	3.31	0.01	0.00004	1.18	0.004	0.007	SI Cumple
11C - 11C	11.78	4.63	0.00393	3.00	0.003	0.007	SI Cumple
11C - 11C	8.62	1.21	0.00140	1.22	0.001	0.007	SI Cumple
11B - 11B	5.67	0.54	0.00095	1.20	0.002	0.007	SI Cumple
11A - 11A	3.31	0.02	0.00005	1.17	0.004	0.007	SI Cumple

Fuente: Elaboración propia.

BLOQUE III

Tabla N° 61: Verificación Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles – Bloque III.

Eje Planos	Elevación (m)	Dirección X - X		Dirección Y - Y		Despl. Lateral Relativo Admisible (cm)	Verificación
		Despl. Lateral Real Max (cm)	Despl. Lateral Relativo (cm)	Despl. Lateral Real Max (cm)	Despl. Lateral Relativo (cm)		
12C - 12C	11.78	5.11	0.0043	3.05	0.003	0.007	SI Cumple
12C - 12C	8.62	1.72	0.0020	1.25	0.001	0.007	SI Cumple
12B - 12B	5.67	0.77	0.0014	1.23	0.002	0.007	SI Cumple
12A - 12A	3.31	0.03	0.0001	1.18	0.004	0.007	SI Cumple
13C - 13C	11.78	5.21	0.0044	2.90	0.002	0.007	SI Cumple
13C - 13C	8.62	1.72	0.0020	1.26	0.001	0.007	SI Cumple
13B - 13B	5.67	0.77	0.0014	1.24	0.002	0.007	SI Cumple
13A - 13A	3.31	0.02	0.0000	1.20	0.004	0.007	SI Cumple
14C - 14C	11.78	5.23	0.0044	2.88	0.002	0.007	SI Cumple
14C - 14C	8.62	1.72	0.0020	1.25	0.001	0.007	SI Cumple
14B - 14B	5.67	0.77	0.0014	1.24	0.002	0.007	SI Cumple
14A - 14A	3.31	0.02	0.0000	1.21	0.004	0.007	SI Cumple
15C - 15C	11.78	5.21	0.0044	2.88	0.002	0.007	SI Cumple
15C - 15C	8.62	1.72	0.0020	1.25	0.001	0.007	SI Cumple
15B - 15B	5.67	0.77	0.0014	1.24	0.002	0.007	SI Cumple
15A - 15A	3.31	0.01	0.0000	1.20	0.004	0.007	SI Cumple
16C - 16C	11.78	5.12	0.0043	2.99	0.003	0.007	SI Cumple
16C - 16C	8.62	1.72	0.0020	1.24	0.001	0.007	SI Cumple
16B - 16B	5.67	0.77	0.0014	1.22	0.002	0.007	SI Cumple
16A - 16A	3.31	0.02	0.0001	1.19	0.004	0.007	SI Cumple

Fuente: Elaboración propia.

BLOQUE IV

Tabla N° 62: Verificación Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles – Bloque IV.

Eje Planos	Elevación (m)	Dirección X - X		Dirección Y - Y		Despl. Lateral Relativo Admisible (cm)	Verificación
		Despl. Lateral Real Max (cm)	Despl. Lateral Relativo (cm)	Despl. Lateral Real Max (cm)	Despl. Lateral Relativo (cm)		
17C - 17C	11.78	5.07	0.0043	3.01	0.003	0.007	SI Cumple
17C - 17C	8.62	1.72	0.0020	1.23	0.001	0.007	SI Cumple
17B - 17B	5.67	0.77	0.0014	1.22	0.002	0.007	SI Cumple
17A - 17A	3.31	0.02	0.0001	1.19	0.004	0.007	SI Cumple
18C - 18C	11.78	5.15	0.0044	2.91	0.002	0.007	SI Cumple
18C - 18C	8.62	1.72	0.0020	1.25	0.001	0.007	SI Cumple
18B - 18B	5.67	0.77	0.0014	1.24	0.002	0.007	SI Cumple
18A - 18A	3.31	0.01	0.0000	1.20	0.004	0.007	SI Cumple
19C - 19C	11.78	5.16	0.0044	2.91	0.002	0.007	SI Cumple
19C - 19C	8.62	1.72	0.0020	1.25	0.001	0.007	SI Cumple
19B - 19B	5.67	0.77	0.0014	1.24	0.002	0.007	SI Cumple
19A - 19A	3.31	0.02	0.0000	1.21	0.004	0.007	SI Cumple
20C - 20C	11.78	5.15	0.0044	2.94	0.002	0.007	SI Cumple
20C - 20C	8.62	1.72	0.0020	1.25	0.001	0.007	SI Cumple
20B - 20B	5.67	0.77	0.0014	1.24	0.002	0.007	SI Cumple
20A - 20A	3.31	0.02	0.0000	1.20	0.004	0.007	SI Cumple
21C - 21C	11.78	5.07	0.0043	3.10	0.003	0.007	SI Cumple
21C - 21C	8.62	1.72	0.0020	1.25	0.001	0.007	SI Cumple
21B - 21B	5.67	0.77	0.0014	1.23	0.002	0.007	SI Cumple
21A - 21A	3.31	0.03	0.0001	1.18	0.004	0.007	SI Cumple

Fuente: Elaboración propia.

BLOQUE V

Tabla N° 63: Verificación Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles – Bloque V.

Eje Planos	Elevación (m)	Dirección X - X		Dirección Y - Y		Despl. Lateral Relativo Admisible (cm)	Verificación
		Despl. Lateral Real Max (cm)	Despl. Lateral Relativo (cm)	Despl. Lateral Real Max (cm)	Despl. Lateral Relativo (cm)		
22C - 22C	11.78	4.61	0.00392	3.04	0.003	0.007	SI Cumple
22C - 22C	8.62	1.21	0.00140	1.22	0.001	0.007	SI Cumple
22B - 22B	5.67	0.54	0.00095	1.20	0.002	0.007	SI Cumple
22A - 22A	3.31	0.02	0.00005	1.17	0.004	0.007	SI Cumple
23C - 23C	11.78	4.70	0.00399	2.92	0.002	0.007	SI Cumple
23C - 23C	8.62	1.21	0.00140	1.22	0.001	0.007	SI Cumple
23B - 23B	5.67	0.54	0.00095	1.21	0.002	0.007	SI Cumple
23A - 23A	3.31	0.01	0.00004	1.18	0.004	0.007	SI Cumple
24C - 24C	11.78	4.73	0.00401	2.90	0.002	0.007	SI Cumple
24C - 24C	8.62	1.21	0.00140	1.22	0.001	0.007	SI Cumple
24B - 24B	5.67	0.54	0.00095	1.21	0.002	0.007	SI Cumple
24A - 24A	3.31	0.01	0.00004	1.18	0.004	0.007	SI Cumple
25C - 25C	11.78	4.73	0.00401	2.91	0.002	0.007	SI Cumple
25C - 25C	8.62	1.21	0.00140	1.22	0.001	0.007	SI Cumple
25B - 25B	5.67	0.54	0.00095	1.21	0.002	0.007	SI Cumple
25A - 25A	3.31	0.01	0.00004	1.18	0.004	0.007	SI Cumple
26C - 26C	11.78	4.71	0.00400	2.91	0.002	0.007	SI Cumple
26C - 26C	8.62	1.21	0.00140	1.22	0.001	0.007	SI Cumple
26B - 26B	5.67	0.54	0.00095	1.21	0.002	0.007	SI Cumple
26A - 26A	3.31	0.01	0.00004	1.18	0.004	0.007	SI Cumple
27C - 27C	11.78	4.62	0.00392	3.02	0.003	0.007	SI Cumple
27C - 27C	8.62	1.21	0.00140	1.21	0.001	0.007	SI Cumple
27B - 27B	5.67	0.54	0.00095	1.20	0.002	0.007	SI Cumple
27A - 27A	3.31	0.02	0.00005	1.16	0.004	0.007	SI Cumple

Fuente: Elaboración propia.

BLOQUE VI

Tabla N° 64: Verificación Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles – Bloque VI.

Eje Planos	Elevación (m)	Dirección X - X		Dirección Y - Y		Despl. Lateral Relativo Admisible (cm)	Obs.
		Despl. Lateral Real Max (cm)	Despl. Lateral Relativo (cm)	Despl. Lateral Real Max (cm)	Despl. Lateral Relativo (cm)		
28C - 28C	11.78	5.10	0.004	2.75	0.002	0.007	SI Cumple
28C - 28C	8.62	2.20	0.003	1.04	0.001	0.007	SI Cumple
28B - 28B	5.67	1.05	0.002	1.02	0.002	0.007	SI Cumple
28A - 28A	3.31	0.10	0.000	0.98	0.003	0.007	SI Cumple
29C - 29C	11.78	5.12	0.004	2.62	0.002	0.007	SI Cumple
29C - 29C	8.62	2.17	0.003	1.05	0.001	0.007	SI Cumple
29B - 29B	5.67	1.02	0.002	1.04	0.002	0.007	SI Cumple
29A - 29A	3.31	0.09	0.000	1.01	0.003	0.007	SI Cumple
30C - 30C	11.78	5.01	0.004	2.52	0.002	0.007	SI Cumple
30C - 30C	8.62	2.08	0.002	1.07	0.001	0.007	SI Cumple
30B - 30B	5.67	0.93	0.002	1.05	0.002	0.007	SI Cumple
30A - 30A	3.31	0.03	0.000	1.01	0.003	0.007	SI Cumple
31C - 31C	11.78	4.80	0.004	2.47	0.002	0.007	SI Cumple
31C - 31C	8.62	1.92	0.002	1.11	0.001	0.007	SI Cumple
31B - 31B	5.67	0.78	0.001	1.08	0.002	0.007	SI Cumple
31A - 31A	3.31	0.13	0.000	1.04	0.003	0.007	SI Cumple
32C - 32C	11.78	4.44	0.004	2.41	0.002	0.007	SI Cumple
32C - 32C	8.62	1.70	0.002	1.16	0.001	0.007	SI Cumple
32B - 32B	5.67	0.58	0.001	1.14	0.002	0.007	SI Cumple
32A - 32A	3.31	0.31	0.001	1.08	0.003	0.007	SI Cumple

Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo a las Tabla N° 59, N° 60, N° 61, N° 62, N° 63 y N° 64, los pórticos de los Bloques I, II, III, IV, V y VI, tanto en la dirección X como en la Dirección Y, mostraron como resultados Desplazamientos Laterales Relativos menores a 0.007, lo que indica que cumple con la norma E 030 – Diseño Sismoresistente.

4.4.6. Verificación de la Junta Sísmica

A continuación, se presentan los resultados de la Junta sísmica o separación entre bloques que conforman la Tribuna Oriente:

Tabla N° 65: Junta Sísmica o Separación entre el Bloque I – Bloque II.

Altura h (m)	Bloque	Despl. Max (cm)	Separación entre Bloques Exp. Técnico (cm)	Junta Sísmica – Norma E030	
				$S = 0,006 \cdot h \geq 3 \text{ cm}$	$S \geq \frac{2}{3} \cdot \sum \text{Despl. Max (cm)}$
11.78	Bloque I	5.14	3.00	7.07	6.52
	Bloque II	4.64			
8.62	Bloque I	2.15	3.00	5.17	2.24
	Bloque II	1.21			
5.67	Bloque I	1.03	3.00	3.40	1.04
	Bloque II	0.54			
3.31	Bloque I	0.09	3.00	1.98	0.07
	Bloque II	0.02			

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 66: Junta Sísmica o Separación entre el Bloque II – Bloque III.

Altura h (m)	Bloque	Despl. Max (cm)	Separación entre Bloques Exp. Técnico (cm)	Junta Sísmica – Norma E030	
				$S = 0,006 \cdot h \geq 3\text{cm}$ (cm)	$S \geq \frac{2}{3} \cdot \sum \text{Despl. Max}$ (cm)
11.78	Bloque II	4.63	3.00	7.07	6.49
	Bloque III	5.11			
8.62	Bloque II	1.21	3.00	5.17	1.95
	Bloque III	1.72			
5.67	Bloque II	0.54	3.00	3.40	0.87
	Bloque III	0.77			
3.31	Bloque II	0.02	3.00	1.98	0.03
	Bloque III	0.03			

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 67: Junta Sísmica o Separación entre el Bloque III – Bloque IV.

Altura h (m)	Bloque	Despl. Max (cm)	Separación entre Bloques Exp. Técnico (cm)	Junta Sísmica – Norma E030	
				$S = 0,006 \cdot h \geq 3\text{cm}$ (cm)	$S \geq \frac{2}{3} \cdot \sum \text{Despl. Max}$ (cm)
11.78	Bloque III	5.12	3.00	7.07	6.79
	Bloque IV	5.07			
8.62	Bloque III	1.72	3.00	5.17	2.30
	Bloque IV	1.72			
5.67	Bloque III	0.77	3.00	3.40	1.02
	Bloque IV	0.77			
3.31	Bloque III	0.02	3.00	1.98	0.02
	Bloque IV	0.02			

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 68: Junta Sísmica o Separación entre el Bloque IV – Bloque V.

Altura h (m)	Bloque	Despl. Max (cm)	Separación entre Bloques Exp. Técnico (cm)	Junta Sísmica – Norma E030	
				$S = 0,006 \cdot h \geq 3\text{cm}$ (cm)	$S \geq \frac{2}{3} \cdot \sum \text{Despl. Max}$ (cm)
11.78	Bloque IV	5.07	3.00	7.07	6.45
	Bloque V	4.61			
8.62	Bloque IV	1.72	3.00	5.17	1.95
	Bloque V	1.21			
5.67	Bloque IV	0.77	3.00	3.40	0.87
	Bloque V	0.54			
3.31	Bloque IV	0.03	3.00	1.98	0.03
	Bloque V	0.02			

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 69: Junta Sísmica o Separación entre el Bloque V – Bloque VI.

Altura h (m)	Bloque	Despl. Max (cm)	Separación entre Bloques Exp. Técnico (cm)	Junta Sísmica – Norma E030	
				$S = 0,006 \cdot h \geq 3\text{cm}$ (cm)	$S \geq \frac{2}{3} \cdot \sum \text{Despl. Max}$ (cm)
11.78	Bloque V	4.62	3.00	7.07	6.48
	Bloque VI	5.10			
8.62	Bloque V	1.21	3.00	5.17	2.27
	Bloque VI	2.20			
5.67	Bloque V	0.54	3.00	3.40	1.06
	Bloque VI	1.05			
3.31	Bloque V	0.02	3.00	1.98	0.07
	Bloque VI	0.10			

Fuente: Elaboración propia.

De las Tablas N° 65, N° 66, N° 67, N° 68 y N° 69, se aprecian los resultados del cálculo de la Junta Sísmica, para lo cual se seleccionó el mayor resultado, que es $S = 7.07 \text{ cm}$, mientras que el Expediente Técnico propone una Junta Sísmica de 1", por lo que a la altura de 11.78m los bloque llegan a chocar ante un posible evento sísmico.

4.4.7. Verificación del Diseño de los Elementos Estructurales de concreto armado

VIGAS: Se realizó la verificación del diseño de acero de las Vigas críticas:

- Viga de mayor luz y que arroje mayores momentos y cargas: VA0.30x0.60m. Se seleccionó de los 06 bloques a la más crítica.
- Viga inclinada de mayor luz y que arroje mayores momentos y cargas: VP0.30x0.70m. Se seleccionó de los 06 bloques a la más crítica.

- o **VA (0.30x0.60m):** Estas vigas conectan a las columnas C1 en la dirección X. Ver Tabla N° 40, donde se encuentra la distribución de aceros en la sección de viga según el Expediente Técnico.

Diseño por flexión: Se utilizaron las definiciones y ecuaciones mencionados en el ítem 2.2.12.3 a). Se evaluó para la viga VA crítica. A continuación, se muestra los cortantes y momentos flectores debido a la envolvente.

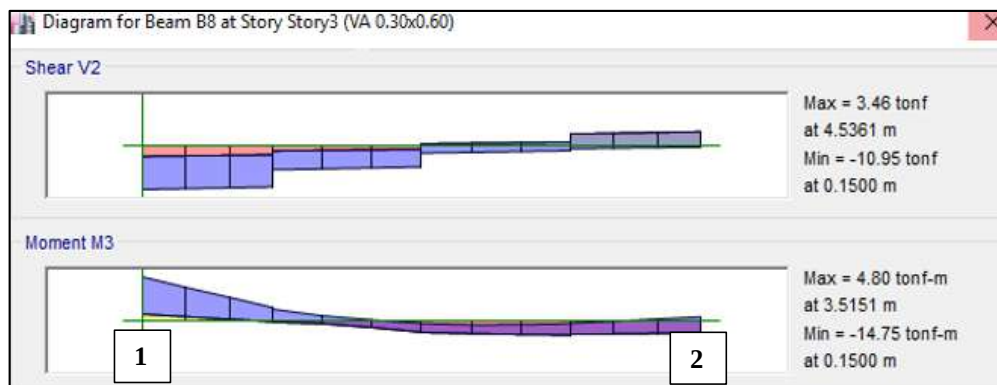


Figura N° 52: Diagrama de la envolvente de Cortantes y Momentos Viga VA – Bloque I.

Fuente: Extraído del ETABS v16.

Tabla N° 70: Análisis para los Momentos Máximos en VA (0.30x0.60).

	Eje 1C – 2C	
	Extremo 1	Extremo 2
	Negativo	Positivo
b (cm)	30.00	30.00
h (cm)	60.00	60.00
d (cm)	56.05	56.05
Mu (Ton.m)	14.75	4.80
As min (cm2)	1.28	1.28

As máx. (cm ²)	28.37	28.37
As calculado (cm ²)	7.83	2.35
As asignado Exp. Técnico (cm ²)	5.94	5.94
	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"
As recomendado (cm ²)	4 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"

Fuente: Elaboración propia.

De la tabla N° 70 se obtiene que:

- ✓ El extremo I de la VA crítica, requiere de un área de acero mayor al asignado por el Expediente Técnico, excepto en el extremo 2, donde el área de acero calculado es menor.

Diseño por corte: Se utilizaron las definiciones y ecuaciones mencionados en el ítem 2.2.10.3 b). Del modelamiento realizado se obtiene la envolvente de la fuerza cortantes la cual se observa en la Figura N° 52.

Tabla N° 71: Análisis para los Cortantes Máximos en VA (0.30x0.60)

	Eje 1C - 2C	
	Extremo 1	Extremo 2
b (cm)	30.00	30.00
h (cm)	60.00	60.00
d (cm)	56.05	56.05
V _u (Ton)	3.46	10.95
V _c (Ton)	12.91	12.91
$\phi \cdot V_c$ (Ton)	10.98	10.98
Verificación $\phi \cdot V_c \geq V_u$	OK	OK

Fuente: Elaboración propia.

De la Tabla N° 71, se obtiene que:

- ✓ Al verificar si $\phi \cdot V_c \geq V_u$, resulta que la sección de la viga VA, si cumple, siendo la Resistencia al cortante del concreto V_c mayor que la Resistencia última al corte.
- ✓ Requerimientos para la distribución de estribos:

Para zona de confinamiento:

- Longitud de la zona de confinamiento mínima: $2 \cdot h = 2 \cdot 0.60 = 1.20$ m
- Primer estribo debe estar a una distancia como máximo de 10 cm del apoyo, comúnmente se coloca a 5 cm.
- La separación de los estribos se elegirá como separación máxima al menor de lo que especifica a continuación la Norma E 060 – Concreto Armado:

$$d/4 = 56/4 = 14.01 \text{ cm}$$

$$10 \cdot \text{diámetro de la barra longitudinal} = 10 \cdot 5/8'' = 15.88 \text{ cm}$$

$$24 \cdot d \text{ diámetro del estribo} = 22.86 \text{ cm}$$

Se considera un máximo espaciamiento de $S = 10$ cm.

Para zona no confinamiento:

- Para la zona no confinamiento el espaciamiento máximo deberá ser:

$$d/2 = 28 \text{ cm.}$$

Por lo tanto, se requiere una distribución de estribos de: 1@0.05, 7@0.10, 3@0.15, Rto.@0.25cm, mientras que el Expediente Técnico especifica una distribución de estribos de: 1@0.05, 6@0.10, 3@0.15, Rto.@0.25cm.

- **VP (0.30x0.70m):** Es una viga peraltada inclinada, que conecta a las columnas C1, para formar los pórticos de las tribunas en la dirección “Y”. Ver Tabla N° 40, donde se encuentra la distribución de aceros en la sección de viga según el Expediente Técnico.

Diseño por flexión: Se utilizaron las definiciones y ecuaciones mencionados en el ítem 2.2.12.3 a). Se muestra la envolvente de cortantes y momentos flectores:

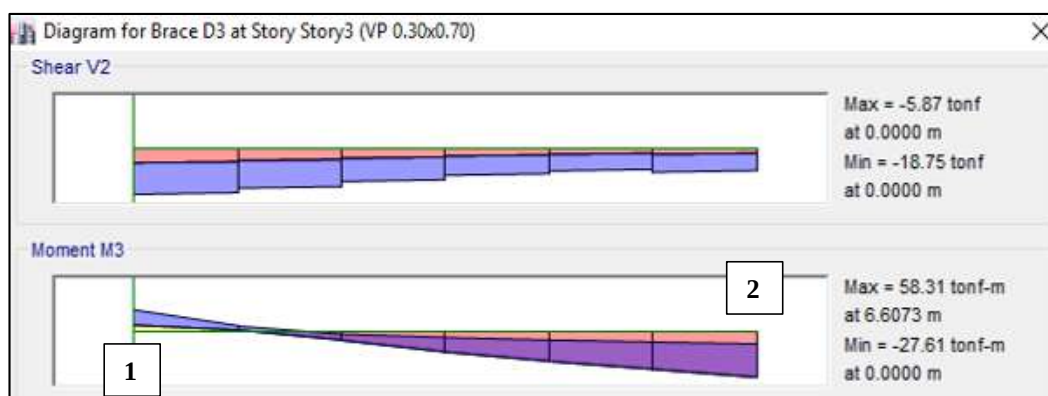


Figura N° 53: Diagrama de la envolvente de Cortantes y Momentos Viga VP – Bloque II.

Fuente: Extraído del ETABS v16.

Tabla N° 72: Análisis para los Momentos Máximos en VP (0.30x0.70)

	Eje 5B – 5C	
	Extremo 1	Extremo 2
	Negativo	Positivo
b (cm)	30.00	30.00
h (cm)	70.00	70.00
d (cm)	66.05	66.05
Mu (Ton.m)	27.61	58.31
As min (cm2)	1.50	1.50
As máx. (cm2)	33.44	33.44
As calculado (cm2)	13.14	27.05
As asignado Exp. Técnico (cm2)	8.55	11.40
	3 φ 3/4"	4 φ 3/4"
As recomendado (cm2)	2 φ 1" + 2 φ 3/4"	6 φ 1" (2 capas)

Fuente: Elaboración propia.

De la tabla N° 72, se obtiene que:

- ✓ Las cuantías solicitadas por la VP crítica, según el modelamiento realizado, es mayor que el asignado por el Expediente Técnico.

Diseño por corte: Se utilizaron las definiciones y ecuaciones mencionados en el ítem 2.2.10.3 b). Del modelamiento realizado se obtiene la envolvente de las fuerzas cortantes, las cuales se observan en la Figura N° 53.

Tabla N° 73: Análisis para los Cortantes Máximos en VP (0.30x0.70)

	Eje 5B - 5C	
	Extremo 1	Extremo 2
b (cm)	30.00	30.00
h (cm)	60.00	60.00
d (cm)	56.05	56.05
Vu (Ton)	5.87	18.75
Vc (Ton)	15.22	15.22
$\phi * Vc$ (Ton)	12.94	12.94
Verificación $\phi * Vc \geq Vu$	OK	Necesita refuerzo
Vs (Ton)	-	6.89
Estribos 3/8" As (cm2)	0.71	1.42
S (cm)		57.20

Fuente: Elaboración propia.

De la Tabla N° 73, se obtiene que:

- ✓ Al verificar si $\phi * Vc \geq Vu$, resulta que la sección de la viga VP, no cumple, siendo la resistencia nominal al cortante del concreto Vc menor que la Resistencia última al corte, por lo que se requiere estribos dobles, es decir As estribo 3/8" = 1.42 cm2 a un desplazamiento de 57.20 cm en la sección evaluada.
- ✓ La separación de los estribos dobles son demasiados grandes, por lo que se elegirá como separación máxima al menor de lo que especifica a continuación la norma E060 – Concreto Armado:

Para zona de confinamiento:

- Longitud de la zona de confinamiento mínima: $2 * h = 2 * 0.70 = 1.40$ m
- Primer estribo debe estar a una distancia como máximo de 10 cm del apoyo, comúnmente se coloca a 5 cm.
- La separación de los estribos:

$$d/4 = 66.05/4 = 16.51 \text{ cm}$$

$$10 * \text{diámetro de la barra longitudinal} = 10 * 3/4'' = 19.05 \text{ cm}$$

$$24 * d \text{ diámetro del estribo} = 22.86 \text{ cm}$$

Se considera un máximo espaciamiento de $S = 15$ cm.

Para zona no confinamiento:

- Para la zona no confinamiento el espaciamiento máximo deberá ser:

$$d/2 = 33 \text{ cm.}$$

Por lo tanto, se requiere una distribución de estribos de: 1@0.05, 6@0.10, 4@0.15, Rto.@0.30cm, mientras que el Expediente Técnico especifica una distribución de estribos de: 1@0.05, 3@0.10, 3@0.15, Rto.@0.25 cm.

 **Columnas:** Se evaluó la columna más crítica de los 6 bloques.

- o **C1 (0.30x0.70):** Debido a que las columnas reciben momentos en ambas direcciones, es conveniente analizarlas para cada dirección por separado y obtener los resultados máximos solo para las siguientes combinaciones:

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

$$U = 1.25 * (\text{CM} + \text{CV}) \pm S$$

$$U = 0.9 \text{ CM} \pm S$$

- Se analizaron las columnas que reciben las mayores cargas, las cuales son las del primer piso, obteniendo:

Tabla N° 74: Fuerzas Axiales y Momentos Máximos – Primer piso (Bloque IV).

CARGA	P (Tn)	M ₂₂ (Tn.m)	M ₃₃ (Tn.m)
CM	-29.67	-0.01	2.37
SCP	-4.83	-0.01	-0.38
CV	-16.48	-0.01	1.65
Sismo X	-0.06	-0.62	-0.04
Sismo Y	-2.62	-0.01	0.50

Fuente: Elaboración Propia.

Diseño por flexocompresión uniaxial: Se obtiene los resultados de las combinaciones de cargas:

Tabla N° 75: Combinaciones de carga - Primer piso (Bloque IV).

Combinación de Carga	P (Tn)	M ₂₂ (Tn.m)	M ₃₃ (Tn.m)
1.40 CM + 1.70 CV	67.09	-0.04	-11.66
0.90 CM + CSx	24.96	-0.80	-3.33
0.90 CM + CSy	22.16	-0.04	-5.49
1.25 (CM + CV) + CSx	55.30	-0.82	-9.21
1.25 (CM + CV) + CSy	52.51	-0.06	-11.56

Fuente: Elaboración Propia.

- **Primera iteración:** Como tenemos una sección rectangular de área bruta de 30x60cm, obtenemos un área de 1 800 cm². La Norma E 060 – Concreto Armado exige una cuantía mínima de 1%:

$$\rho_{min} = 0.01$$

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} * A_{Columna} = 0.01 * 1800 = 18 \text{ cm}^2$$

El área de acero que especifica el Expediente Técnico es de 19.32 cm², el cual cumple con la cuantía mínima; por lo que se inicia con esta área de refuerzo la interacción: 4 barras de Ø 5/8'' y 4 barras de Ø 3/4''.

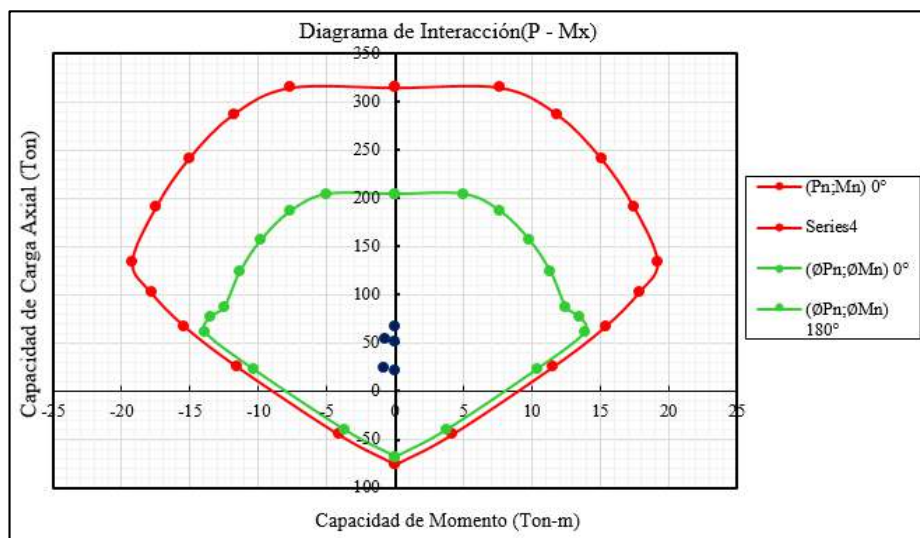


Figura N° 54: Diagrama de Interacción de la columna C-01 - Bloque IV.
Fuente: Elaboración propia.

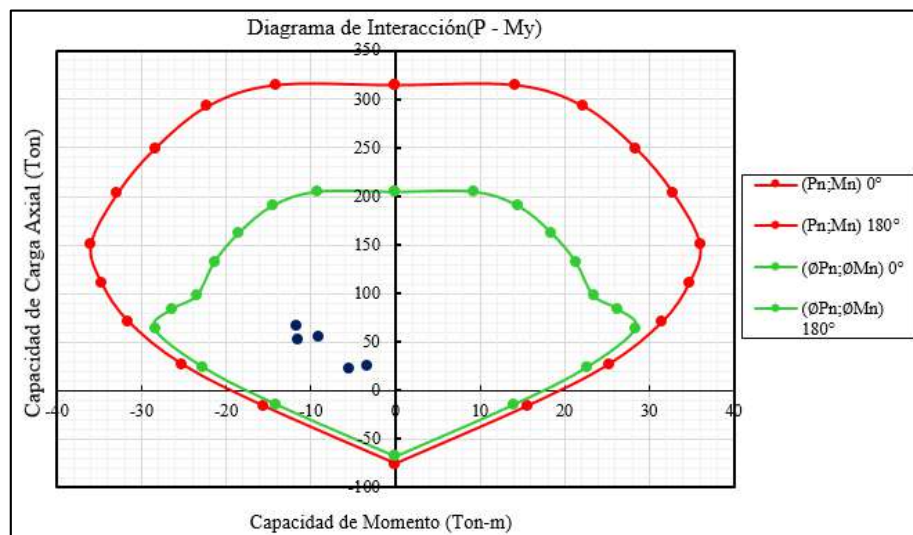


Figura N° 55: Diagrama de Interacción de la columna C-01 - Bloque IV.
Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo a las Figuras N° 54 y 55, en el Diagrama de Iteración para la columna C1 (0.30x0.60), para $P_u - M_u$, se ubican por debajo de las curvas de resistencia nominal y la nominal reducida, por lo que el acero especificado en los planos del Expediente es aceptable para el diseño.

Debido a que los momentos flectores en ambas direcciones son muy bajos no es necesario realizar el análisis por flexión biaxial. Por lo tanto, el diseño final por flexocompresión es de 4 barras de $\varnothing 3/4"$ + 4 barras de $\varnothing 5/8"$.

Diseño por cortante:

Del modelamiento realizado obtenemos los cortantes, donde el mayor cortante se encuentra en la dirección Y, mediante la combinación 1.25 (CM + CV) + CSy, $V_{um\acute{a}x.} = 2.23 \text{ Tn}$:

Tabla N° 76: Cortantes – Combinaciones de carga Primer piso - Bloque IV.

Combinación de Carga	P (Tn)	V ₂ (Tn)	V ₃ (Tn)
1.40 CM + 1.70 CV	67.09	1.84	0.002
0.90 CM + CSx	24.96	0.60	0.61
0.90 CM + CSy	22.16	1.31	0.02
1.25 (CM + CV) + CSx	55.30	1.51	0.61
1.25 (CM + CV) + CSy	52.51	2.23	0.01

Fuente: Elaboración Propia.

Se analiza por cortante solo para la dirección Y, ya que en ella se presenta el máximo cortante:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{60.73/1000}{140 * (30 * 60)}\right) * 30 * 56$$

$$V_c = 12.90 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 12.90 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = 10.97 \text{ Tn}$$

$$\text{Verificamos si: } \phi V_c > V_u \rightarrow 10.97 > 2.23 \text{ ; CUMPLE!}$$

Por lo tanto, solo basta con los estribos mínimos de confinamiento, sin embargo, se debe considerar los lineamientos dispuestos en la Norma E 060 – Concreto Armado, para estribos por confinamiento:

✓ Zona de confinamiento:

La longitud L_o de confinamiento debe ser mayor que estos valores:

- $L_n/6 = 290/6 = 49 \text{ cm}$
- La mayor dimensión = 60.
- 50cm.

- Por tanto, la longitud de confinamiento es 60 cm.

El espaciamiento S dentro de esta zona de confinamiento no será mayor que:

- $8 \times \text{Diámetro de la barra longitudinal} = 8 \times 3/4'' = 15.24 \text{ cm}$
- La mitad de la menor dimensión: $30/2 = 15 \text{ cm}$
- 10 cm.
- Por tanto, la separación del estribo en zona de confinamiento es 10 cm.

Fuera de la longitud L_o , la separación no será mayor que:

- $d/2 = 56/2 = 33$
- $16 \times \text{Diámetro de la barra longitudinal} = 16 \times 3/4'' = 30.48 \text{ cm}$
- $48 \times \text{Diámetro del estribo } (3/8'') = 48 \times 0.95 = 45.70 \text{ cm}$
- Por tanto, la separación del estribo en zona no confinada es 30 cm.

La distribución del refuerzo transversal será: Estribos de $\emptyset 3/8''$: 1@0.05, 6@0.10, Resto@0.30 a cada extremo y mientras que en el Expediente Técnico especifica estribos de $\emptyset 3/8''$, 1@0.05, 3@0.10, 3@0.15, Resto@0.30.

- Se considera el análisis del tramo de columna que está en contacto con el techo metálico, ya que a pesar que presentan menores cargas axiales, presentan mayores momentos que las columnas del primer piso, obteniendo:

Tabla N° 77: Fuerzas Axiales y Momentos Máximos – Primer piso (Bloque IV).

CARGA	P (Tn)	M ₂₂ (Tn.m)	M ₃₃ (Tn.m)
CM	-3.96	-0.41	-41.90
SCP	-0.02	-0.13	0.12
CV	-1.56	-0.38	-27.11
Sismo X	-0.45	-3.47	3.90
Sismo Y	-0.06	-0.07	5.28

Fuente: Elaboración Propia.

Diseño por flexocompresión uniaxial: Se obtiene los resultados de las combinaciones de cargas:

Tabla N° 78: Combinaciones de carga - Primer piso (Bloque IV).

Combinación de Carga	P (Tn)	M ₂₂ (Tn.m)	M ₃₃ (Tn.m)
1.40 CM + 1.70 CV	8.22	-1.41	-105.23
0.90 CM + CSx	4.10	-5.11	-42.88
0.90 CM + CSy	3.48	-0.65	-45.69
1.25 (CM + CV) + CSx	6.41	3.46	-81.40
1.25 (CM + CV) + CSy	6.82	-1.00	-78.58

Fuente: Elaboración Propia.

- **Iteración:** Al realizar la iteración, se obtiene un área de acero de 169.50 cm², la cual es mayor al área de acero máxima que es 84.75 cm², según la Noma E 060 – Concreto Armado, por lo que se recomienda aumentar la sección de la columna.

✚ **Losa de la gradería:** se seleccionó la losa de gradería que tiene los resultados máximos de los 06 bloques, para realizar el análisis de diseño. Se consideró sólo las cargas de gravedad, por lo tanto, se usará la combinación $U = 1.4CM + 1.7CV$ (Bloque III).

Diseño por flexión:

Se usará como ancho 1 m de la sección, para simplificar el cálculo de acero.

La Norma E 060 – Concreto Armado, exige una cuantía de acero mínimo de:

$$\rho_{min} = 0.0018$$

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} * b * h = 0.0018 * 100 * 20 = 3.60 \text{ cm}^2$$

Por lo general se usa cantidad de acero mínimo, ya que el que domina el diseño, como malla corrida en una o dos direcciones, de modo que en los lugares que se necesite mayor refuerzo se colocan bastones para economizar el diseño, por lo tanto, se asigna una malla de $\emptyset 3/8'' @ 0.20$ superior e inferior, ya que bastaría para los siguientes momentos:

$$\checkmark M_{u11} (+) = 3.88 \text{ Tn.m}$$

$$\checkmark M_{u11} (-) = -1.68 \text{ Tn.m}$$

$$\checkmark M_{u22} (+) = 3.17 \text{ Tn.m}$$

$$\checkmark M_{u22} (-) = -4.76 \text{ Tn.m}$$

La malla asignada es la misma que propone el Expediente Técnico: $\emptyset 3/8'' @ .20$ malla superior e inferior.

Diseño por corte:

Para el diseño por corte de la losa maciza, se obtiene el cortante máximo V_u del modelamiento, el cual es $V_u = 4.72 \text{ Tn}$, ya que presenta el mayor cortante.

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 17$$

$$V_c = 13.06 \text{ Tn}$$

$$\emptyset V_c = 0.85 * 13.06 \text{ Tn}$$

$$\emptyset V_c = 11.10 \text{ Tn}$$

$$\text{Verificamos si: } \emptyset V_c > V_u \rightarrow 11.10 > 4.72 \rightarrow \text{¡CUMPLE!}$$

Por lo tanto, no requiere ningún tipo de reforzamiento por corte.

✚ **Muro de contención:** Se evalúa el área de refuerzo para los muros de contención que presenta los valores máximos (Bloque III). Se analiza mediante la combinación 0.90CM + 1.70CE:

Diseño por flexión:

Del diagrama de momento flector se determina el mayor momento M_u , y se calcula el acero requerido por flexión:

- $M_u (+) = 3.14 \text{ Tn} - \text{m/m.} \rightarrow A_s = 4.06 \text{ cm}^2. \rightarrow \emptyset 1/2"@0.30 \text{ cm.}$
- $M_u (-) = 12.49 \text{ Tn} - \text{m/m.} \rightarrow A_s = 19.71 \text{ cm}^2. \rightarrow \emptyset 3/4"@0.15 \text{ cm.}$
- Se considera $b = 100 \text{ cm}$, y $d = 21$ para el cálculo del área de refuerzo por flexión.
- Como tenemos muros con espesores mayores a 20 cm, se colocará refuerzo en cada dirección colocado en dos capas paralela a las caras del muro, por lo que el Acero obtenido de $\emptyset 3/4"@0.15 \text{ cm}$, se convertirá en una malla de $\emptyset 1/2"@0.15 \text{ cm}$.
- La separación entre refuerzo horizontal y vertical será: $S = 3*25 \text{ cm} = 75 \text{ cm} \leq 40\text{cm}$, por lo tanto, lo anterior si cumple $S = 15 \text{ cm}$.
- De acero a los cálculos, el momento máximo es negativo y se produce en la parte inferior del muro obteniendo una malla de $\emptyset 1/2"@0.15 \text{ cm}$, mientras que en el Expediente Técnico nos muestra una malla de $\emptyset 1/2"@0.20$ en cada cara.
- El acero de temperatura y contracción deberá colocarse en ambas caras.

Diseño por cortante:

Del diagrama de cortantes se determina el mayor cortante $V_u = 14.70 \text{ Tn-m}$.

- Se verificará si $\emptyset V_c > V_u$:

$$V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 21$$

$$V_c = 16.13$$

$$\emptyset V_c = 13.71$$

Por lo tanto: $\emptyset V_c = 13.71 > V_u = 14.60 \rightarrow$ ¡NO CUMPLE!

Se determina la resistencia nominal al corte del refuerzo:

$$V_s = 14.70 / 0.85 - 16.13 = 1.16 \text{ Tn}$$

Separación del acero: $A_s = 2.58 * 4.2 * 21 / 1.16 = 196.11 \text{ cm}$.

Por lo tanto, como la separación es demasiado grande se tendrá en cuenta la separación del acero de flexión, teniendo una distribución de acero de refuerzo horizontal a $@0.60$.

4.4.8. Verificación del Diseño de los Elementos Metálicos

Se obtiene los resultados del modelamiento estructural del techo metálico para realizar el diseño de los elementos metálicos, para ello se eligen los elementos metálicos que soportan más cargas, es decir, los más críticos para realizar le diseño.

El diseño de los elementos metálicos se realizó bajo el criterio del método de Factores de Cargas y Resistencia (LRFD), según lo que indica la Norma Técnica E 090 – Elementos Metálicos:

Diseño de los elementos metálicos que conforman el Tijeral:

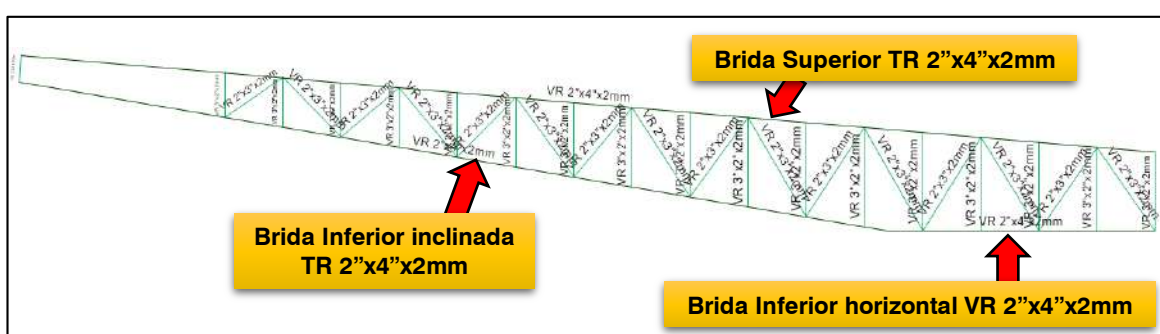


*Figura N° 56: Elementos metálicos seleccionados para el diseño - Tijeral.
Fuente: Extraído del ETABS v16.*

✚ **Brida Superior Tubo Rectangular 2”x4”x2mm del Tijeral:** Se seleccionó la del Bloque II.

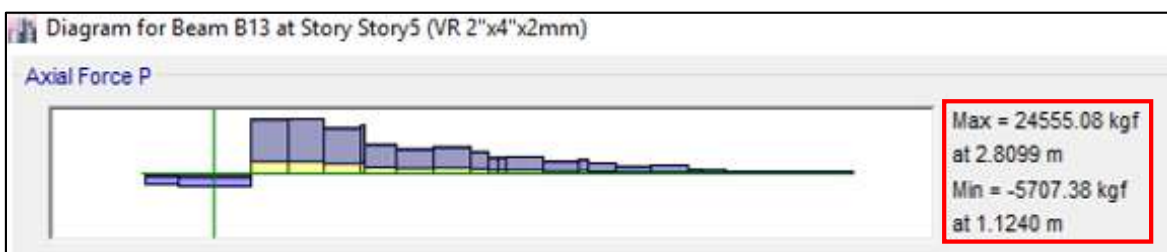


*Figura N° 57: Diagrama Carga Axial en Brida Superior – Tijeral Bloque II.
Fuente: Extraído del ETABS v16.*

- **Diseño en tracción:** Se diseñó para los elementos metálicos sometidos a cargas axiales de tracción.

Resistencia de diseño (ϕP_n): Se seleccionó el menor resultado según los casos límites siguientes:

- Para fluencia en el área total: $\phi P_n = \phi * F_y * A_g$
 - ✓ $\phi = 0.90$
 - ✓ $F_y = 2\,530\text{ Kg/cm}^2$.

$$\checkmark A_g = 5.84 \text{ cm}^2.$$

$$\phi P_n = 0.90 * 2530 \text{ Kg/cm}^2 * 5.84 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = 13297.68 \text{ Kg}$$

→ Se verifica que $\phi P_n \geq P_u$, donde:

$$\phi P_n = 13297.68 \text{ Kg} < P_u = 24555.08 \text{ Kg} \rightarrow \text{¡NO CUMPLE!}$$

- Para rotura en el área neta: $\phi P_n = \phi * F_u * A_e$

$$\checkmark \phi = 0.75$$

$$\checkmark F_u = 4080 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\checkmark A_e = 5.84 \text{ cm}^2.$$

$$\phi P_n = 0.75 * 4080 \text{ Kg/cm}^2 * 5.84 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = 17870.40 \text{ Kg}$$

→ Se verifica que $\phi P_n \geq P_u$, donde:

$$\phi P_n = 17870.40 \text{ Kg} < P_u = 24555.08 \text{ Kg} \rightarrow \text{¡NO CUMPLE!}$$

Verificación de la relación de esbeltez mínima: Debe cumplir que relación de esbeltez $l/r \leq 300$.

$$\checkmark l = 9.28 \text{ m}$$

$$\checkmark r = 0.02122 \text{ m}.$$

→ Se verifica que $l/r \leq 300$

$$\frac{9.28}{0.02122} = 437.32 > 300 \rightarrow \text{¡NO CUMPLE!}$$

▪ **Diseño por compresión:** Elementos metálicos sometidos a compresión axial.

Resistencia de diseño ($\phi_c P_n$): Se define como: $\phi_c P_n = \phi_c * F_{cr} * A_g$

$$\checkmark \phi_c = 0.85$$

$$\checkmark A_g = 5.84 \text{ cm}^2.$$

$$\checkmark \text{Donde: } \lambda_c = \frac{K * l}{r * \pi} * \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1 * 1.68 \text{ m}}{0.02122 \text{ m} * \pi} * \sqrt{\frac{2530 \text{ Kg/cm}^2}{2000000 \text{ Kg/cm}^2}} = 0.896$$

✓ F_{cr} se obtiene de:

$$- \text{Para } \lambda_c \leq 1.5 \rightarrow F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) * F_y = (0.658^{0.809^2}) * 2102 = 1807.96 \text{ Kg/cm}^2$$

Reemplazamos:

$$\phi_c P_n = 0.85 * 1807.96 \text{ Kg/cm}^2 * 5.84 \text{ cm}^2 = 8974.71 \text{ Kg}$$

→ Se verifica que $\phi_c P_n \geq P_u$, donde:

$$\phi_c P_n = 8974.71 \text{ Kg} \geq P_u = 5707.38 \text{ Kg} \rightarrow \text{¡CUMPLE!}$$

Verificación de la relación de esbeltez mínima: Debe cumplir que relación de esbeltez $l/r \leq 200$.

✓ $l = 1.68 \text{ m}$

✓ $r = 0.02122 \text{ m}$.

→ Se verifica que $l/r \leq 200$

$$\frac{1.68}{0.02122} = 79.17 \leq 200 \rightarrow \text{¡CUMPLE!}$$

✚ **Brida Inferior inclinada Tubo Rectangular 2"x4"x2mm del Tijeral:** Se seleccionó la del Bloque II.

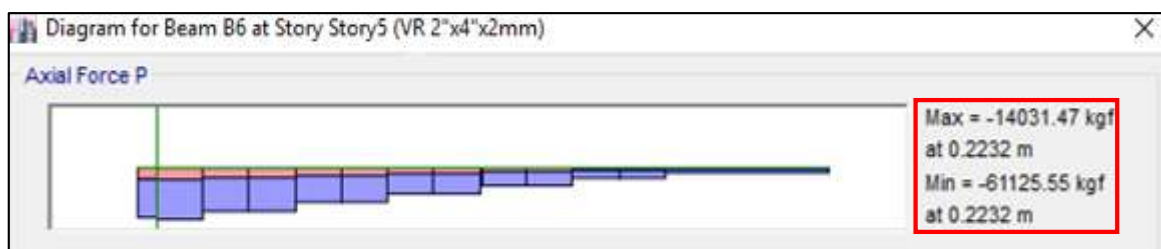


Figura N° 58: Diagrama Carga Axial en Brida Inferior inclinada – Tijeral Bloque II.

Fuente: Extraído del ETABS v16.

- **Diseño por compresión:** Elementos metálicos sometidos a compresión axial.

Resistencia de diseño ($\phi_c P_n$): Se define como: $\phi_c P_n = \phi_c * F_{cr} * A_g$

✓ $\phi_c = 0.85$

✓ $A_g = 5.84 \text{ cm}^2$.

✓ Donde: $\lambda_c = \frac{K \cdot l}{r \cdot \pi} * \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1 \cdot 8.48 \text{ m}}{0.02122 \text{ m} \cdot \pi} * \sqrt{\frac{2530 \text{ Kg/cm}^2}{2\,000\,000 \text{ Kg/cm}^2}} = 4.524$

✓ F_{cr} se obtiene de:

- Para $\lambda_c > 1.5 \rightarrow F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) * F_y = \left(\frac{0.877}{4.524^2} \right) * 2\,530 = 108.41 \text{ Kg/cm}^2$

Reemplazamos:

$$\phi_c P_n = 0.85 * 108.41 \text{ Kg/cm}^2 * 5.84 \text{ cm}^2 = 538.15 \text{ Kg}$$

→ Se verifica que $\phi_c P_n \geq P_u$, donde:

$$\phi_c P_n = 538.15 \text{ Kg} < P_u = 61\,125.55 \text{ Kg} \rightarrow \text{¡NO CUMPLE!}$$

Verificación de la relación de esbeltez mínima: Debe cumplir que relación de esbeltez $l/r \leq 200$.

✓ $l = 8.48 \text{ m}$

✓ $r = 0.02122 \text{ m}$.

→ Se verifica que $l/r \leq 200$

$$\frac{8.48}{0.02122} = 399.62 > 200 \rightarrow \text{¡NO CUMPLE!}$$

✚ **Brida Inferior horizontal Tubo Rectangular 2"x4"x2mm del Tijeral:** Se seleccionó la del Bloque II.

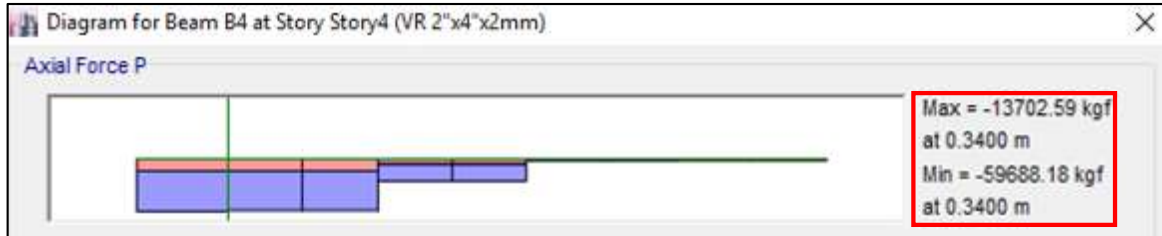


Figura N° 59: Diagrama Carga Axial en Bida Inferior horizontal – Tijeral Bloque II.

Fuente: Extraído del ETABS v16.

- **Diseño por compresión:** Elementos metálicos sometidos a compresión axial.

Resistencia de diseño ($\phi_c P_n$): Se define como: $\phi_c P_n = \phi_c * F_{cr} * A_g$

✓ $\phi_c = 0.85$

✓ $A_g = 5.84 \text{ cm}^2$.

✓ Donde: $\lambda_c = \frac{K * l}{r * \pi} * \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1 * 2.58 \text{ m}}{0.02122 \text{ m} * \pi} * \sqrt{\frac{2530 \text{ Kg/cm}^2}{2000000 \text{ Kg/cm}^2}} = 1.376$

✓ F_{cr} se obtiene de:

- Para $\lambda_c \leq 1.5 \rightarrow F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) * F_y = (0.658^{1.376^2}) * 2530 = 1145.39 \text{ Kg/cm}^2$

Reemplazamos:

$$\phi_c P_n = 0.85 * 1145.39 \text{ Kg/cm}^2 * 5.84 \text{ cm}^2 = 5685.72 \text{ Kg}$$

→ Se verifica que $\phi_c P_n \geq P_u$, donde:

$$\phi_c P_n = 5685.72 \text{ Kg} < P_u = 59688.18 \text{ Kg} \rightarrow \text{¡NO CUMPLE!}$$

Verificación de la relación de esbeltez mínima: Debe cumplir que relación de esbeltez $l/r \leq 200$.

✓ $l = 2.58 \text{ m}$

✓ $r = 0.02122 \text{ m}$.

→ Se verifica que $l/r \leq 200$

$$\frac{2.58}{0.02122} = 121.58 \leq 200 \rightarrow \text{¡CUMPLE!}$$

Diseño de los elementos metálicos que conforman el Tijeral lateral:

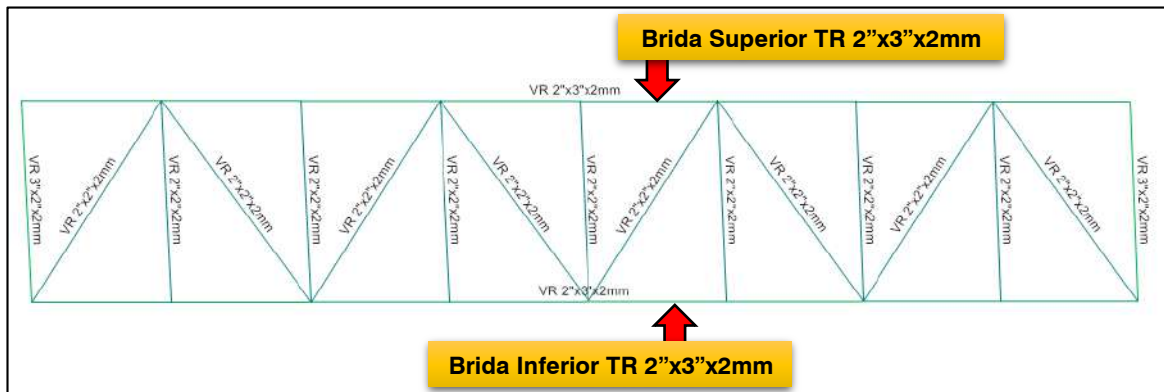


Figura N° 60: Elementos metálicos seleccionados para el diseño – Tijeral lateral.

Fuente: Extraído del ETABS v16.

✚ **Brida Superior Tubo Rectangular 2"x3"x2mm del Tijeral Lateral:** Se seleccionó la del Bloque II.

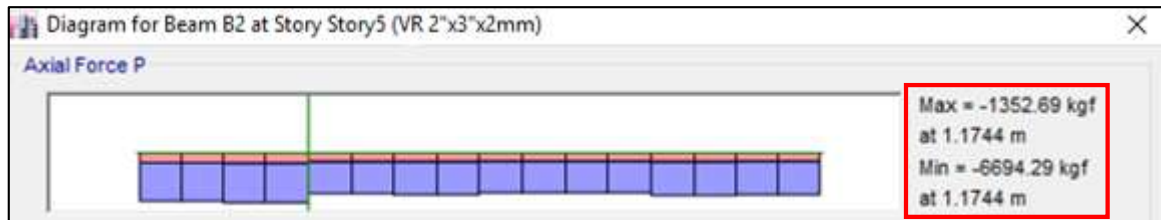


Figura N° 61: Diagrama Carga Axial en Brida Superior – Tijeral lateral Bloque I.

Fuente: Extraído del ETABS v16.

- **Diseño por compresión:** Elementos metálicos sometidos a compresión axial.

Resistencia de diseño ($\phi_c P_n$): Se define como: $\phi_c P_n = \phi_c * F_{cr} * A_g$

✓ $\phi_c = 0.85$

✓ $A_g = 4.84 \text{ cm}^2$.

✓ Donde: $\lambda_c = \frac{K \cdot l}{r \cdot \pi} * \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1 \cdot 4.69 \text{ m}}{0.0206 \text{ m} \cdot \pi} * \sqrt{\frac{2530 \text{ Kg/cm}^2}{200000 \text{ Kg/cm}^2}} = 2.578$

✓ F_{cr} se obtiene de:

- Para $\lambda_c > 1.5 \rightarrow F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) * F_y = \left(\frac{0.877}{2.578^2} \right) * 2530 = 333.85 \text{ Kg/cm}^2$

Reemplazamos:

$$\phi_c P_n = 0.85 * 333.85 \text{ Kg/cm}^2 * 4.84 \text{ cm}^2 = 1373.46 \text{ Kg}$$

→ Se verifica que $\phi_c P_n \geq P_u$, donde:

$$\phi_c P_n = 1373.46 \text{ Kg} < P_u = 6694.29 \text{ Kg} \rightarrow \text{¡NO CUMPLE!}$$

Verificación de la relación de esbeltez mínima: Debe cumplir que relación de esbeltez $l/r \leq 200$.

✓ $l = 4.69 \text{ m}$

✓ $r = 0.0206 \text{ m}$.

→ Se verifica que $l/r \leq 200$

$$\frac{4.69}{0.02122} = 227.67 > 200 \rightarrow \text{¡NO CUMPLE!}$$

✚ **Brida Inferior Tubo Rectangular 2"x3"x2mm del Tijeral lateral:** Se seleccionó la del Bloque I.



Figura N° 62: Diagrama Carga Axial en Brida Inferior – Tijeral lateral Bloque I.

Fuente: Extraído del ETABS v16.

- **Diseño en tracción:** Se diseñó para los elementos metálicos sometidos a cargas axiales de tracción.

Resistencia de diseño (ϕP_n): Se seleccionó el menor resultado según los casos límites siguientes:

- Para fluencia en el área total: $\phi P_n = \phi * F_y * A_g$

✓ $\phi = 0.90$

✓ $F_y = 2\,530 \text{ Kg/cm}^2$.

✓ $A_g = 4.84 \text{ cm}^2$.

$$\phi P_n = 0.90 * 2\,530 \text{ Kg/cm}^2 * 4.84 \text{ cm}^2 = 11\,020.68 \text{ Kg}$$

→ Se verifica que $\phi P_n \geq P_u$, donde:

$$\phi P_n = 11\,020.68 \text{ Kg} < P_u = 27\,668.05 \text{ Kg} \rightarrow \text{¡NO CUMPLE!}$$

- Para rotura en el área neta: $\phi P_n = \phi * F_u * A_e$

✓ $\phi = 0.75$

✓ $F_u = 4\,080 \text{ Kg/cm}^2$.

✓ $A_e = 4.84 \text{ cm}^2$.

$$\phi P_n = 0.75 * 4\,080 \text{ Kg/cm}^2 * 4.84 \text{ cm}^2 = 14\,810.40 \text{ Kg}$$

→ Se verifica que $\phi P_n \geq P_u$, donde:

$$\phi P_n = 14\,810.40 \text{ Kg} < P_u = 27\,668.05 \text{ Kg} \rightarrow \text{¡NO CUMPLE!}$$

Verificación de la relación de esbeltez mínima: Debe cumplir que relación de esbeltez $l/r \leq 300$.

✓ $l = 4.69 \text{ m}$

✓ $r = 0.0206 \text{ m}$.

→ Se verifica que $l/r \leq 300$

$$\frac{4.69}{0.0206} = 227.67 \leq 300 \rightarrow \text{¡CUMPLE!}$$

Diseño viguetas:

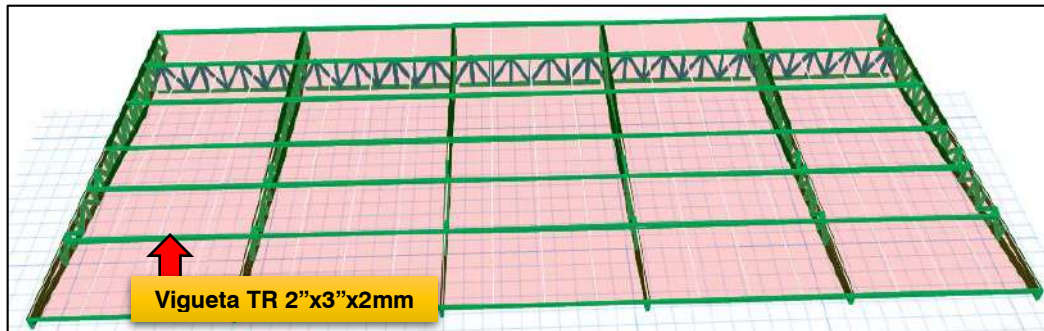


Figura N° 63: Viguetas metálicas seleccionados para el diseño.

Fuente: Extraído del ETABS v16.

✚ **Vigueta Tubo Rectangular 2"x3"x2mm:** Se seleccionó la del Bloque II.

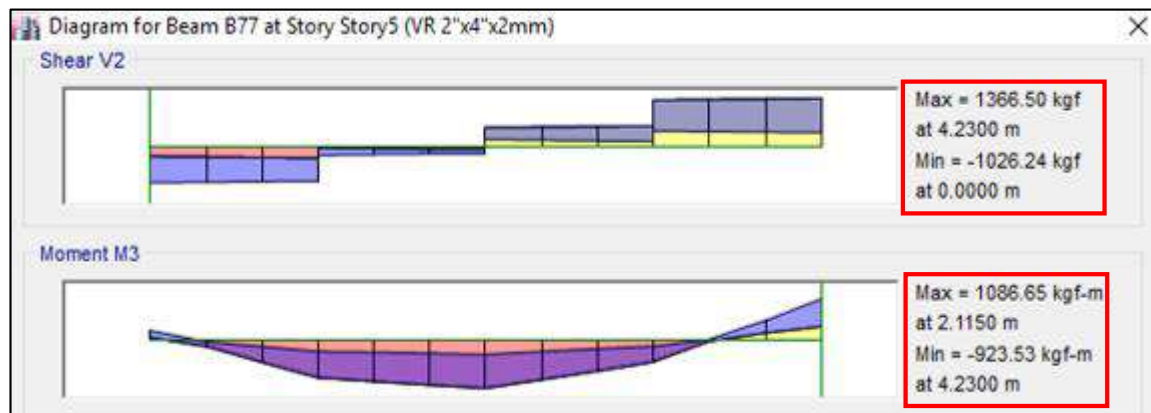


Figura N° 64: Diagrama Contante y Momento en – Bloque II.

Fuente: Extraído del ETABS v16.

▪ **Diseño por flexión:**

Resistencia de diseño a flexión ($\phi_b M_n$):

$$\phi_b M_n = \phi_b * M_p$$

Donde:

✓ $\phi_b = 0.90$ = Factor de resistencia para flexión.

✓ $I = \frac{5 \cdot 7.5^3 - (5 - 0.4) \cdot (7.5 - 0.4)^3}{12} = 38.58 \text{ cm}^4$

✓ $S = \frac{I}{h/2} = \frac{35.58}{7.5/2} = 10.29 \text{ cm}^3$

$$\checkmark M_y = F_y * S = 2\,530 \text{ Kg/cm}^2 * 10.29 \text{ cm}^3 = 26\,033.70 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$\checkmark Z = A * d = A * 2 * a = 4.84 * 2 * \left(\frac{5*0.2*0.1+2*7.1*0.2*3.75+5*0.7*7.4}{4.84} \right) = 7.50 \text{ cm}^3$$

$$\checkmark M_p = F_y * Z = 2\,530 \text{ Kg/cm}^2 * 7.50 \text{ cm}^3 = 18\,975 \text{ Kg} - \text{cm}$$

Verificar:

$$M_p = F_y * Z \leq 1.5 * M_y = 18\,975 \text{ Kg} - \text{cm} \leq 39\,050.55 \text{ Kg} - \text{cm} \rightarrow \text{¡CUMPLE!}$$

Por lo tanto, la Resistencia de diseño a flexión es:

$$\phi_b M_n = 0.90 * 18\,975 \text{ Kg} - \text{cm} = 17\,077.50 \text{ Kg} - \text{cm}$$

→ Verificamos: $\phi_b M_n \geq M_u$, donde:

$$\phi_b M_n = 17\,077.50 \text{ Kg} - \text{cm} \geq M_u = 1\,086.65 \text{ Kg} \rightarrow \text{¡CUMPLE!}$$

▪ Diseño por corte:

Resistencia de diseño ($\phi_v V_n$): Se define la resistencia de diseño por corte según el siguiente caso:

$$- \phi_v = 0.90$$

$$- \text{Para } h/t_w \leq 1098/\sqrt{F_{yw}}$$

$$\text{Reemplazamos: } \frac{7.5 \text{ cm}}{0.2 \text{ cm}} = 37.5 \leq \frac{1098}{\sqrt{206.14}} = 76.48$$

$$\phi_v V_n = \phi_v * 0.60 * F_{yw} * A_w$$

$$\phi_v V_n = 0.90 * 0.60 * 2102 \text{ Kg/cm}^2 * 4.84 \text{ cm}^2 = 5\,493.79 \text{ Kg}$$

→ Se verifica que $\phi_v V_n \geq V_u$, donde:

$$\phi_v V_n = 5\,493.79 \text{ Kg} \geq V_u = 1\,374.75 \text{ Kg} \rightarrow \text{¡CUMPLE!}$$

CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

- De la evaluación del comportamiento estructural de la Tribuna Oriente se concluyó que: la estructura es vulnerable a las cargas de sismo y a las cargas de viento, además de ello, de acuerdo al análisis modal, la estructura se encuentra susceptible a los efectos de resonancia, producido por cargas en movimiento de los saltos de las personas.
- Del estudio de suelos se concluyó que: en la calicata 01, ubicada al margen izquierdo de la Tribuna, se encontró un suelo arcilloso de baja plasticidad con una Capacidad Portante de 0.78 kg/cm², siendo suelo de mala calidad para la construcción, mientras que en la calicata 02, ubicada al margen derecho de la Tribuna, se encontró un suelo areno arcilloso con Capacidad Portante de 1.41 kg/cm², siendo también un suelo de mala calidad para la construcción de estructuras de este tipo.
- Del Análisis Estático y Dinámico se determinó que: los desplazamientos laterales relativos admisibles, tanto en la dirección X como en la dirección Y, son menores que 0.007, por lo tanto, cumple con la Norma Técnica E 030 – Diseño Sismoresistente, pero se obtuvo una Junta Sísmica de 7.07 cm mayor al que presenta la estructura construida, con la cual se concluye que los bloques que conforman la Tribuna Oriente, ante la presencia de un evento sísmico, llegan a chocar en la parte más alta de la estructura.
- Al verificar el diseño de los elementos estructurales de concreto armado se concluye que: del diseño por flexión, se obtuvo en la viga VA un área de acero de 7.83 cm², en la viga VP un área de acero de 27.05 cm², en la losa maciza se obtuvo acero 3/8" @ 0.20cm distribuidos en dos capas, y en el muro de contención se obtuvo acero 1/2" @ 0.15cm, del diseño por cortante, la viga VA y la losa maciza cumplen con los criterios de diseño por corte, mientras que la viga VP y el muro de contención requieren de refuerzo por corte, en el caso del diseño por flexocompresión, en las columnas del primer nivel se obtuvo un área de acero de 19.32 cm², mientras que en el tramo de columna que se conecta con el techo metálico se obtuvo un área de acero mayor al acero máximo por lo que no cumple con los criterios de diseño de la Norma E 060 – Concreto Armado.
- Al verificar el diseño de los elementos metálicos se concluye que: tanto los tijerales metálicos en la dirección Y como los tijerales metálicos laterales en la dirección X

no cumplen con los criterios de diseño por tracción y compresión, mientras que las viguetas metálicas si cumplen los criterios de diseño por flexión y corte de la Norma Técnica E 090 – Estructuras Metálicas.

5.2. CONTRASTACIÓN DE LA HIPÓTESIS

La Tribuna Oriente del Estadio Víctor Montoya Segura presenta un diseño estructural que no cumple con todos los criterios de diseño de las Normas Técnicas Peruanas (Norma E 030, E 060, E 090).

5.3. RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar un estudio profundizado para determinar las cargas que producen los grandes grupos de personas en movimiento, ya que producen solicitaciones considerables a este tipo de estructuras.
- Se recomienda que para la evaluación del suelo de cimentación de este tipo de estructuras se realice la excavación de calicatas en el entorno más cercano a la construcción de la estructura para que los resultados sean más confiables.
- Se recomienda la elaboración de Normas Técnicas específicas y acondicionadas a nuestro país, para el diseño y análisis estructural de Tribunas.

5.4. PROPUESTAS:

- Se recomienda rigidizar la estructura mediante el diseño de vigas en la parte superior de las columnas del eje C – C, para reducir los desplazamientos laterales, sobre todo en la dirección X.
- Se recomienda cambiar la estructura metálica del Techo, aumentando la sección transversal de los elementos metálicos que conforman los tijerales y las viguetas metálicas, además de ello incorporar elementos metálicos que aporten rigidez al techo metálico.

BIBLIOGRAFÍA

- Andrade Salas, C. M. (2014). *Comparación técnica - económica del pórtico de una tribuna de estadio de hormigón armado entre el análisis estático y el análisis dinámico de la interacción humano – estructura*. La Paz.
- Bazan, E., & Meli, R. (1985). *Diseño sísmico de edificios*. Mexico: Moriega Editores.
- Blanco Blasco, A. (2014). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*.
- Braja M., D. (1999). *Principios de ingeniería de cimentaciones*. Mexico: International Thomson Editores .
- British Standard BS6399-1. (1996). *Loading for buildings: Part 1. Code of practice for dead and*. Lima.
- Gerencia Sub Regional de Jaén. (2010). *Expediente Técnico "Construcción Tribuna del Estadio Victor Montoya Segura - Meta 2010"*. Jaén.
- Gonzales Cueva. (2014). *Análisis Estructural*.
- González, J. C. (1990). *"Análisis del Proceso de Diseño de Estructuras Porticadas"*. España: Universidad Politécnica de Madrid.
- Huaycho Sucari, C. P., & Marquez Huamani, G. A. (2018). *Análisis y Diseño Estructural de dos tribunas de un estadio de fútbol ubicado en el Cercado de Arequipa*. Arequipa, Perú.
- Juarez Badillo, E., & Rico Rodriguez, A. (2011). *Mecánica de suelos*. Mexico: Limusa, S. A.
- Mamani Villalobos, C. (2017). *Diseño de un edificio de tribunas para un estadio de fútbol*. Sullana, Piura, Peru.
- Morales Morales, R. (2006). *Diseño en Concreto Armado*. Lima: Fondo Editorial ICG.
- Norma Técnica E 010 Cargas. (2006). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima.
- Norma Técnica E 030 Diseño Sismoresistente. (2018). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima.
- Norma Técnica E 050 Suelos y Cimentaciones. (2018). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima.
- Norma Técnica E 060 Concreto Armado. (2009). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima.
- Ortiz, A. R., Gomez, D., & Thomson, P. (2009). Caracterización del efecto de la interacción Humano - Estructura en el Estadio Olímpico en Cali, Colombia. *Ingeniería e Investigación Vol 29 N° 1*, 13-23.
- San Bartolomé, Á. (1998). *Análisis de edificios*. Lima: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad.
- Super Techos de Honduras S.A de C.V. (14 de Junio de 2017). Obtenido de <http://supertechos.com/assets/cindulit-180.pdf>
- UEFA. (2013). *Guía UEFA de estadios de calidad*. Madrid: Mark Fenwick, Trygve Borno, Thierry Favre, Joan Tusell.
- Universidad Autónoma Metropolitana. (2010). *Elementos de Acero*. Obtenido de <https://es.slideshare.net/adanvazquezrodriguez54/clases-deacero-gelacio>
- Diapositivas Torsión. Obtenido de: <https://slideplayer.es/slide/10654125/>

ANEXOS

**ANEXO N° 1. “RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO –
ESTUDIO DE SUELOS”.**



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

Norte de la Universidad Peruana
FACULTAD DE INGENIERIA



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Proyecto: Tesis: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TRIBUNA DEL ESTADIO VÍCTOR MONTROYA SEGURA EN LA CIUDAD DE JAÉN – CAJAMARCA – PERÚ.
Tesis: **Bach. Yalemi Libertad Ramirez Cruz.**
Ubicación: DISTRITO: JAÉN, PROVINCIA: JAÉN, REGIÓN: CAJAMARCA.
Fecha: Octubre, 2018.

METODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL CONTENIDO DE HUMEDAD DE UN SUELO

A.S.T.M. D 2216

DATOS DEL MUESTREO:

Calicata: C - 01
Muestra: E - 01
Profundidad: De - 0.80 m. a - 2.00 m.

MUESTRA	1	2	3
Wt (gr)	25.12	25.38	24.76
Wmh + t (gr)	145.12	145.21	144.69
Wms + t (gr)	124.55	124.79	124.19
Wms (gr)	99.43	99.41	99.43
Ww (gr)	20.57	20.42	20.50
W (%)	20.69	20.54	20.62
w% (Prom)	20.62		



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

Norte de la Universidad Peruana
FACULTAD DE INGENIERIA



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Proyecto: Tesis: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TRIBUNA DEL ESTADIO VÍCTOR MONTOYA SEGURA EN LA CIUDAD DE JAÉN – CAJAMARCA – PERÚ.

Tesista: **Bach. Yalemi Libertad Ramirez Cruz.**

Ubicación: DISTRITO: JAÉN, PROVINCIA: JAÉN, REGIÓN: CAJAMARCA.

Fecha: Octubre, 2018.

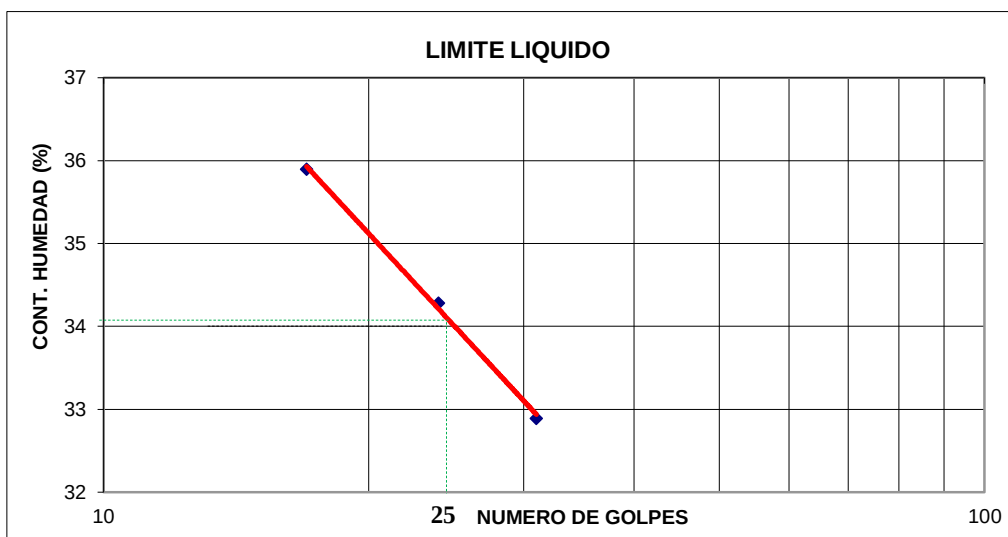
METODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL LIMITE LIQUIDO, LIMITE PLASTICO E INDICE DE PLASTICIDAD DE SUELOS

A.S.T.M. D 4318

DATOS DEL MUESTREO:

Calicata: C - 01
Muestra: E - 01
Profundidad: De - 0.80 m. a - 2.00 m.

TARA	LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLASTICO	
	1	2	3	4	5
Wt (gr)	28.30	27.40	26.60	27.40	27.30
Wmh + t (gr)	38.40	36.80	37.20	35.70	34.50
Wms + t (gr)	35.90	34.40	34.40	34.20	33.20
W %	32.89	34.29	35.90	22.06	22.03
Nº de Golpes	31	24	17		
L L - LP	34			22	
IP	12				



OBSERVACIONES:

El calculo y reporte del Limite Liquido, Limite Plastico e Indice de Plasticidad, seran con aproximacion al entero mas cercano, omitiendo el simbolo de porcentaje, de acuerdo a la norma A.A.S.H.T.O. T 89.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

Norte de la Universidad Peruana
FACULTAD DE INGENIERIA



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Proyecto: Tesis: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TRIBUNA DEL ESTADIO VÍCTOR MONTOYA SEGURA EN LA CIUDAD DE JAÉN – CAJAMARCA –
Tesis: **Bach. Yalemi Libertad Ramirez Cruz.**
Ubicación: DISTRITO: JAÉN, PROVINCIA: JAÉN, REGIÓN: CAJAMARCA.
Fecha: Octubre, 2018.

METODO DE ENSAYO DE ANALISIS GRANULOMETRICO DE SUELOS POR LAVADO

A.S.T.M. D 422

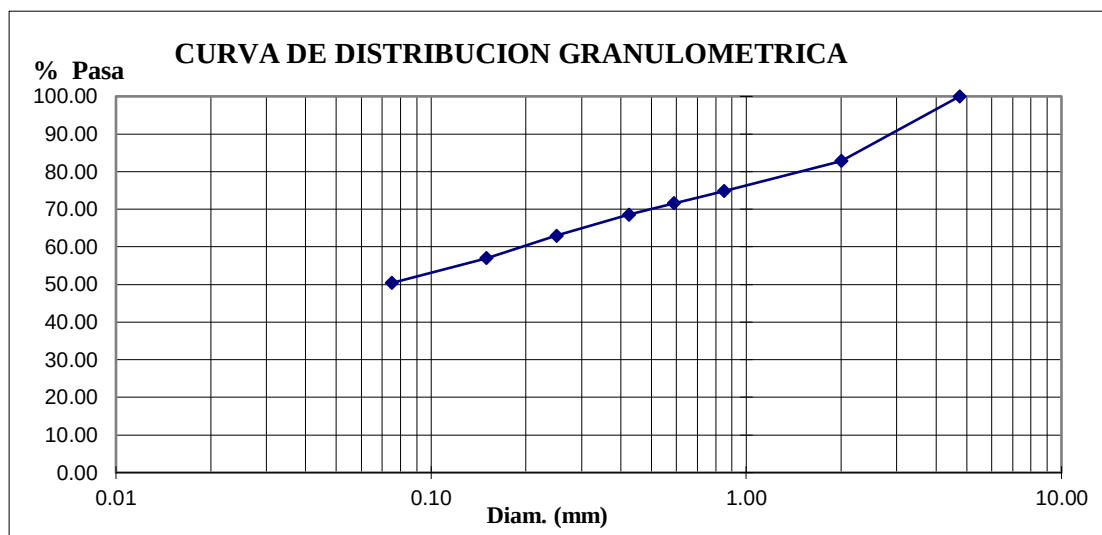
DATOS DEL MUESTREO:

Calicata: C - 01
Muestra: E - 01
Profundidad: De - 0.80 m. a - 2.00 m.

DATOS DEL ENSAYO:

Peso Muestra: 500.00 Gr

TAMIZ		PR gr.	%PR	%PAR	% PASA
N°	ABERT. (mm)				
4	4.75	0.00	0.00	0.00	100.00
10	2.00	86.00	17.20	17.20	82.80
20	0.85	40.00	8.00	25.20	74.80
30	0.59	16.00	3.20	28.40	71.60
40	0.43	15.00	3.00	31.40	68.60
60	0.25	28.00	5.60	37.00	63.00
100	0.15	30.00	6.00	43.00	57.00
200	0.08	33.00	6.60	49.60	50.40
Cazoleta		252.00	50.40	100.00	0.00
Total		500.00			



D10 = 0

D30 = 0

D60 = 0.20

Cu = NP

Cc = NP



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

Norte de la Universidad Peruana
FACULTAD DE INGENIERIA



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Proyecto: Tesis: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TRIBUNA DEL ESTADIO VÍCTOR MONTTOYA SEGURA EN LA CIUDAD DE JAÉN – CAJAMARCA – PERÚ.
Tesis: **Bach. Yalemi Libertad Ramirez Cruz.**
Ubicación: DISTRITO: JAÉN, PROVINCIA: JAÉN, REGIÓN: CAJAMARCA.
Fecha: Octubre, 2018.

METODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL PESO ESPECIFICO DE MATERIAL FINO

A.S.T.M. D 854

DATOS DEL MUESTREO:

Calicata: C - 01
Muestra: E - 01
Profundidad: De - 0.80 m. a - 2.00 m.

MUESTRA	C1
Ws (gr)	120.000
Wfw (gr)	641.000
Wfws (g)	689.000
γ_s (gr/cm ³)	1.667



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

Norte de la Universidad Peruana
FACULTAD DE INGENIERIA



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Proyecto: Tesis: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TRIBUNA DEL ESTADIO VÍCTOR MONTTOYA SEGURA EN LA CIUDAD DE JAÉN – CAJAMARCA – PERÚ.

Tesista: **Bach. Yalemi Libertad Ramirez Cruz.**

Ubicación: DISTRITO: JAÉN, PROVINCIA: JAÉN, REGIÓN: CAJAMARCA.

Fecha: Octubre, 2018.

SISTEMA UNIFICADO DE SUELOS - SUCS

Calicata	Estrato	Profundidad (m)	Granulometría											Parámetros Físicos	
			N° 4	N° 10	N° 40	N° 200	SUCS	Límites Consistencia			Cc	G	W %	C	Ø
								L.L	L.P	I.P					
1	0	De 0.00 a - 0.80	RELLENO CON MATERIAL ORGANICO												
	1	De - 0.80 a - 2.00	100.00	82.80	68.60	50.40	CL	34	22	12	0.16	1.67	20.62	0.23	15.05

NOMENCLATURA:

Cc = Índice de Compresión

G = Peso Específico

W = Contenido natural de humedad

C = Cohesión

Ø = Angulo de fricción interna



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
Norte de la Universidad Peruana
FACULTAD DE INGENIERIA



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Proyecto: Tesis: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TRIBUNA DEL ESTADIO VÍCTOR MONTROYA SEGURA EN LA CIUDAD DE JAÉN – CAJAMARCA – PERÚ.
Testista: **Bach. Yalemi Libertad Ramirez Cruz**
Ubicación: DISTRITO: JAÉN, PROVINCIA: JAÉN, REGIÓN: CAJAMARCA.
Fecha: Octubre, 2018.

ENSAYO DE CORTE DIRECTO BAJO CONDICIONES CONSOLIDADAS NO DRENADAS

A.S.T.M. D 3080

REFERENCIAS DE LA MUESTRA	
ESTRUCTURA :	EDIFICACION
CALICATA :	C - 1
MUESTRA :	M - 1
PROFUNDIDAD (m) :	2.00
CLASIFICACION (S.U.C.S):	CL
CONDICION :	INALTERADA

Muestra:	Tipo	Lado(cm)	Altura(cm)	Area(cm ²)	Vol(cm ³)
	Inalterada	6	2	36	72

Densidad y Contenido de Humedad			
	1	2	3
W muestreador (gr)	153.80	139.00	153.80
W m + mh (gr)	295.80	282.60	302.80
Wmh (gr)	142.00	143.60	149.00
Dhum(gr/cm ³)	1.97	1.99	2.07
Dseca(gr/cm ³)	1.65	1.67	1.73
Wt (gr)	26.60	27.40	28.30
Wmh + t (gr)	167.70	169.20	175.30
Wms + t (gr)	144.60	145.80	151.20
Wms (gr)	118.00	118.40	122.90
Ww (gr)	23.10	23.40	24.10
W (%)	19.58	19.76	19.61

CARGAS	MUESTRAS		
	1	2	3
Pa (marco y placa) (kg)	0.608	0.608	0.608
Pb (Percha carga)(kg)	1.000	2.000	4.000
PV (Kg)	1.608	2.608	4.608
Esf. Normal (σ)(kg/cm ²)	0.045	0.072	0.128
Esf.Nor.Incr. (σ)(kg/cm ²)	0.295	0.572	1.128

Datos de prueba	
Vel.carga (mm/min)	0.50
Const.anillo carga(kg/N° div.)	0.446

Tiempo (min)	Dezp.hor cm	A. Correg (cm ²)	Def. Carg (N° Div.)	Fza Corte (Kg)	Esf. Cort. (kg/cm ²)	Def. Carga (N° Div.)	Fza Corte (Kg)	Esf. Cort. (kg/cm ²)	Def. Carga (N° Div.)	Fza Corte (Kg)	Esf. Cort. (kg/cm ²)
----------------	-------------	-------------------------------	----------------------	------------------	----------------------------------	-----------------------	------------------	----------------------------------	-----------------------	------------------	----------------------------------

		1.00				2.00				4.00			
0.000	0.000	36.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.500	0.025	35.850	2.100	0.937	0.026	4.800	2.143	0.060	9.100	4.062	0.113		
1.000	0.050	35.700	4.900	2.187	0.061	8.100	3.616	0.101	16.100	7.187	0.201		
1.500	0.075	35.550	8.000	3.571	0.100	11.500	5.133	0.144	19.800	8.838	0.249		
2.000	0.100	35.400	10.700	4.776	0.135	14.900	6.651	0.188	23.000	10.267	0.290		
2.500	0.125	35.250	12.800	5.714	0.162	17.300	7.722	0.219	25.900	11.561	0.328		
3.000	0.150	35.100	14.900	6.651	0.189	19.500	8.704	0.248	27.800	12.409	0.354		
3.500	0.175	34.950	16.400	7.321	0.209	20.800	9.285	0.266	29.200	13.034	0.373		
4.000	0.200	34.800	17.500	7.812	0.224	21.900	9.776	0.281	30.600	13.659	0.393		
4.500	0.225	34.650	18.500	8.258	0.238	22.800	10.177	0.294	31.500	14.061	0.406		
5.000	0.250	34.500	19.500	8.704	0.252	23.500	10.490	0.304	32.400	14.463	0.419		
5.500	0.275	34.350	20.200	9.017	0.262	24.000	10.713	0.312	33.000	14.731	0.429		
6.000	0.300	34.200	20.600	9.195	0.269	24.500	10.936	0.320	33.300	14.864	0.435		
6.500	0.325	34.050	21.000	9.374	0.275	25.100	11.204	0.329	33.600	14.998	0.440		
7.000	0.350	33.900	21.200	9.463	0.279	25.400	11.338	0.334	33.800	15.088	0.445		
7.500	0.375	33.750	21.500	9.597	0.284	25.800	11.517	0.341	34.000	15.177	0.450		
8.000	0.400	33.600	21.900	9.776	0.291	26.100	11.650	0.347	34.200	15.266	0.454		
8.500	0.425	33.450	22.000	9.820	0.294	26.300	11.740	0.351	34.400	15.355	0.459		
9.000	0.450	33.300	22.200	9.910	0.298	26.400	11.784	0.354	34.600	15.445	0.464		
9.500	0.475	33.150	22.300	9.954	0.300	26.500	11.829	0.357	34.700	15.489	0.467		
10.000	0.500	33.000	22.400	9.999	0.303	26.600	11.874	0.360	34.900	15.579	0.472		
10.500	0.525	32.850	22.500	10.044	0.306	26.800	11.963	0.364	35.000	15.623	0.476		
11.000	0.550	32.700	22.500	10.044	0.307	27.000	12.052	0.369	35.200	15.713	0.481		
11.500	0.575	32.550	22.500	10.044	0.309	27.100	12.097	0.372	35.400	15.802	0.485		
12.000	0.600	32.400				27.200	12.142	0.375	35.500	15.846	0.489		
12.500	0.625	32.250				27.300	12.186	0.378	35.600	15.891	0.493		
13.000	0.650	32.100				27.400	12.231	0.381	35.700	15.936	0.496		
13.500	0.675	31.950				27.500	12.275	0.384	35.800	15.980	0.500		
14.000	0.700	31.800							35.900	16.025	0.504		
14.500	0.725	31.650							36.000	16.070	0.508		
15.000	0.750	31.500							36.100	16.114	0.512		
15.500	0.775	31.350							36.200	16.159	0.515		
16.000	0.800	31.200							36.300	16.204	0.519		
16.500	0.825	31.050							36.400	16.248	0.523		
17.000	0.850	30.900							36.500	16.293	0.527		
17.500	0.875	30.750							36.600	16.337	0.531		
18.000	0.900	30.600							36.700	16.382	0.535		



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Proyecto: Tesis: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TRIBUNA DEL ESTADIO VÍCTOR MONTOYA SEGURA EN LA CIUDAD DE JAÉN – CAJAMARCA – PERÚ.

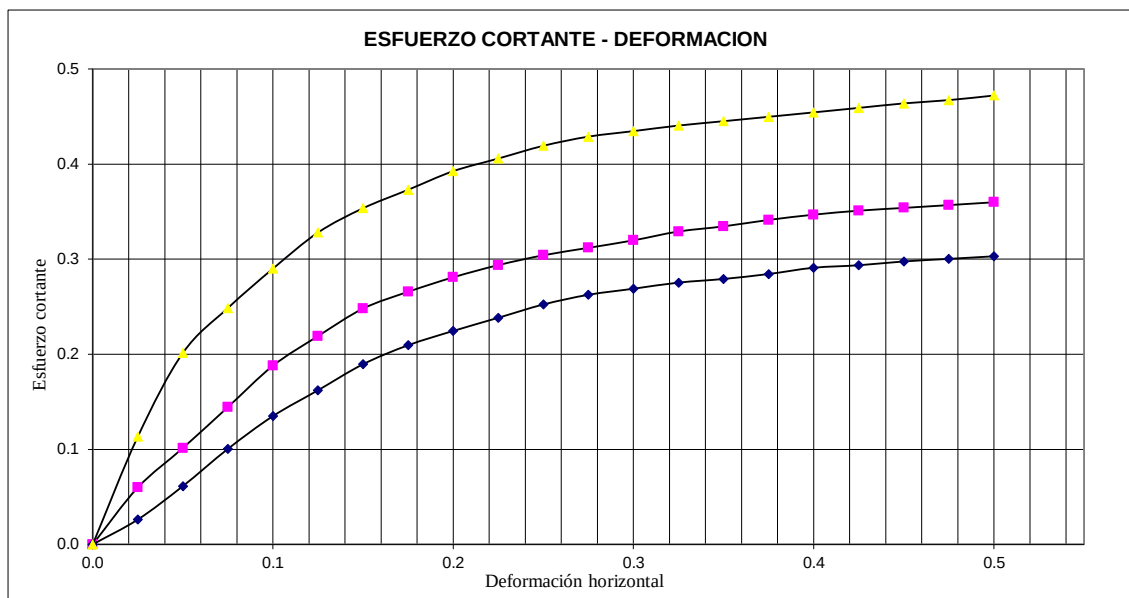
Tesista: Bach. Yaleni Libertad Ramirez Cruz.

Ubicación: DISTRITO: JAÉN, PROVINCIA: JAÉN, REGIÓN: CAJAMARCA.

Fecha: Octubre, 2018.

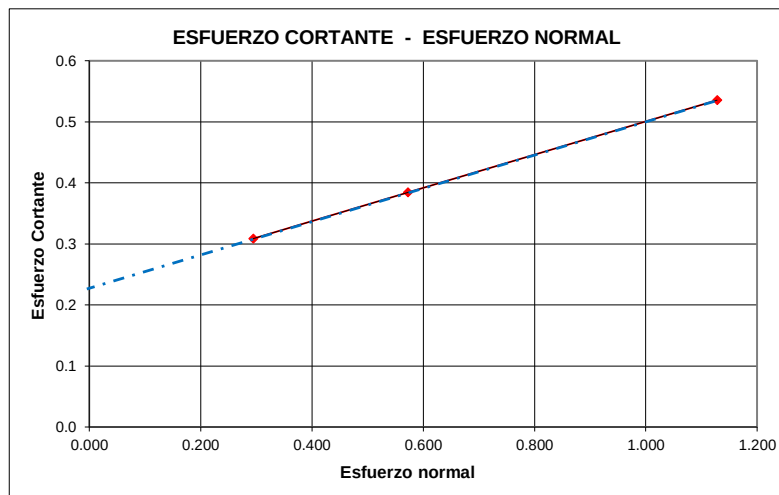
ENSAYO DE CORTE DIRECTO BAJO CONDICIONES CONSOLIDADAS NO DRENADAS

A.S.T.M. D 3080



Muestra	σ norm	Cort.máx
1	0.295	0.309
2	0.572	0.384
3	1.128	0.535

Cohesión (kg/cm ²)	0.23
Angulo de fricción	15.05





UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
Norte de la Universidad Peruana
FACULTAD DE INGENIERIA



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Proyecto: Tesis: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TRIBUNA DEL ESTADIO VÍCTOR MONTOTO SEGURA EN LA CIUDAD DE JAÉN – CAJAMARCA – PERÚ.
Tesis: **Bach. Yalemi Libertad Ramirez Cruz.**
Ubicación: DISTRITO: JAÉN, PROVINCIA: JAÉN, REGIÓN: CAJAMARCA.
Fecha: Octubre, 2018.

CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE UN SUELO

PARAMETROS CONOCIDOS

CALICATA N°, ESTRATO N°	:	C - 01, E - 01	(De - 0,80 a - 2,00 mts.)
CLASIFICACION SUCS	:	CL	(Arcillas Inorgánica de baja plasticidad)
ANGULO FRICCION INTERNA. [Ø]	:	15.05	(Ingresar en grados y decimales de grado)
COHESION. [C]	:	0.23	(Ingresar en Kg/cm ²)
PESO UNITARIO [γ]	:	1.80	(Ingresar en gr/cm ³)
PROF. CIMENTACION MINIMA ([Df]	:	150.00	(Ingresar en centímetros)
ANCHO ZAPATA MINIMA (cm) [B]	:	200.00	(Ingresar en centímetros)

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

N' _c	:	9.690
N' _q	:	2.740
N' _γ	:	0.575

CAPACIDAD PORTANTE

q' _c	:	2.33	kg/cm ²
-----------------	---	------	--------------------

CAPACIDAD DE CARGA DE DISEÑO

q' _c / 3 (Rango de seguridad).	:	0.78	Kg/cm ²
---	---	------	--------------------

NOTA: Los valores de la Cohesión (C) y del Angulo de Fricción Interna (Ø), han sido determinados mediante el **ENSAYO DE CORTE DIRECTO BAJO CONDICIONES CONSOLIDADAS NO DRENADAS**



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

Norte de la Universidad Peruana
FACULTAD DE INGENIERIA



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

Proyecto: Tesis: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TRIBUNA DEL ESTADIO VÍCTOR MONTROYA SEGURA EN LA CIUDAD DE JAÉN – CAJAMARCA – PERÚ.
Tesis: **Bach. Yalemi Libertad Ramirez Cruz.**
Ubicación: DISTRITO: JAÉN, PROVINCIA:JAÉN, REGIÓN: CAJAMARCA.
Fecha: Octubre, 2018.

METODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL CONTENIDO DE HUMEDAD DE UN SUELO

A.S.T.M. D 2216

DATOS DEL MUESTREO:

Calicata: C - 02
Muestra: E - 01
Profundidad: De - 0.00 m. a - 0.50 m.

MUESTRA	1	2	3
Wt (gr)	23.02	25.89	23.05
Wmh + t (gr)	174.12	178.01	174.67
Wms + t (gr)	160.94	164.92	161.53
Wms (gr)	137.92	139.03	138.48
Ww (gr)	13.18	13.09	13.14
W (%)	9.56	9.42	9.49
w% (Prom)	9.49		



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

Norte de la Universidad Peruana
FACULTAD DE INGENIERIA



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

Proyecto: Tesis: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TRIBUNA DEL ESTADIO VÍCTOR MONTTOYA SEGURA EN LA CIUDAD DE JAÉN – CAJAMARCA – PERÚ.

Tesista: **Bach. Yalemi Libertad Ramirez Cruz.**

Ubicación: DISTRITO: JAÉN, PROVINCIA:JAÉN, REGIÓN: CAJAMARCA.

Fecha: Octubre, 2018.

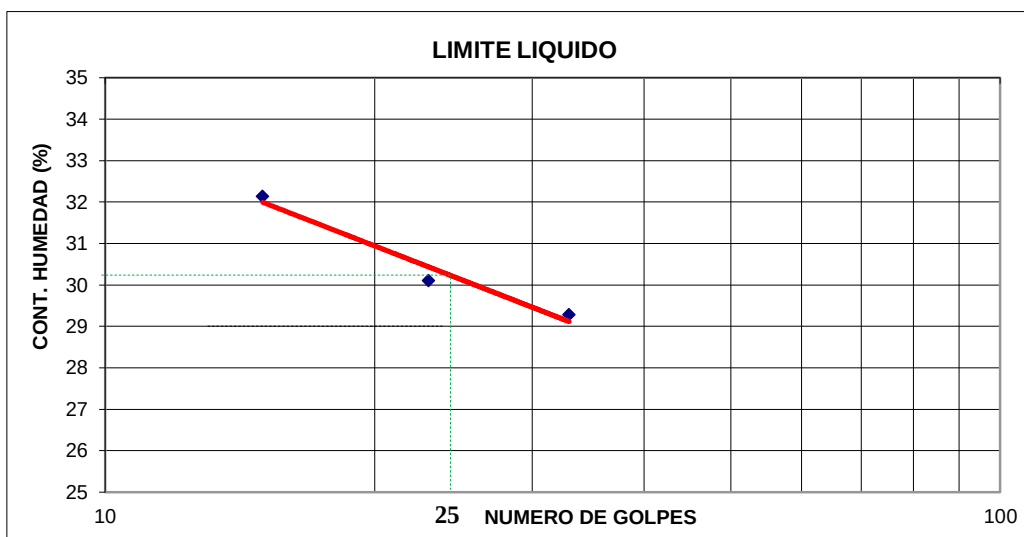
METODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL LIMITE LIQUIDO, LIMITE PLASTICO E INDICE DE PLASTICIDAD DE SUELOS

A.S.T.M. D 4318

DATOS DEL MUESTREO:

Calicata: C - 02
Muestra: E - 01
Profundidad: De - 0.00 m. a - 0.50 m.

TARA	LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLASTICO	
	1	2	3	4	5
Wt (gr)	26.30	27.40	26.90	27.35	28.00
Wmh + t (gr)	39.10	39.50	38.00	35.80	35.90
Wms + t (gr)	36.20	36.70	35.30	34.40	34.60
W %	29.29	30.11	32.14	19.86	19.68
Nº de Golpes	33	23	15		
L L - LP	30			20	
IP	10				



OBSERVACIONES:

El calculo y reporte del Limite Liquido, Limite Plastico e Indice de Plasticidad, seran con aproximacion al entero mas cercano, omitiendo el simbolo de porcentaje, de acuerdo a la norma A.A.S.H.T.O. T 89.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

Norte de la Universidad Peruana
FACULTAD DE INGENIERIA



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

Proyecto: Tesis: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TRIBUNA DEL ESTADIO VÍCTOR MONTROYA SEGURA EN LA CIUDAD DE JAÉN – CAJAMARCA –
Tesis: **Bach. Yalemi Libertad Ramirez Cruz.**
Ubicación: DISTRITO: JAÉN, PROVINCIA: JAÉN, REGIÓN: CAJAMARCA.
Fecha: Octubre, 2018.

METODO DE ENSAYO DE ANALISIS GRANULOMETRICO DE SUELOS POR LAVADO

A.S.T.M. D 422

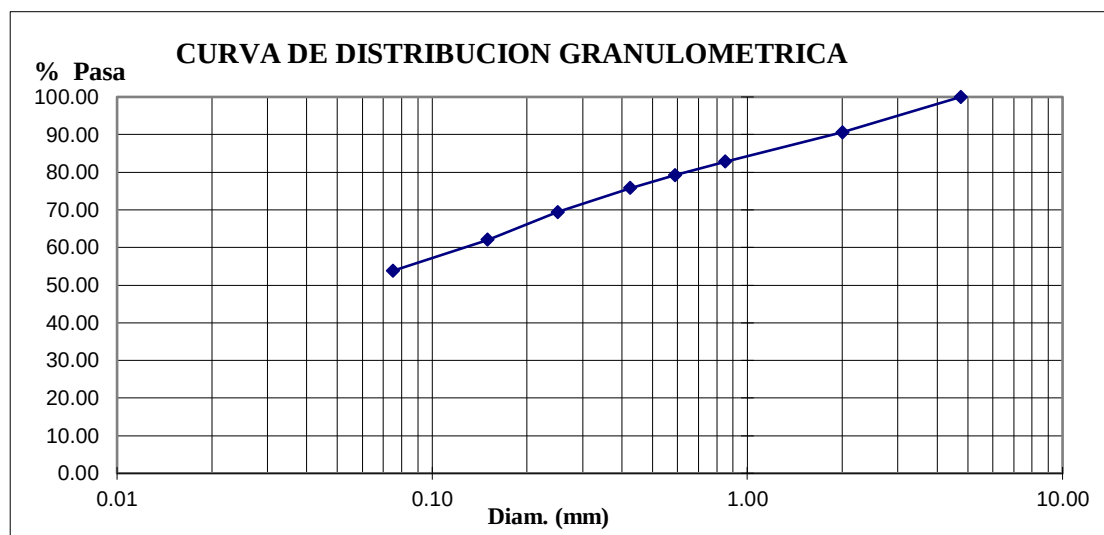
DATOS DEL MUESTREO:

Calicata: C - 02
Muestra: E - 01
Profundidad: De - 0.00 m. a - 0.50 m.

DATOS DEL ENSAYO:

Peso Muestra: 500.00 Gr

TAMIZ		PR gr.	%PR	%PAR	% PASA
Nº	ABERT. (mm)				
4	4.75	0.00	0.00	0.00	100.00
10	2.00	47.00	9.40	9.40	90.60
20	0.85	39.00	7.80	17.20	82.80
30	0.59	18.00	3.60	20.80	79.20
40	0.43	17.00	3.40	24.20	75.80
60	0.25	32.00	6.40	30.60	69.40
100	0.15	37.00	7.40	38.00	62.00
200	0.08	41.00	8.20	46.20	53.80
Cazoleta		269.00	53.80	100.00	0.00
Total		500.00			



D10 = 0	D30 = 0	D60 = 0.13
Cu = NP		Cc = NP



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

Norte de la Universidad Peruana
FACULTAD DE INGENIERIA



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

Proyecto: Tesis: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TRIBUNA DEL ESTADIO VÍCTOR MONTOTO SEGURA EN LA CIUDAD DE JAÉN – CAJAMARCA – PERÚ.

Tesista: **Bach. Yalemi Libertad Ramirez Cruz.**

Ubicación: DISTRITO: JAÉN, PROVINCIA:JAÉN, REGIÓN: CAJAMARCA.

Fecha: Octubre, 2018.

SISTEMA UNIFICADO DE SUELOS - SUCS

Calicata	Estrato	Profundidad (m)	Granulometría									
			Nº 4	Nº 10	Nº 40	Nº 200	SUCS	Limites Consistencia			Cc	W %
								L.L	L.P	I.P		
2	1	De - 0.00 a - 0.50	100.00	90.60	75.80	53.80	CL	30	20	10	0.13	9.49

NOMENCLATURA:

Cc = Índice de Compresión

W = Contenido natural de humedad



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

Norte de la Universidad Peruana
FACULTAD DE INGENIERIA



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Proyecto: Tesis: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TRIBUNA DEL ESTADIO VÍCTOR MONTROYA SEGURA EN LA CIUDAD DE JAÉN – CAJAMARCA – PERÚ.
Tesis: **Bach. Yalemi Libertad Ramirez Cruz.**
Ubicación: DISTRITO: JAÉN, PROVINCIA: JAÉN, REGIÓN: CAJAMARCA.
Fecha: Octubre, 2018.

METODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL CONTENIDO DE HUMEDAD DE UN SUELO

A.S.T.M. D 2216

DATOS DEL MUESTREO:

Calicata: C - 02
Muestra: E - 02
Profundidad: De -0.50 m. a 2.00 m.

MUESTRA	1	2	3
Wt (gr)	24.12	25.43	24.86
Wmh + t (gr)	130.20	188.40	217.30
Wms + t (gr)	115.60	165.90	190.90
Wms (gr)	91.48	140.47	166.04
Ww (gr)	14.60	22.50	26.40
W (%)	15.96	16.02	15.90
w% (Prom)	15.96		



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

Norte de la Universidad Peruana
FACULTAD DE INGENIERIA



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Proyecto: Tesis: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TRIBUNA DEL ESTADIO VÍCTOR MONTOYA SEGURA EN LA CIUDAD DE JAÉN – CAJAMARCA – PERÚ.

Tesista: **Bach. Yalemi Libertad Ramirez Cruz.**

Ubicación: DISTRITO: JAÉN, PROVINCIA: JAÉN, REGIÓN: CAJAMARCA.

Fecha: Octubre, 2018.

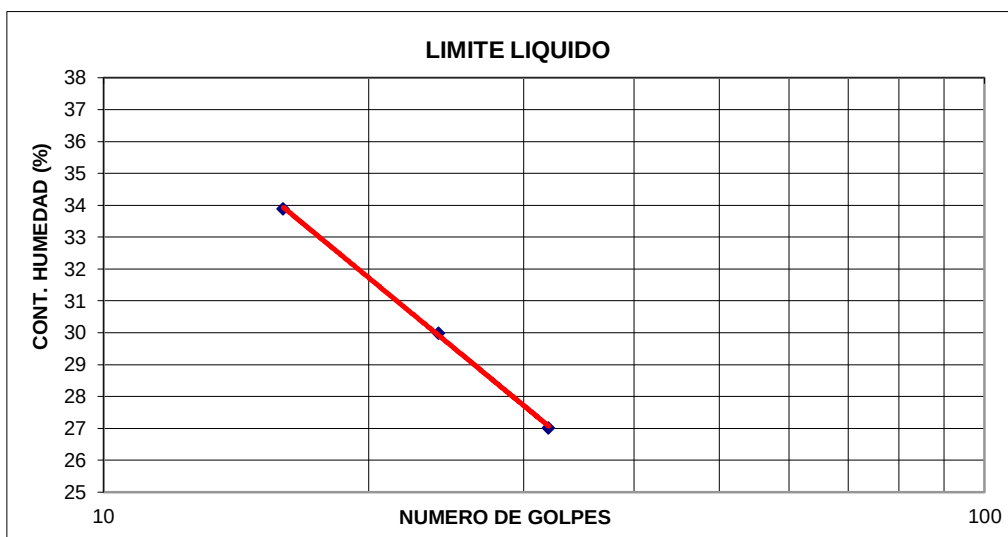
METODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL LIMITE LIQUIDO, LIMITE PLASTICO E INDICE DE PLASTICIDAD DE SUELOS

A.S.T.M. D 4318

DATOS DEL MUESTREO:

Calicata: C - 02
Muestra: E - 02
Profundidad: De -0.50 m. a 2.00 m.

TARA	LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLASTICO	
	1	2	3	4	5
Wt (gr)	27.20	26.50	26.00	26.20	28.50
Wmh + t (gr)	31.90	34.30	33.90	32.30	35.20
Wms + t (gr)	30.90	32.50	31.90	31.30	34.10
W %	27.03	30.00	33.90	19.61	19.64
Nº de Golpes	32	24	16		
L L - LP	30			20	
IP	10				



OBSERVACIONES:

El calculo y reporte del Limite Liquido, Limite Plastico e Indice de Plasticidad, seran con aproximacion al entero mas cercano, omitiendo el simbolo de porcentaje, de acuerdo a la norma A.A.S.H.T.O. T 89.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

Norte de la Universidad Peruana
FACULTAD DE INGENIERIA



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Proyecto: Tesis: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TRIBUNA DEL ESTADIO VÍCTOR MONTROYA SEGURA EN LA CIUDAD DE JAÉN – CAJAMARCA – PERÚ.
Tesis: **Bach. Yalemi Libertad Ramirez Cruz.**
Ubicación: DISTRITO: JAÉN, PROVINCIA: JAÉN, REGIÓN: CAJAMARCA.
Fecha: Octubre, 2018.

METODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL PESO ESPECIFICO DE MATERIAL FINO

A.S.T.M. D 854

DATOS DEL MUESTREO:

Calicata: C - 02
Muestra: E - 02
Profundidad: De - 0.50 m. a - 2.00 m.

MUESTRA	C1
Ws (gr)	120.000
Wfw (gr)	641.000
Wfws (g)	692.000
γ_s (gr/cm ³)	1.739



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

Norte de la Universidad Peruana
FACULTAD DE INGENIERIA



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Proyecto: Tesis: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TRIBUNA DEL ESTADIO VÍCTOR MONTROYA SEGURA EN LA CIUDAD DE JAÉN – CAJAMARCA – PERÚ.

Tesista: **Bach. Yalemi Libertad Ramirez Cruz.**

Ubicación: DISTRITO: JAÉN, PROVINCIA: JAÉN, REGIÓN: CAJAMARCA.

Fecha: Octubre 2018.

METODO DE ENSAYO DE ANALISIS GRANULOMETRICO (MIXTO) DE SUELOS

A.S.T.M. D 421

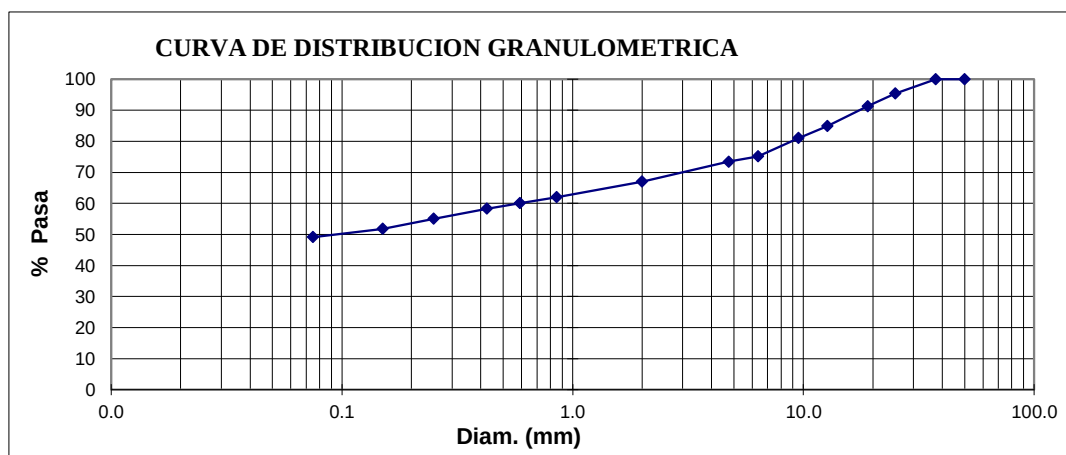
DATOS DEL MUESTREO:

Calicata: C - 02
Muestra: E - 02
Profundidad: De -0.50 m. a -2.00 m.

DATOS DEL ENSAYO:

Peso Muestra: 3000 Gr
Peso Muestra > N ° 4: 1063 Gr
Peso Muestra < N ° 4: 1937 Gr
Peso Muestra (Metodo Lavado): 500 Gr

TAMIZ		PR gr.	PR. Correg gr.	%PR	%PAR	% PASA
N°	ABERT. (mm)					
2"	50.00	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	37.50	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
1"	25.00	183.00	183.00	4.58	4.58	95.43
3/4"	19.05	165.00	165.00	4.13	8.70	91.30
1/2"	12.70	257.00	257.00	6.43	15.13	84.88
3/8"	9.53	153.00	153.00	3.83	18.95	81.05
1/4"	6.35	235.00	235.00	5.88	24.83	75.18
4	4.75	70.00	70.00	1.75	26.58	73.43
10	2.00	66.00	255.68	6.39	32.97	67.03
20	0.85	52.00	201.45	5.04	38.00	62.00
30	0.59	20.00	77.48	1.94	39.94	60.06
40	0.43	18.00	69.73	1.74	41.68	58.32
60	0.25	34.00	131.72	3.29	44.98	55.02
100	0.15	33.00	127.84	3.20	48.17	51.83
200	0.08	28.00	108.47	2.71	50.88	49.12
Cazoleta		249.00	964.63	24.12	75.00	25.00
Total			3000.00			



D10 = 0

D30 = 0

D60 = 0.55

Cu = NP

Cc = NP



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

Norte de la Universidad Peruana
FACULTAD DE INGENIERIA



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Proyecto: Tesis: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TRIBUNA DEL ESTADIO VÍCTOR MONTTOYA SEGURA EN LA CIUDAD DE JAÉN – CAJAMARCA – PERÚ.

Tesista: **Bach. Yalemi Libertad Ramirez Cruz.**

Ubicación: DISTRITO: JAÉN, PROVINCIA: JAÉN, REGIÓN: CAJAMARCA.

Fecha: Octubre 2018.

SISTEMA UNIFICADO DE SUELOS - SUCS

Calicata	Estrato	Profundidad (m)	Granulometría				Clasificacion	Propiedades Físicas						Parámetros Físicos	
			N° 4	N° 10	N° 40	N° 200		Limites Consistencia			Cc	G	W %	C	Ø
								L.L	L.P	I.P					
2	2	De - 0.50 a - 2.00	73.43	67.03	58.32	49.12	SC	30	20	10	0.13	1.74	15.96	0.11	29.70

NOMENCLATURA:

Cc = Índice de Compresión

G = Peso Específico

W = Contenido natural de humedad

C = Cohesión

Ø = Angulo de fricción interna



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
Norte de la Universidad Peruana
FACULTAD DE INGENIERIA



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Proyecto: Tesis: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TRIBUNA DEL ESTADIO VÍCTOR MONTROYA SEGURA EN LA CIUDAD DE JAÉN – CAJAMARCA – PERÚ.
Tesis: Bach. Yalemí Libertad Ramírez Cruz.
Ubicación: DISTRITO: JAÉN, PROVINCIA: JAÉN, REGIÓN: CAJAMARCA.
Fecha: Octubre, 2018.

ENSAYO DE CORTE DIRECTO BAJO CONDICIONES CONSOLIDADAS NO DRENADAS

A.S.T.M. D 3080

REFERENCIAS DE LA MUESTRA

ESTRUCTURA :	EDIFICACION
CALICATA :	C - 2
MUESTRA :	M - 2
PROFUNDIDAD (m) :	2.00
CLASIFICACION (S.U.C.S):	SC
CONDICION :	INALTERADA

Muestra:	Tipo	Lado(cm)	Altura(cm)	Area(cm ²)	Vol(cm ³)
	Inalterada	6	2	36	72

156.30 147.50 158.70

Densidad y Contenido de Humedad

	1	2	3
W muestreador (gr)	153.80	139.00	153.80
W m + mh (gr)	281.10	260.70	285.60
Wmh (gr)	127.30	121.70	131.80
Dhum(gr/cm ³)	1.77	1.69	1.83
Dseca(gr/cm ³)	1.53	1.47	1.59
Wt (gr)	30.3	27.5	28
Wmh + t (gr)	156.60	146.50	158.70
Wms + t (gr)	139.90	130.70	141.50
Wms (gr)	109.60	103.20	113.50
Ww (gr)	16.70	15.80	17.20
W (%)	15.24	15.31	15.15

CARGAS

MUESTRAS

	1	2	3
Pa (marco y placa) (kg)	0.608	0.608	0.608
Pb (Percha carga)(kg)	2.000	4.000	8.000
PV (Kg)	2.608	4.608	8.608
Esf. Normal (σ)(kg/cm ²)	0.072	0.128	0.239
Esf.Nor.Incr. (σ)(kg/cm ²)	0.572	1.128	2.239

Datos de prueba

Vel.carga (mm/min)	0.50
Const.anillo carga(kg/N° div.)	0.446379

Tiempo (min)	Dezp.hor cm	A. Correg (cm ²)	Def. Carg (N° Div.)	Fza Corte (Kg)	Esf. Cort. (kg/cm ²)	Def. Carga (N° Div.)	Fza Corte (Kg)	Esf. Cort. (kg/cm ²)	Def. Carga (N° Div.)	Fza Corte (Kg)	Esf. Cort. (kg/cm ²)
--------------	-------------	------------------------------	---------------------	----------------	----------------------------------	----------------------	----------------	----------------------------------	----------------------	----------------	----------------------------------

			1.00			2.00			4.00		
0.000	0.000	36.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.500	0.025	35.850	8.000	3.571	0.100	15.600	6.964	0.194	32.500	14.507	0.405
1.000	0.050	35.700	13.800	6.160	0.173	24.500	10.936	0.306	48.600	21.694	0.608
1.500	0.075	35.550	18.900	8.437	0.237	30.800	13.748	0.387	59.000	26.336	0.741
2.000	0.100	35.400	20.600	9.195	0.260	33.600	14.998	0.424	64.700	28.881	0.816
2.500	0.125	35.250	22.600	10.088	0.286	35.100	15.668	0.444	69.100	30.845	0.875
3.000	0.150	35.100	23.800	10.624	0.303	37.100	16.561	0.472	73.100	32.630	0.930
3.500	0.175	34.950	24.100	10.758	0.308	38.800	17.320	0.496	77.500	34.594	0.990
4.000	0.200	34.800	25.500	11.383	0.327	39.900	17.811	0.512	80.600	35.978	1.034
4.500	0.225	34.650	26.000	11.606	0.335	40.800	18.212	0.526	82.500	36.826	1.063
5.000	0.250	34.500	27.000	12.052	0.349	41.800	18.659	0.541	83.900	37.451	1.086
5.500	0.275	34.350	28.800	12.856	0.374	42.600	19.016	0.554	84.900	37.898	1.103
6.000	0.300	34.200	29.900	13.347	0.390	43.400	19.373	0.566	85.200	38.031	1.112
6.500	0.325	34.050	30.300	13.525	0.397	44.900	20.042	0.589	85.500	38.165	1.121
7.000	0.350	33.900	30.800	13.748	0.406	45.500	20.310	0.599	86.200	38.478	1.135
7.500	0.375	33.750	31.500	14.061	0.417	45.900	20.489	0.607	86.700	38.701	1.147
8.000	0.400	33.600	31.600	14.106	0.420	46.500	20.757	0.618	87.100	38.880	1.157
8.500	0.425	33.450	31.700	14.150	0.423	46.700	20.846	0.623	87.200	38.924	1.164
9.000	0.450	33.300	31.800	14.195	0.426	46.900	20.935	0.629	87.800	39.192	1.177
9.500	0.475	33.150	31.900	14.239	0.430	47.100	21.024	0.634	88.100	39.326	1.186
10.000	0.500	33.000	31.900	14.239	0.431	47.300	21.114	0.640	88.400	39.460	1.196
10.500	0.525	32.850	31.900	14.239	0.433	47.500	21.203	0.645	89.900	40.129	1.222
11.000	0.550	32.700				47.700	21.292	0.651	90.400	40.353	1.234
11.500	0.575	32.550				47.900	21.382	0.657	91.900	41.022	1.260
12.000	0.600	32.400				48.100	21.471	0.663	92.300	41.201	1.272
12.500	0.625	32.250				48.300	21.560	0.669	92.500	41.290	1.280
13.000	0.650	32.100				48.500	21.649	0.674	92.700	41.379	1.289
13.500	0.675	31.950				48.700	21.739	0.680	92.900	41.469	1.298
14.000	0.700	31.800				48.900	21.828	0.686	93.100	41.558	1.307
14.500	0.725	31.650				49.000	21.873	0.691	93.300	41.647	1.316
15.000	0.750	31.500				49.100	21.917	0.696	93.500	41.736	1.325
15.500	0.775	31.350				49.300	22.006	0.702	93.700	41.826	1.334
16.000	0.800	31.200				49.500	22.096	0.708	93.900	41.915	1.343
16.500	0.825	31.050				49.700	22.185	0.714	94.100	42.004	1.353
17.000	0.850	30.900				49.900	22.274	0.721	94.300	42.094	1.362
17.500	0.875	30.750				50.100	22.364	0.727	94.500	42.183	1.372
18.000	0.900	30.600				50.300	22.453	0.734	94.700	42.272	1.381
18.500	0.925	30.450				50.500	22.542	0.740	94.900	42.361	1.391
19.000	0.950	30.300				50.700	22.631	0.747			
19.500	0.975	30.150				50.900	22.721	0.754			
20.000	1.000	30.000				50.900	22.721	0.757			

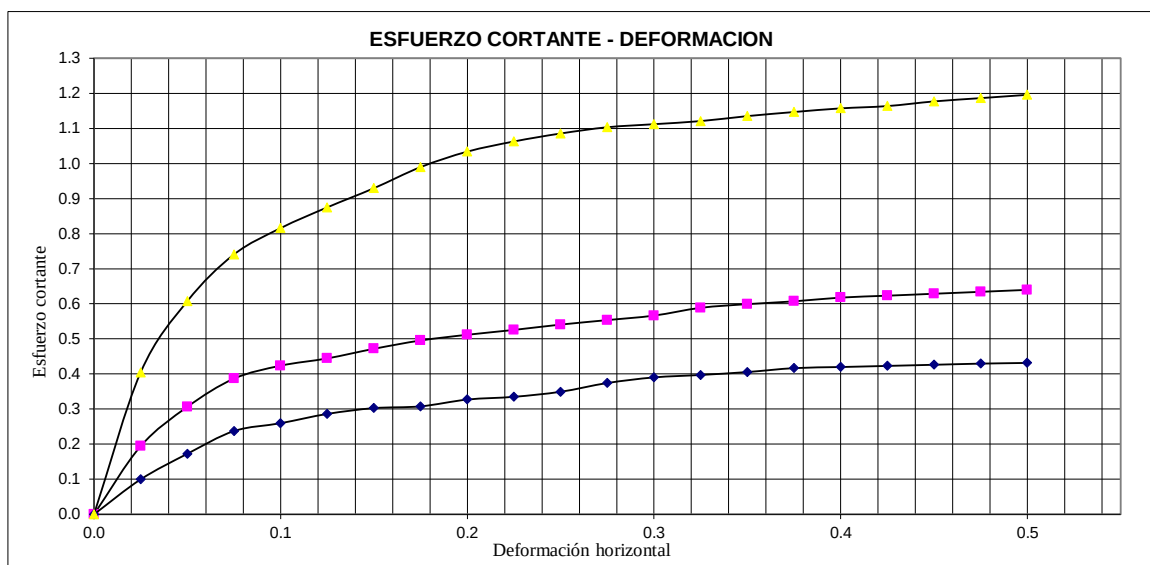


LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Proyecto: Tesis: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TRIBUNA DEL ESTADIO VÍCTOR MONTOYA SEGURA EN LA CIUDAD DE JAÉN – CAJAMARCA – PERÚ.
Tesis: Bach. Yalemi Libertad Ramírez Cruz.
Ubicación: DISTRITO: JAÉN, PROVINCIA: JAÉN, REGIÓN: CAJAMARCA.
Fecha: Octubre, 2018.

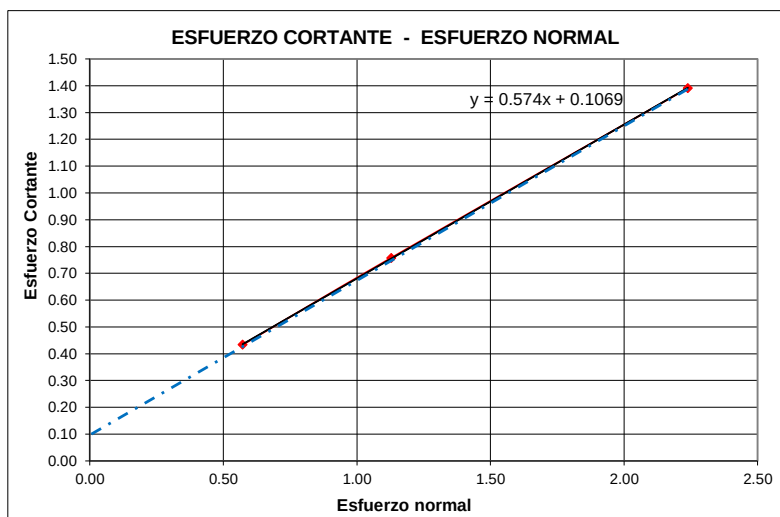
ENSAYO DE CORTE DIRECTO BAJO CONDICIONES CONSOLIDADAS NO DRENADAS

A.S.T.M. D 3080



Muestra	σ norm	Cort.máx
1	0.572	0.433
2	1.128	0.757
3	2.239	1.391

Cohesión (kg/cm ²)	0.11
Ángulo de fricción	29.70





UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
Norte de la Universidad Peruana
FACULTAD DE INGENIERIA



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Proyecto: Tesis: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TRIBUNA DEL ESTADIO VÍCTOR MONTOYA SEGURA EN LA CIUDAD DE JAÉN – CAJAMARCA – PERÚ.
Tesisista: **Bach. Yalemi Libertad Ramirez Cruz.**
Ubicación: DISTRITO: JAÉN, PROVINCIA: JAÉN, REGIÓN: CAJAMARCA.
Fecha: Octubre, 2018.

CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE UN SUELO

PARAMETROS CONOCIDOS

CALICATA N°, ESTRATO N°	:	C - 02, E - 02 (De -0,50 a -2,00 mts.)
CLASIFICACION SUCS	:	SC (Mezcla bien graduada de arena y arcilla)
ANGULO FRICCION INTERNA. [Ø]	:	29.70 (Ingresar en grados y decimales de grado)
COHESION. [C]	:	0.11 (Ingresar en Kg/cm ²)
PESO UNITARIO [γ]	:	1.74 (Ingresar en gr/cm3)
PROF. CIMENTACION MINIMA ([Df]	:	150 (Ingresar en centímetros)
ANCHO ZAPATA MINIMA (cm) [B]	:	200 (Ingresar en centímetros)

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

N' _c	:	18.70
N' _q	:	8.12
N' _γ	:	4.20

CAPACIDAD PORTANTE

q' _c	:	4.22	kg/cm2
-----------------	---	------	--------

CAPACIDAD DE CARGA DE DISEÑO

q' _c / 3 (Rango de seguridad).	:	1.41	Kg/cm2
---	---	------	--------

NOTA: Los valores de la Cohesión (C) y del Angulo de Fricción Interna (Ø), han sido determinados mediante el **ENSAYO DE CORTE DIRECTO BAJO CONDICIONES CONSOLIDADAS NO DRENADAS**

**ANEXO N° 2. “RESULTADOS DEL ENSAYO CON ESCLERÓMETRO
REALIZADOS EN CAMPO”.**

	GEOCON VIAL - INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.		OFICINA DE GESTION Y CONTROL DE CALIDAD	
	FORMATOS DE CONTROL DE CALIDAD		SECTOR :	LABORATORIO
	QCF-AF-01		CODIGO:	01-17-TC-ECE-002

DATOS DEL PROYECTO		DATOS DEL PERSONAL	
PROYECTO:	"EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TRIBUNA DEL ESTADIO VÍCTOR MONTÓYA SEGURA EN LA CIUDAD DE JAÉN - CAJAMARCA - PERÚ"	GERENTE GENERAL:	ING. RAFAEL QUIROZ CH.
UBICACIÓN:	DISTRITO: JAÉN, PROVINCIA: JAÉN, REGIÓN: CAJAMARCA	JEFE DE CALIDAD:	ING. RAFAEL QUIROZ CH.
SOLICITANTE:	YALEMI LIBERTAD RAMÍREZ CRUZ	TECNICO DE LAB:	JHONATAN HERRERA BARAHONA

METODO DE ENSAYO CON ESCLEROMETRO EN HORMIGON ENDURECIDO
(ENSAYO COMPARATIVO DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION DEL CONCRETO) A.S.T.M. C 805

LADO	ESTRUCTURA	ELEMENTO	NUMERO DE DISPARO (VALOR DE REBOTE R)										PROMEDIO	RESISTENCIA A COMPRESION		
			1	2	3	4	5	6	7	8	9			(Diseño) Kg/cm ²	(Esclerometro) Kg/cm ²	Porcentaje P _c
CENTRO	1 ^{ra} COLUMNA C - 01	1.00	34.00	35.00	34.00	35.00	34.00	34.00	33.00	34.00	32.00	34	34	210.00	260.00	24
CENTRO	2 ^{da} COLUMNA C - 01	1.00	32.00	33.00	34.00	33.00	32.00	34.00	33.00	31.00	32.00	33	33	210.00	260.00	19
CENTRO	3 ^{ra} COLUMNA C - 01	1.00	33.00	34.00	35.00	33.00	34.00	33.00	32.00	35.00	34.00	34	34	210.00	260.00	24
CENTRO	1 ^{ra} VIGA PRINCIPAL	1.00	33.00	31.00	34.00	33.00	32.00	34.00	31.00	33.00	32.00	33	33	210.00	260.00	19
CENTRO	2 ^{da} VIGA PRINCIPAL	1.00	32.00	33.00	31.00	34.00	33.00	31.00	34.00	33.00	32.00	33	33	210.00	260.00	19
CENTRO	3 ^{ra} VIGA PRINCIPAL	1.00	35.00	33.00	32.00	34.00	35.00	33.00	32.00	34.00	34.00	34	34	210.00	260.00	24
CENTRO	1 ^{ra} GRADERIAS	1.00	32.00	33.00	33.00	31.00	32.00	32.00	33.00	30.00	31.00	32	32	210.00	238.00	19
CENTRO	2 ^{da} GRADERIAS	1.00	33.00	31.00	33.00	34.00	32.00	33.00	33.00	31.00	34.00	33	33	210.00	260.00	19
CENTRO	3 ^{ra} GRADERIAS	1.00	30.00	33.00	31.00	30.00	33.00	32.00	33.00	30.00	32.00	32	32	210.00	238.00	13
CENTRO	1 ^{ra} MUROS DE CONTENCIÓN	1.00	36.00	32.00	34.00	31.00	34.00	34.00	34.00	35.00	33.00	34	34	210.00	260.00	24
CENTRO	2 ^{da} MUROS DE CONTENCIÓN	1.00	33.00	31.00	36.00	34.00	35.00	36.00	34.00	33.00	32.00	34	34	210.00	260.00	24
CENTRO	3 ^{ra} MUROS DE CONTENCIÓN	1.00	32.00	35.00	33.00	35.00	32.00	35.00	33.00	34.00	33.00	34	34	210.00	260.00	24

OBSERVACIONES: ANGULO DE IMPACTO MARCA DEL EQUIPO NUMERO DE CALIBRACION FECHA DE CALIBRACION	0°	n (Numero de Muestras) Xp (Promedio) Resistencia de Diseño (P _c) Valor Maximo Valor Minimo Desviación Estándar Varianza Coeficiente de Variación
	ESCLEROMETRO PyS (S/N 114)	
	0112 - 2015	
	10 NOVIEMBRE 2015	

NOTA: EL ENSAYO ES ACEPTADO POR QUE SUPERA EL VALOR MINIMO DEL 100 % - (P_c) A LOS 28 DIAS

CUADRO DEL ANGULO DE IMPACTO VS EL NUMERO DE REBOTES Y LA RESISTENCIA EN Kg/cm ²					
R	α -90°	α -45°	0°	α +45°	α +90°
20	125	115			
21	135	125			
22	145	135	110		
23	160	145	120		
24	170	160	130		
25	180	170	140	100	
26	198	185	158	115	
27	210	200	165	130	105
28	220	210	180	140	120
29	238	220	190	150	138
30	250	238	210	170	145
31	260	250	220	180	160
32	280	265	238	190	170
33	290	280	250	210	190
34	310	290	260	220	200
35	320	310	280	238	218
36	340	320	290	250	230
37	350	340	310	265	245
38	370	350	320	280	260
39	380	370	340	300	280
40	400	380	350	310	295
41	410	400	370	330	310
42	425	415	380	345	325
43	440	430	400	360	340
44	460	450	420	380	360
45	470	460	430	395	375
46	490	480	450	410	390
47	500	495	465	430	410
48	520	510	480	445	430
49	540	525	500	460	445
50	550	540	515	480	460
51	570	560	530	500	480
52	580	570	550	515	500
53	600	590	565	530	520
54	Over 600	Over 600	580	550	530
55	Over 600	Over 600	600	570	555a

Jhonatan J. Herrera Barahona
TECNICO DE LABORATORIO DE MECÁNICA
DE SUELOS CONCRETO Y ASFALTO
GEOCON VIAL
INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.

Luis Rafael Quiroz Chiriquian
INGENIERO CIVIL
Especialista en Mecánica de Suelos,
Tecnología de Carreteras, Tecnología del
Asfalto, Geotécnica y Pavimentos
CIP: 123892

ANEXO N° 3. PANEL FOTOGRÁFICO

“REGISTRO FOTOGRÁFICO DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE”



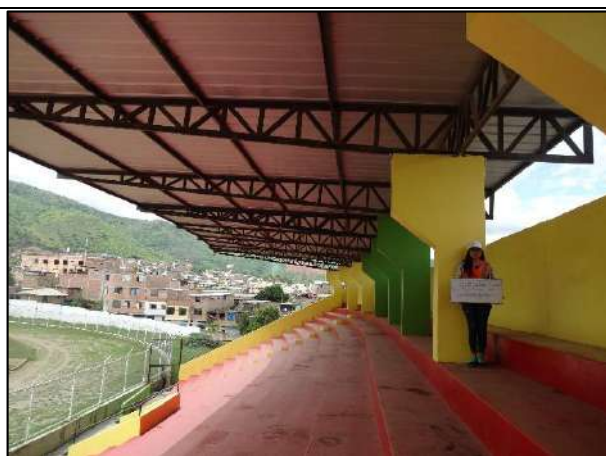
Fotografía N° 01: Vista general de la Tribuna Oriente del estadio “Víctor Montoya Segura”.



Fotografía N° 02: Vista posterior de la Tribuna Oriente del estadio “Víctor Montoya Segura”.



Fotografía N° 03: Se aprecia la junta de dilatación entre columnas de la Tribuna Oriente del estadio “Víctor Montoya Segura”.



Fotografía N° 04: Se aprecia el Techo con vigas y viguetas metálicas y cobertura de Cindulit en la Tribuna Oriente del estadio “Víctor Montoya Segura”.



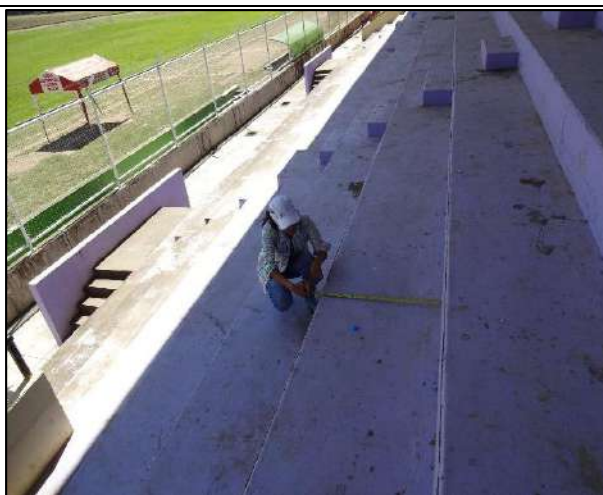
Fotografía N° 05: Se aprecia las vigas y columnas que conforman la Tribuna Oriente del estadio “Víctor Montoya Segura”.



Fotografía N° 06: Toma de medidas del tijeral del Techo Metálico de la Tribuna Oriente del estadio “Víctor Montoya Segura”.



Fotografía N° 07: Toma de medidas de las graderías de la Tribuna Oriente del estadio "Victor Montoya Segura".



Fotografía N° 08: Toma de medidas de las graderías de la Tribuna Oriente del estadio "Victor Montoya Segura".



Fotografía N° 09: Toma de medidas de las columnas de la Tribuna Oriente del estadio "Victor Montoya Segura".



Fotografía N° 10: Toma de medidas de los parapetos de concreto armado de la Tribuna Oriente del estadio "Victor Montoya Segura".



Fotografía N° 11: Toma de medidas de los muros de albañilería de la Tribuna Oriente.



Fotografía N° 12: Toma de medidas de las vigas de la Tribuna Oriente del estadio "Victor Montoya Segura".

REGISTRO FOTOGRÁFICO DEL ENSAYO CON ESCLERÓMETRO REALIZADOS EN CAMPO



Fotografía N° 13: Toma de medidas para la realización del ensayo con "Esclerómetro" – Graderías de las tribunas.



Fotografía N° 14: Realización del ensayo con "Esclerómetro" – Graderías de las tribunas.



Fotografía N° 15: Toma de medidas para la realización del ensayo con "Esclerómetro" – Columnas.



Fotografía N° 16: Realización del ensayo con "Esclerómetro" – Columnas.



Fotografía N° 17: Toma de medidas para la realización del ensayo con "Esclerómetro" – Vigas.



Fotografía N° 18: Realización del ensayo con "Esclerómetro" – Vigas.

REGISTRO FOTOGRÁFICO DE LOS ENSAYOS REALIZADOS EN CAMPO



Fotografía N° 19: Excavación de la calicata N° 01 – Margen izquierda de la Tribuna Oriente.



Fotografía N° 20: Excavación de la calicata N° 02 – Margen derecho de la Tribuna Oriente.



Fotografía N° 21: Calicata N° 01 – Margen izquierda de la Tribuna Oriente.



Fotografía N° 22: Calicata N° 02 – Margen derecha de la Tribuna Oriente del estadio.

REGISTRO FOTOGRÁFICO DE LOS ENSAYOS REALIZADOS EN LABORATORIO

ENSAYO CORTE DIRECTO



Fotografía N° 23: Proceso de secado de muestras – Calicata N° 01 y Calicata N° 02.



Fotografía N° 24: Equipo para el ensayo de ‘Corte Directo’



Fotografía N° 25: Toma de datos del ensayo de “Corte Directo” – Calicata N° 01.



Fotografía N° 26: Toma de datos del ensayo de “Corte Directo” – Calicata N° 02.

ENSAYO ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO Método por lavado (Calicata N° 01) y Método mixto (Calicata N° 02)



Fotografía N° 27: Muestra para el ensayo de “Granulometría” – Calicata N° 01, estrato N° 01.



Fotografía N° 28: Lavado de muestra para el ensayo de “Granulometría” – Calicata N° 02.



Fotografía N° 29: Realización del ensayo de “Granulometría” – Calicata N° 01.



Fotografía N° 30: Realización del ensayo de “Granulometría” – Calicata N° 02.

ENSAYO PESO ESPECÍFICO



Fotografía N° 31: Preparación de muestra para el ensayo de "Peso Específico" – Calicata N° 01.



Fotografía N° 32: Preparación de muestra para el ensayo de "Peso Específico" – Calicata N° 02.



Fotografía N° 33: Realización del ensayo de "Peso Específico" – Calicata N° 01.



Fotografía N° 34: Realización del ensayo de "Peso Específico" – Calicata N° 02.

ENSAYO LÍMITES DE ATTERBERG



Fotografía N° 35: Realización del ensayo de "Límite Líquido" – Calicata N° 01.

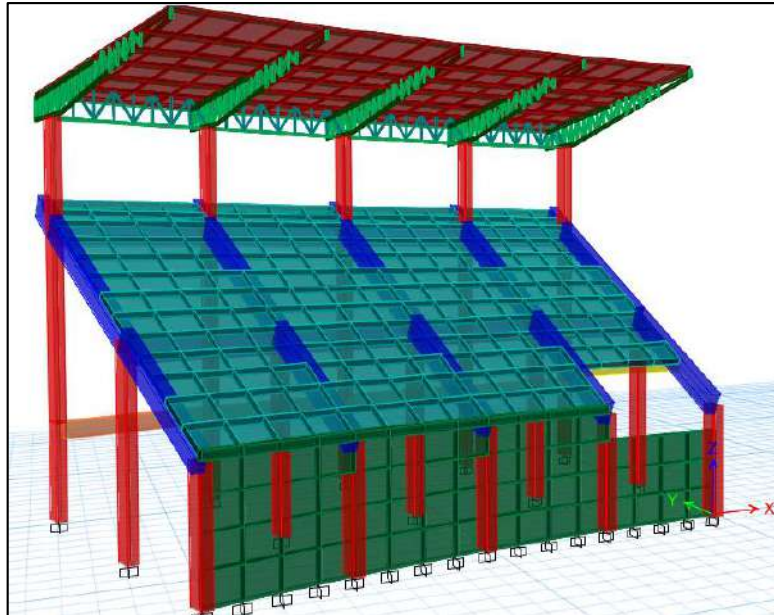


Fotografía N° 36: Realización del ensayo de "Límite Plástico" – Calicata N° 02.

ANEXO N° 4. “Modelamiento Estructural mediante el Software ETABS v16”.

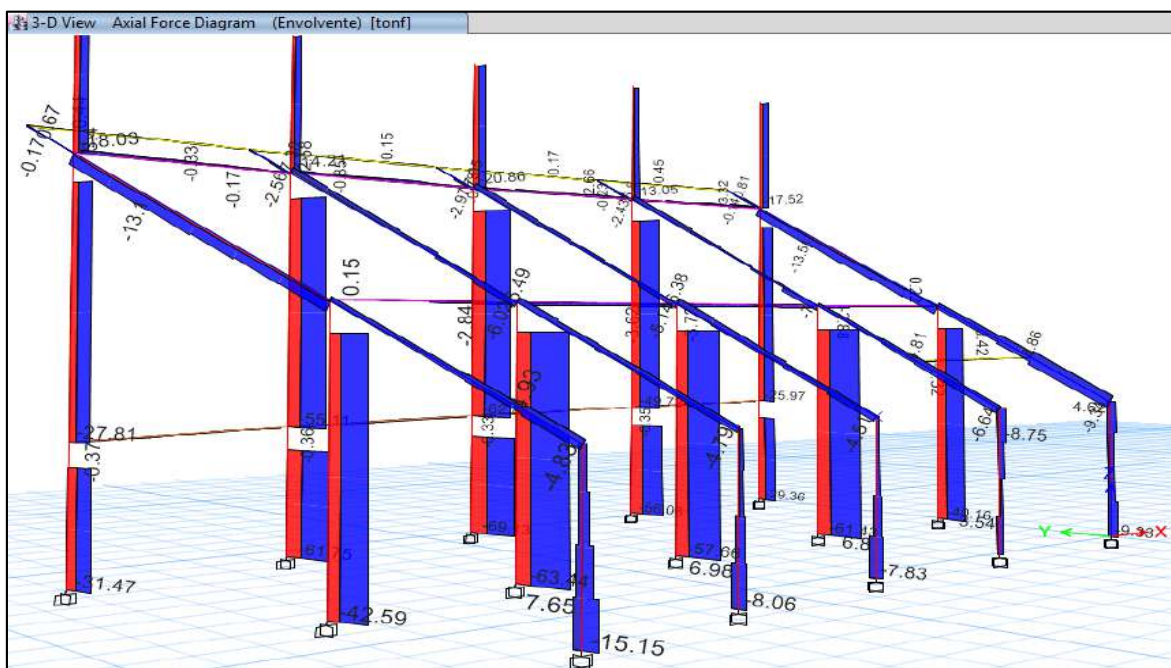
Modelamiento Estructural - BLOQUE I:

1. Visualización del modelo geométrico constituido por pórticos (Columnas – Viga Inclined), vigas secundarias, losa de graderías, muros de contención y techo metalizo con cobertura liviana.



Análisis por sismo:

2. Visualización de los diagramas de Fuerzas Axiales en elementos Frame (Columnas y Vigas):

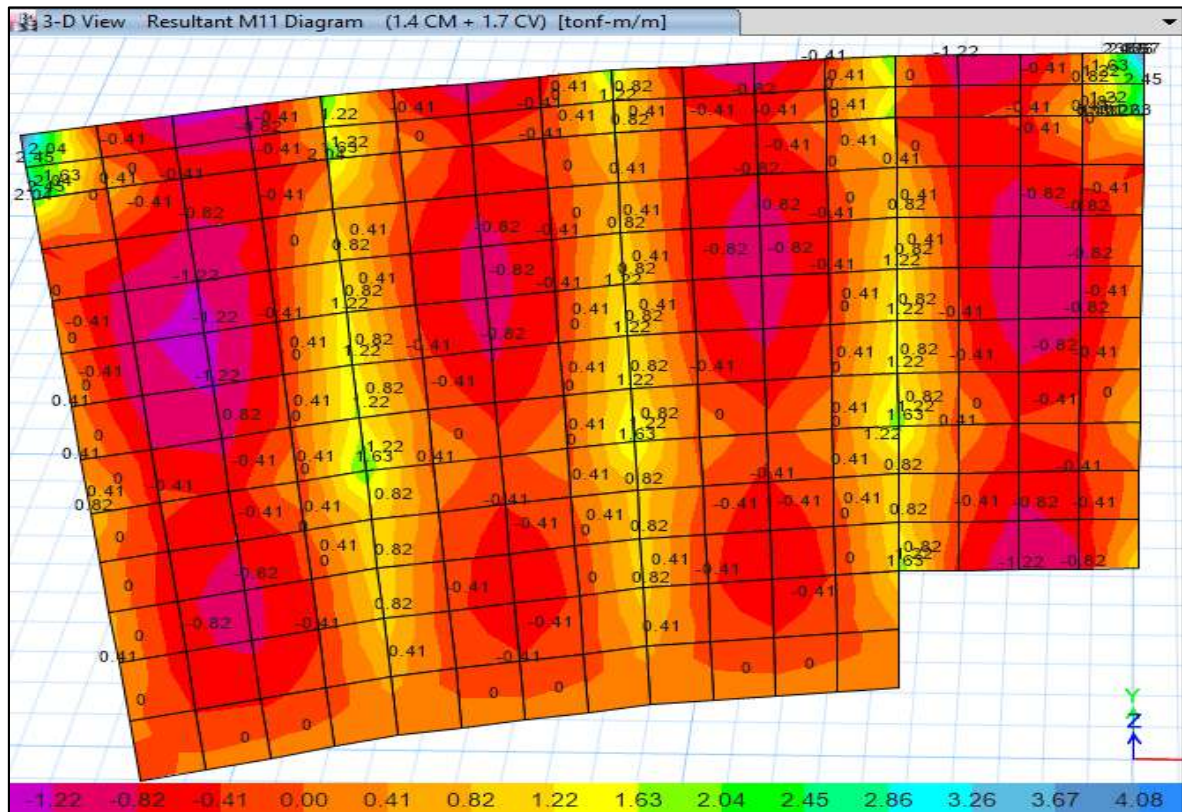


3D-D View Moment 3-3 Diagram (Envelope) [tonf-m]

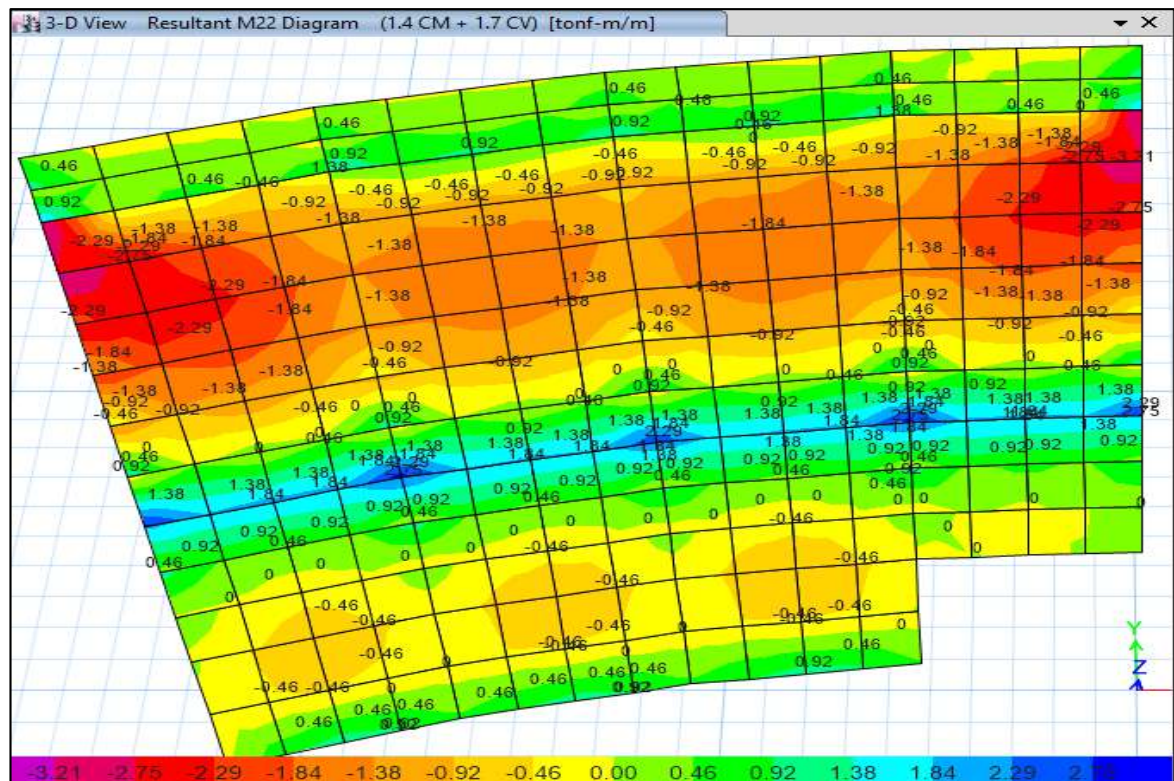
3-D View Resultant VMAX Diagram (1.4 CM + 1.7 CV) [tonf/m]

This diagram shows the resultant VMAX values across a grid. The color scale ranges from 0.27 (blue) to 3.45 (red). The values are distributed across the grid, with higher values (red/orange) concentrated in the upper right and lower right areas, and lower values (blue/green) in the lower left area.

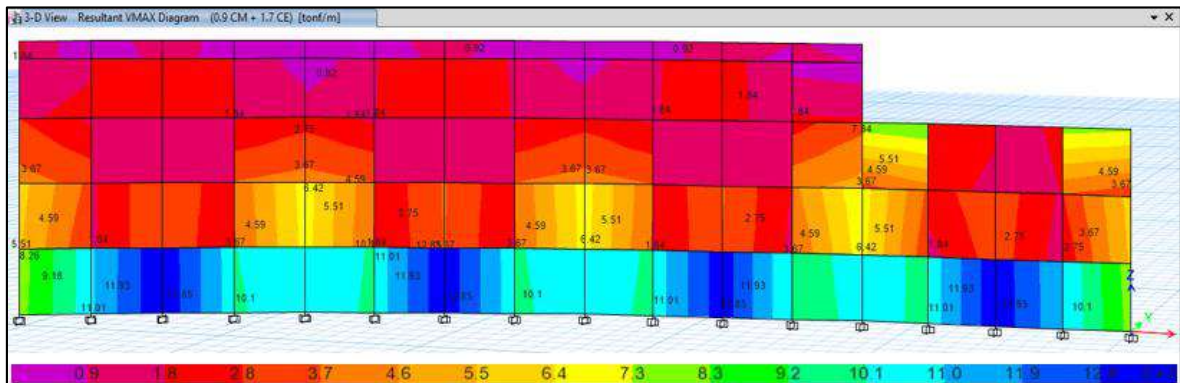
5. Visualización de los diagramas de Momentos M_{11} en elementos Shell (Losa de Graderías):



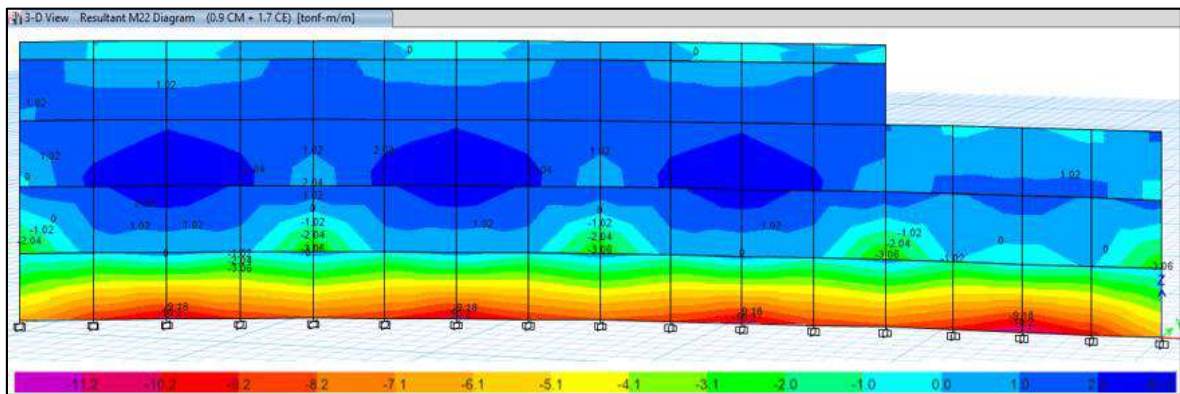
6. Visualización de los diagramas de Momentos M_{22} en elementos Shell (Losa de Graderías):



7. Visualización de los diagramas de Fuerzas Cortantes en elementos Shell (Muros de Contención):

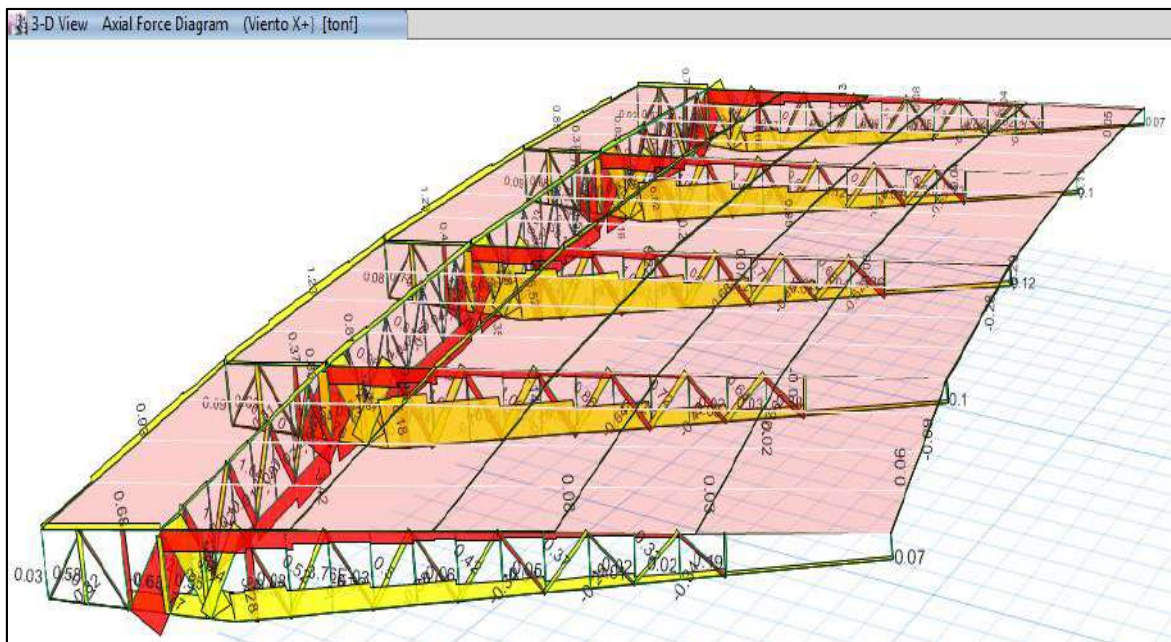


8. Visualización de los diagramas de Momentos en elementos Shell (Muros de Contención):

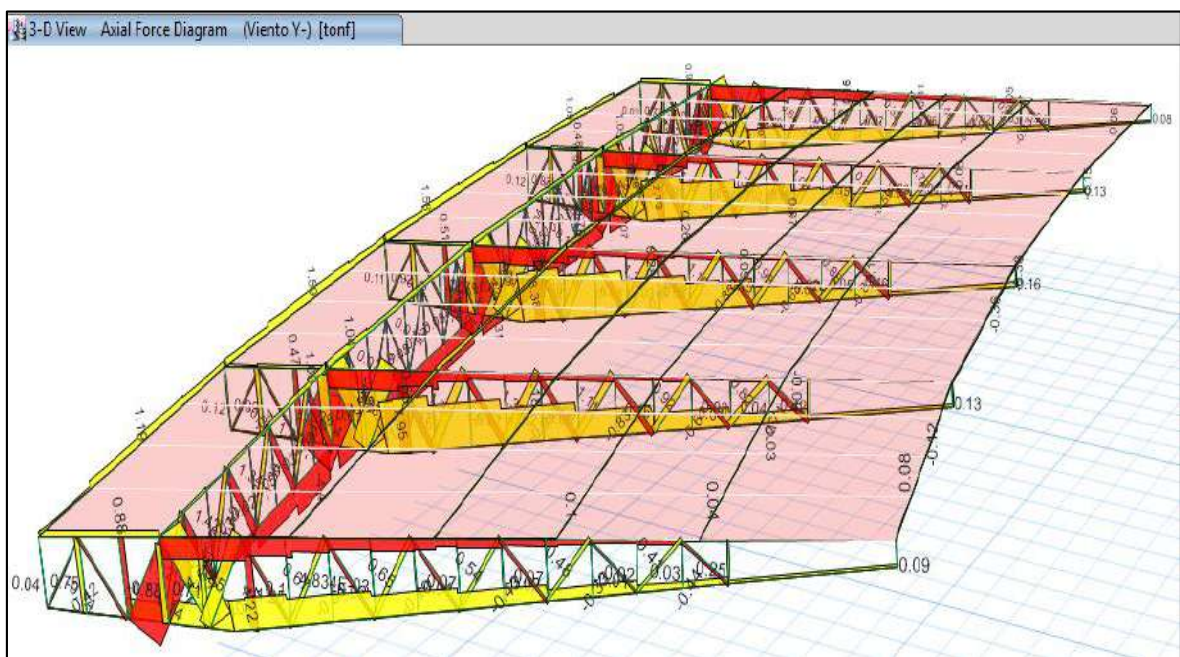
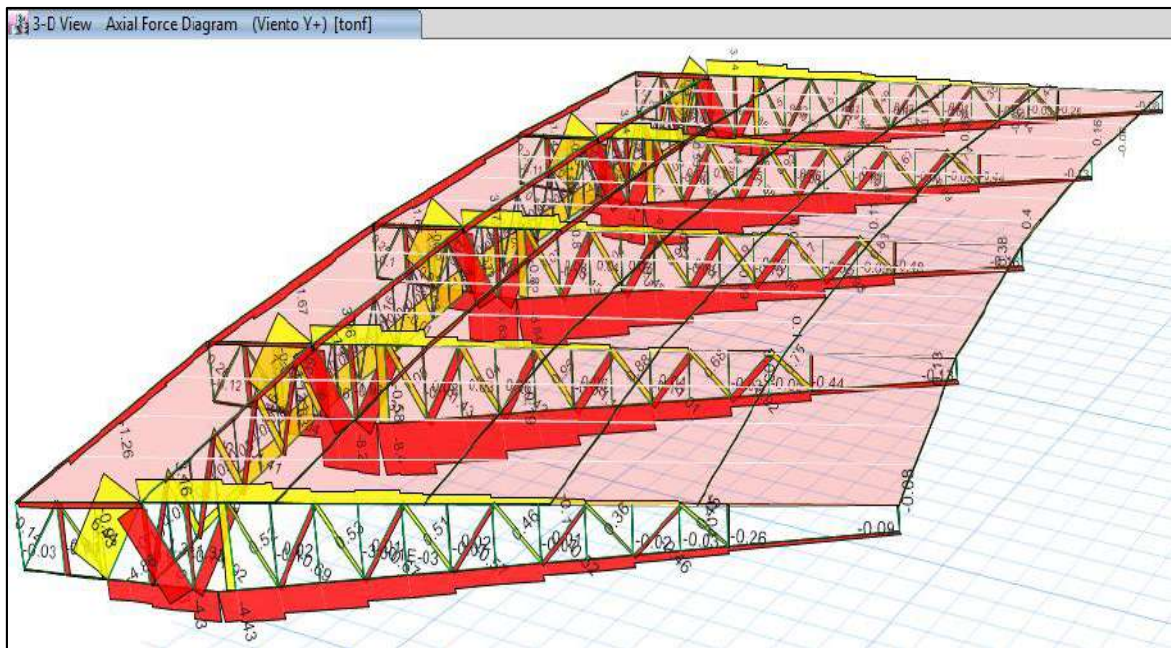


Análisis por Viento: Techo Metálico.

9. Visualización de las Cargas Axiales – Viento en la dirección Y:

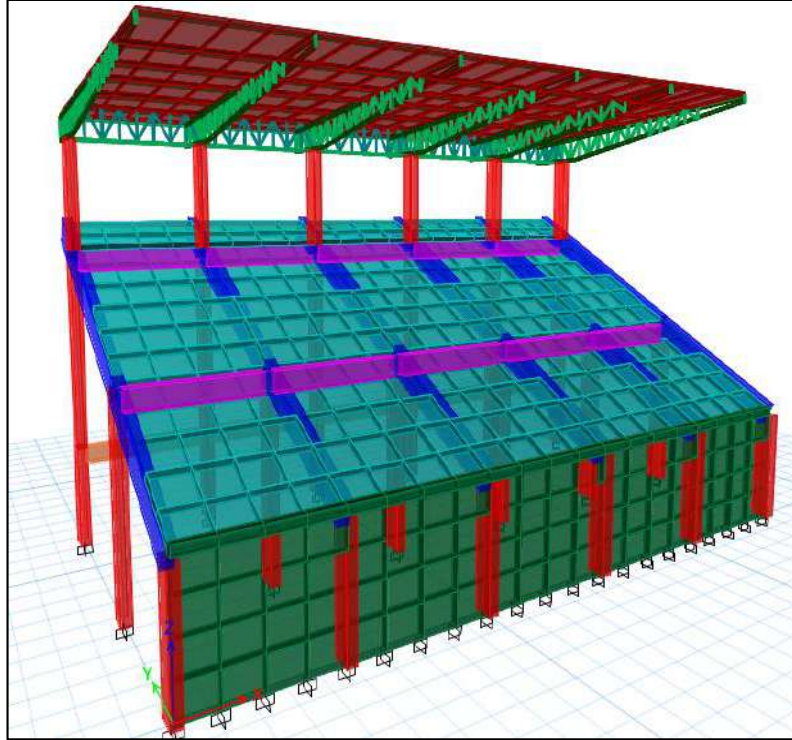


10. Visualización de las Cargas Axiales – Viento en la dirección Y:

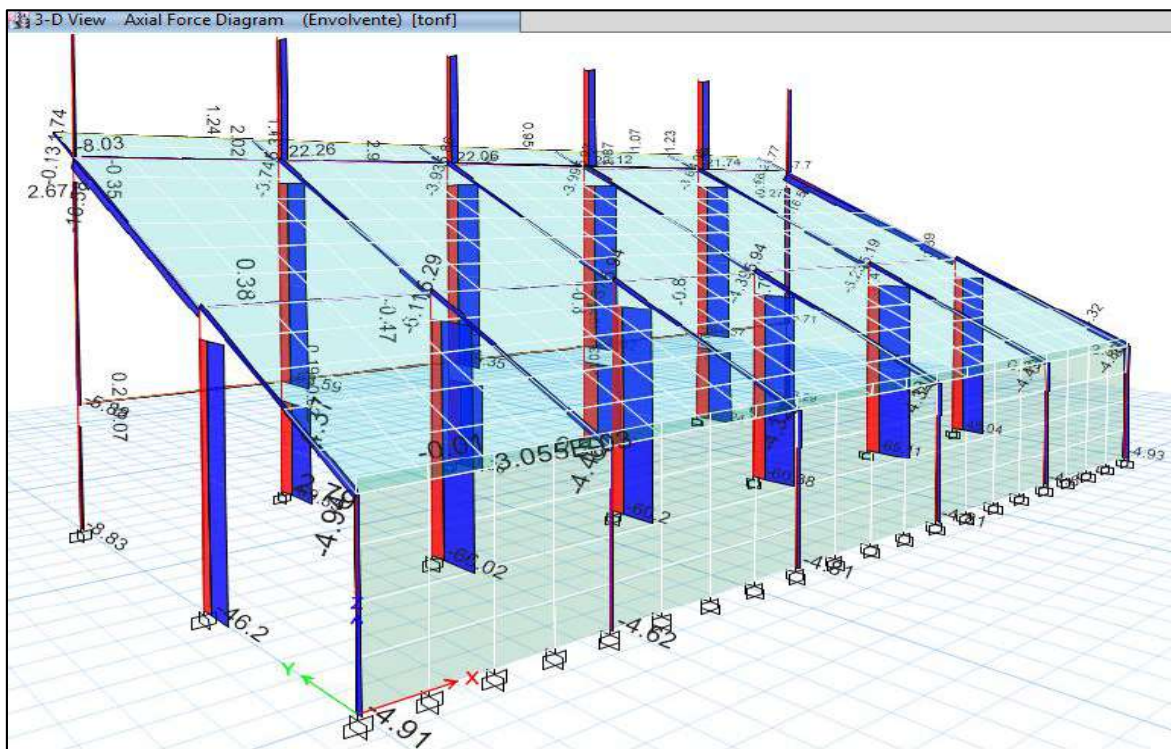


✚ Modelamiento Estructural - BLOQUE II:

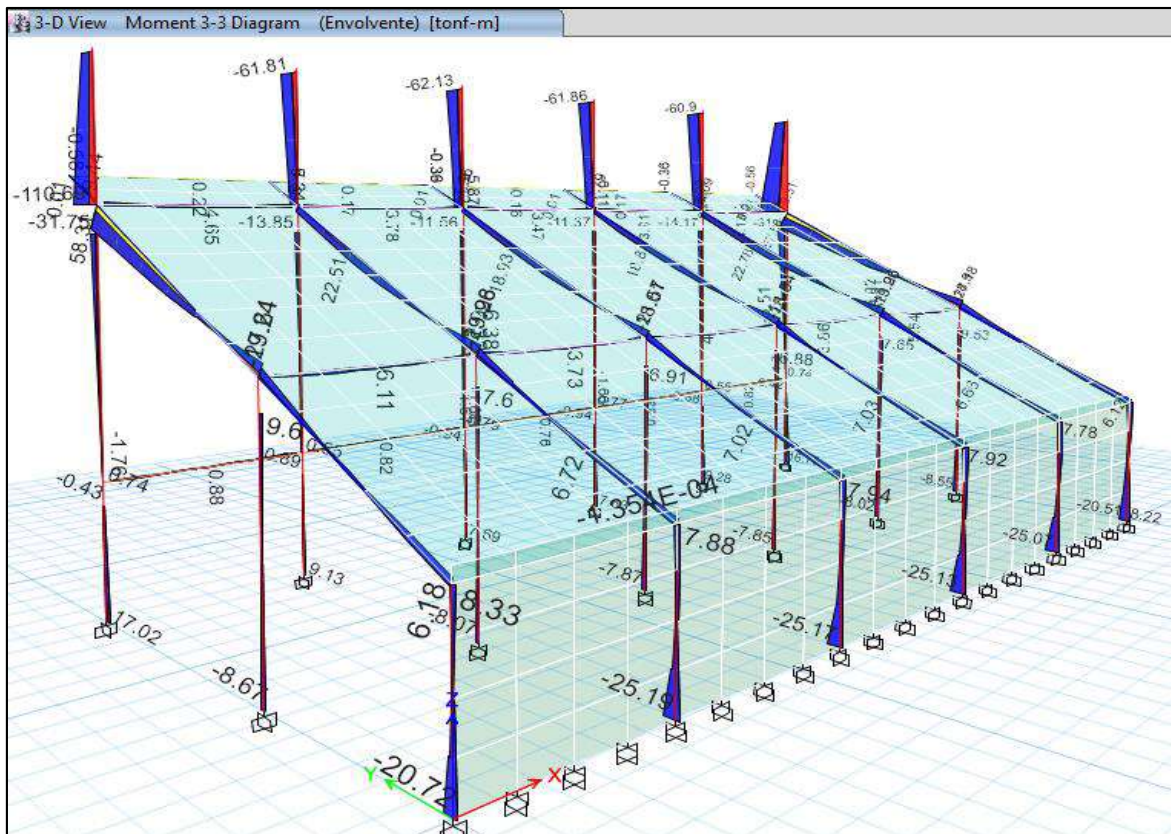
1. Visualización del modelo geométrico constituido por pórticos (Columnas – Viga Inclinada), vigas secundarias, losa de graderías, muros de contención y techo metálico con cobertura liviana.



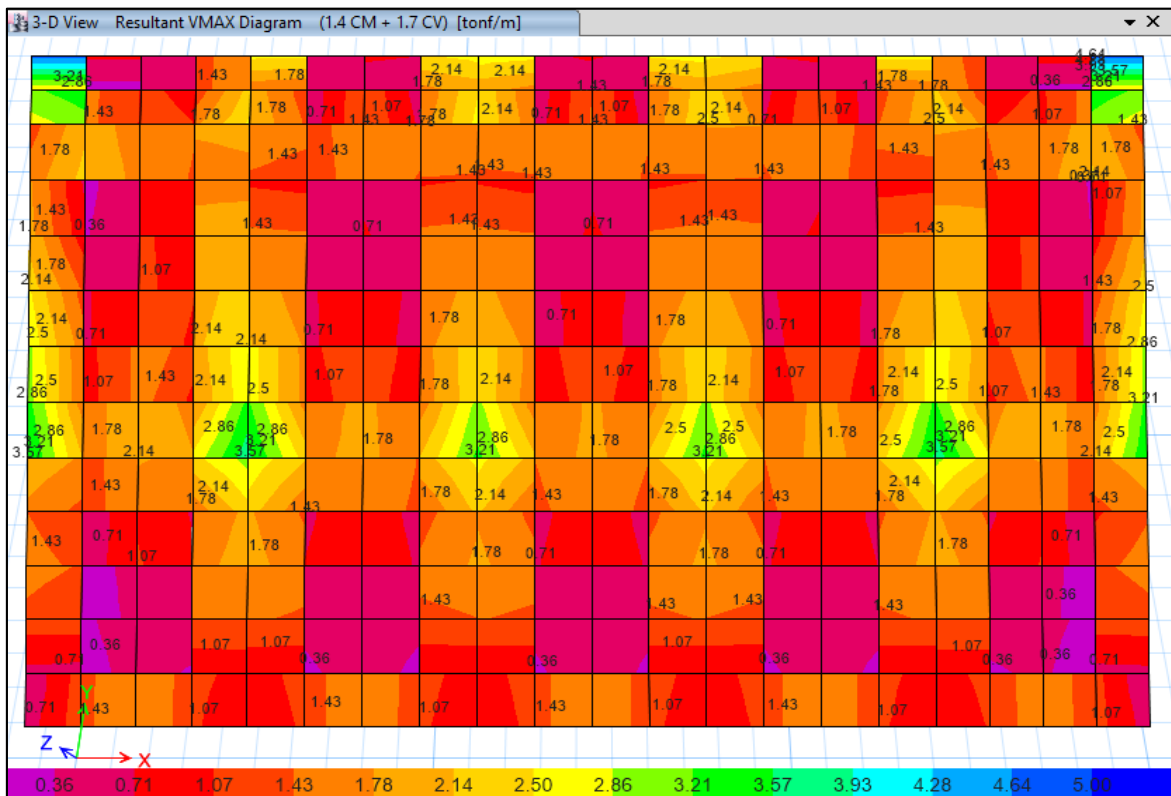
2. Visualización de los diagramas de Fuerzas Axiales en elementos Frame (Columnas y Vigas):



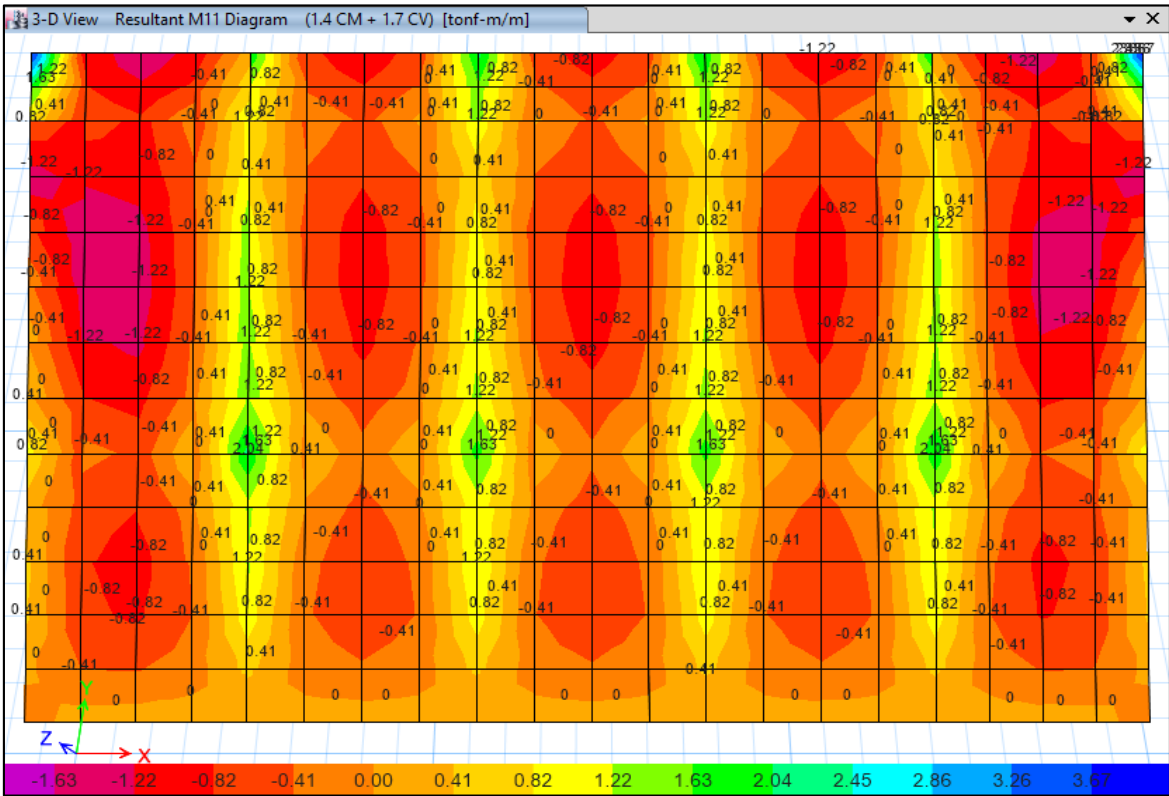
3. Visualización de los diagramas de Momentos en elementos Frame (Columnas y Vigas):



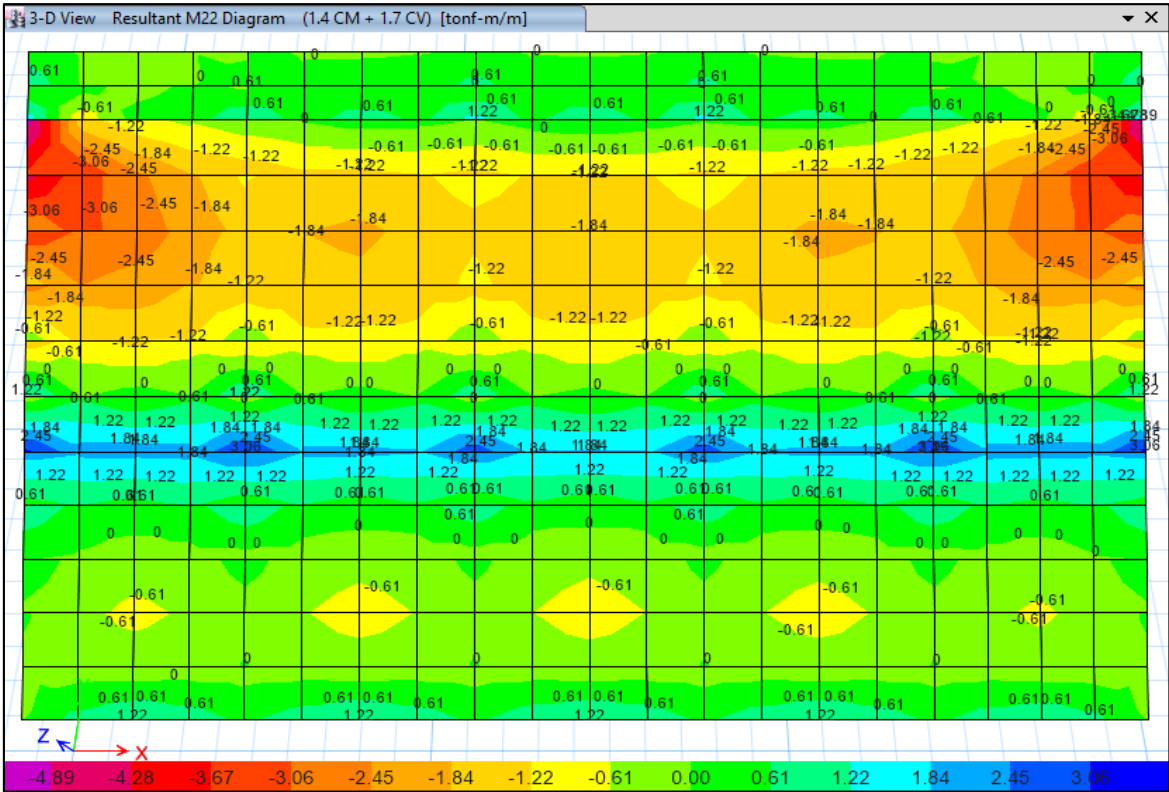
4. Visualización de los diagramas de Fuerzas Cortantes en elementos Shell (Losa de Graderías):



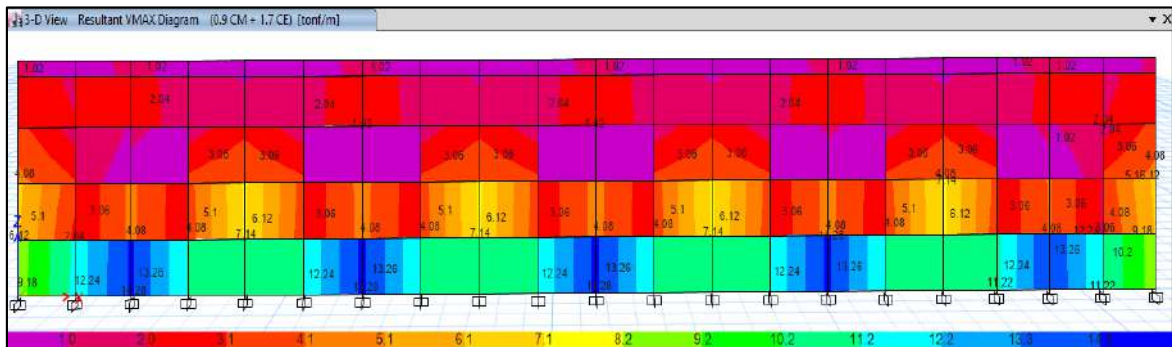
5. Visualización de los diagramas de Momentos M_{11} en elementos Shell (Losa de Graderías):



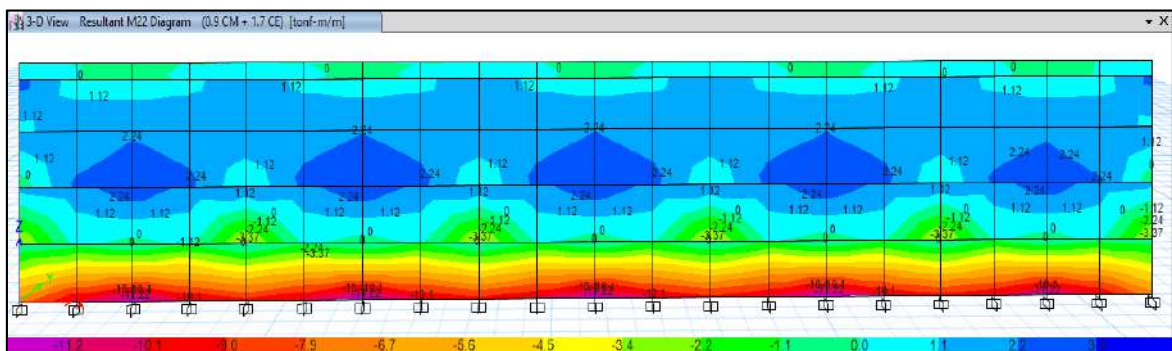
6. Visualización de los diagramas de Momentos M_{22} en elementos Shell (Losa de Graderías):



7. Visualización de los diagramas de Fuerzas Cortantes en elementos Shell (Muros de Contención):

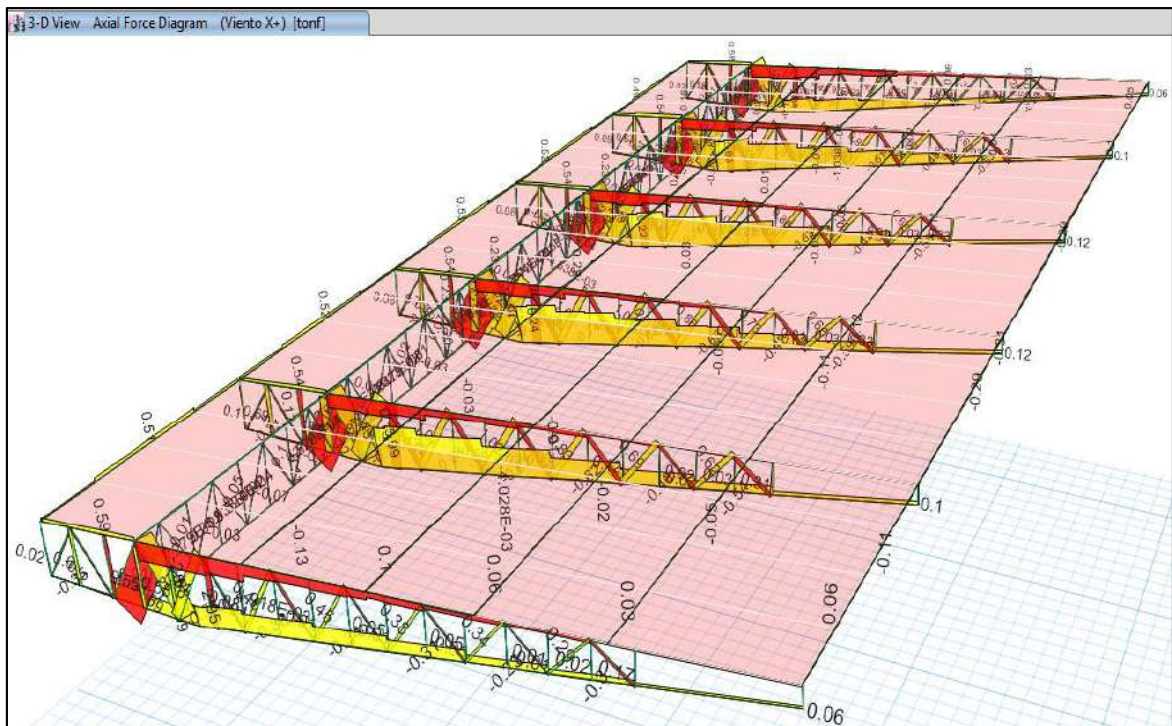


8. Visualización de los diagramas de Momentos en elementos Shell (Muros de Contención):

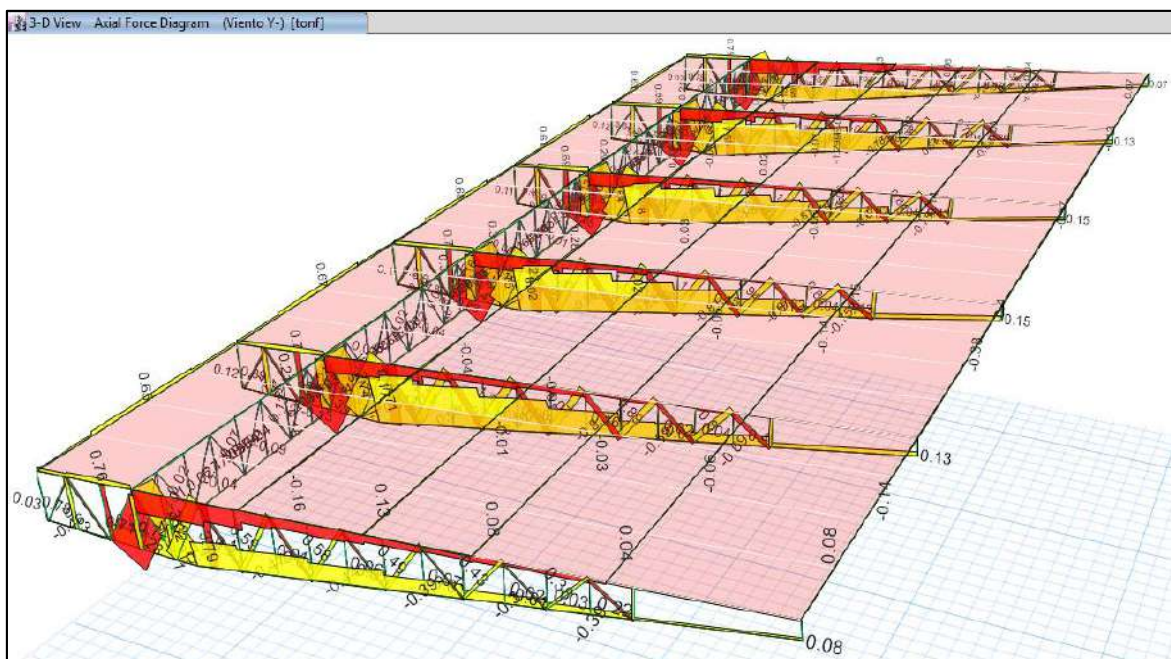
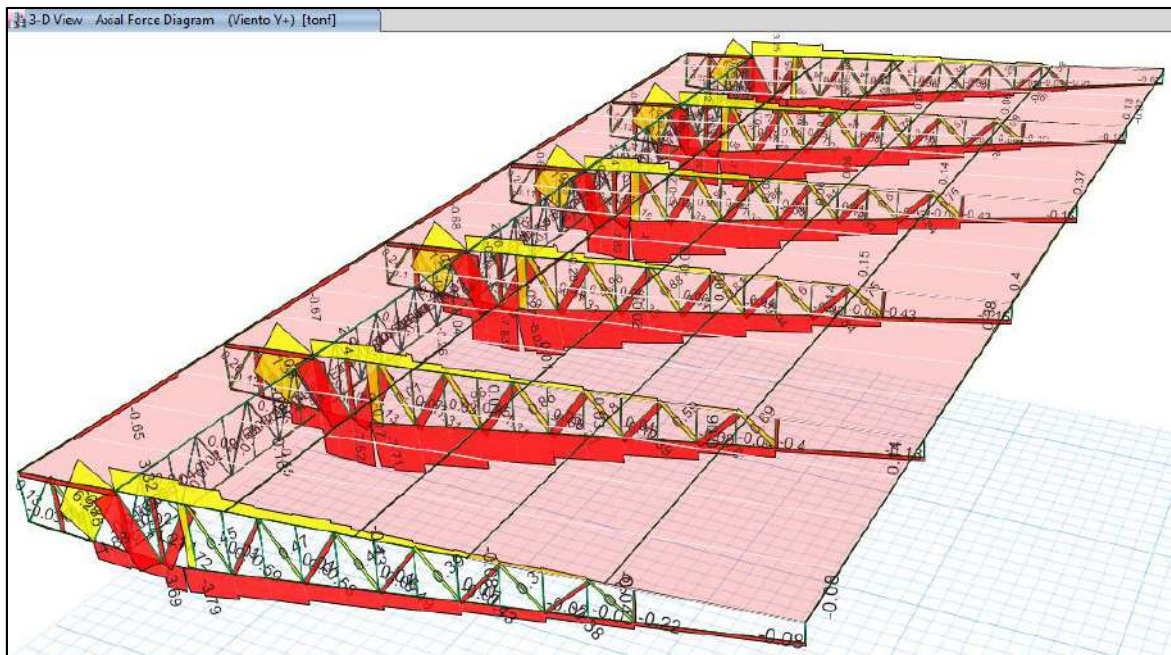


Análisis por Viento:

9. Visualización de las Cargas Axiales – Viento en la dirección X:

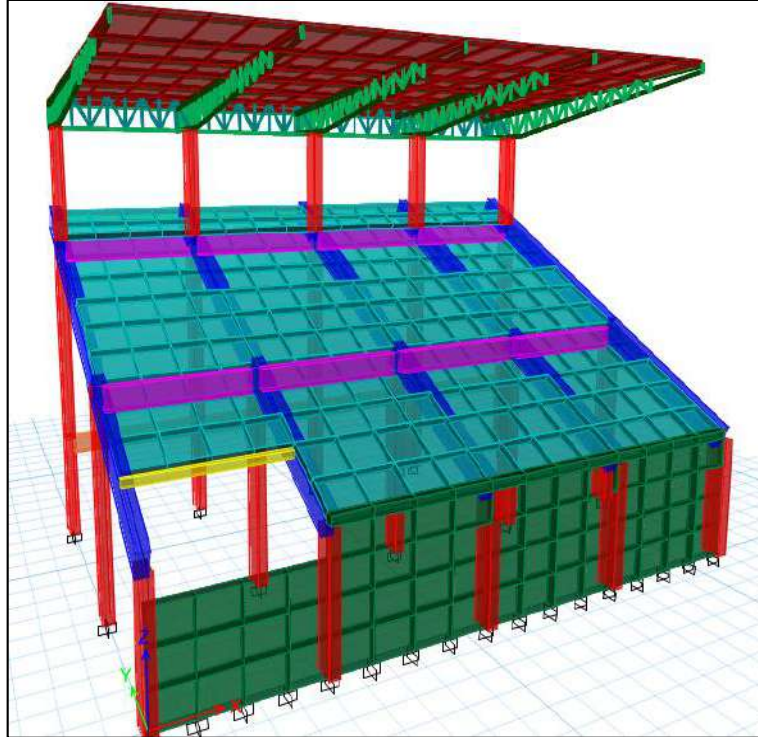


10. Visualización de las Cargas Axiales – Viento en la dirección Y:

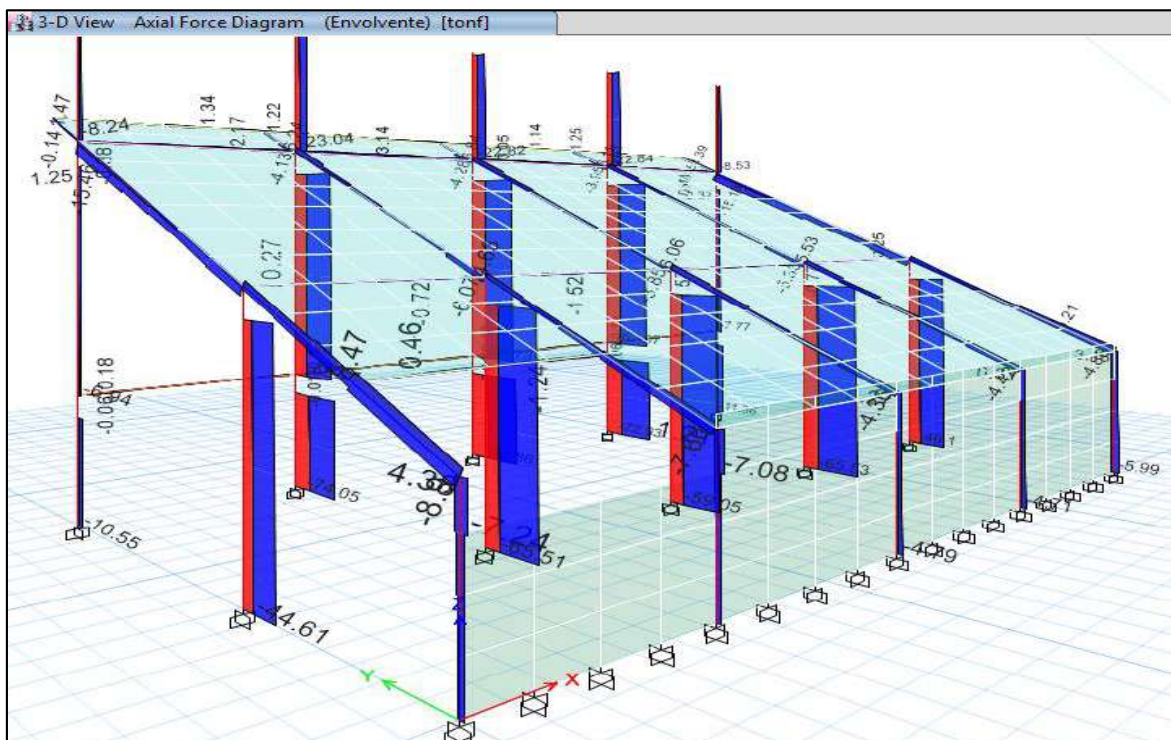


✚ Modelamiento Estructural - BLOQUE III:

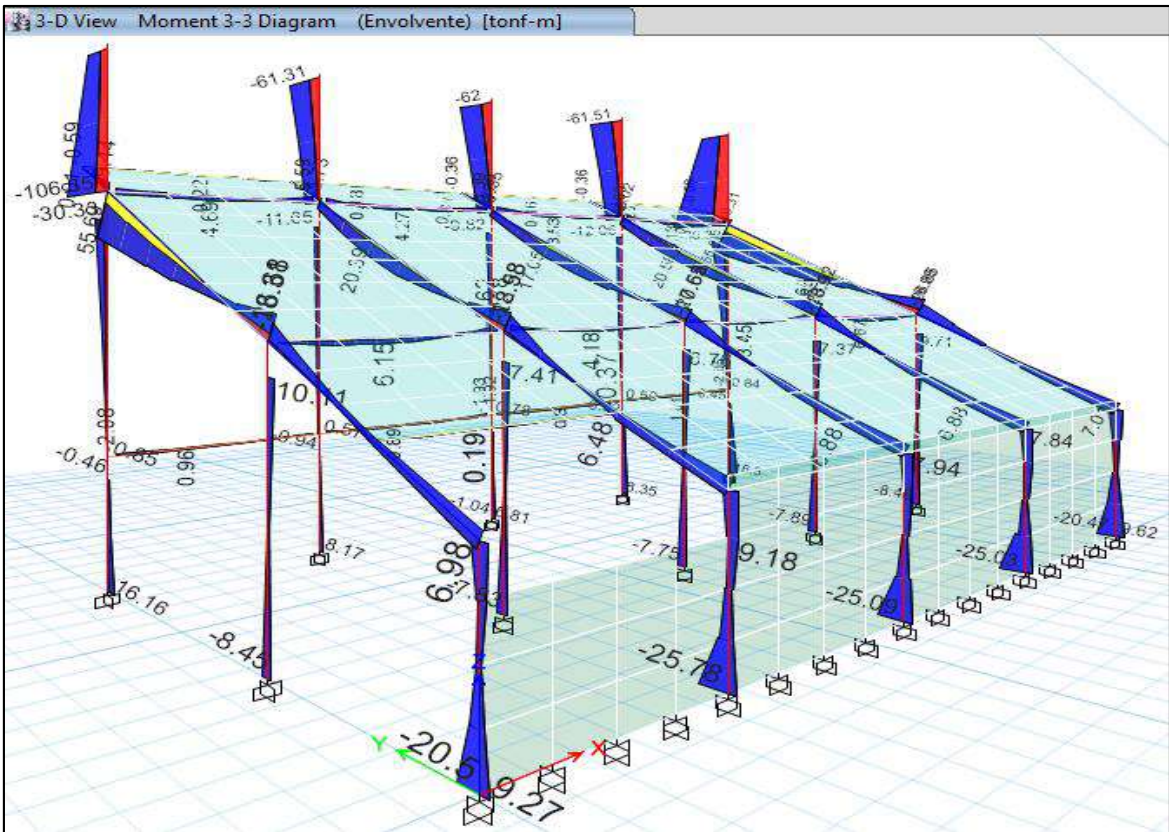
1. Visualización del modelo geométrico constituido por pórticos (Columnas – Viga Inclinada), vigas secundarias, losa de graderías, muros de contención y techo metalizo con cobertura liviana.



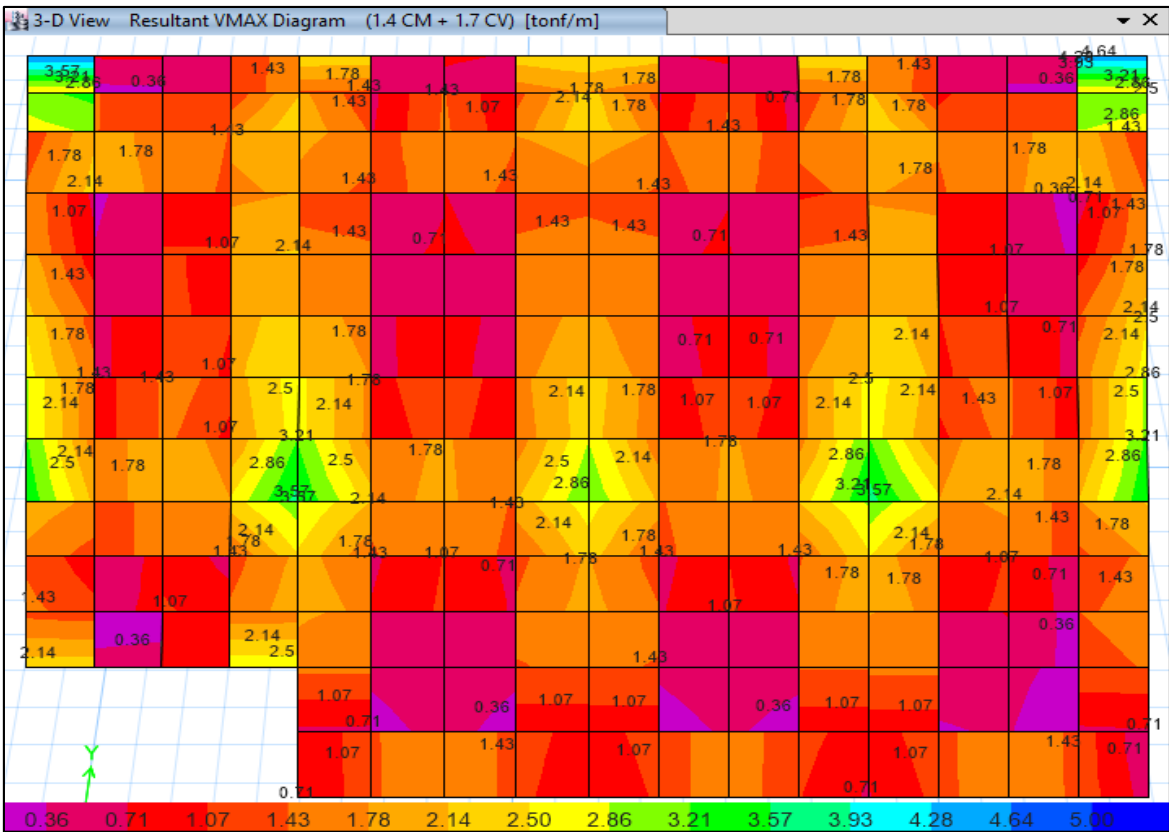
2. Visualización de los diagramas de Fuerzas Axiales en elementos Frame (Columnas y Vigas):



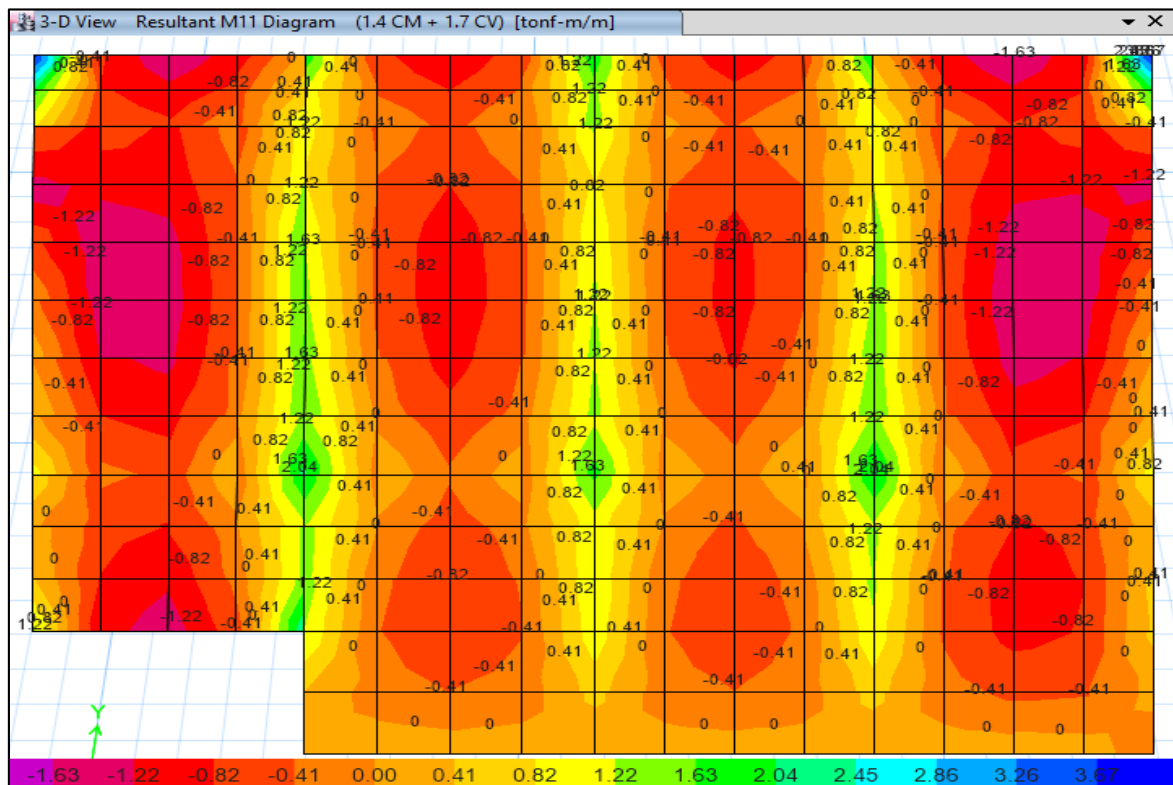
3. Visualización de los diagramas de Momentos en elementos Frame (Columnas y Vigas):



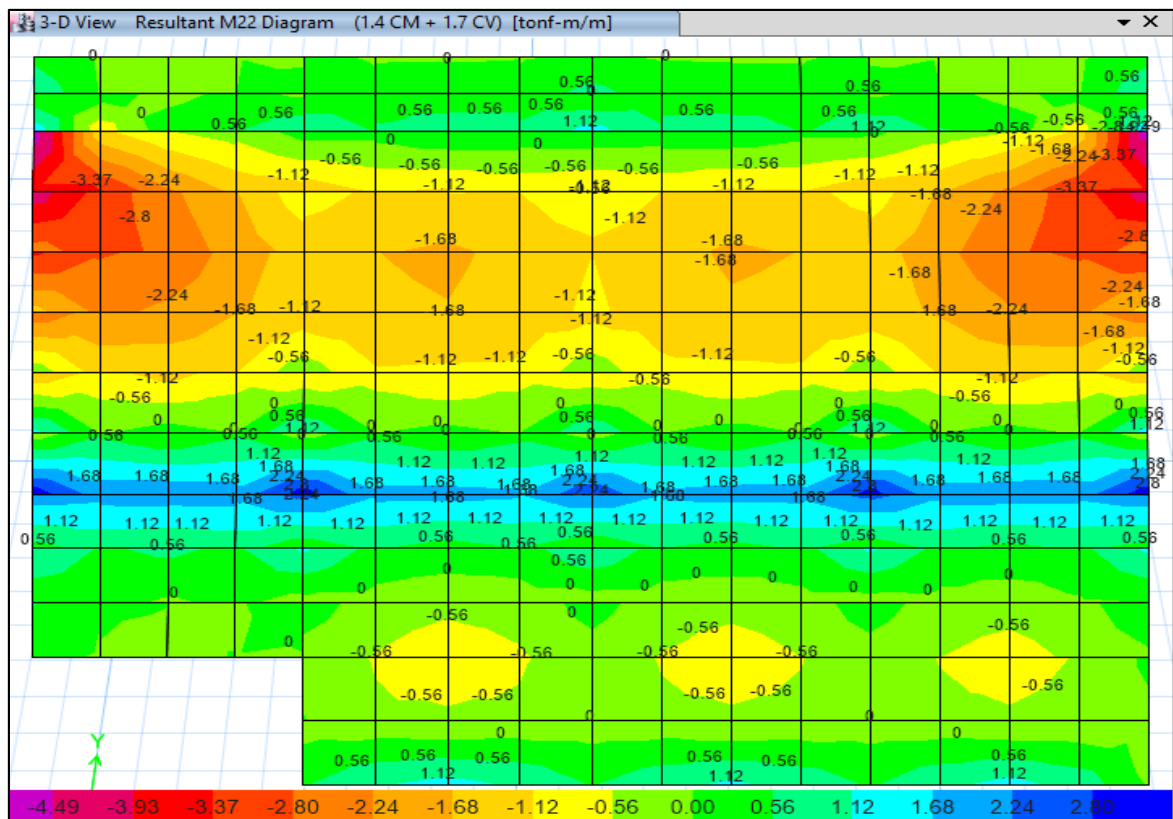
4. Visualización de los diagramas de Fuerzas Cortantes en elementos Shell (Losa de Graderías):



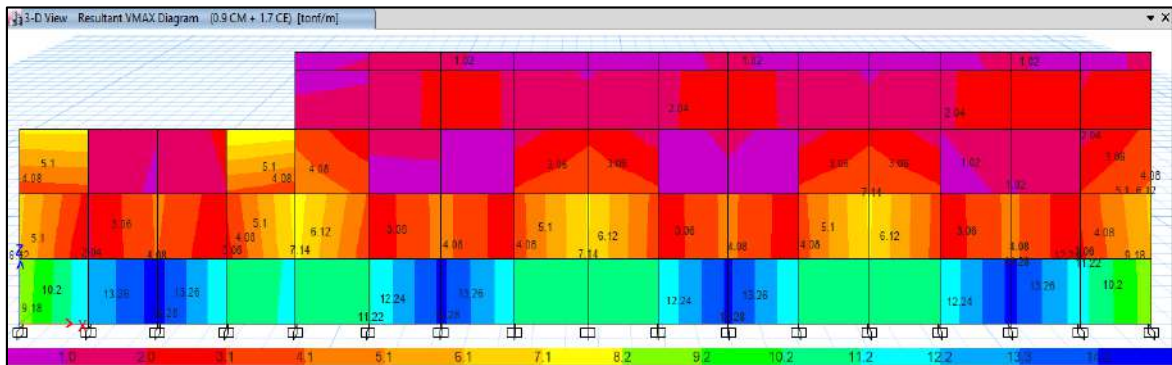
5. Visualización de los diagramas de Momentos M_{11} en elementos Shell (Losa de Graderías):



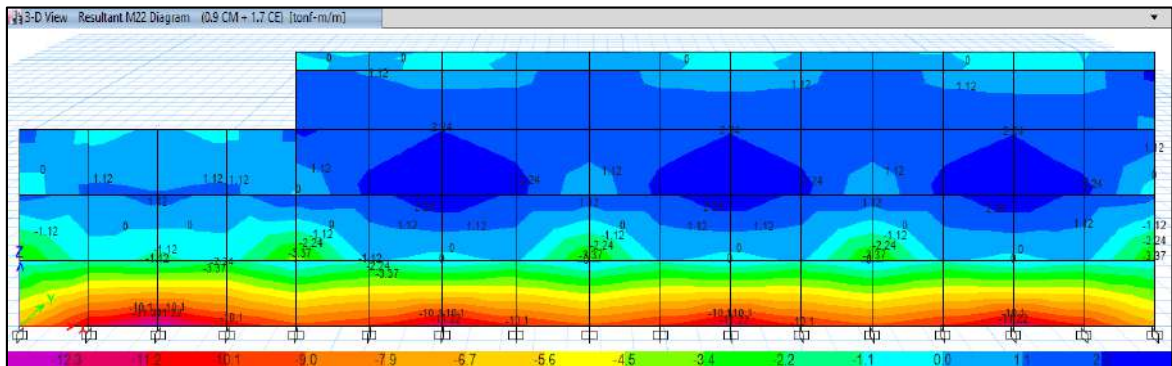
6. Visualización de los diagramas de Momentos M_{22} en elementos Shell (Losa de Graderías):



7. Visualización de los diagramas de Fuerzas Cortantes en elementos Shell (Muros de Contención):

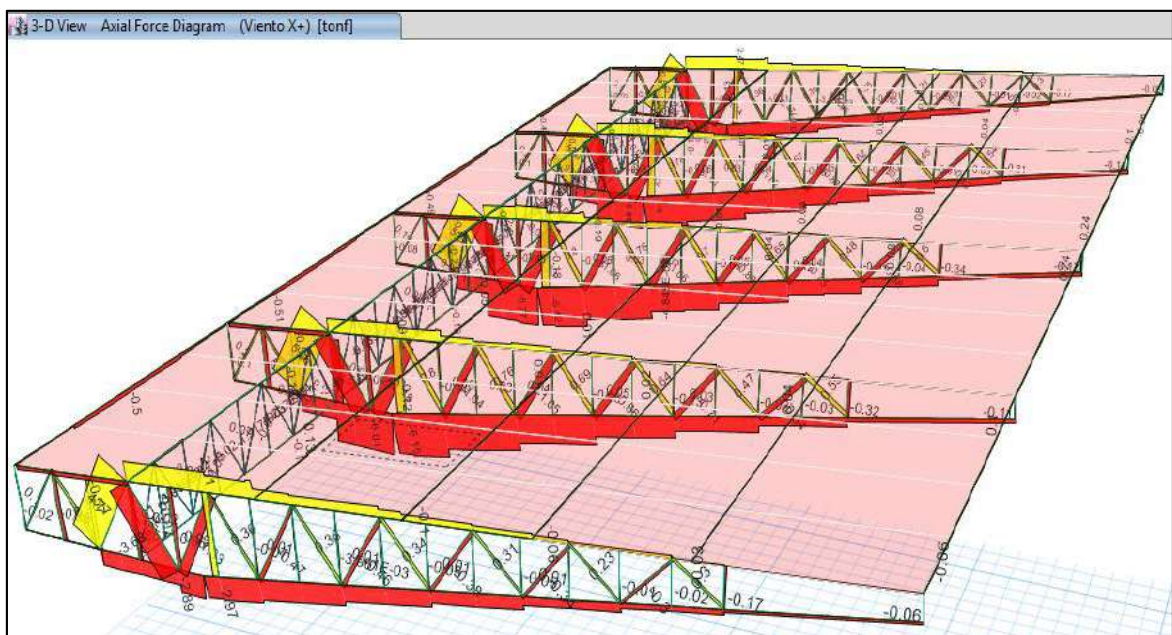


8. Visualización de los diagramas de Momentos en elementos Shell (Muros de Contención):

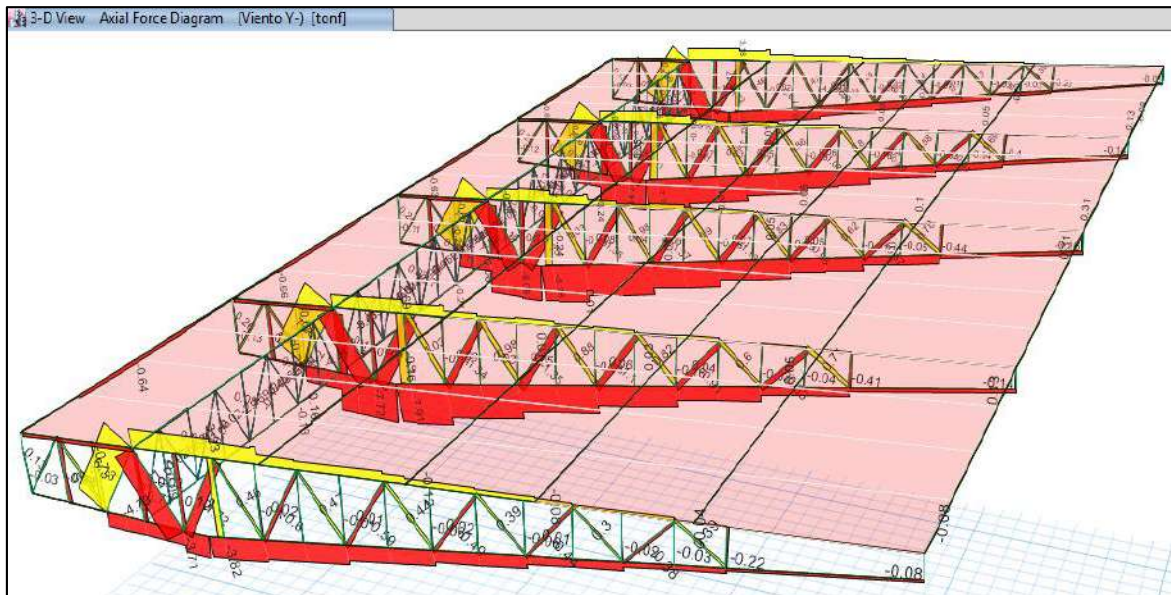
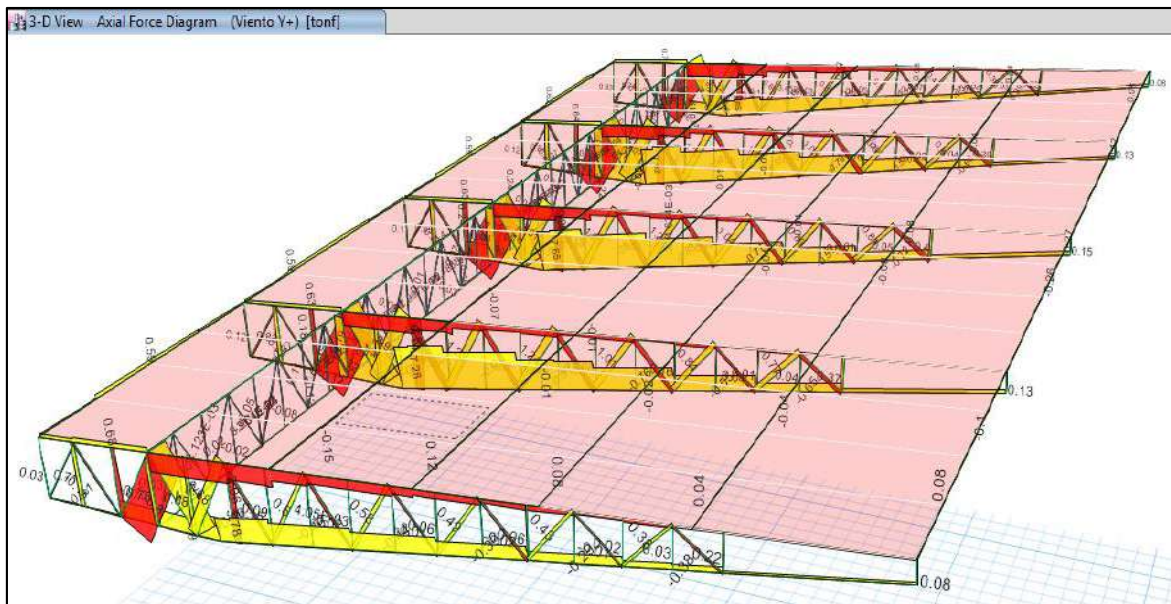


Análisis por Viento:

9. Visualización de las Cargas Axiales – Viento en la dirección X:

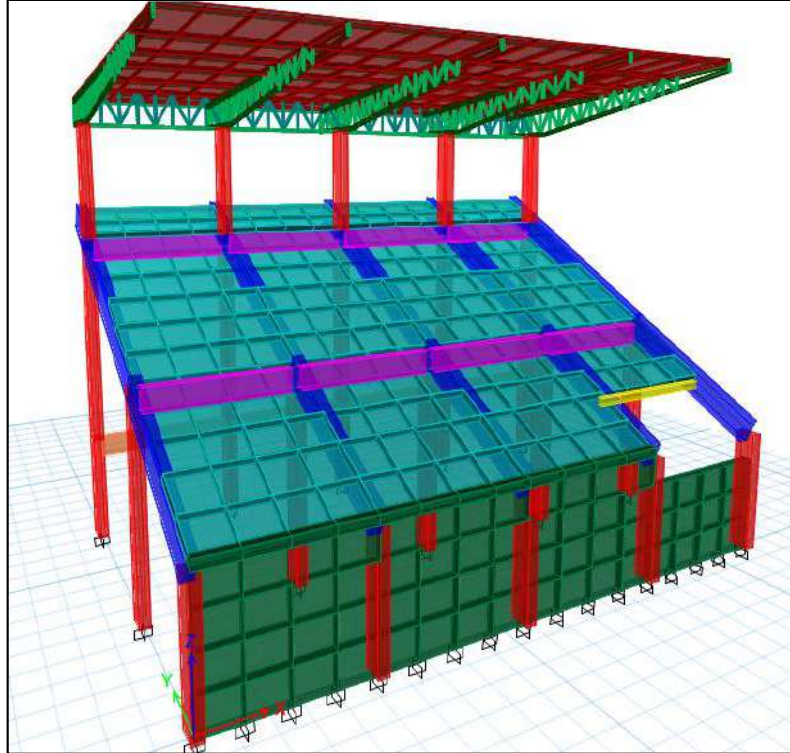


10. Visualización de las Cargas Axiales – Viento en la dirección Y:

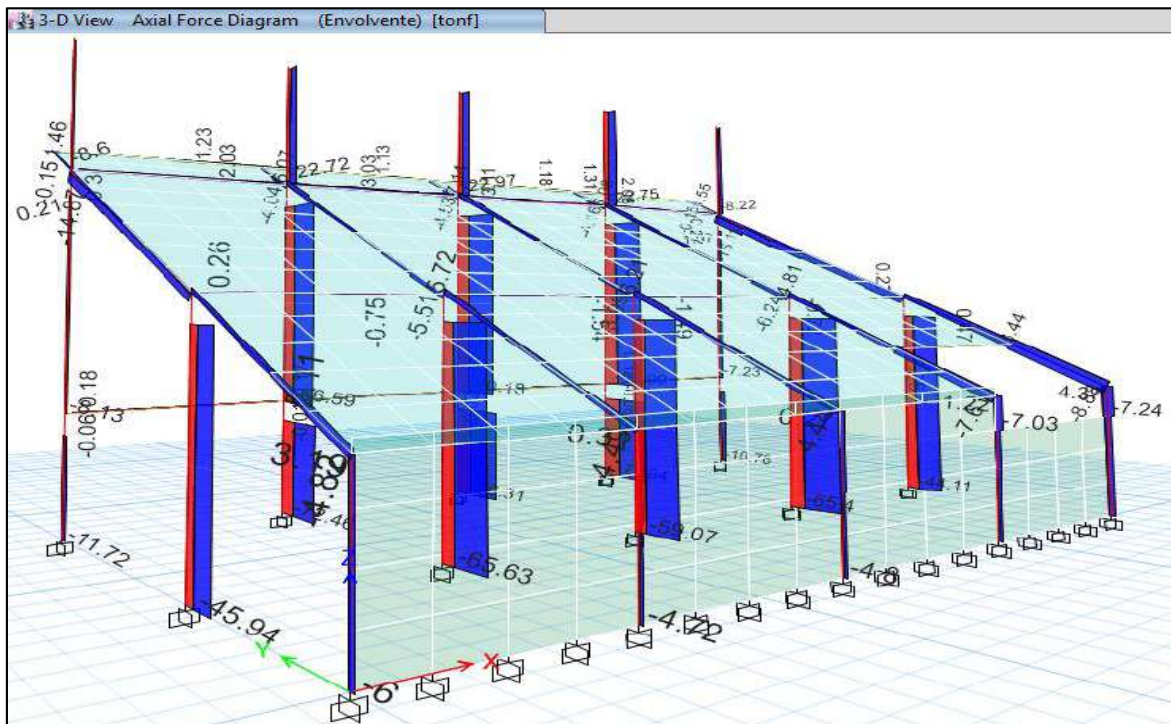


✚ Modelamiento Estructural - BLOQUE IV:

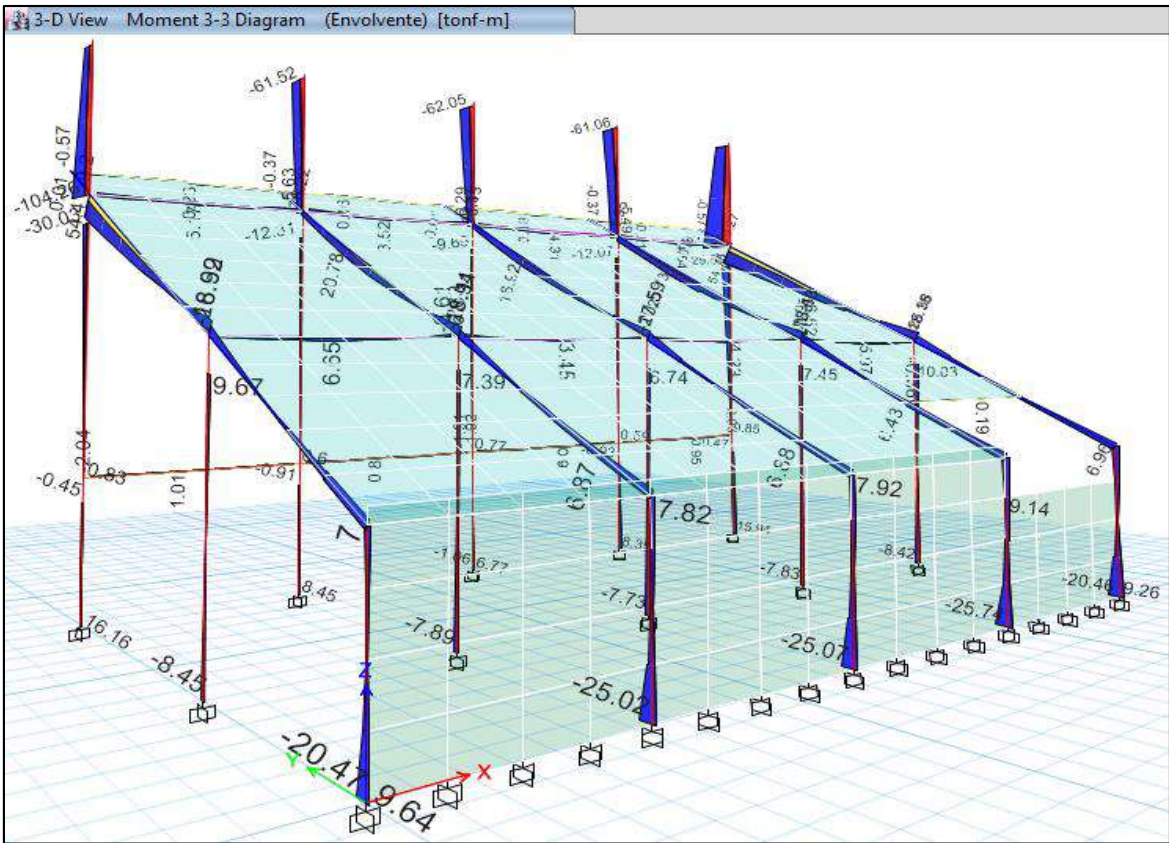
1. Visualización del modelo geométrico constituido por pórticos (Columnas – Viga Inclinada), vigas secundarias, losa de graderías, muros de contención y techo metalizo con cobertura liviana.



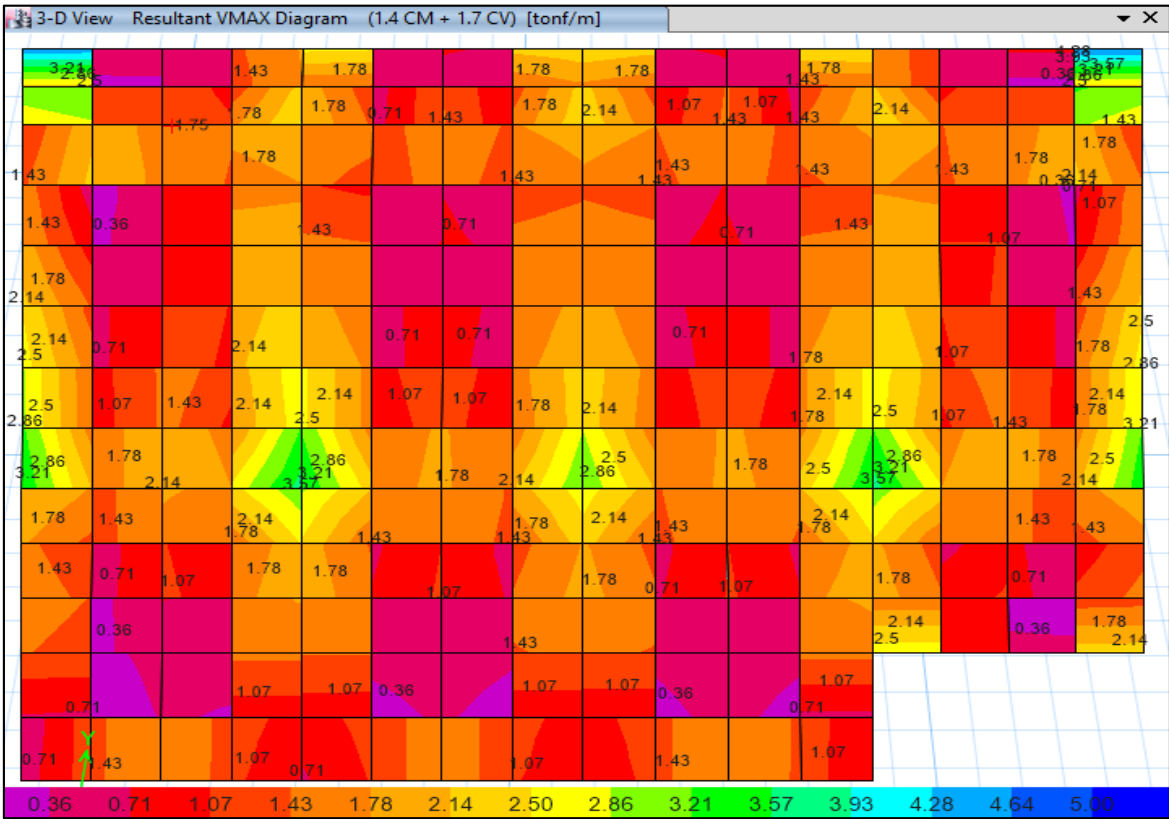
2. Visualización de los diagramas de Fuerzas Axiales en elementos Frame (Columnas y Vigas):



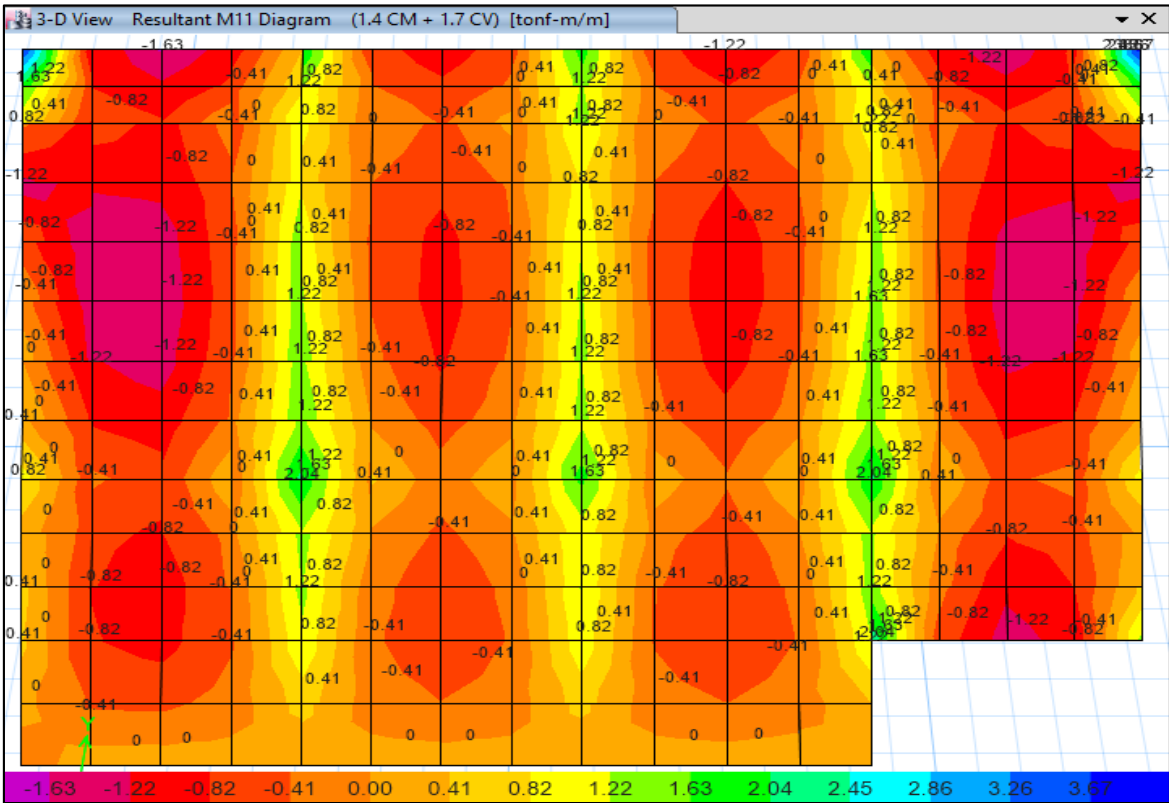
3. Visualización de los diagramas de Momentos en elementos Frame (Columnas y Vigas):



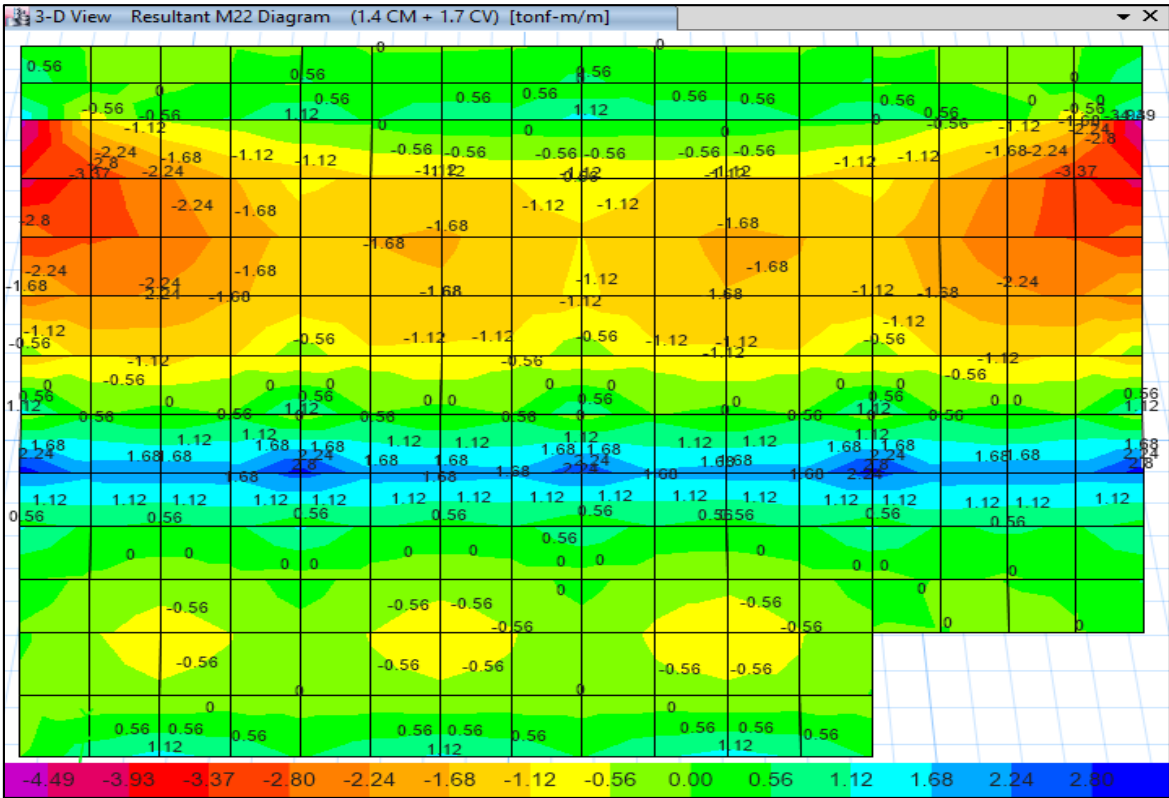
4. Visualización de los diagramas de Fuerzas Cortantes en elementos Shell (Losa de Graderías):



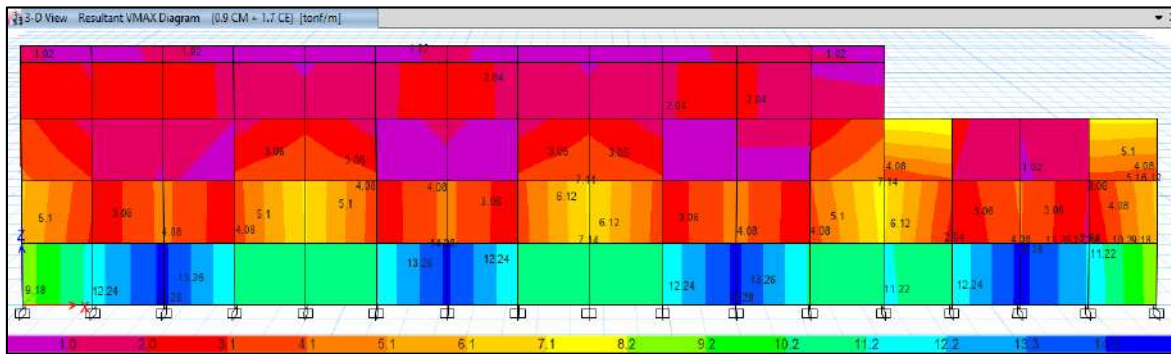
5. Visualización de los diagramas de Momentos M_{11} en elementos Shell (Losa de Graderías):



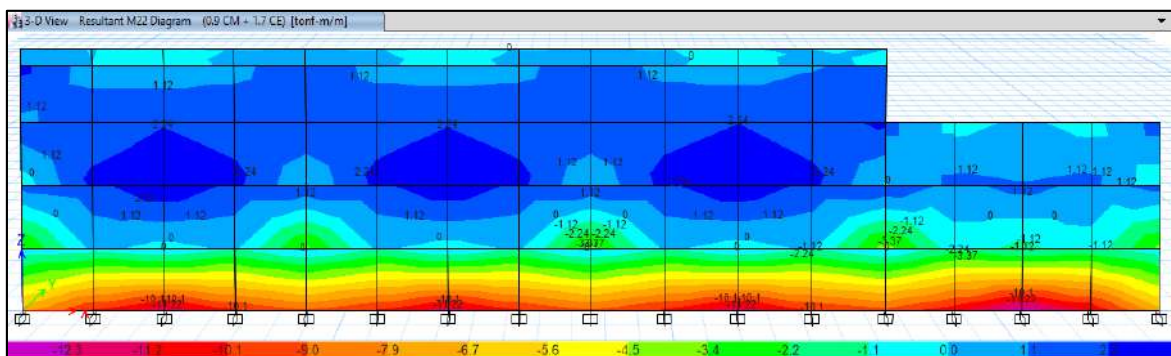
6. Visualización de los diagramas de Momentos M_{22} en elementos Shell (Losa de Graderías):



7. Visualización de los diagramas de Fuerzas Cortantes en elementos Shell (Muros de Contención):

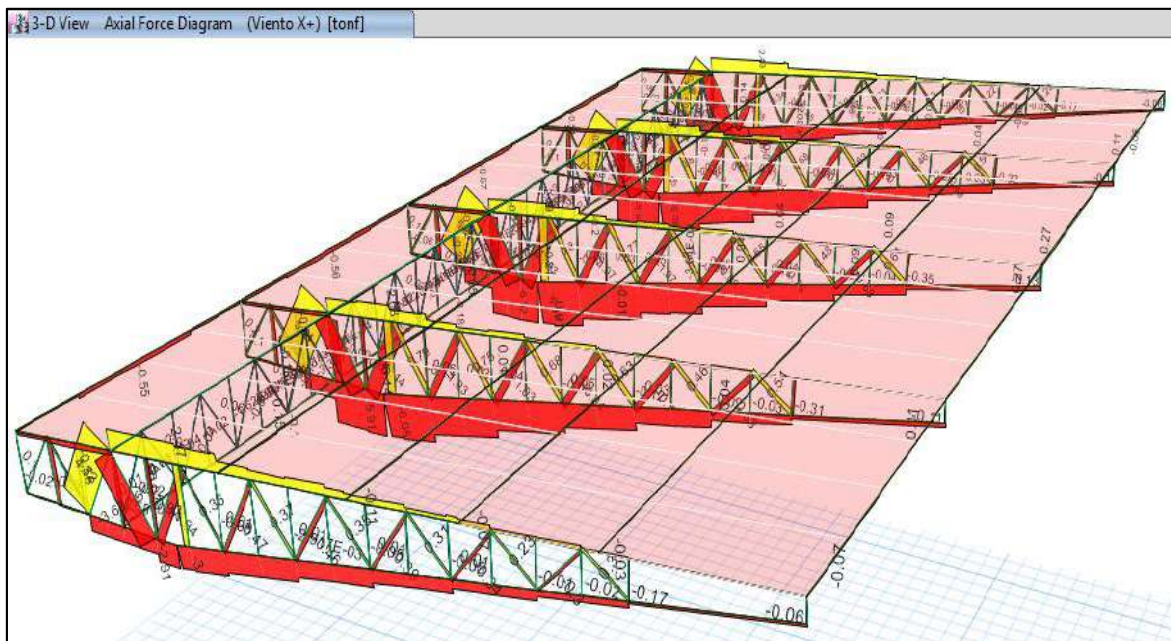


8. Visualización de los diagramas de Momentos en elementos Shell (Muros de Contención):

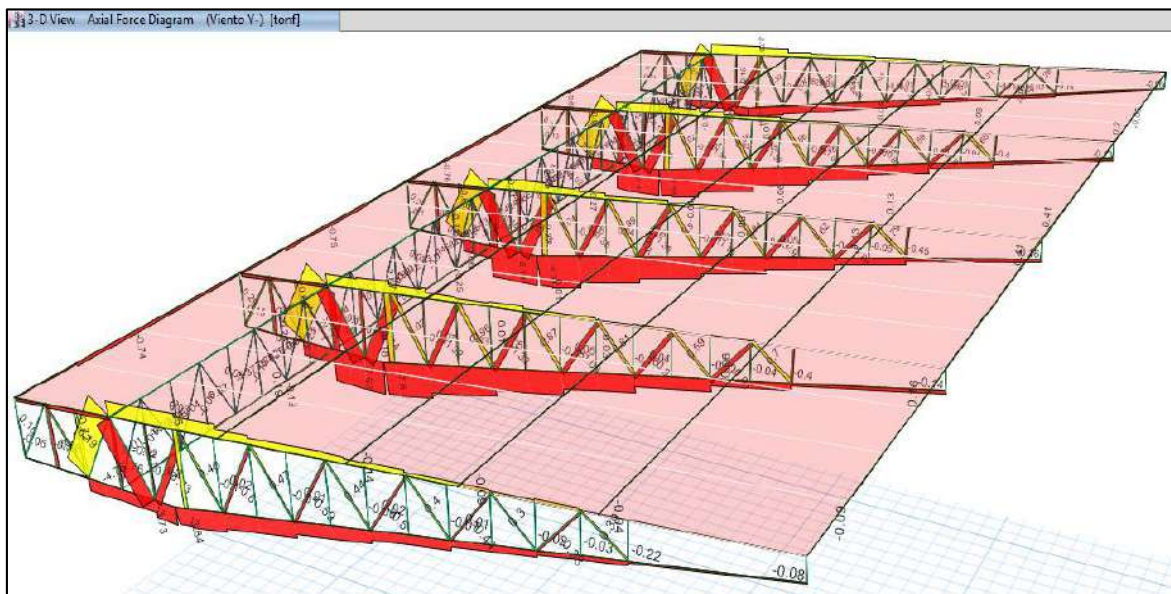
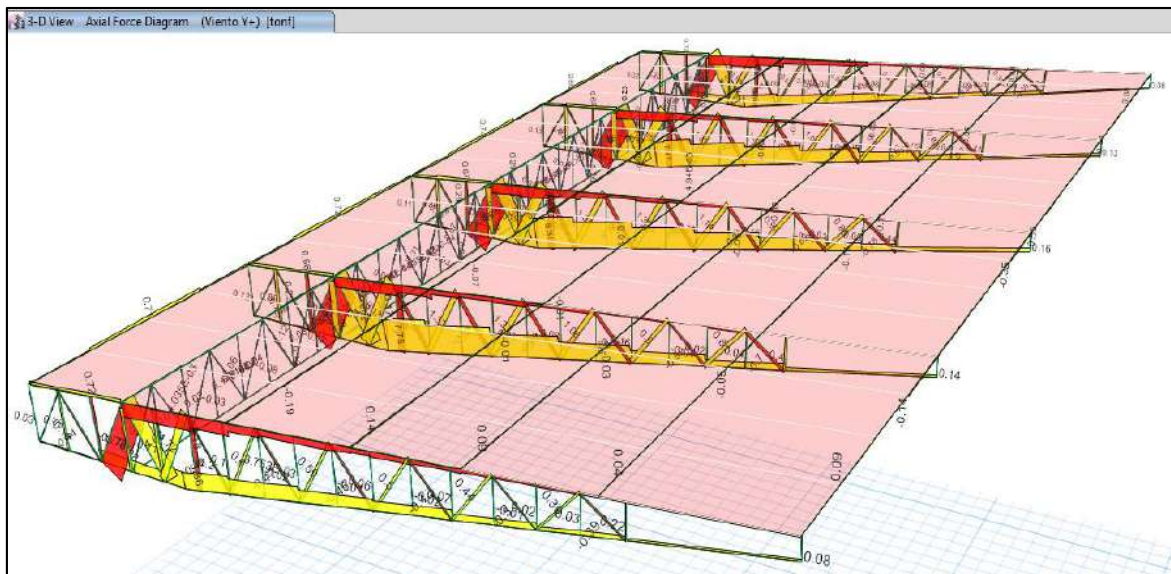


Análisis por Viento:

9. Visualización de las Cargas Axiales – Viento en la dirección X:

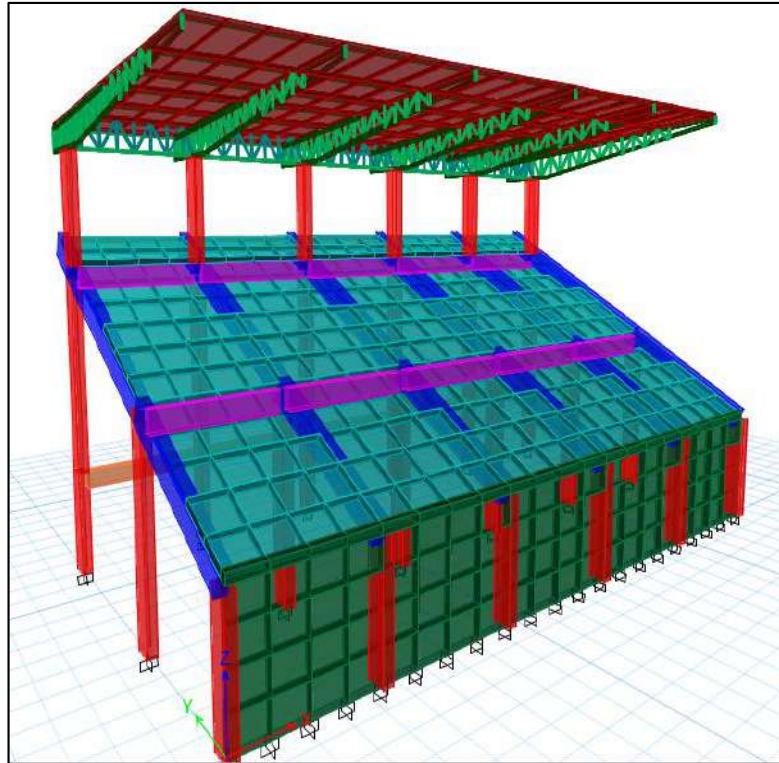


10. Visualización de las Cargas Axiales – Viento en la dirección Y:

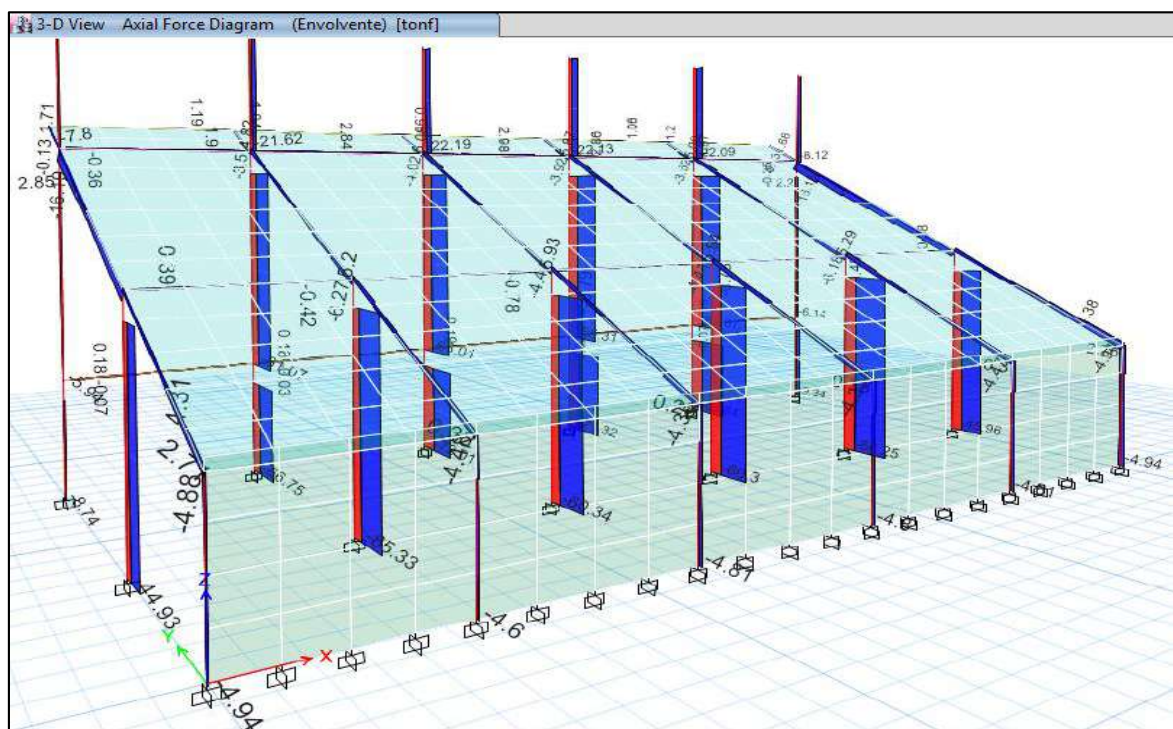


Modelamiento Estructural - BLOQUE V:

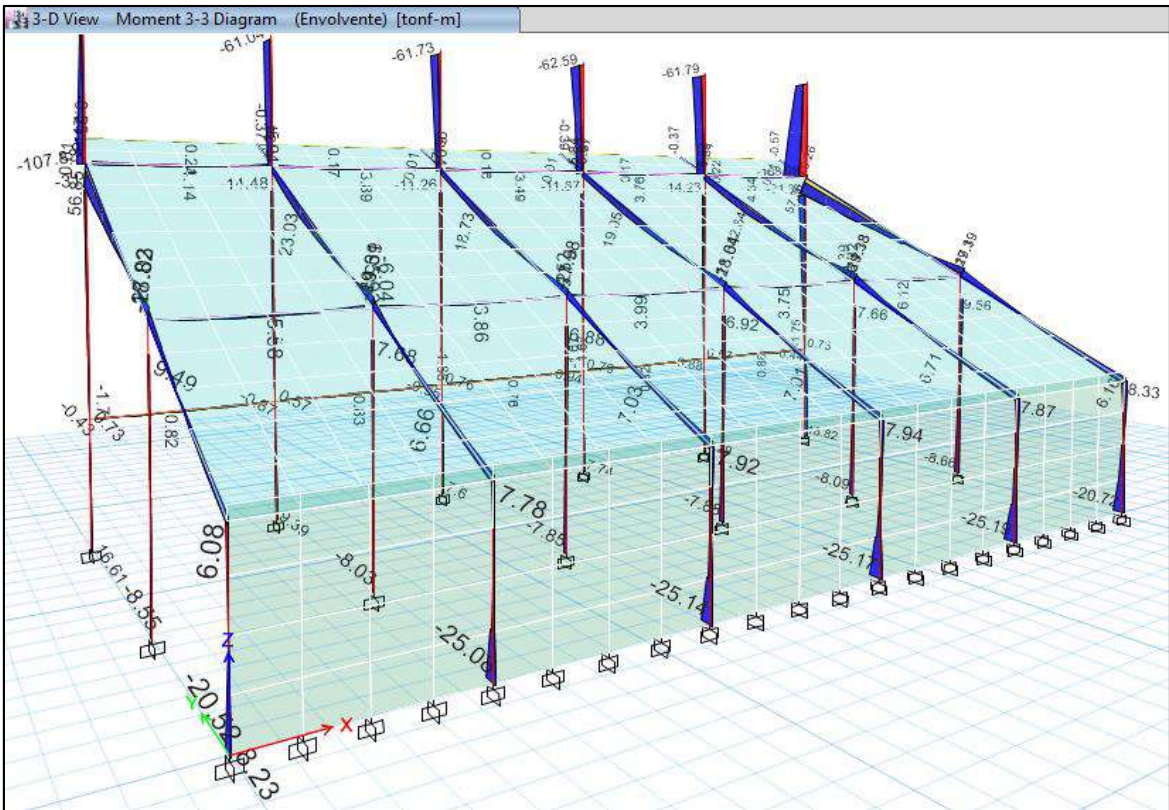
1. Visualización del modelo geométrico constituido por pórticos (Columnas – Viga Inclinada), vigas secundarias, losa de graderías, muros de contención y techo metálico con cobertura liviana.



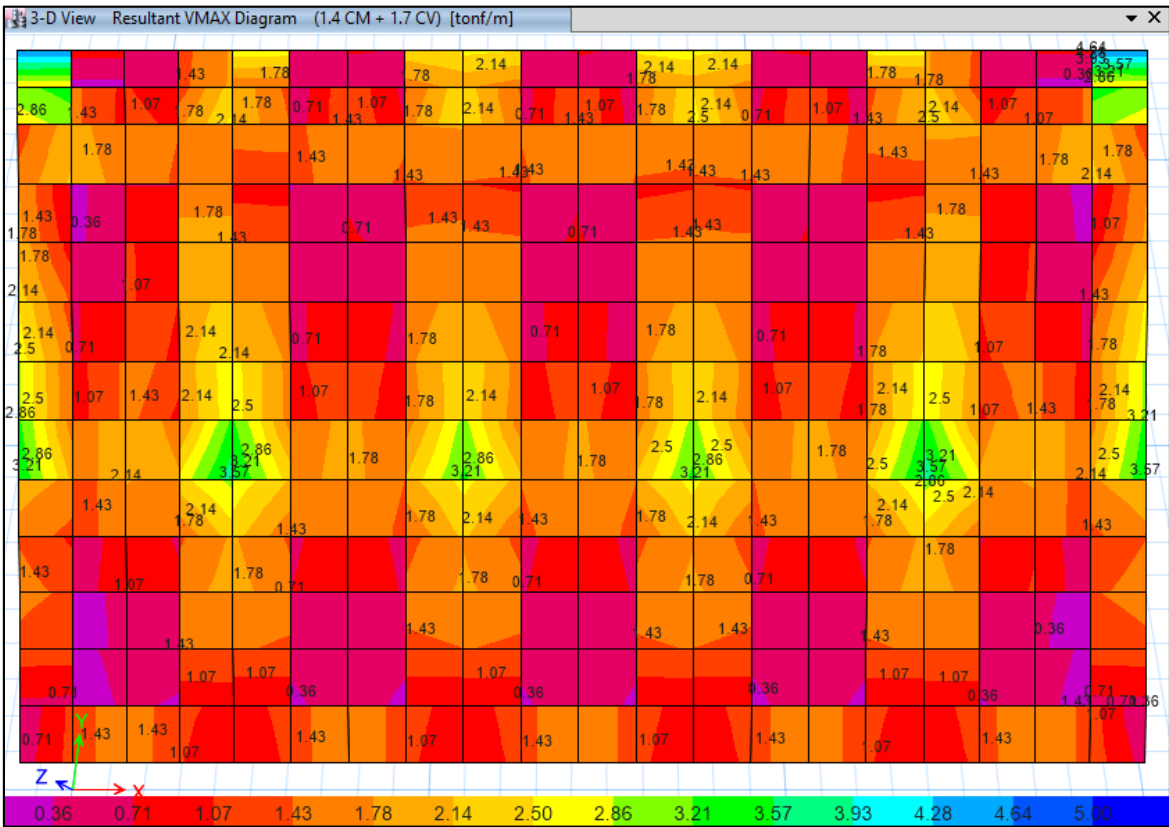
2. Visualización de los diagramas de Fuerzas Axiales en elementos Frame (Columnas y Vigas):



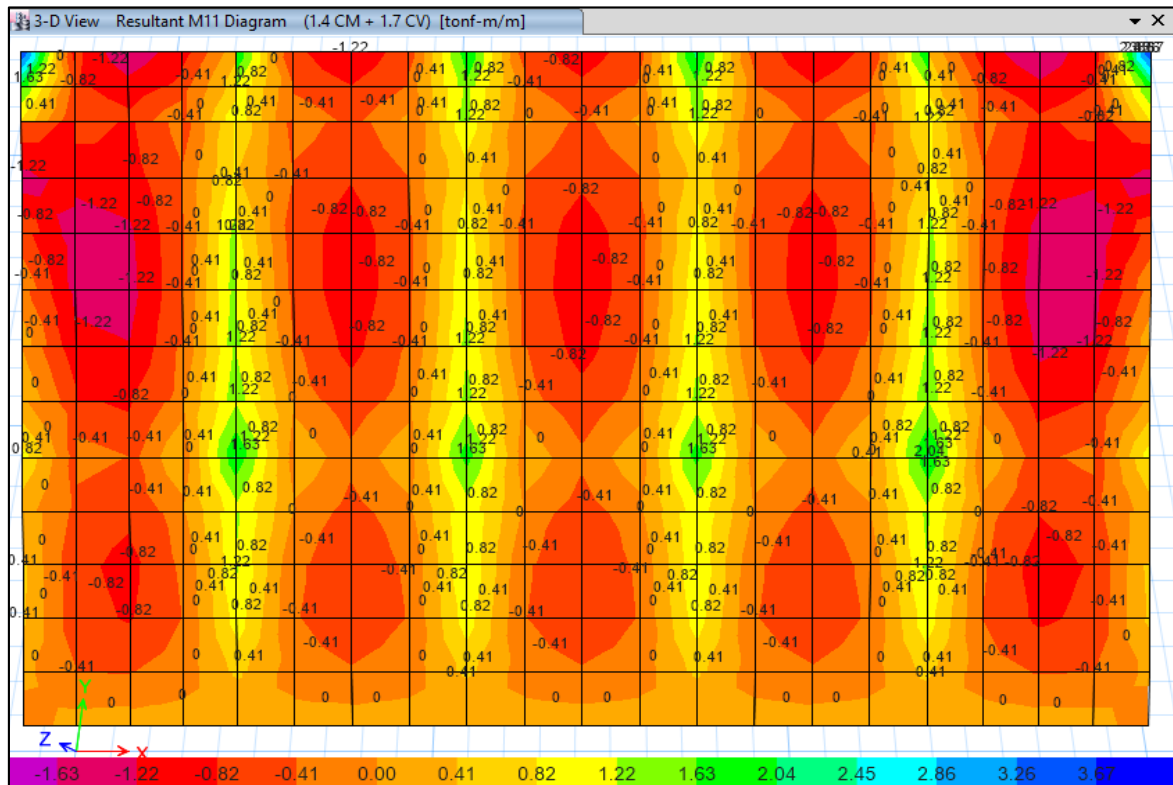
3. Visualización de los diagramas de Momentos en elementos Frame (Columnas y Vigas):



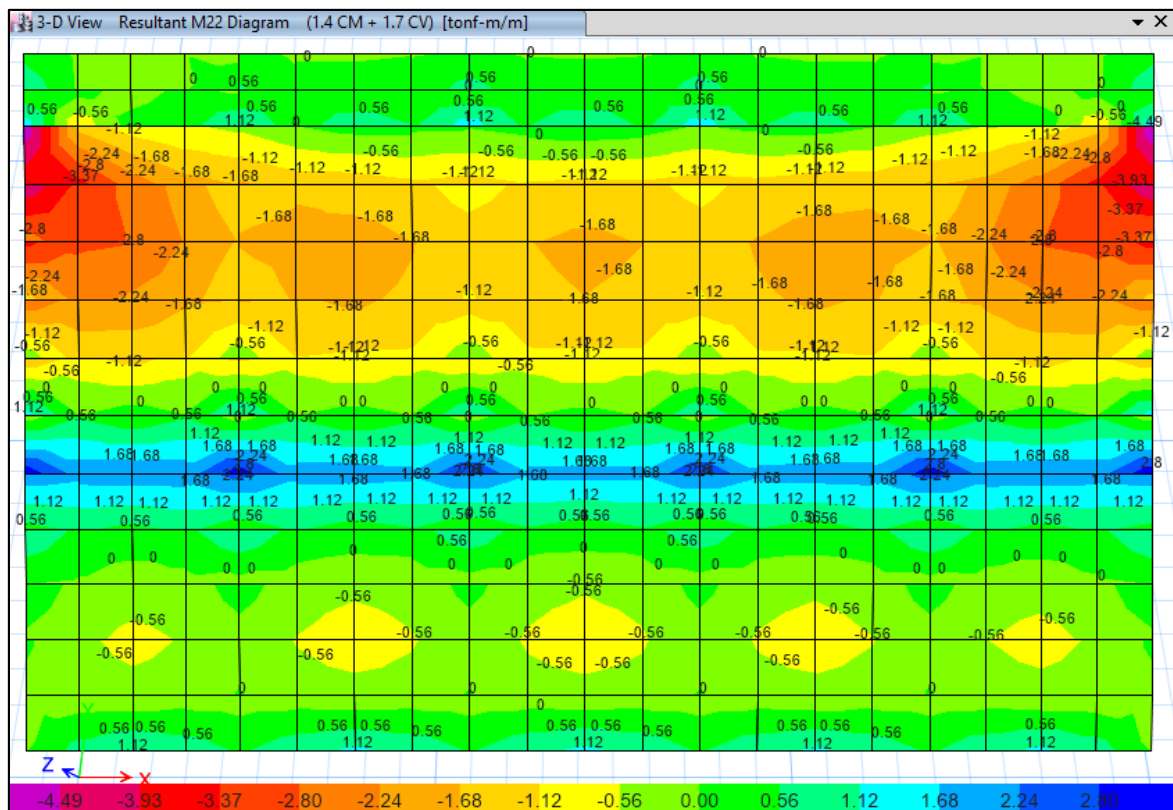
4. Visualización de los diagramas de Fuerzas Cortantes en elementos Shell (Losa de Graderías):



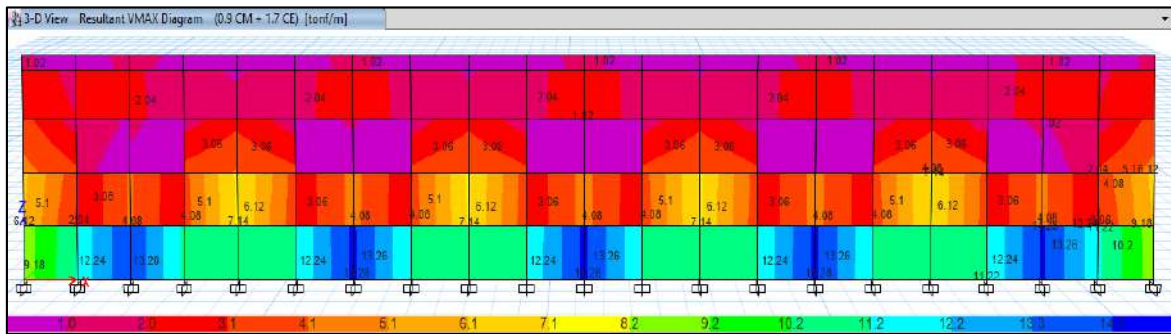
5. Visualización de los diagramas de Momentos M_{11} en elementos Shell (Losa de Graderías):



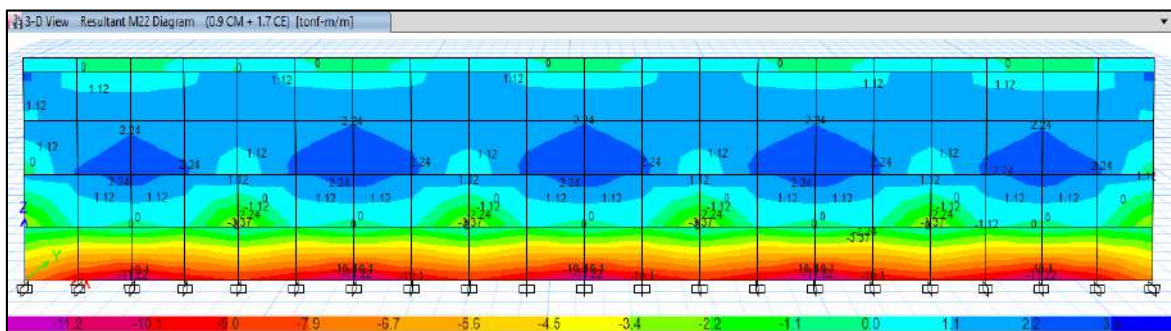
6. Visualización de los diagramas de Momentos M_{22} en elementos Shell (Losa de Graderías):



7. Visualización de los diagramas de Fuerzas Cortantes en elementos Shell (Muros de Contención):

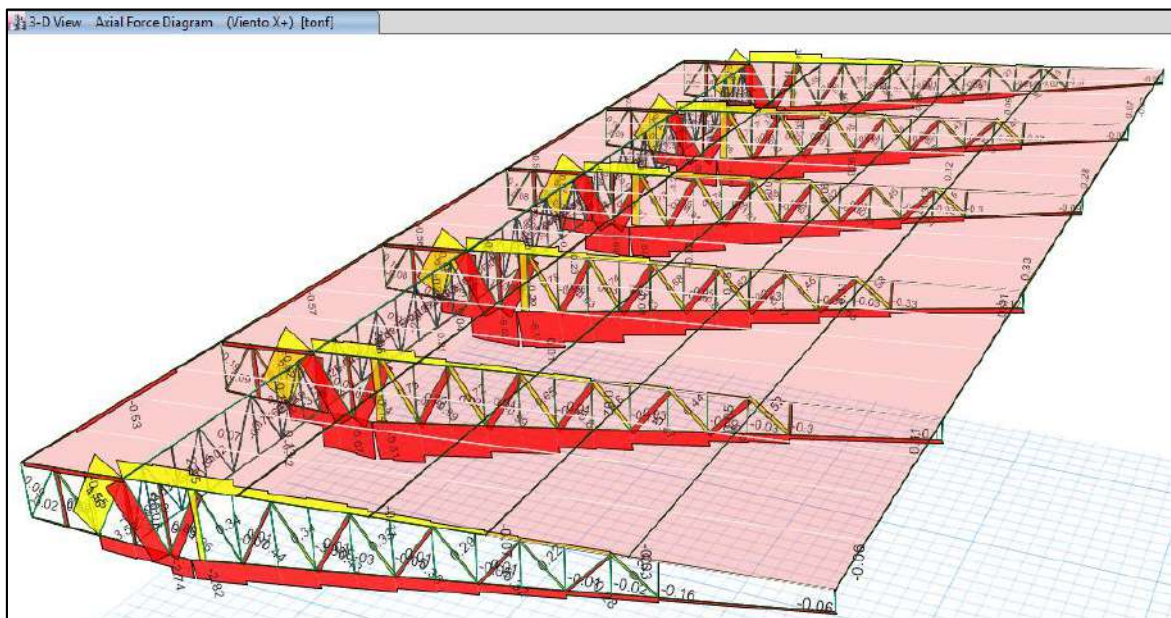


8. Visualización de los diagramas de Momentos en elementos Shell (Muros de Contención):

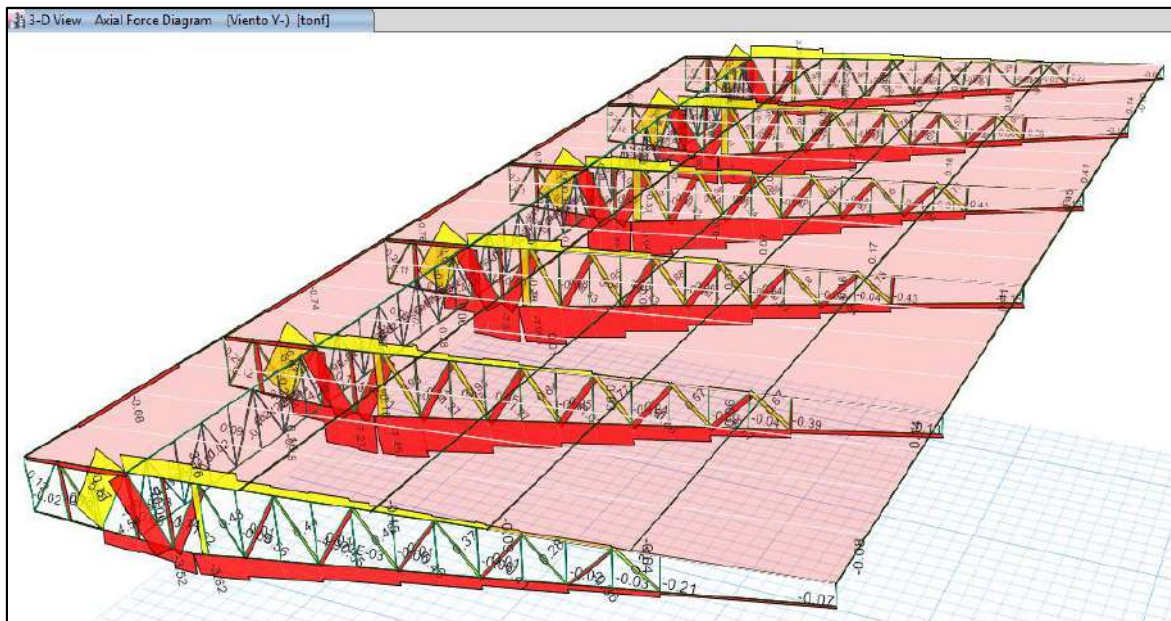
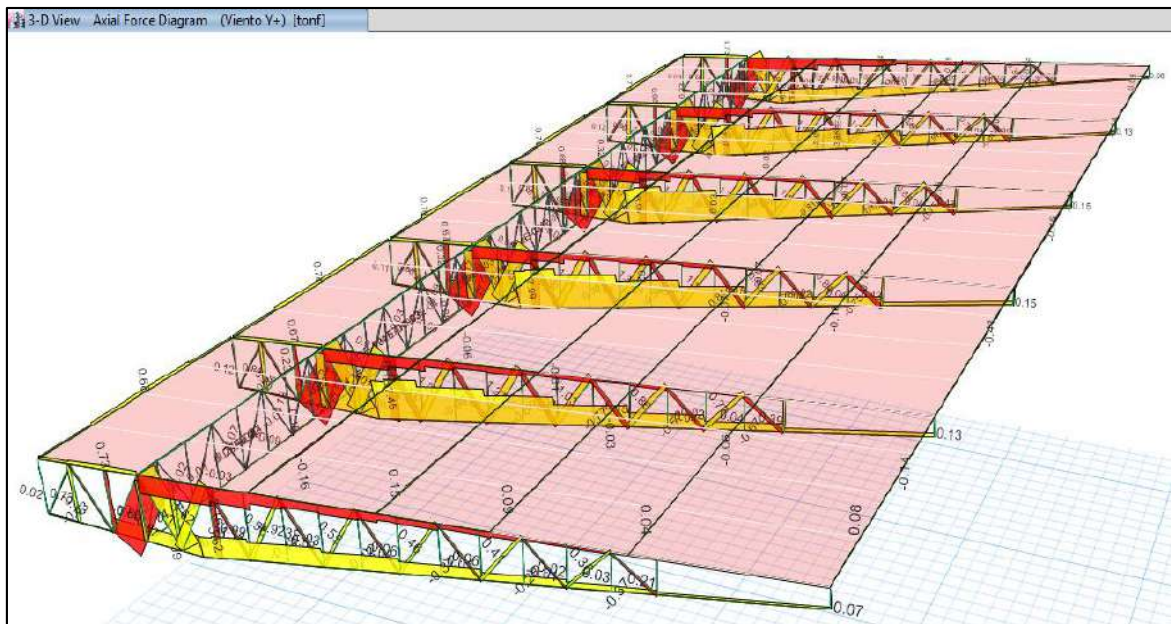


Análisis por Viento:

9. Visualización de las Cargas Axiales – Viento en la dirección X:

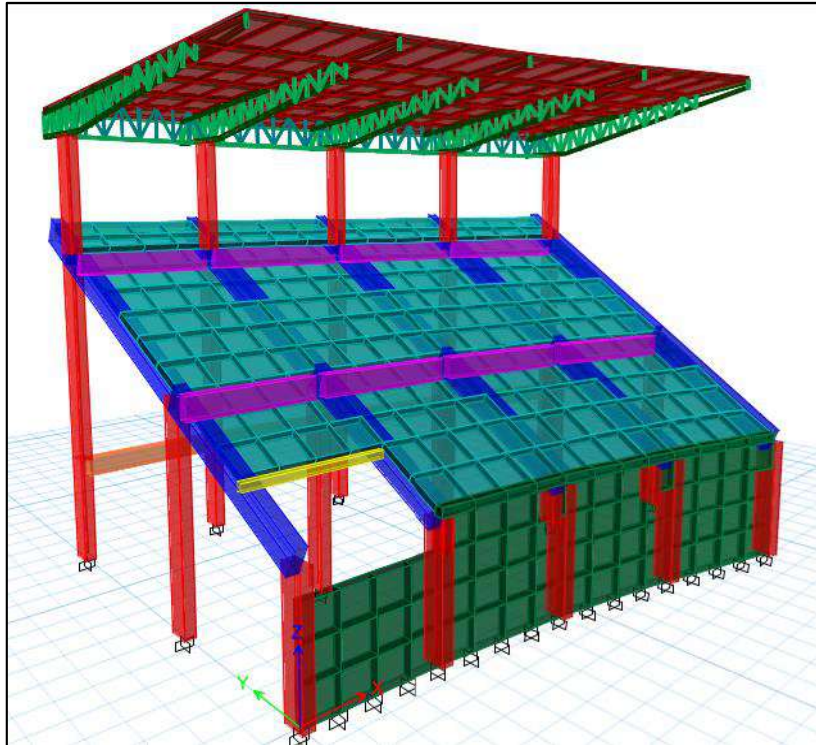


10. Visualización de las Cargas Axiales – Viento en la dirección Y:

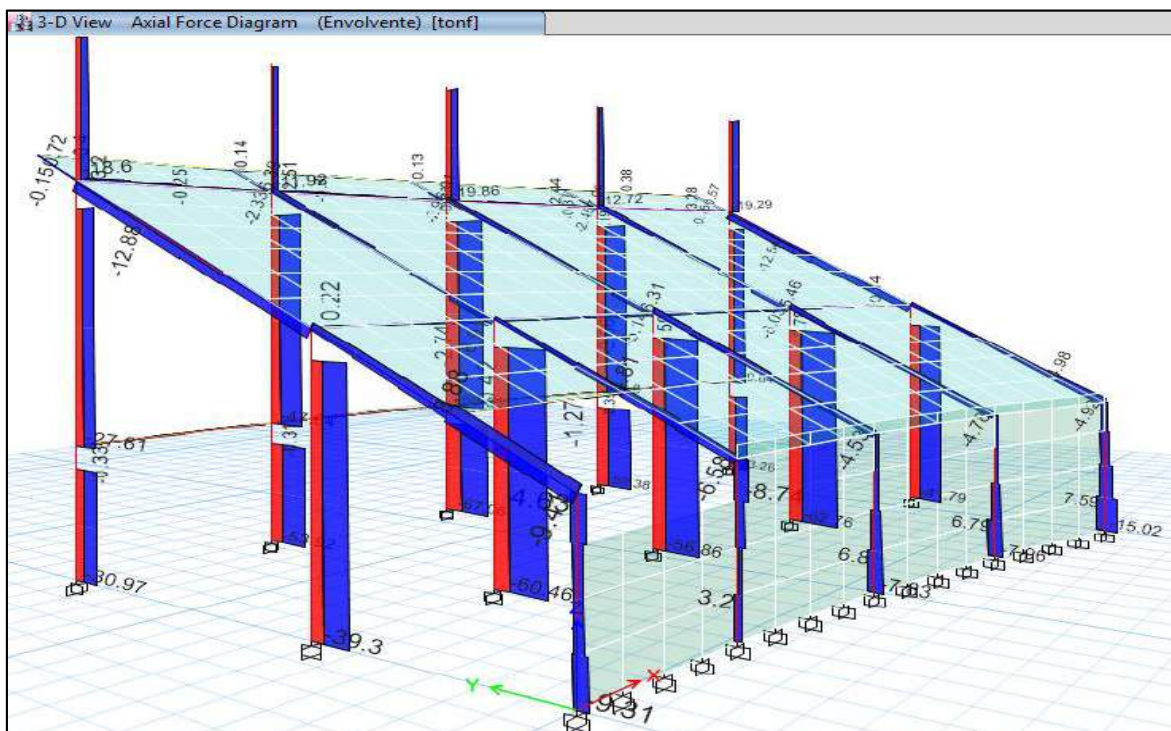


Modelamiento Estructural - BLOQUE VI:

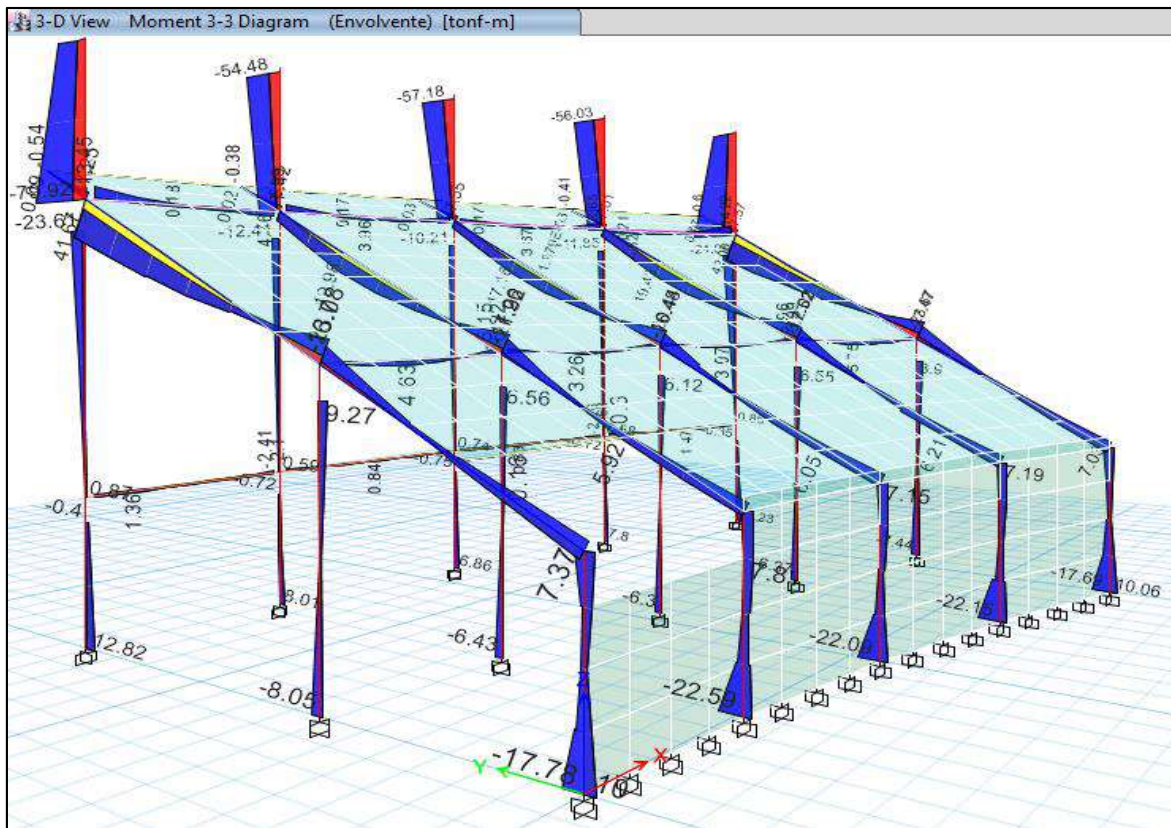
1. Visualización del modelo geométrico constituido por pórticos (Columnas – Viga Inclinata), vigas secundarias, losa de graderías, muros de contención y techo metalizo con cobertura liviana.



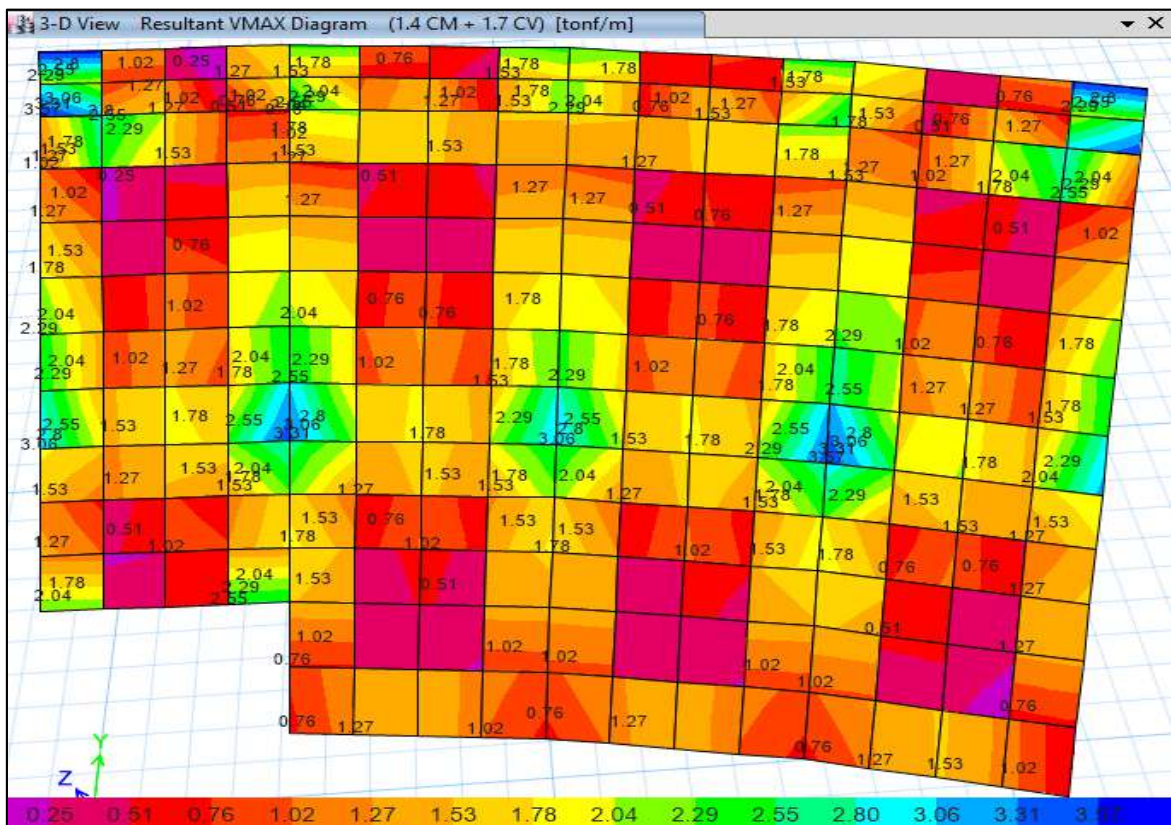
2. Visualización de los diagramas de Fuerzas Axiales en elementos Frame (Columnas y Vigas):



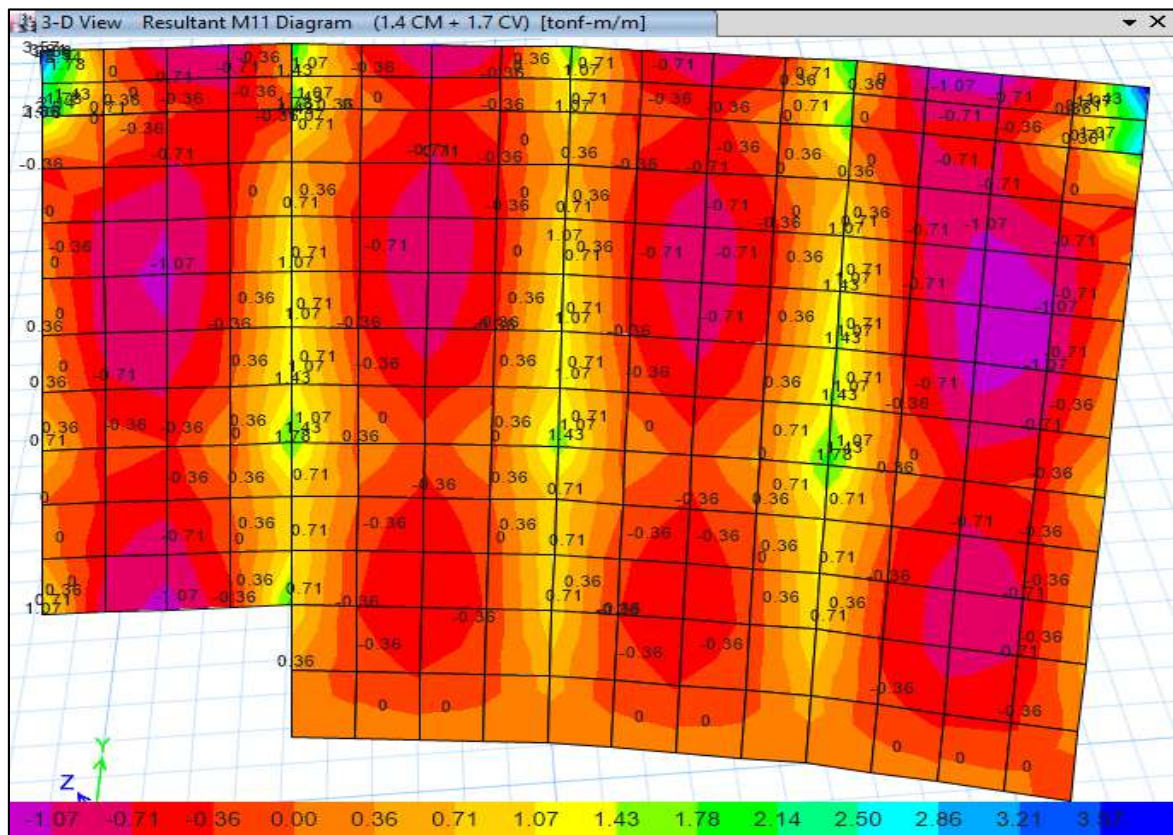
3. Visualización de los diagramas de Momentos en elementos Frame (Columnas y Vigas):



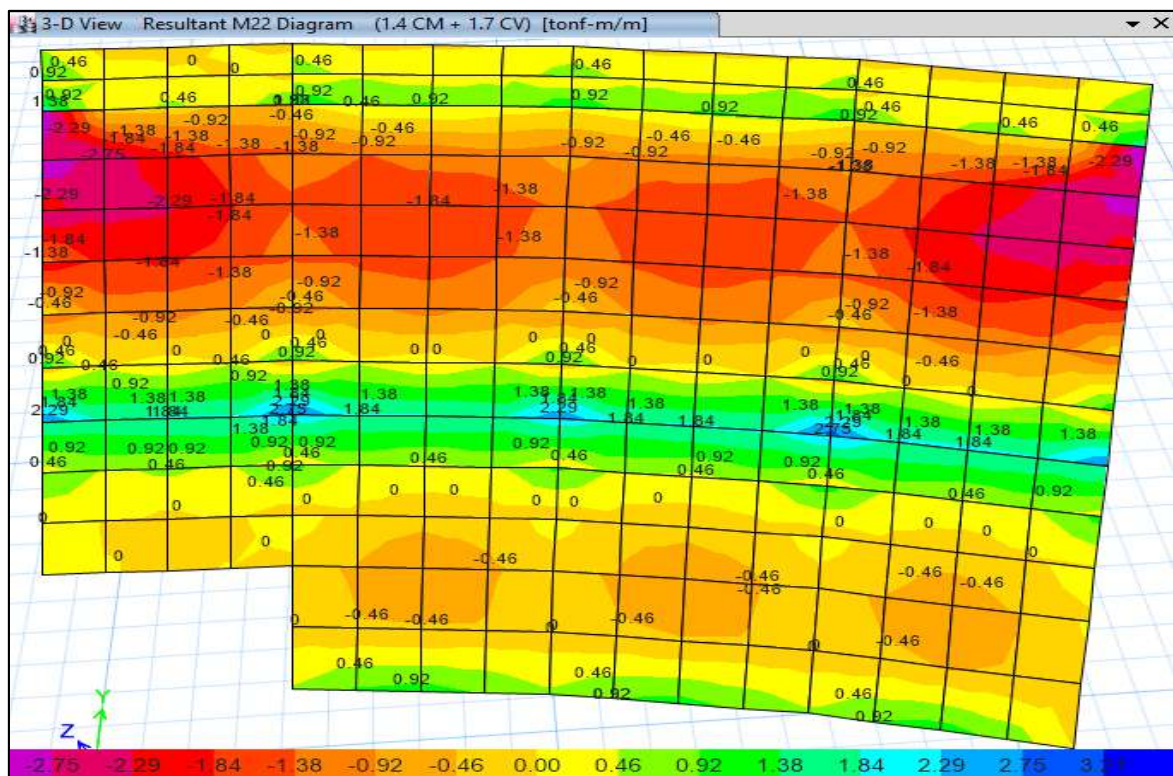
4. Visualización de los diagramas de Fuerzas Cortantes en elementos Shell (Losa de Graderías):



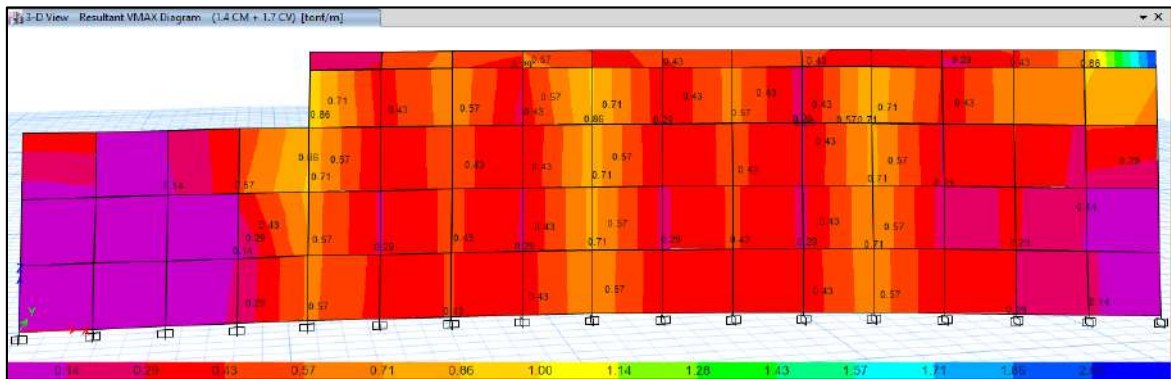
5. Visualización de los diagramas de Momentos M_{11} en elementos Shell (Losa de Graderías):



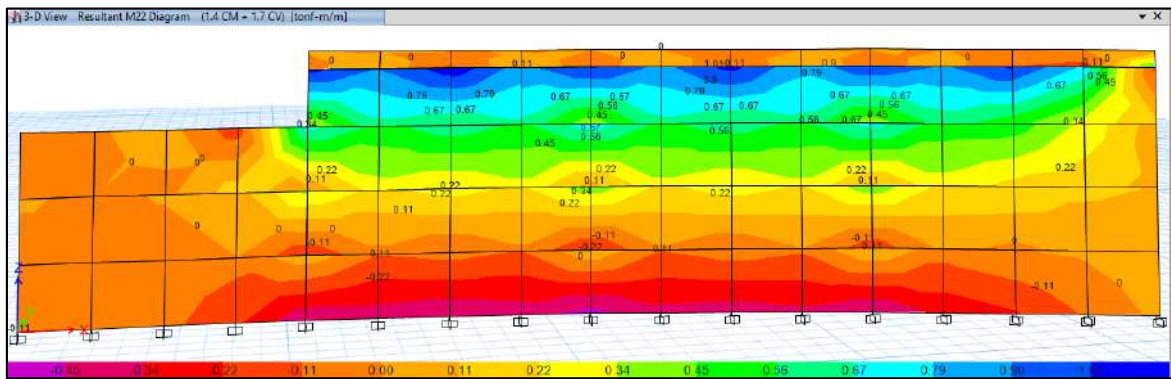
6. Visualización de los diagramas de Momentos M_{22} en elementos Shell (Losa de Graderías):



7. Visualización de los diagramas de Fuerzas Cortantes en elementos Shell (Muros de Contención):

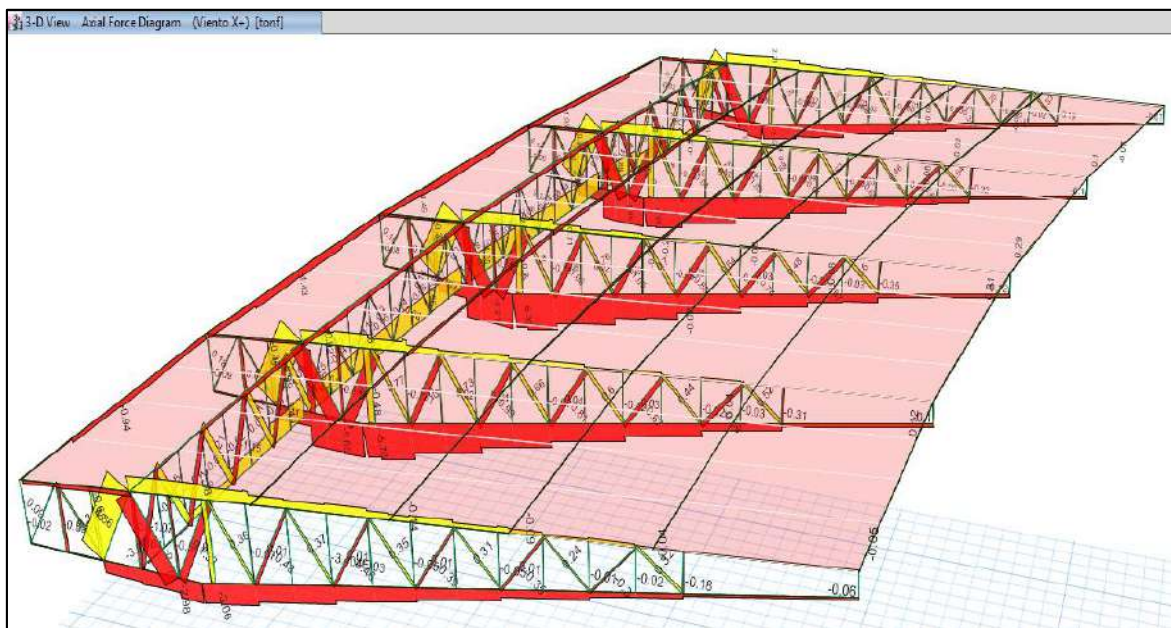


8. Visualización de los diagramas de Momentos en elementos Shell (Muros de Contención):

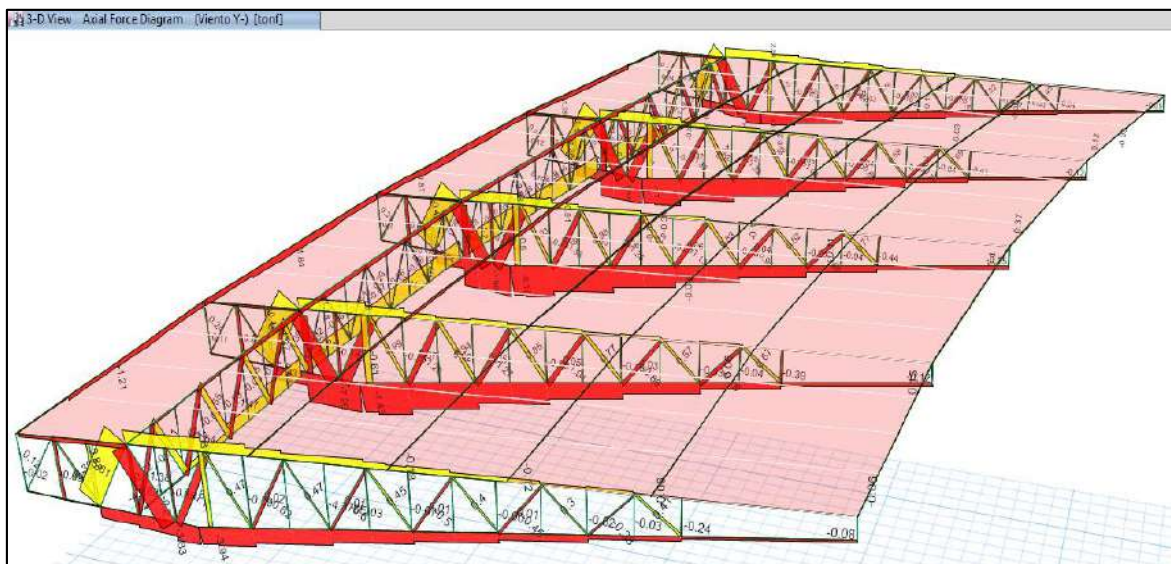
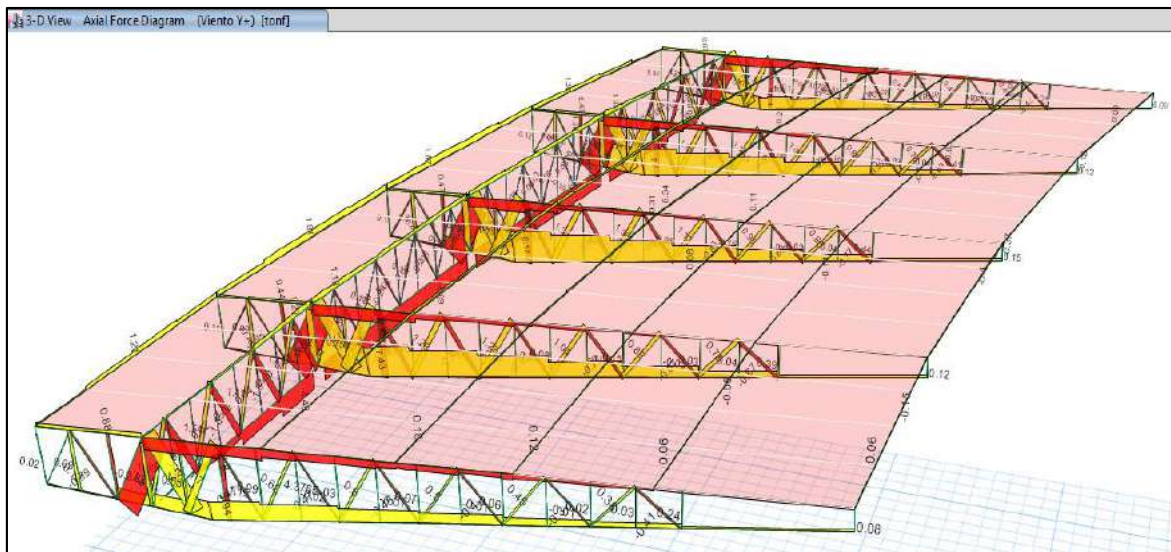


Análisis por Viento:

9. Visualización de las Cargas Axiales – Viento en la dirección X:



10. Visualización de las Cargas Axiales – Viento en la dirección Y:



ANEXO N° 5. “Solicitud de acceso al EXPEDIENTE TÉCNICO”.



GOBIERNO REGIONAL CAJAMARCA
GERENCIA SUB REGIONAL JAÉN
SUB GERENCIA DE OPERACIONES



“Año del Diálogo y la Reconciliación Nacional”

MAD: 03925719

Jaén, 15 de junio del 2018.

CARTA N° 127 -2018-GR.CAJ-GSRJ/SGO

Señorita:

Bach. Yalemi Libertad RAMÍREZ CRUZ.

Estudiante de la Universidad de Cajamarca – Jaén

Jaén.-

ASUNTO: Remito Expediente Tecnico Solicitado.

Tengo el agrado de dirigirme a usted para saludarle cordialmente, y a la vez hacerle llegar adjunto al presente en 01 anillado 02 fólder, conteniendo el Expediente Tecnico del Proyecto **“Construcción Tribunas Estadio Víctor Montoya Segura – Jaén”**, a fin de que saque copia según lo solicitado.

Es propicia la ocasión para reiterarle las muestras de consideración y estima personal.

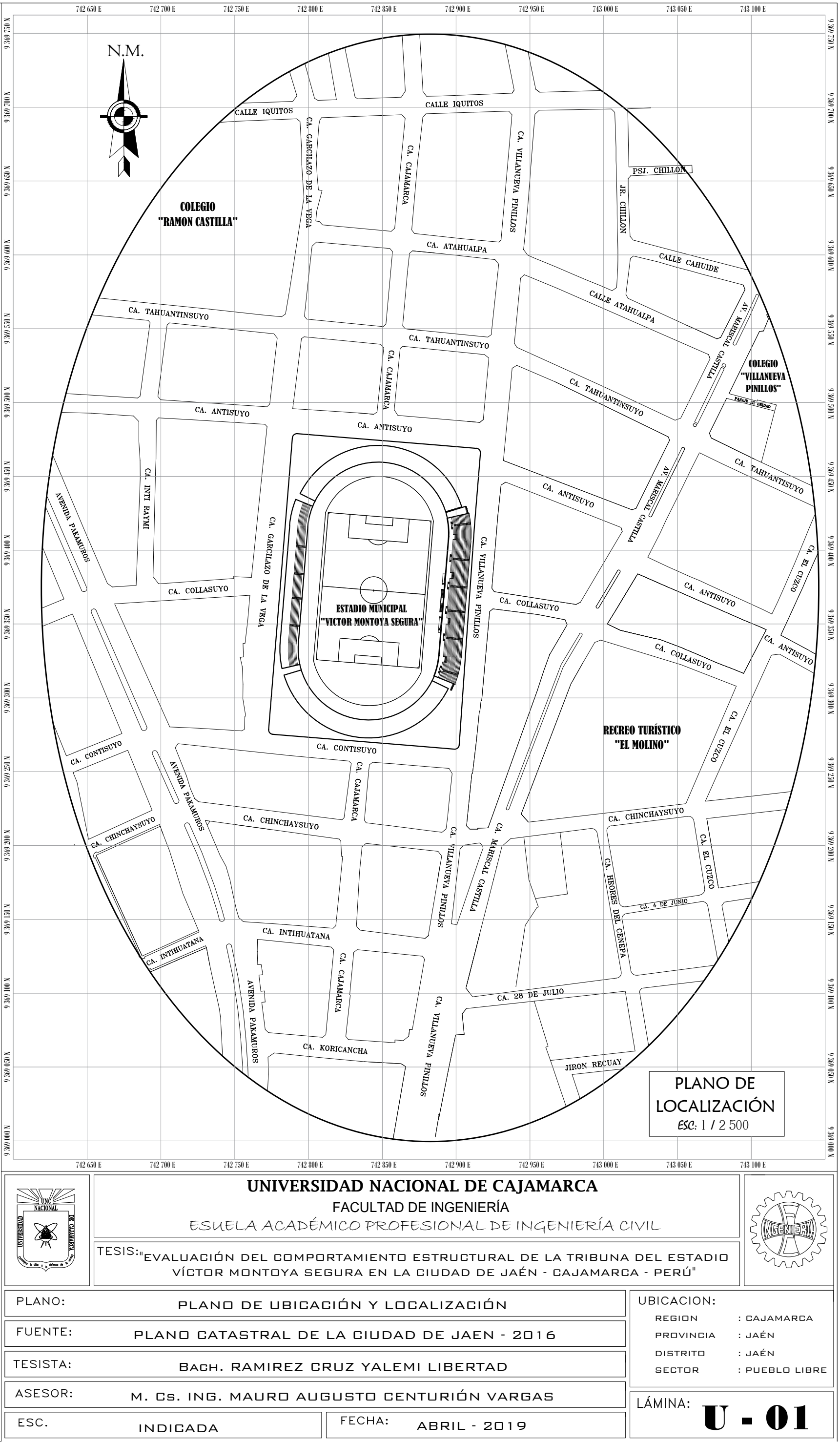
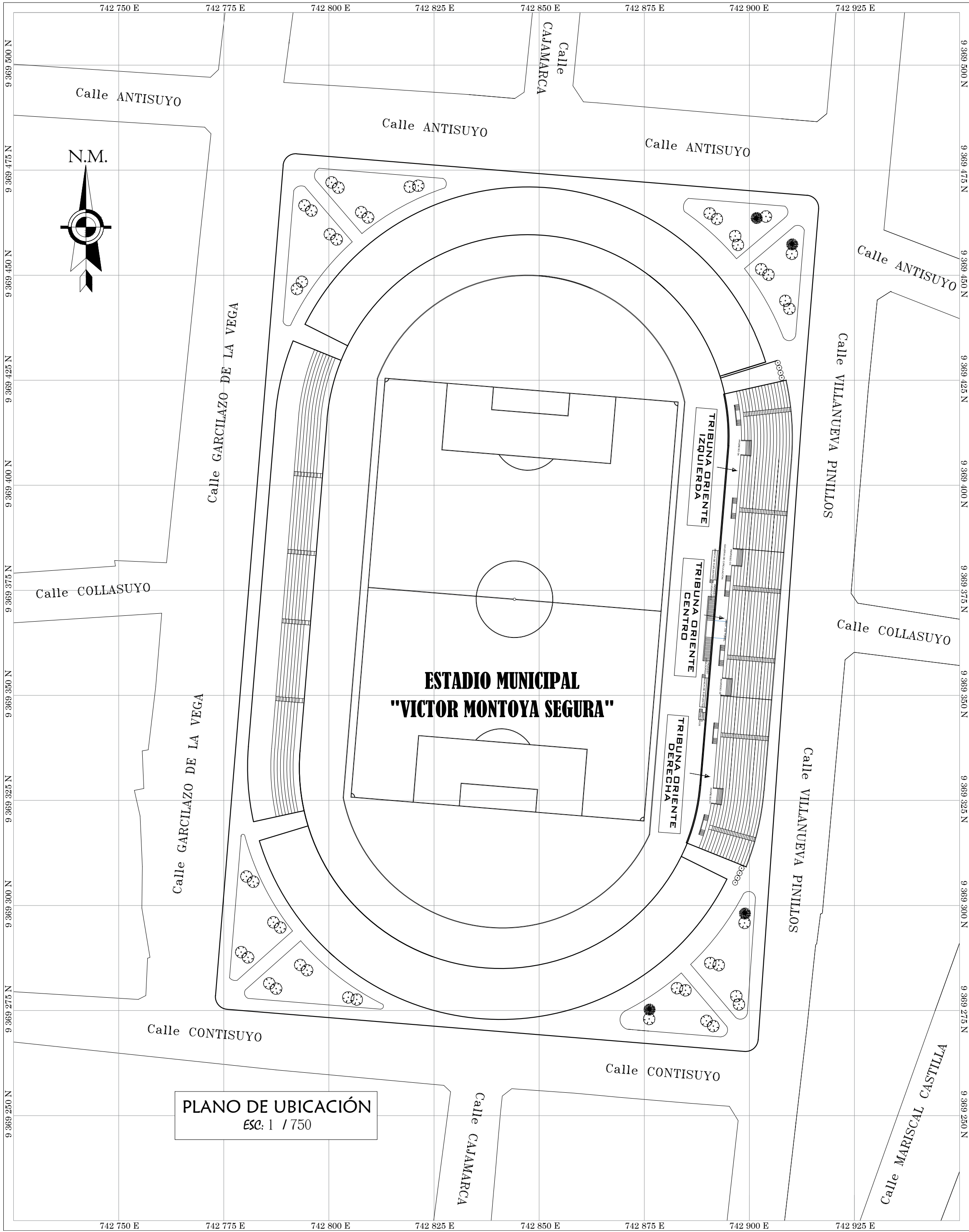
Atentamente,

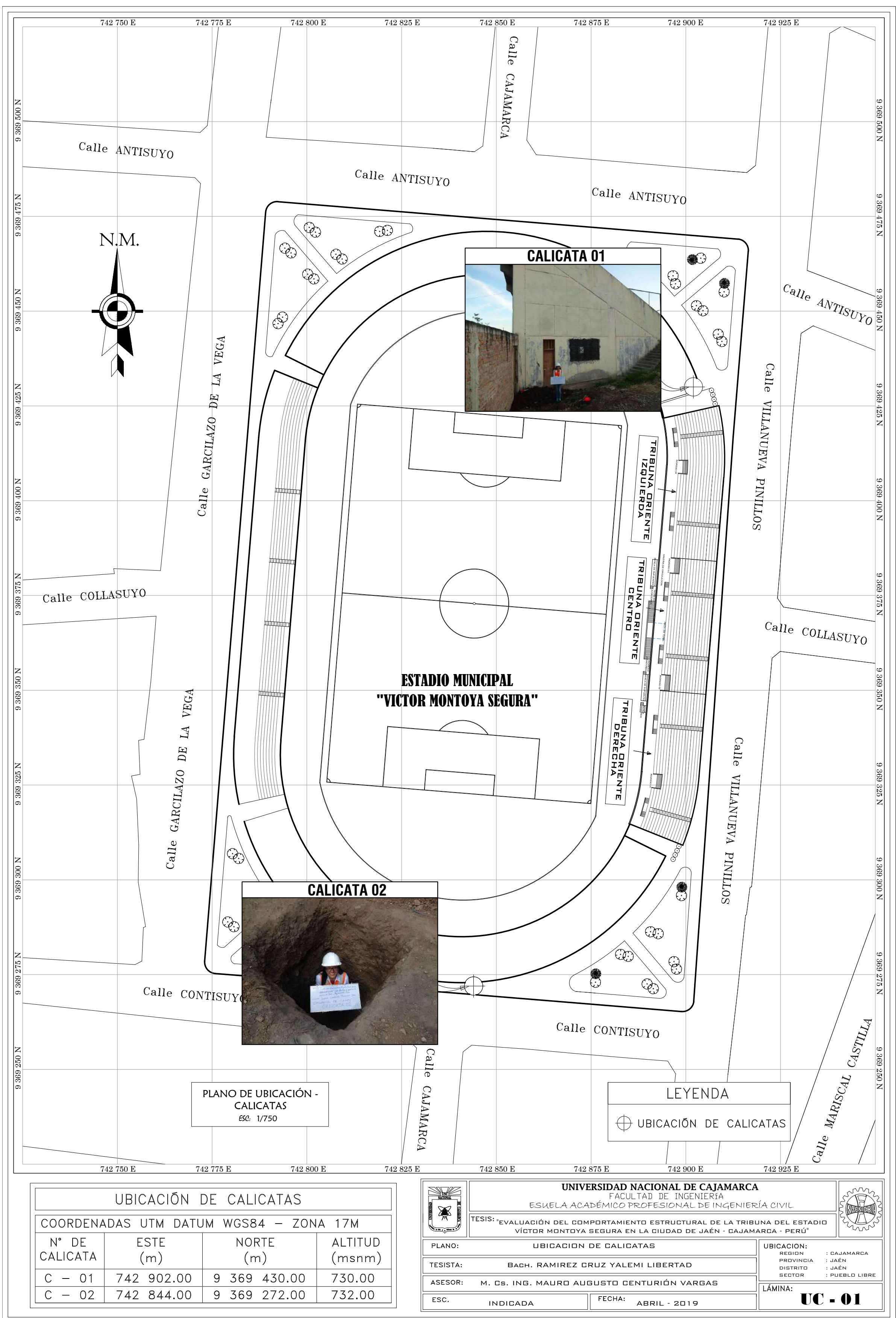

Ing. Ricardo Espinoza Apolaya
SUB GERENTE OPERACIONES

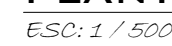
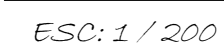
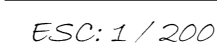
C.C.:
Archivo
REA/fsj

ANEXO N° 6. PLANOS

- **Plano:** Ubicación y Localización.
- **Plano:** Ubicación de Calicatas.
- **Plano:** Planta General.
- **Plano:** Arquitectura.
- **Plano:** Estructuras.
- **Plano:** Cimentaciones.
- **Plano:** Techo Metálico.

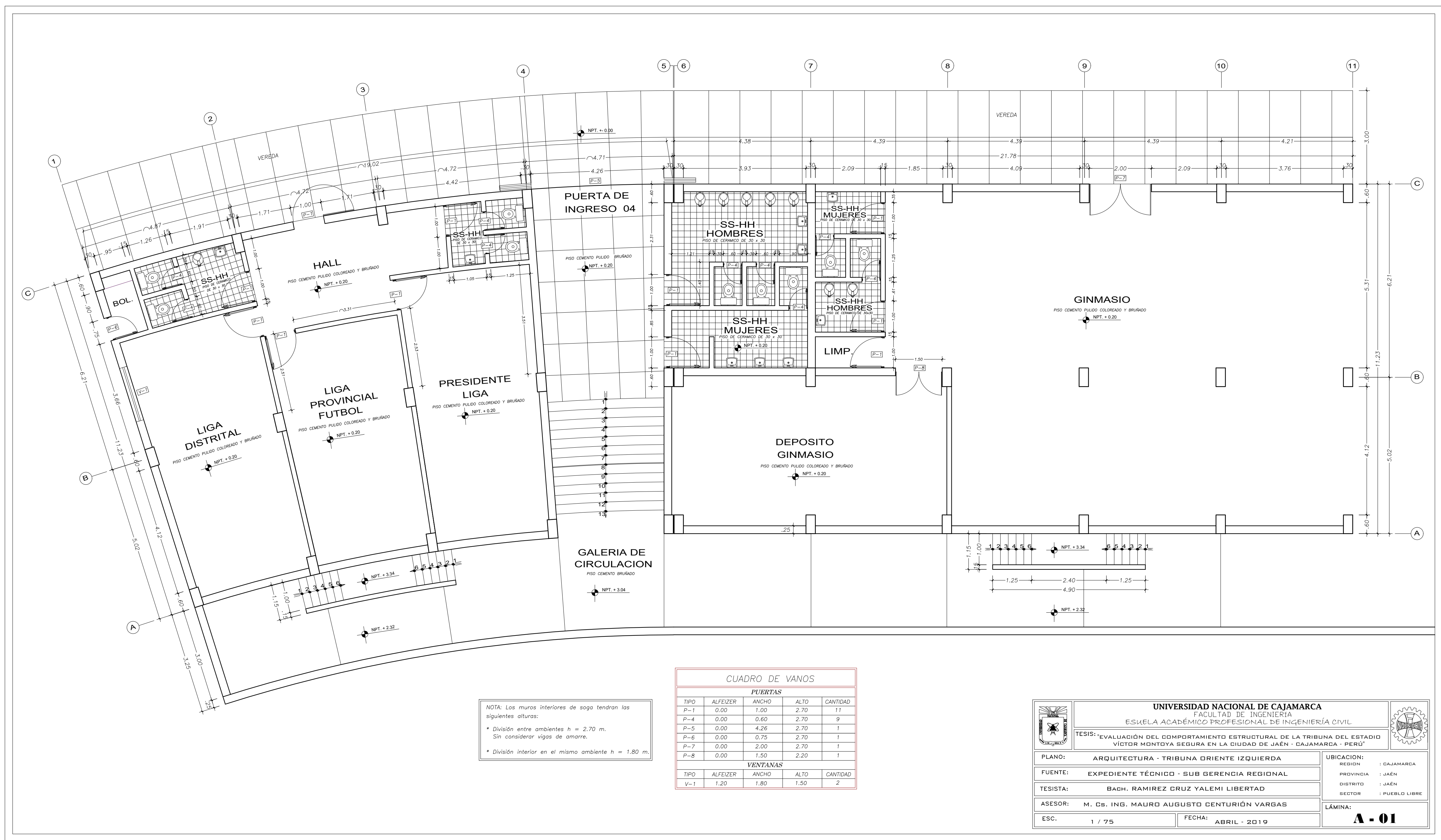






DATOS INFORMATIVOS	
PROPIETARIO (A)	MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE JAEN
REGION	CAJAMARCA
PROVINCIA	JAEN
DISTRITO	JAEN
DIRECCION	Calle VILLANUEVA PINILLOS Calle ANTISUYO Calle GARCILAZO DE LA VEGA Calle CONTISUYO
FECHA DE CONSTRUCCION	2012

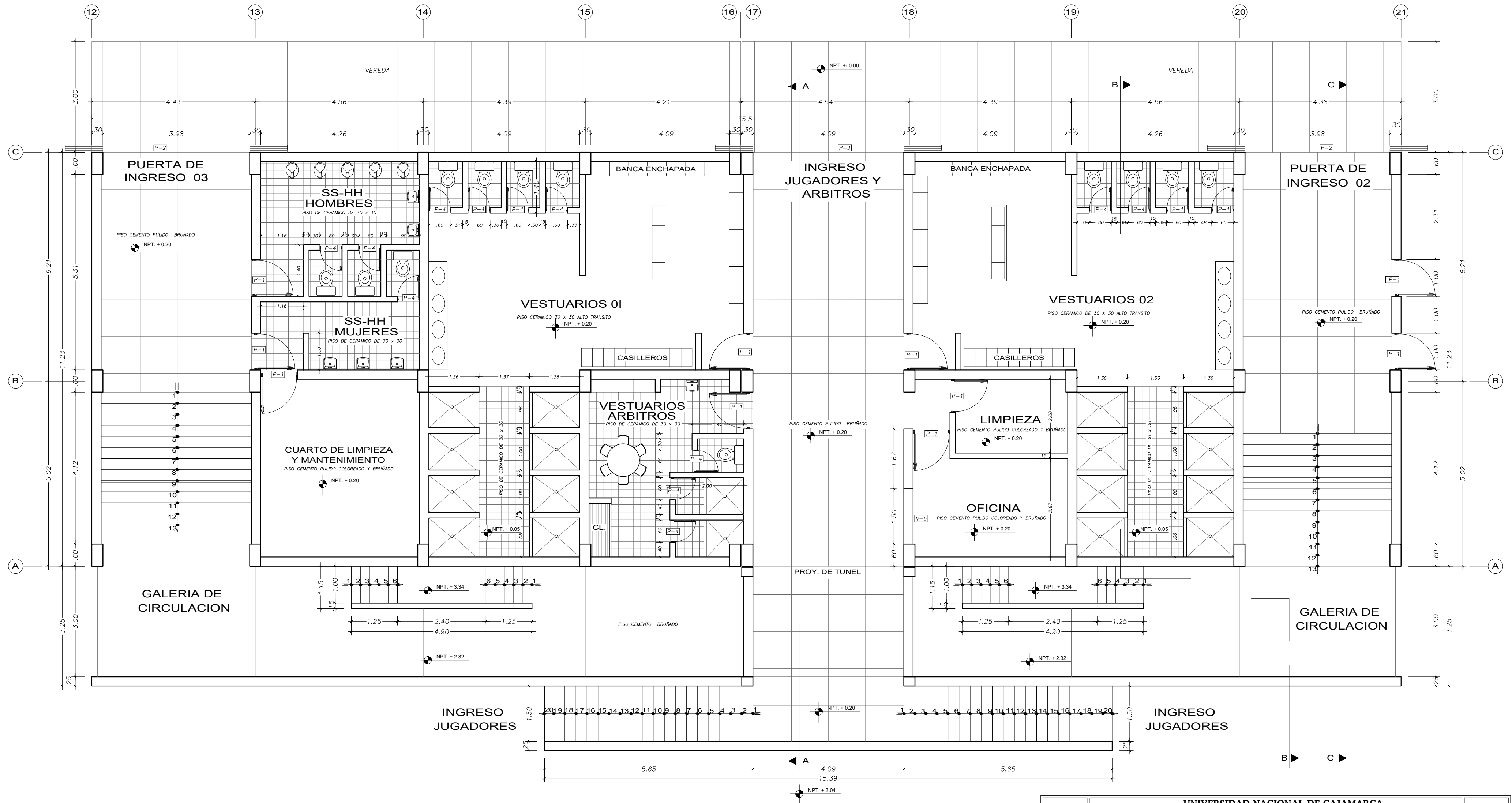
	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
	TESIS: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TRIBUNA DEL ESTADIO VÍCTOR MONTOYA SEGURA EN LA CIUDAD DE JAÉN - CAJAMARCA - PERÚ"		
PLANO:	PLANTA GENERAL Y DISTRIBUCION DE AMBIENTES		UBICACION:
FUENTE:	EXPEDIENTE TECNICO - SUB GERENCIA REGIONAL		REGION: CAJAMARCA
TESISTA:	BACH. RAMIREZ CRUZ YALEMI LIBERTAD		PROVINDIA: JAÉN
ASESOR:	M. CS. ING. MAURO AUGUSTO CENTURIÓN VARGAS		DISTRITO: JAÉN
ESC.	INDICADA	FECHA:	SÉCTOR: PUEBLO LIBRE
		ABRIL - 2019	LÁMINA: PG/DA - 01



NOTA: Los muros interiores de soga tendran las siguientes alturas:
• División entre ambientes h = 2,70 m.
Sin considerar vigas de amarre.
• División interior en el mismo ambiente h = 1,80 m.

CUADRO DE VANOS				
PUERTAS				
TIPO	ALFEIZER	ANCHO	ALTO	CANTIDAD
P-1	0.00	1.00	2.70	11
P-4	0.00	0.60	2.70	9
P-5	0.00	4.26	2.70	1
P-6	0.00	0.75	2.70	1
P-7	0.00	2.00	2.70	1
P-8	0.00	1.50	2.20	1
VENTANAS				
TIPO	ALFEIZER	ANCHO	ALTO	CANTIDAD
V-1	1.20	1.80	1.50	2

		UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL			
TESISTA: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TRIBUNA DEL ESTADIO VÍCTOR MONTÓYA SEGURA EN LA CIUDAD DE JAÉN - CAJAMARCA - PERÚ"					
PLANO:		ARQUITECTURA - TRIBUNA ORIENTE IZQUIERDA		UBICACION:	
FUENTE:		EXPEDIENTE TÉCNICO - SUB GERENCIA REGIONAL		REGION : CAJAMARCA	
TESISTA:		BACH. RAMIREZ CRUZ YALEMI LIBERTAD		PROVINCIA : JAÉN	
ASESOR:		M. CS. ING. MAURO AUGUSTO CENTURIÓN VARGAS		DISTRITO : JAÉN	
ESC.		1 / 75		FECHA: ABRIL - 2019	
				SECTOR : PUEBLO LIBRE	
				LÁMINA:	
				A - 01	

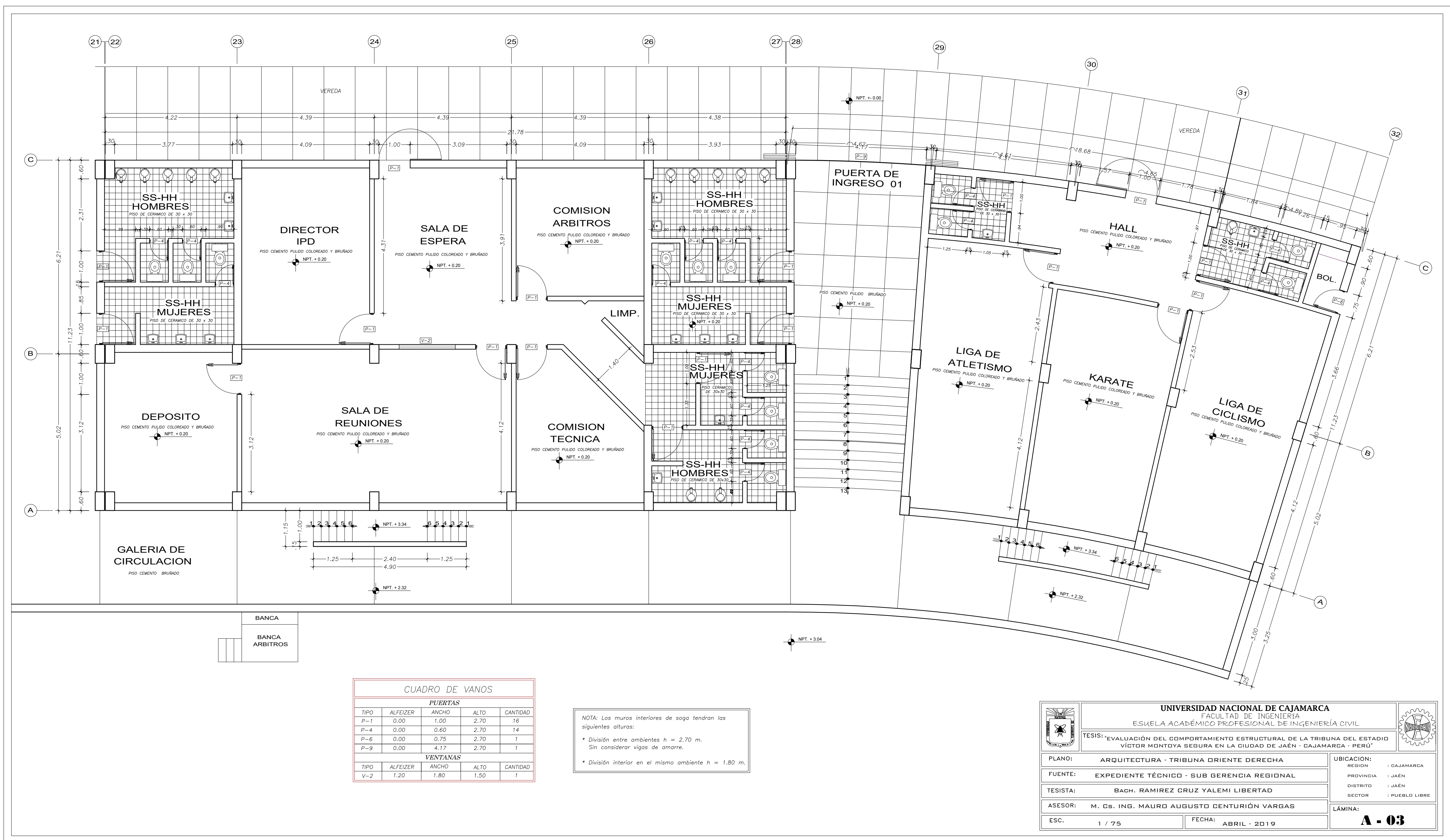


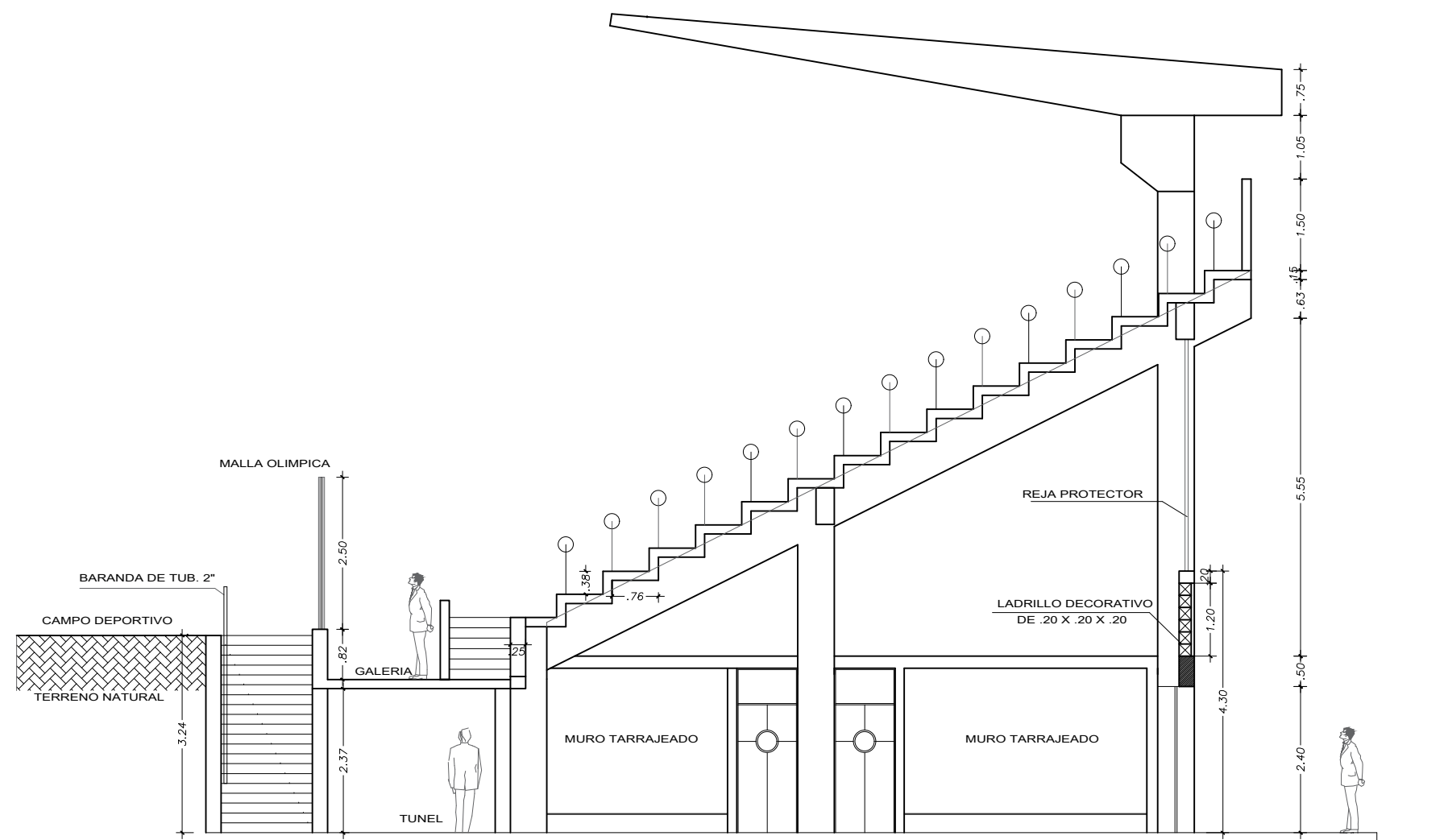
CUADRO DE VANOS				
PUERTAS				
TIPO	ALFEIZER	ANCHO	ALTO	CANTIDAD
P-1	0.00	1.00	2.40	10
P-2	0.00	3.98	2.40	2
P-3	0.00	4.09	2.40	1
P-4	0.00	0.60	2.40	14

NOTA: Los muros interiores de soga tendran las siguientes alturas:

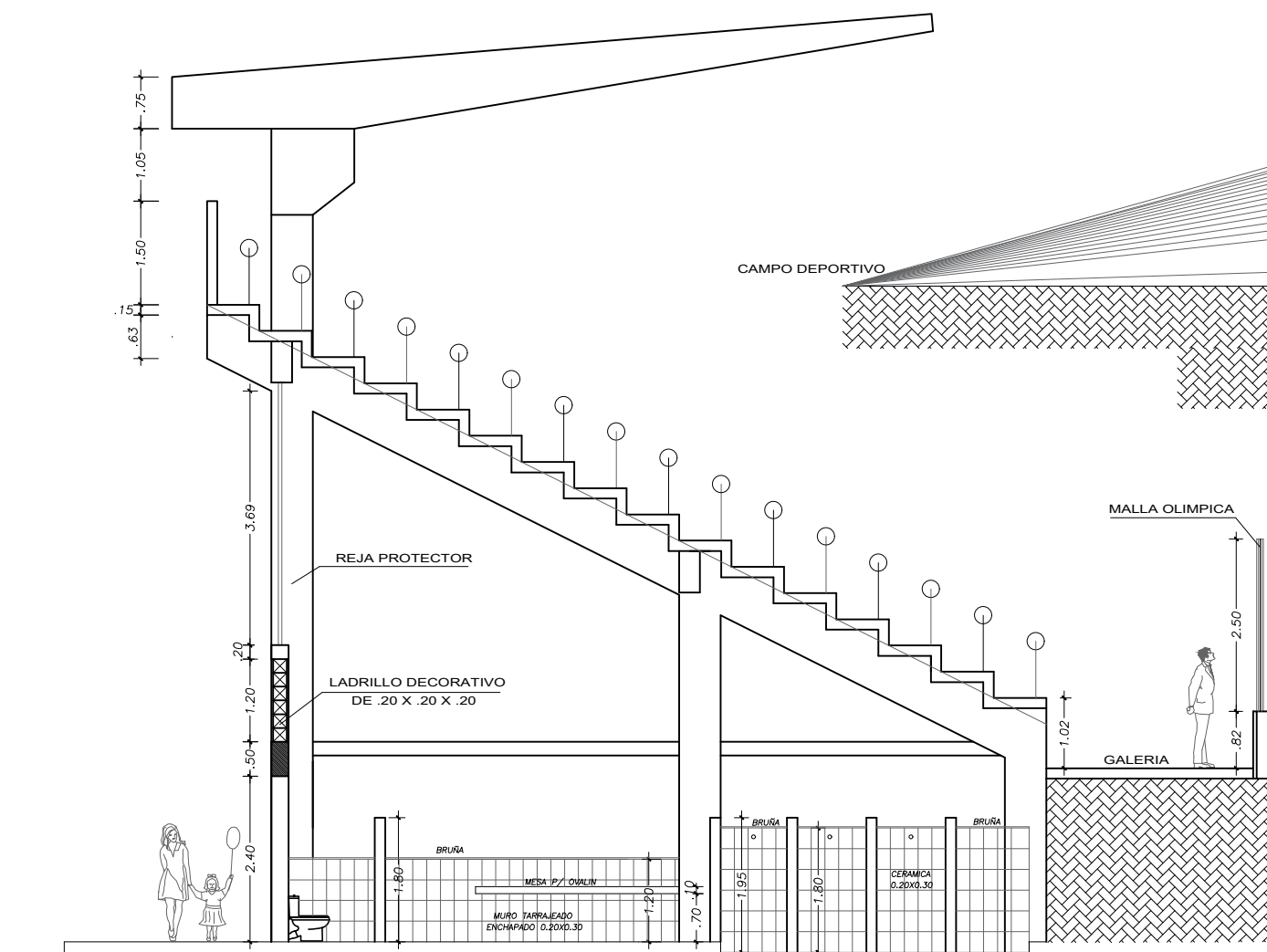
- * División entre ambientes h = 2.70 m.
Sin considerar vigas de amarre.
- * División interior en el mismo ambiente h = 1.80 m.

	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA FACULTAD DE INGENIERÍA ESUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	
TESIS: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TRIBUNA DEL ESTADIO VÍCTOR MONTDOYA SEGURA EN LA CIUDAD DE JAÉN - CAJAMARCA - PERÚ"		
PLANO:	ARQUITECTURA - TRIBUNA ORIENTE CENTRO	UBICACIÓN:
FUENTE:	EXPEDIENTE TÉCNICO - SUB GERENCIA REGIONAL	REGION : CAJAMARCA
TESISTA:	BACH. RAMIREZ CRUZ YALEMI LIBERTAD	PROVINCIA : JAÉN
ASESOR:	M. Cs. ING. MAURO AUGUSTO CENTURIÓN VARGAS	DISTRITO : JAÉN
ESC.	1 / 75	SECTOR : PUEBLO LIBRE
FECHA: ABRIL - 2019		LÁMINA:
		A - 02

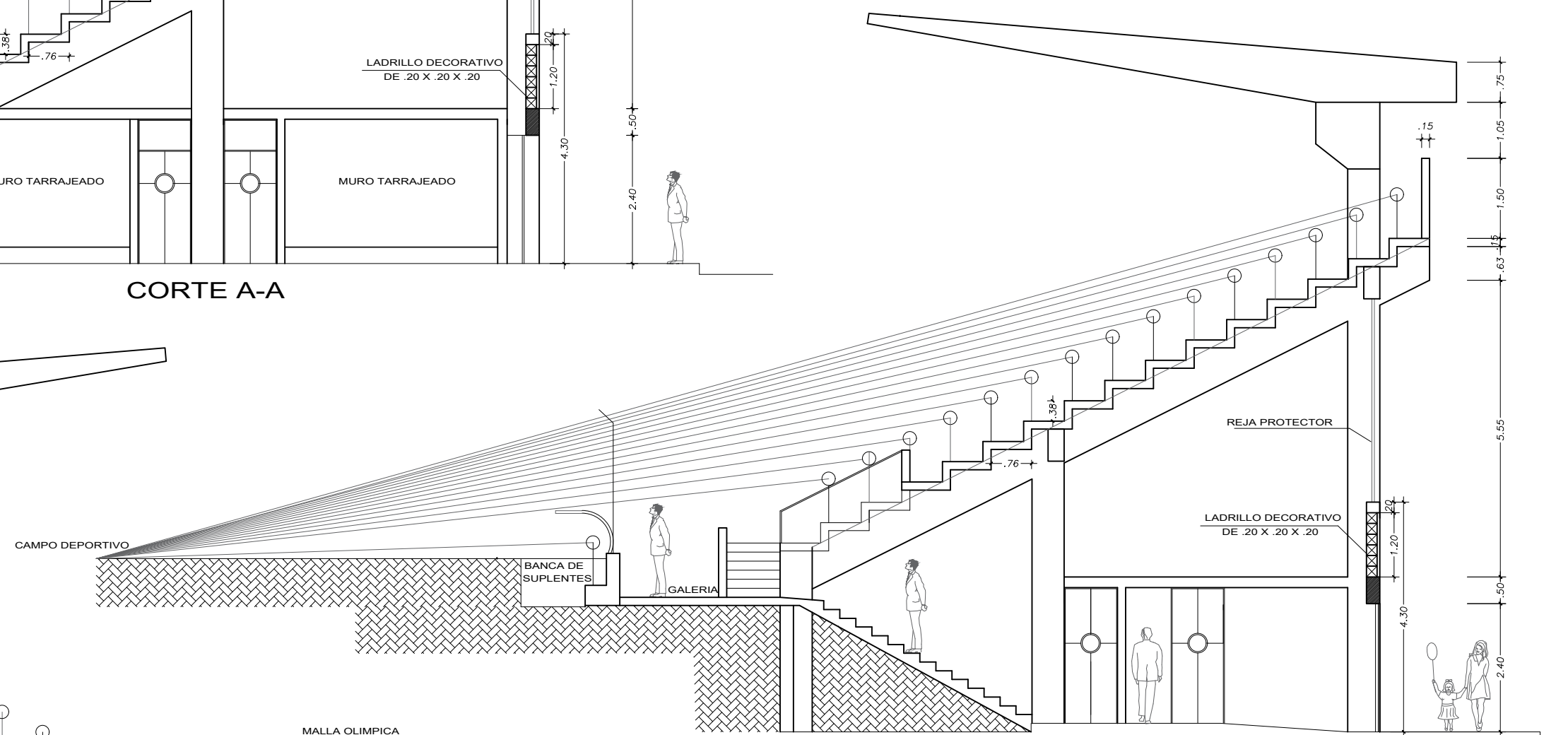




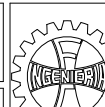
CORTE A-A

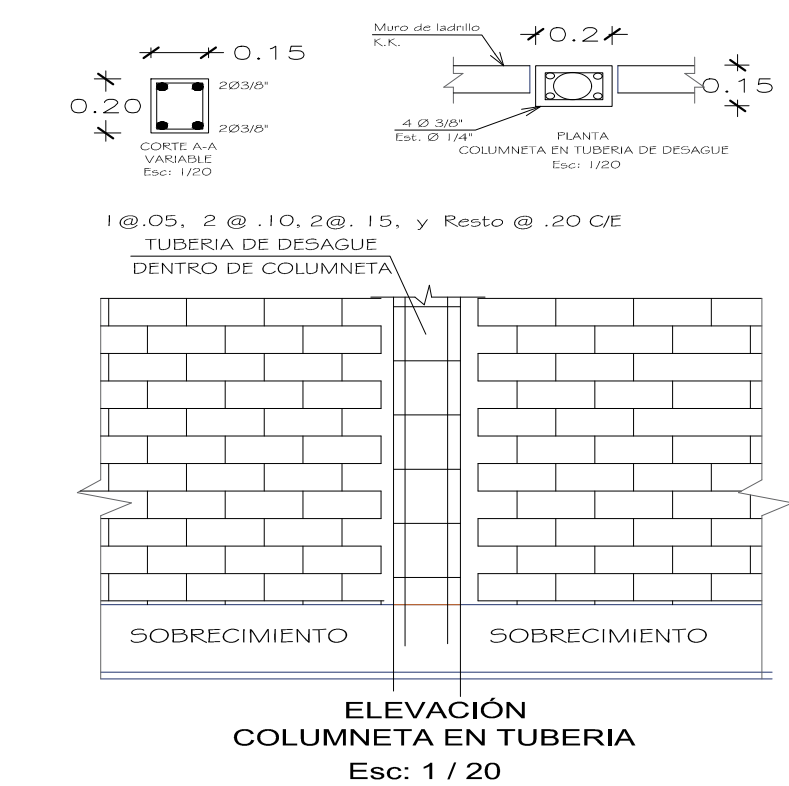
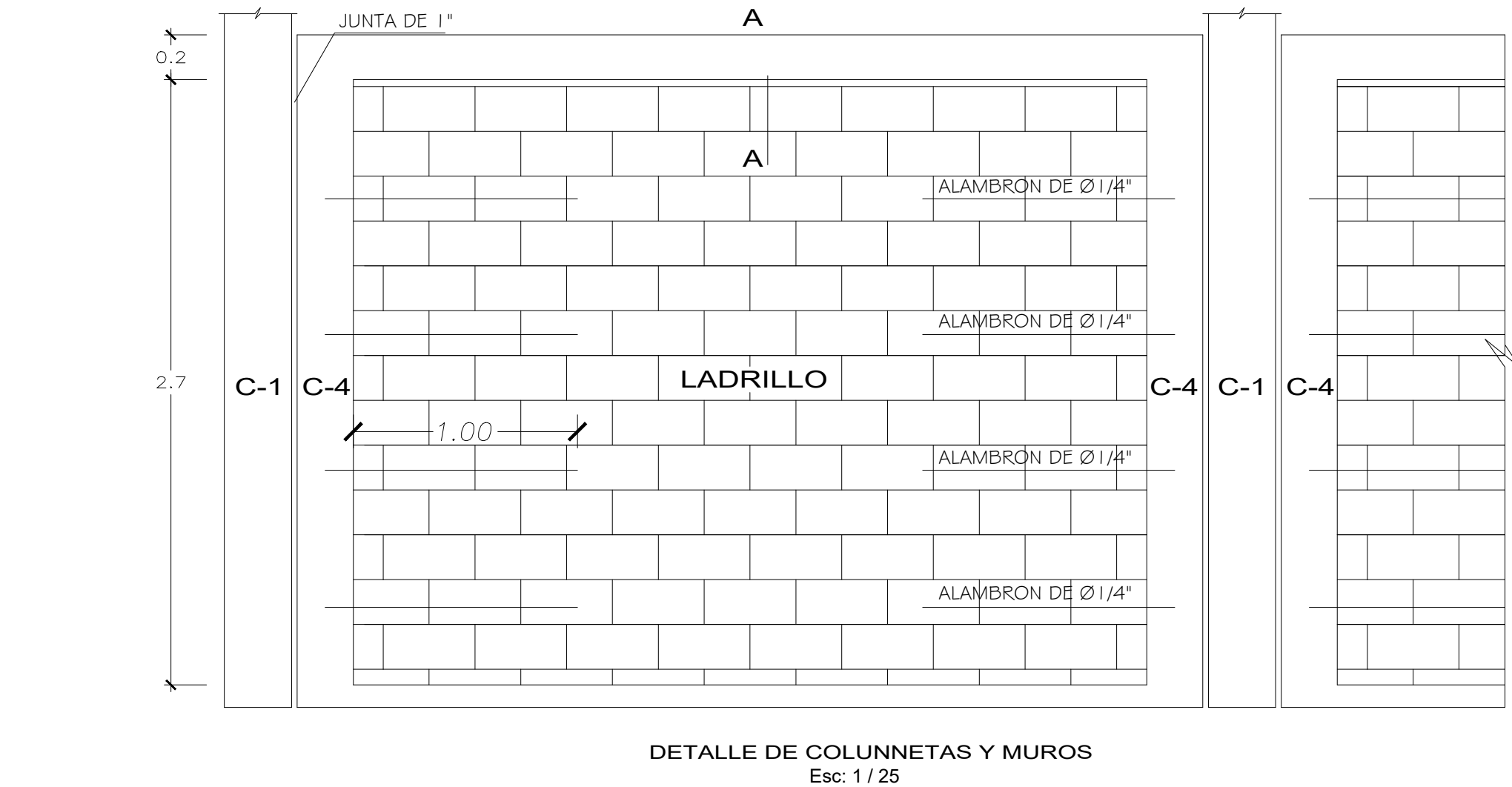
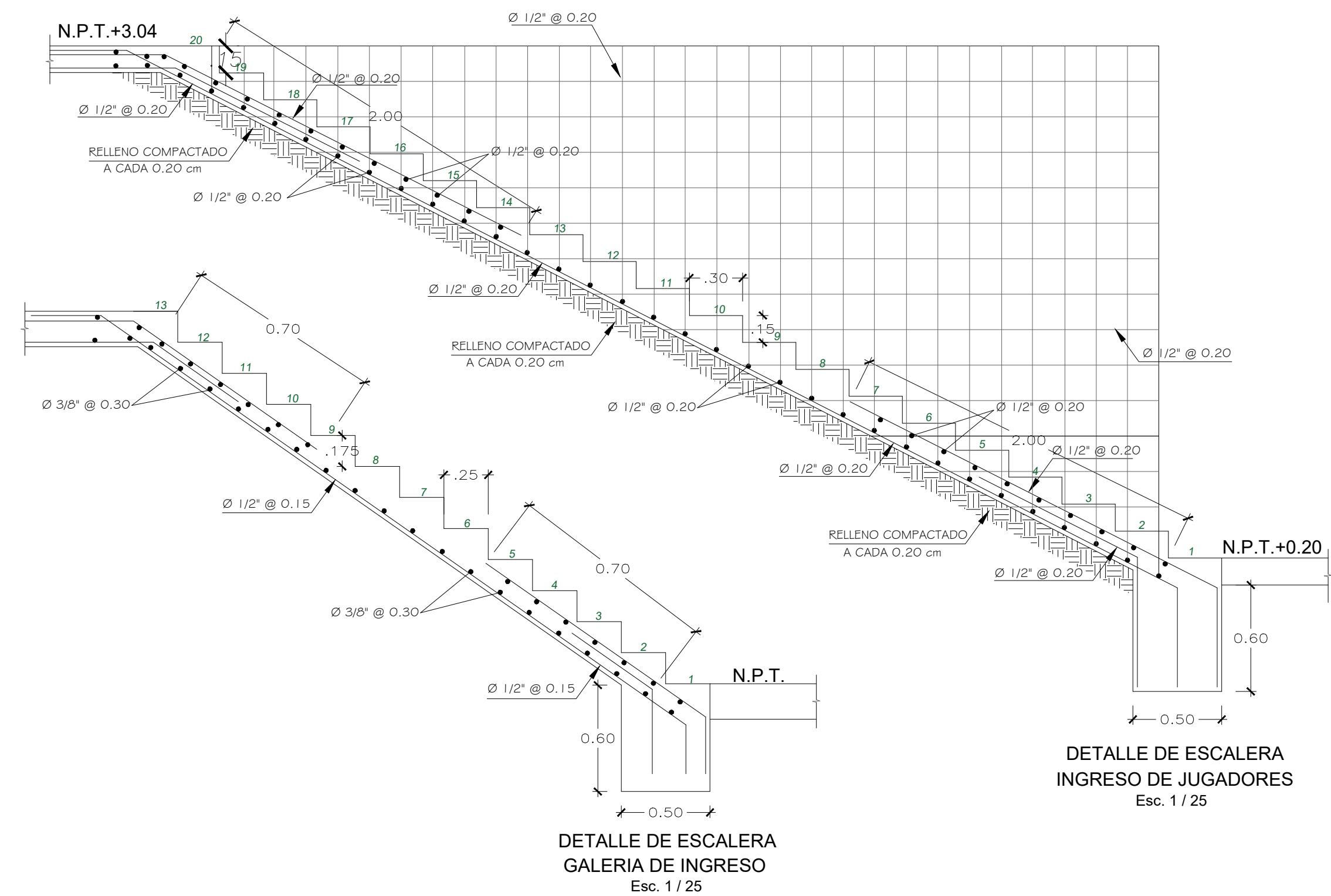
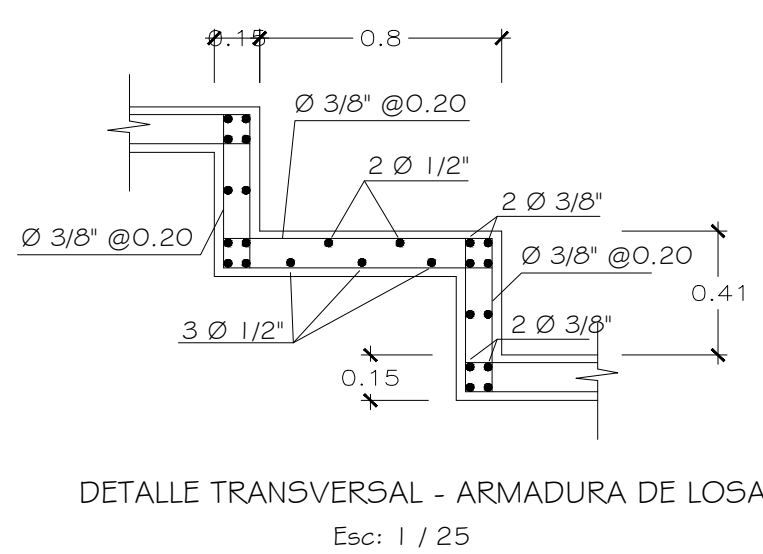
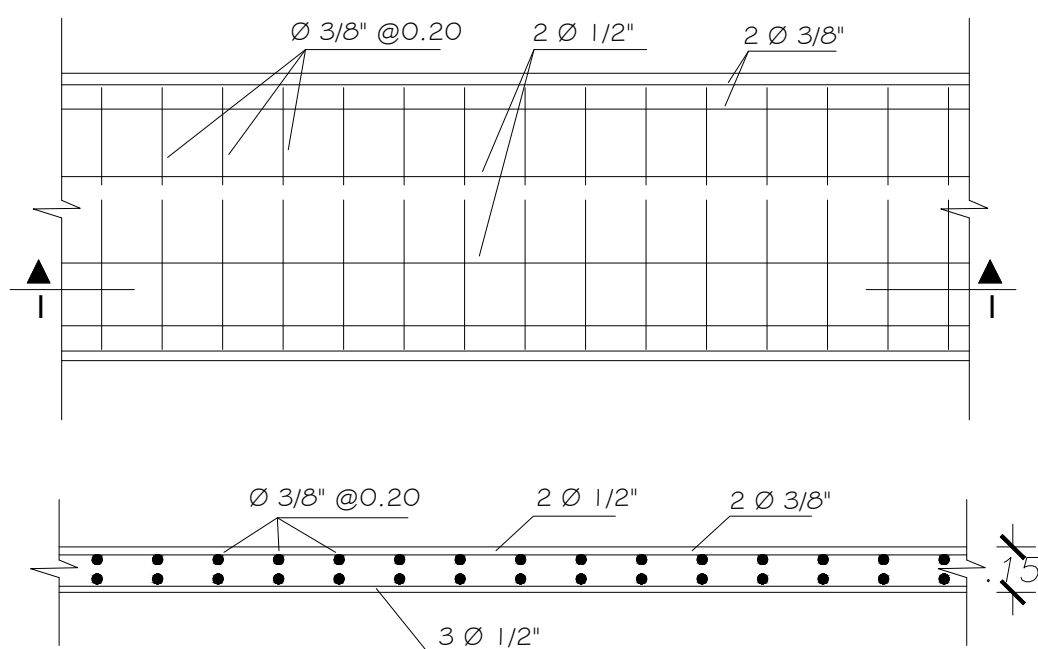
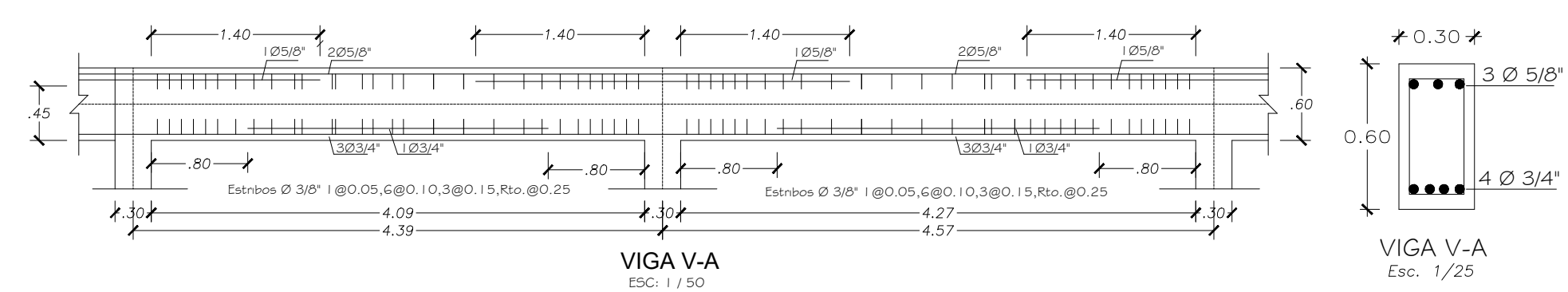
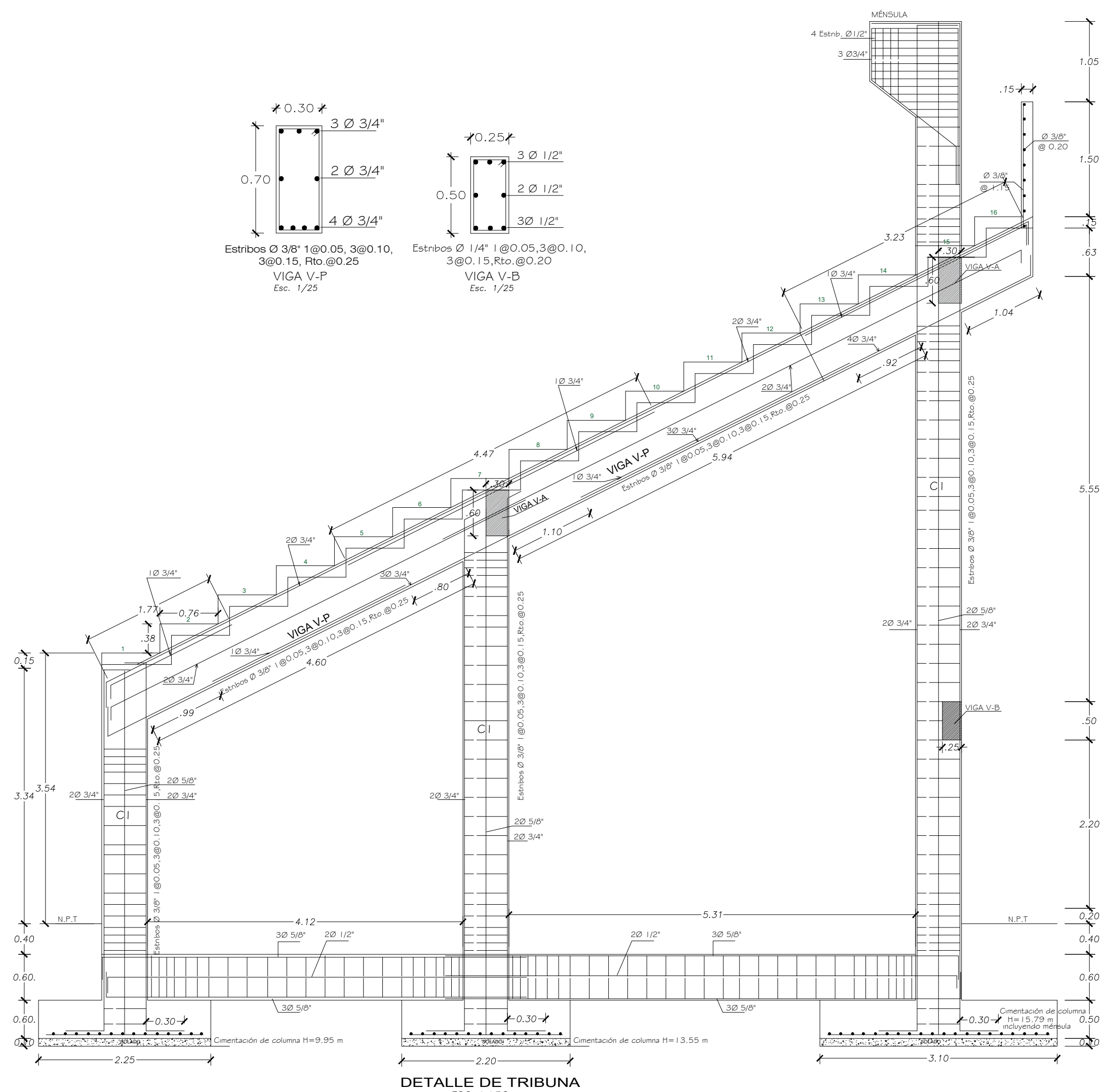


CORTE B-B

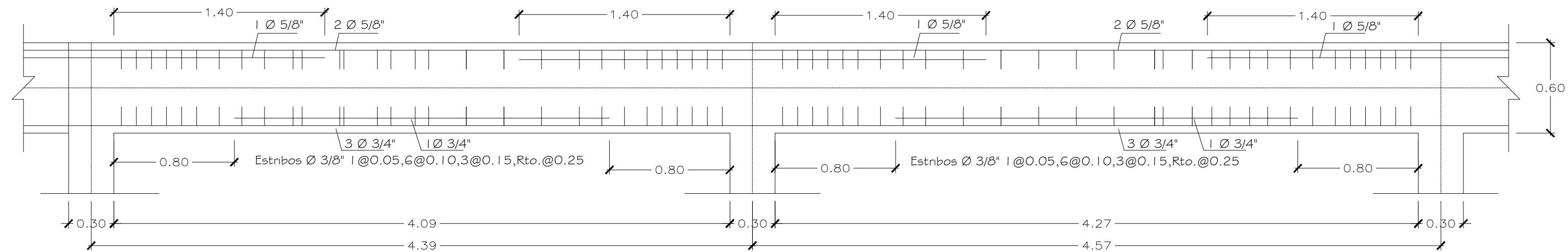


CORTE C-C

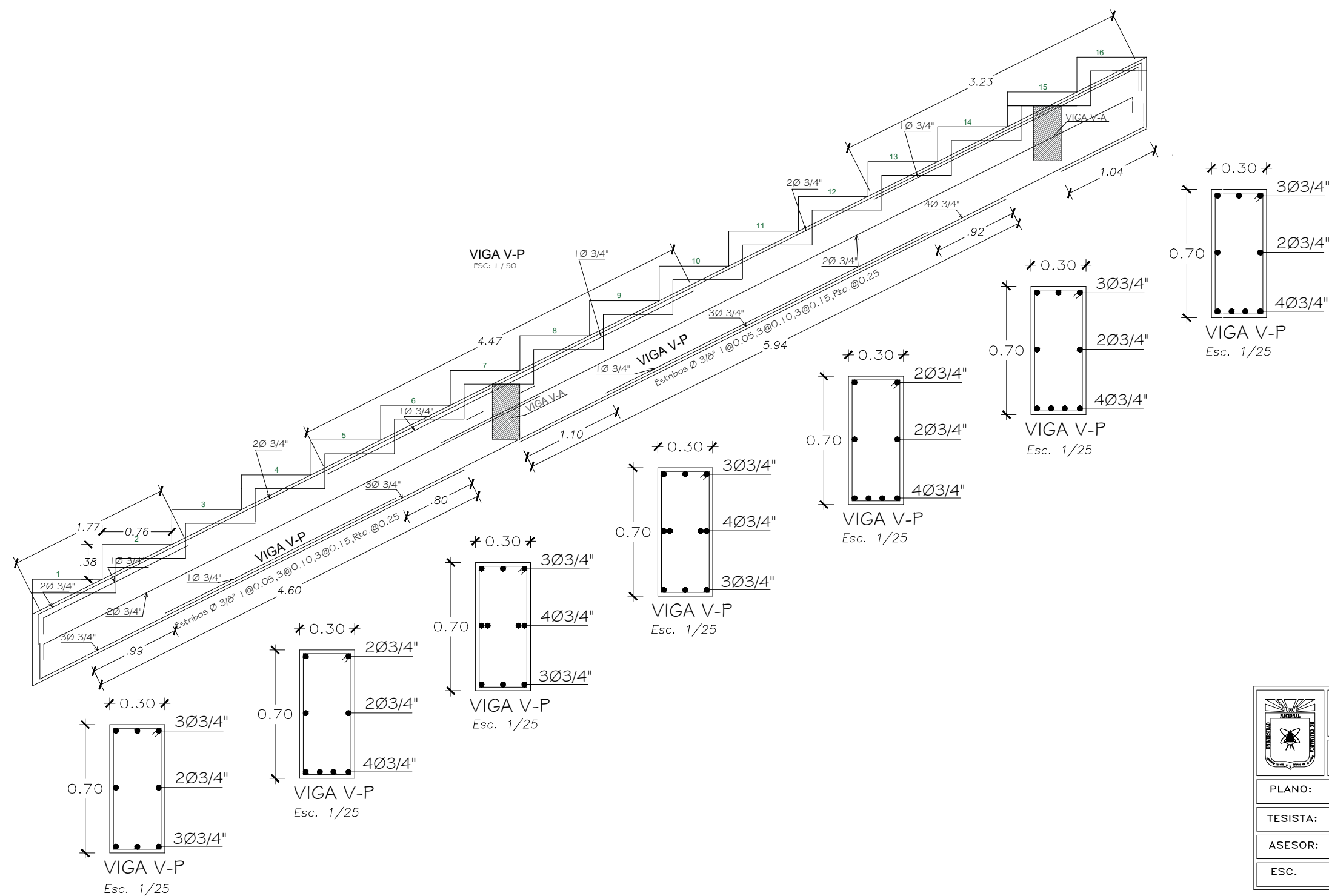
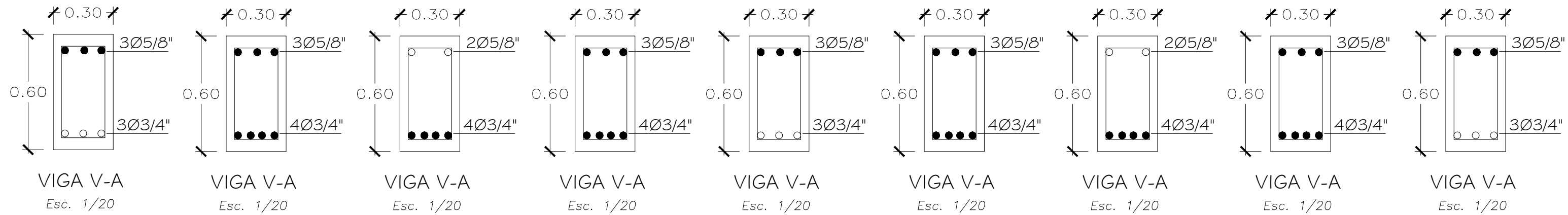
	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
TESIS: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TRIBUNA DEL ESTADIO VÍCTOR MONTAÑA SEGURA EN LA CIUDAD DE JAÉN - CAJAMARCA - PERÚ"			
PLANO:		ARQUITECTURA - CORTES	
FUENTE:		EXPEDIENTE TÉCNICO - SUB GERENCIA REGIONAL	
TESISTA:		BACH. RAMIREZ CRUZ YALEMI LIBERTAD	
ASESOR:		M. CS. ING. MAURO AUGUSTO CENTURIÓN VARGAS	
ESC.		1 / 100	
FECHA:		ABRIL - 2019	
		LÁMINA:	
		A - 04	



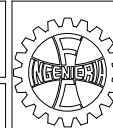
		UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL			
TESIS: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TRIBUNA DEL ESTADIO VÍCTOR MONTÓYA SEGURA EN LA CIUDAD DE JAÉN - CAJAMARCA - PERÚ"					
PLANO:		ESTRUCTURAS: GRADERÍAS		UBICACIÓN:	
FUENTE:		EXPEDIENTE TÉCNICO - SUB GERENCIA REGIONAL		REGION : CAJAMARCA	
TESISTA:		BACH. RAMÍREZ CRUZ YALEMI LIBERTAD		PROVINCIA : JAÉN	
ASESOR:		M. CS. ING. MAURO AUGUSTO CENTURIÓN VARGAS		DISTRITO : JAÉN	
ESC.		INDICADA		SECTOR : PUEBLO LIBRE	
FECHA:		ABRIL - 2019		LÁMINA:	
				E - 01	

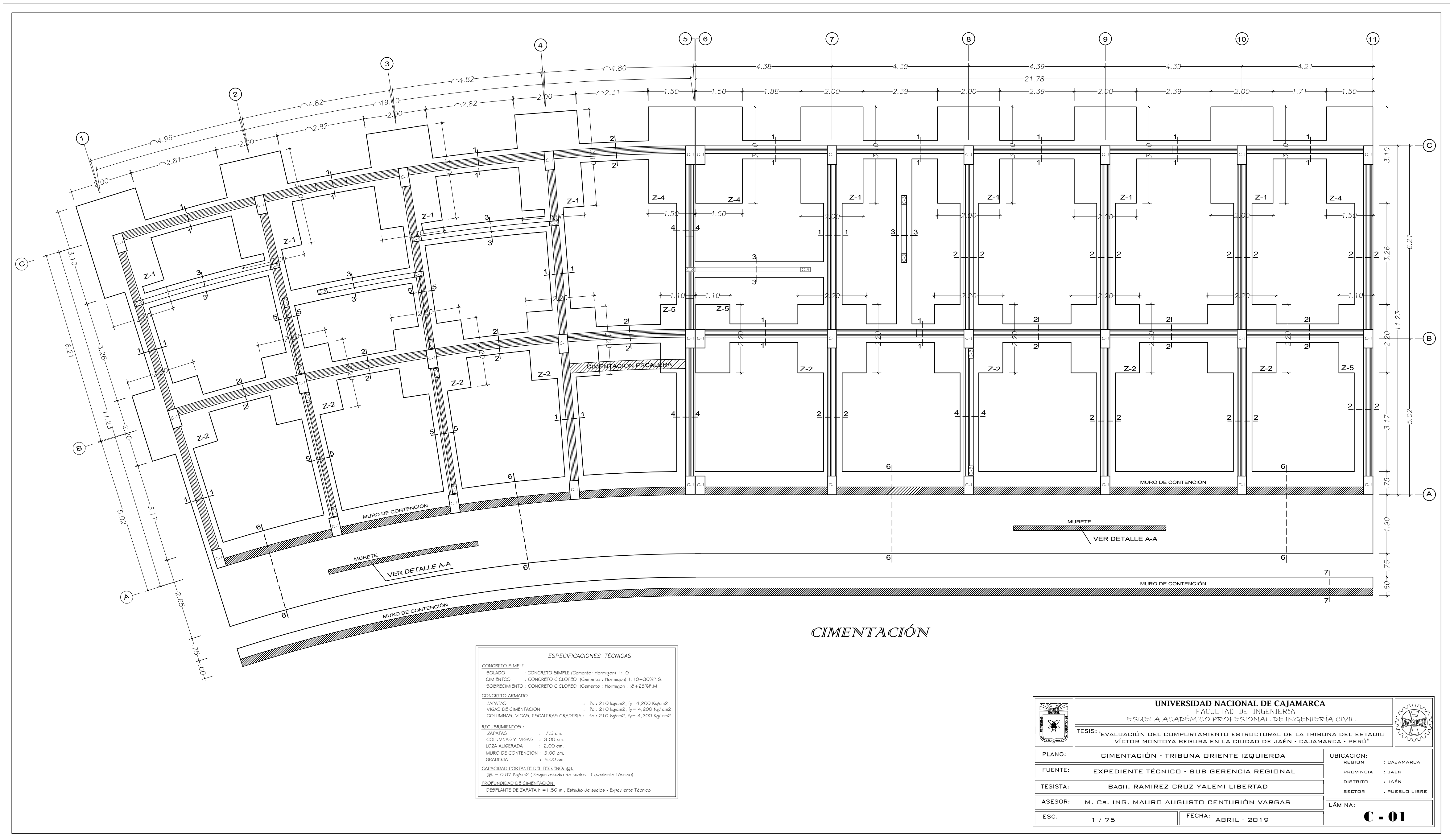


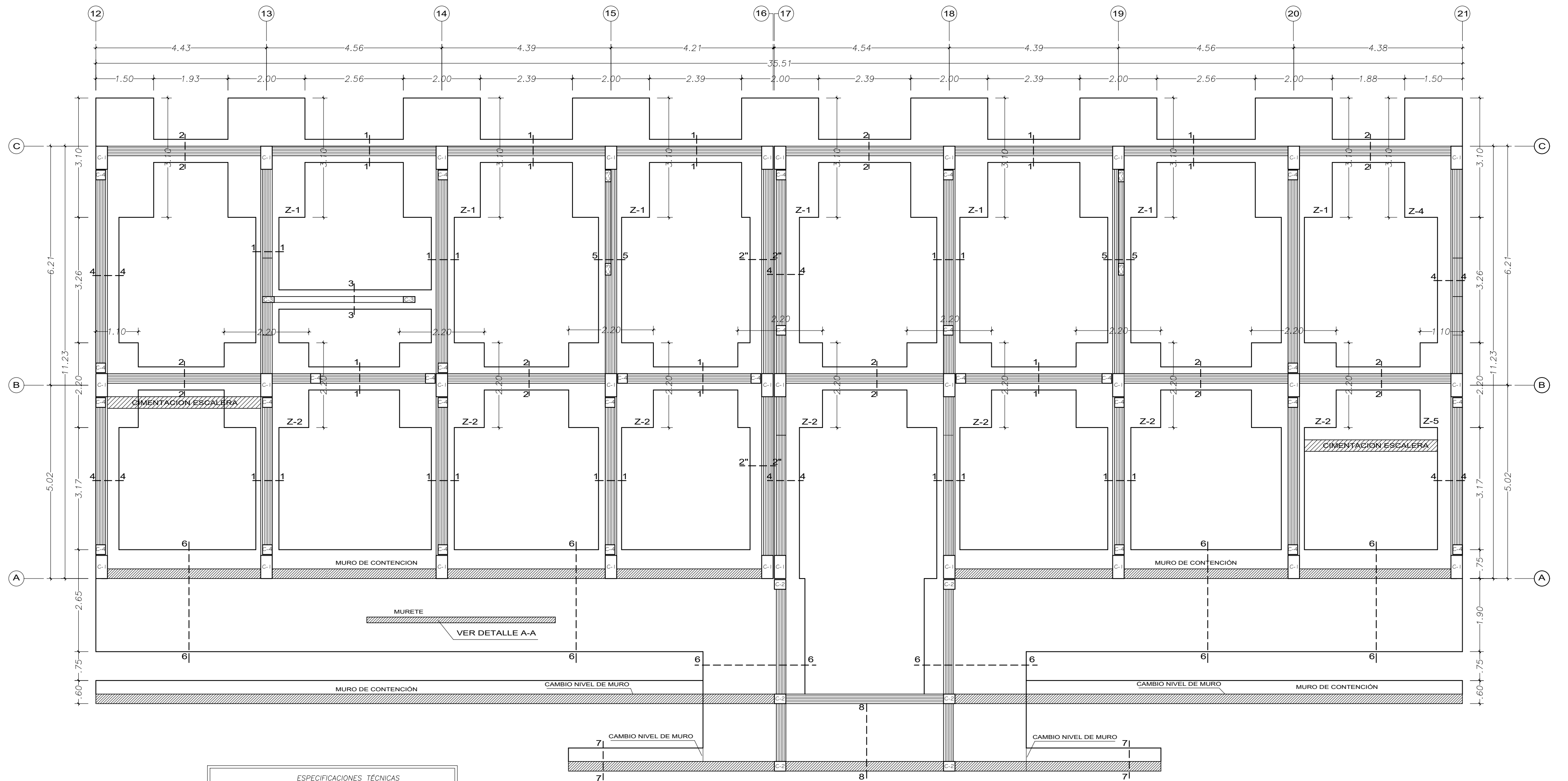
VIGA V-A
Esc: 1 / 25



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
CONCRETO SIMPLE:	
SOLADO	: CONCRETO SIMPLE (Cemento : Hormigon) 1:10
CIMENTOS	: CONCRETO CICLOPEO (Cemento : Hormigon) 1:10+30%P.G.
SOBRECIMIENTO	: CONCRETO CICLOPEO (Cemento : Hormigon 1:8+25%P.M
CONCRETO ARMADO:	
ZAPATAS	: f _c : 210 kg/cm ² , f _y =4,200 Kg/cm ²
VIGAS DE CIMENTACIÓN	: f _c : 210 kg/cm ² , f _y = 4,200 Kg/ cm ²
COLUMNAS, VIGAS, ESCALERAS GRADERIA	: f _c : 210 kg/cm ² , f _y = 4,200 Kg/ cm ²
RECUBRIMIENTOS:	
ZAPATAS	: 7.5 cm.
COLUMNAS Y VIGAS	: 3.00 cm.
LOSA ALIGERADA	: 2.00 cm.
MURO DE CONTENCIÓN	: 3.00 cm.
GRADERIA	: 3.00 cm.
CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO: @t	
@t = 0.87 Kg/cm ² (Según estudio de suelos)	
PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN	
DESPLANTE DE ZAPATA h =1.50 m , segun recomendación de estudio de suelos	

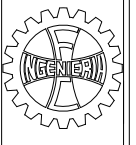
	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA FACULTAD DE INGENIERIA ESUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	
TESIS: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TRIBUNA DEL ESTADIO VÍCTOR MONTROYA SEGURA EN LA CIUDAD DE JAÉN - CAJAMARCA - PERÚ"		
PLANO:	ESTRUCTURAS: DISTRIBUCION DE ACERO	UBICACION:
TESISTA:	BACH. RAMIREZ CRUZ YALEMI LIBERTAD	PROVINCIA : JAÉN REGION : CAJAMARCA DISTRITO : JAÉN SECTOR : PUEBLO LIBRE
ASESOR:	M. CS. ING. MAURO AUGUSTO CENTURIÓN VARGAS	LÁMINA:
ESC.	INDICADA	FECHA: ABRIL - 2019
		E - 02





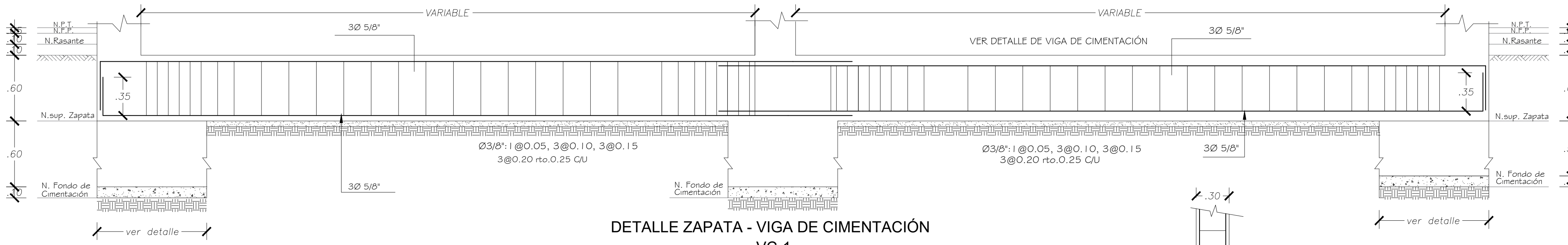
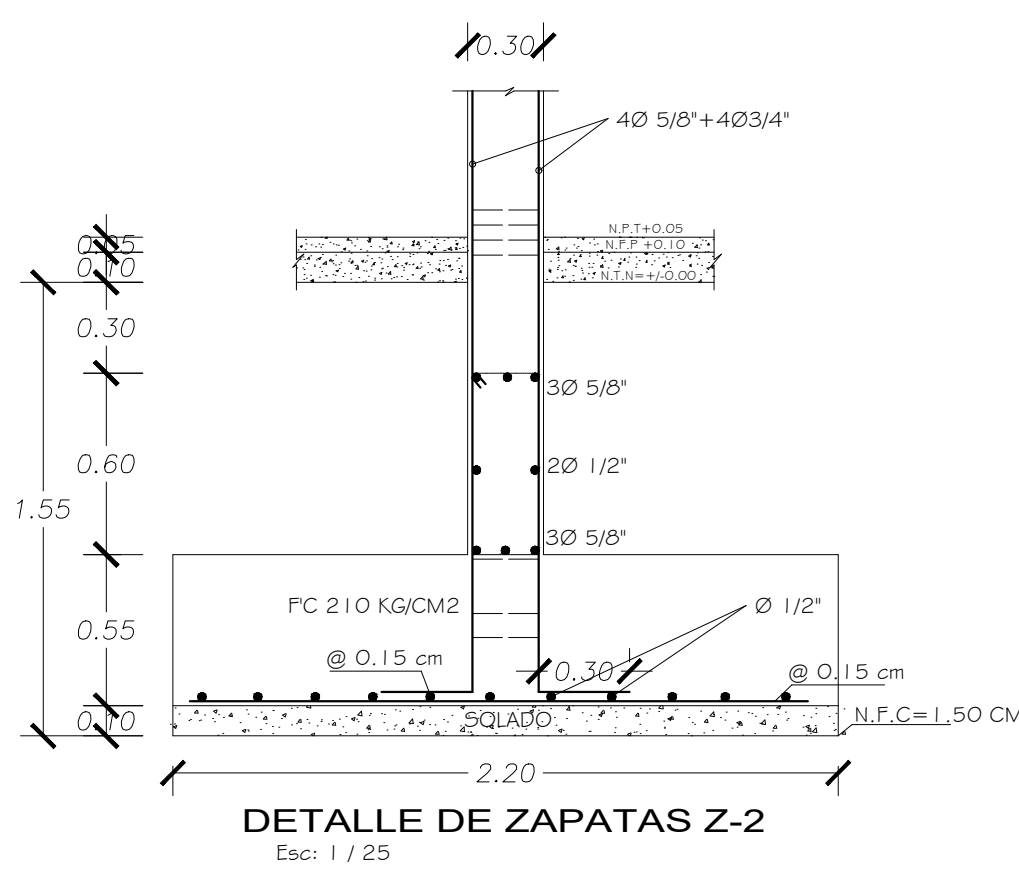
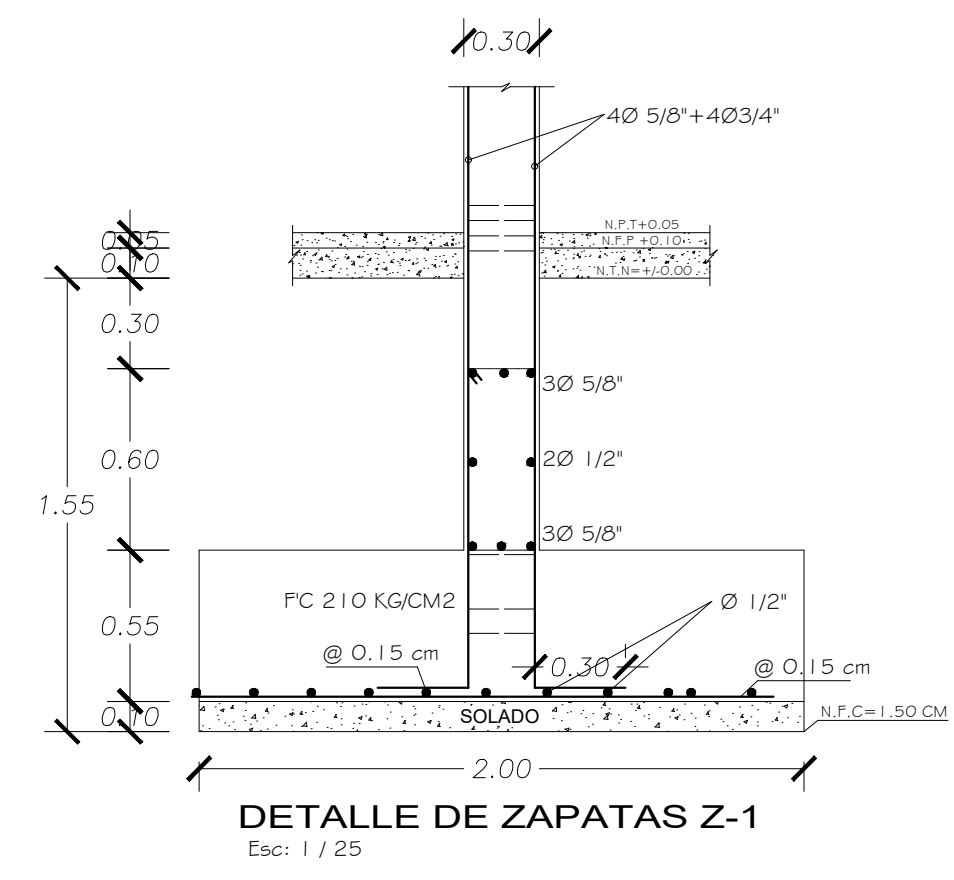
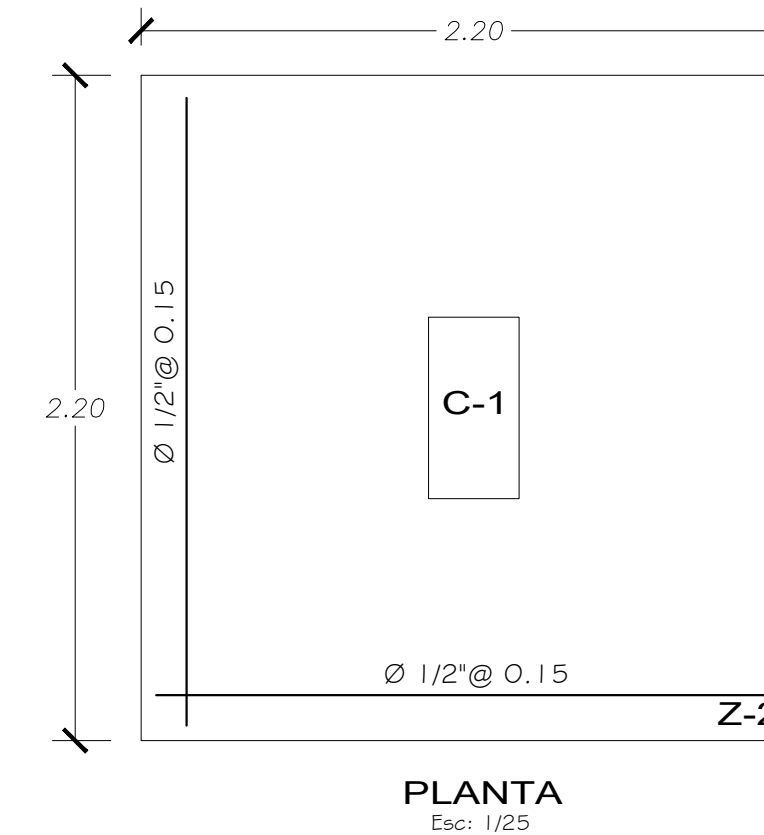
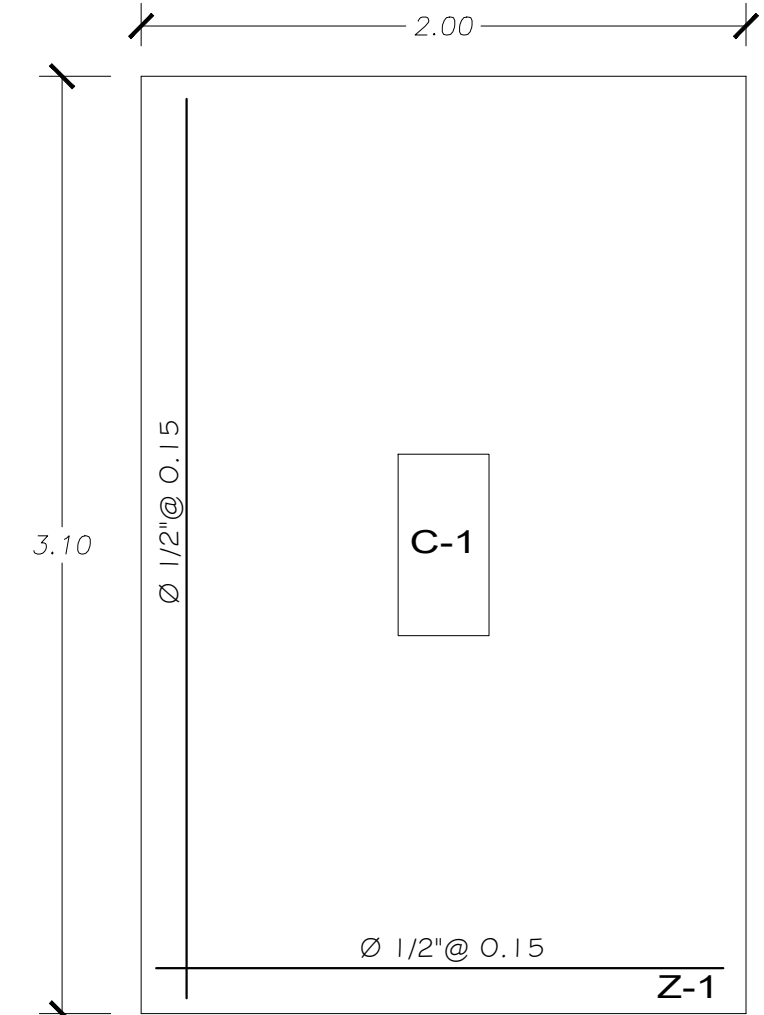
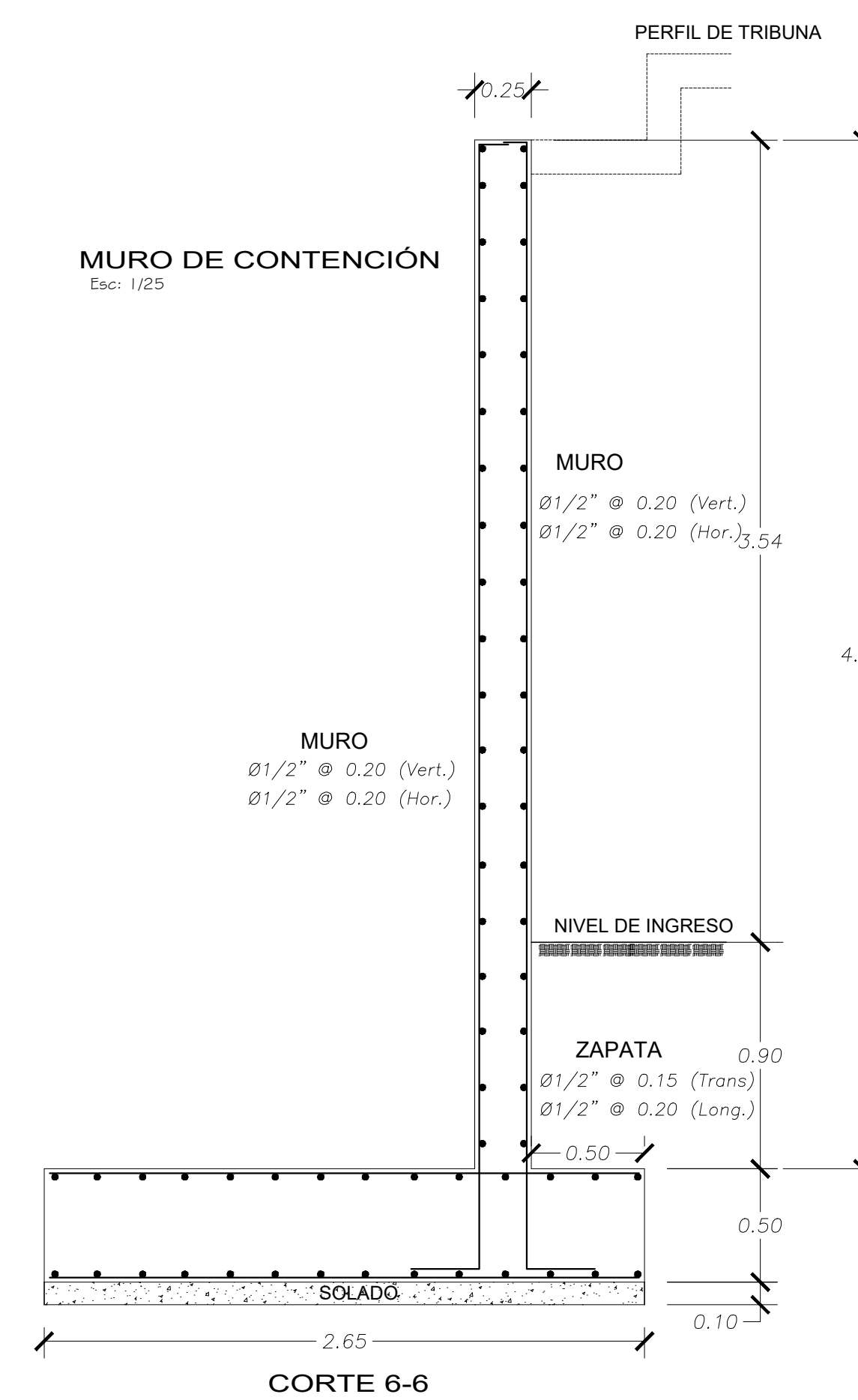
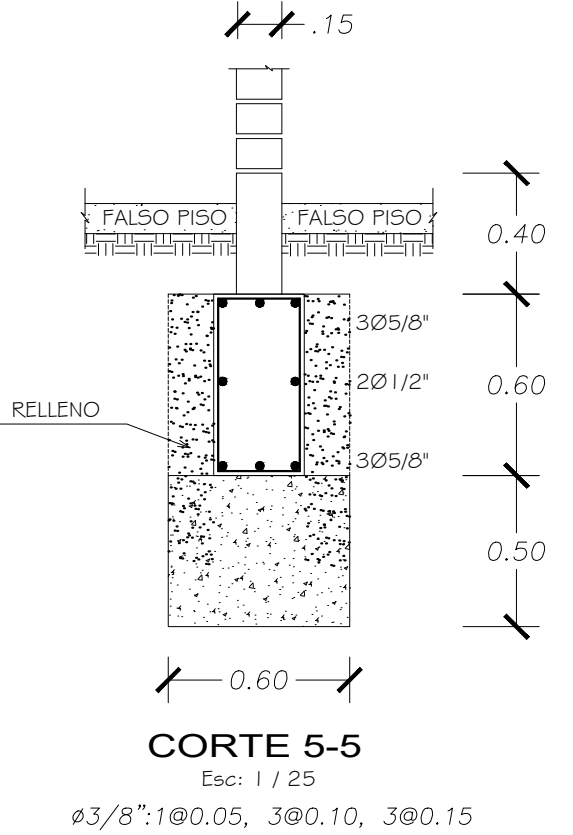
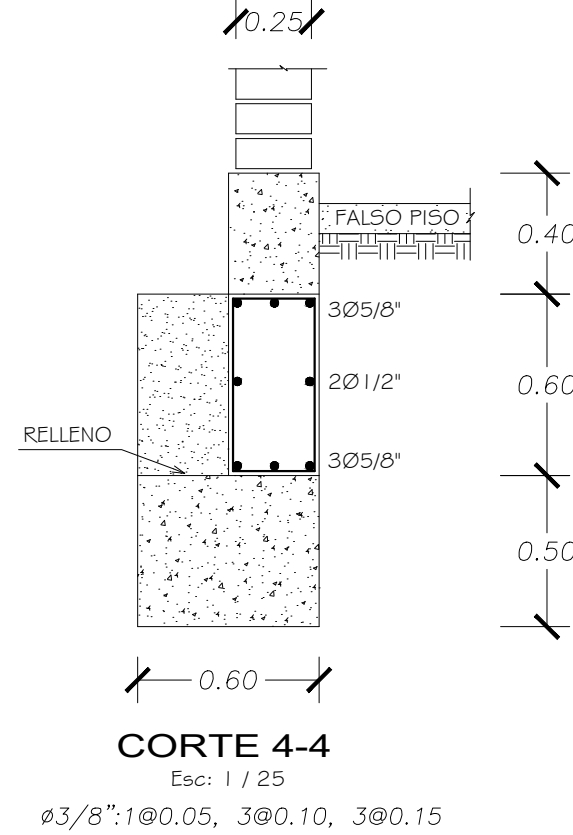
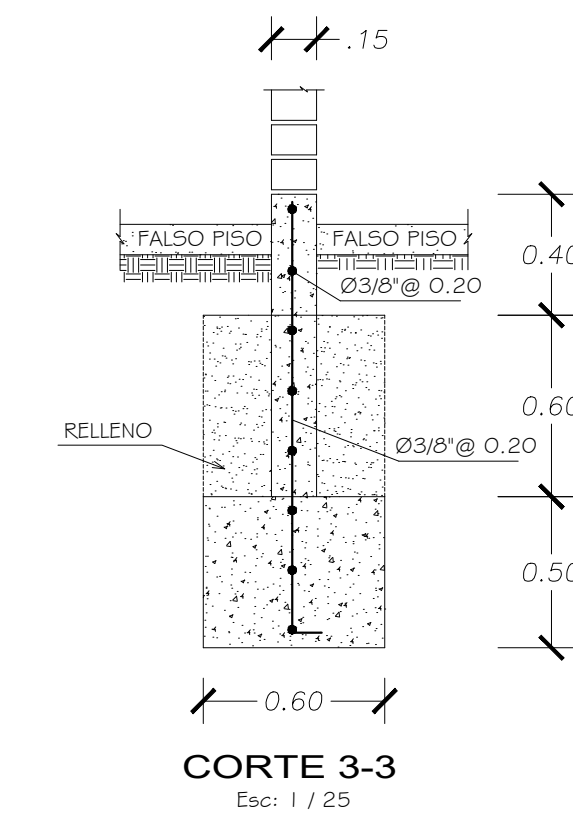
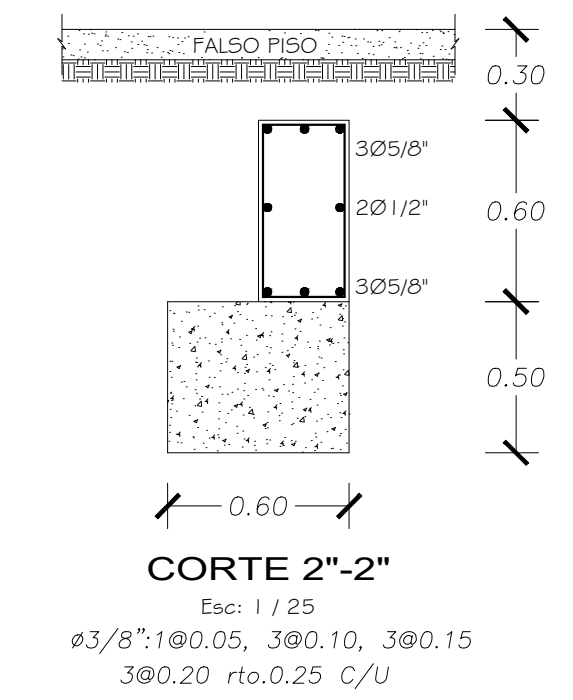
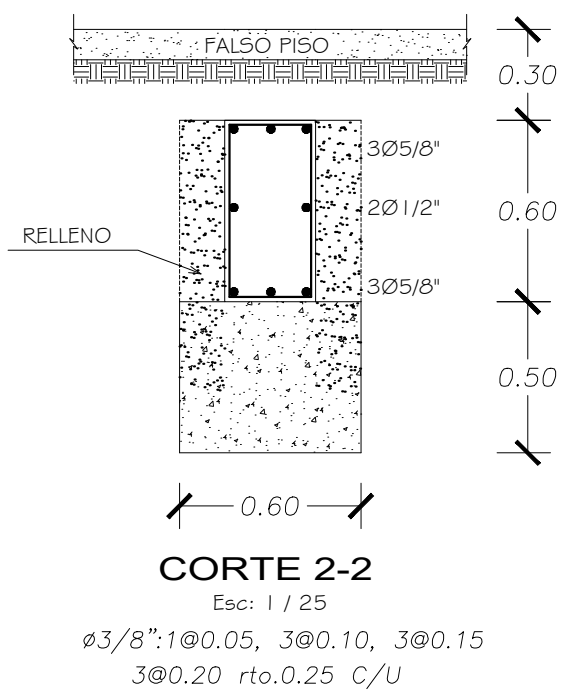
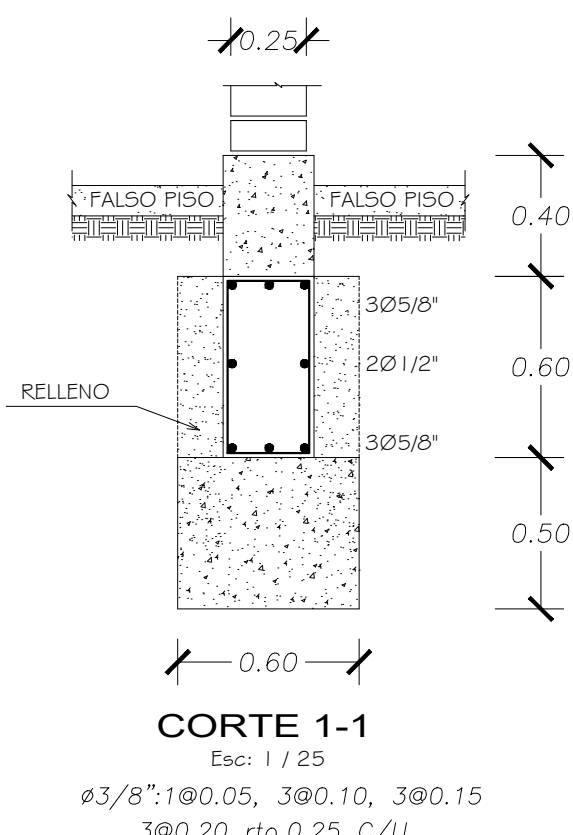
CIMENTACIÓN

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
CONCRETO SIMPLE	
SOLADO	: CONCRETO SIMPLE (Cemento: Hormigón) 1:1:0
CIMENTOS	: CONCRETO CICLOPEO (Cemento : Hormigón) 1:1:0+30%P.G.
SOBRECIMIENTO	: CONCRETO CICLOPEO (Cemento : Hormigón 1:3+25%P.M
CONCRETO ARMADO	
ZAPATAS	: f _c : 210 kg/cm ² , f _y =4,200 Kg/cm ²
VIGAS DE CIMENTACION	: f _c : 210 kg/cm ² , f _y = 4,200 Kg/ cm ²
COLUMNAS, VIGAS, ESCALERAS GRADERIA	: f _c : 210 kg/cm ² , f _y = 4,200 Kg/ cm ²
RECUBRIMIENTOS :	
ZAPATAS	: 7.5 cm.
COLUMNAS Y VIGAS	: 3.00 cm.
LOZA ALIGERADA	: 2.00 cm.
MURO DE CONTENCIÓN :	3.00 cm.
GRADERIA	: 3.00 cm.
CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO: @t	
@t = 0.87 Kg/cm ² (Segun estudio de suelos - Expediente Técnico)	
PROFUNDIDAD DE CIMENTACION	
DESPLANTE DE ZAPATA h = 1.50 m , Estudio de suelos - Expediente Técnico	

	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA FACULTAD DE INGENIERÍA ESUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	
TESIS: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TRIBUNA DEL ESTADIO VÍCTOR MONTÓYA SEGURA EN LA CIUDAD DE JAÉN - CAJAMARCA - PERÚ"		
PLANO:	CIMENTACIÓN - TRIBUNA ORIENTE CENTRO	UBICACION:
FUENTE:	EXPEDIENTE TÉCNICO - SUB GERENCIA REGIONAL	REGION : CAJAMARCA
TESISTA:	BACH. RAMIREZ CRUZ YALEMI LIBERTAD	PROVINCIA : JAÉN
ASESOR:	M. Cs. ING. MAURO AUGUSTO CENTURIÓN VARGAS	DISTRITO : JAÉN
ESC.	1 / 75	SECTOR : PUEBLO LIBRE
FECHA:	ABRIL - 2019	LÁMINA:
		C - 02



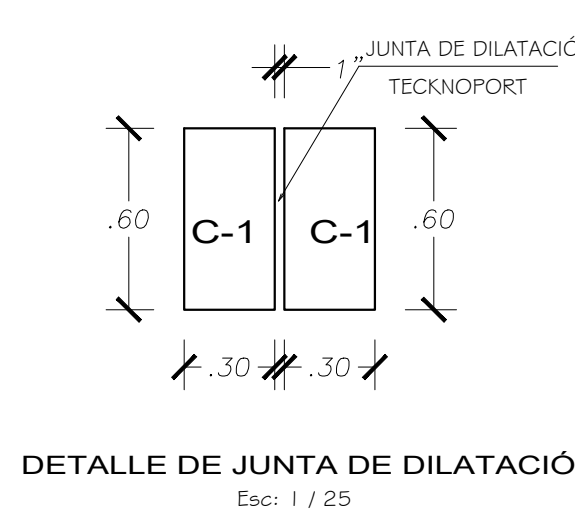
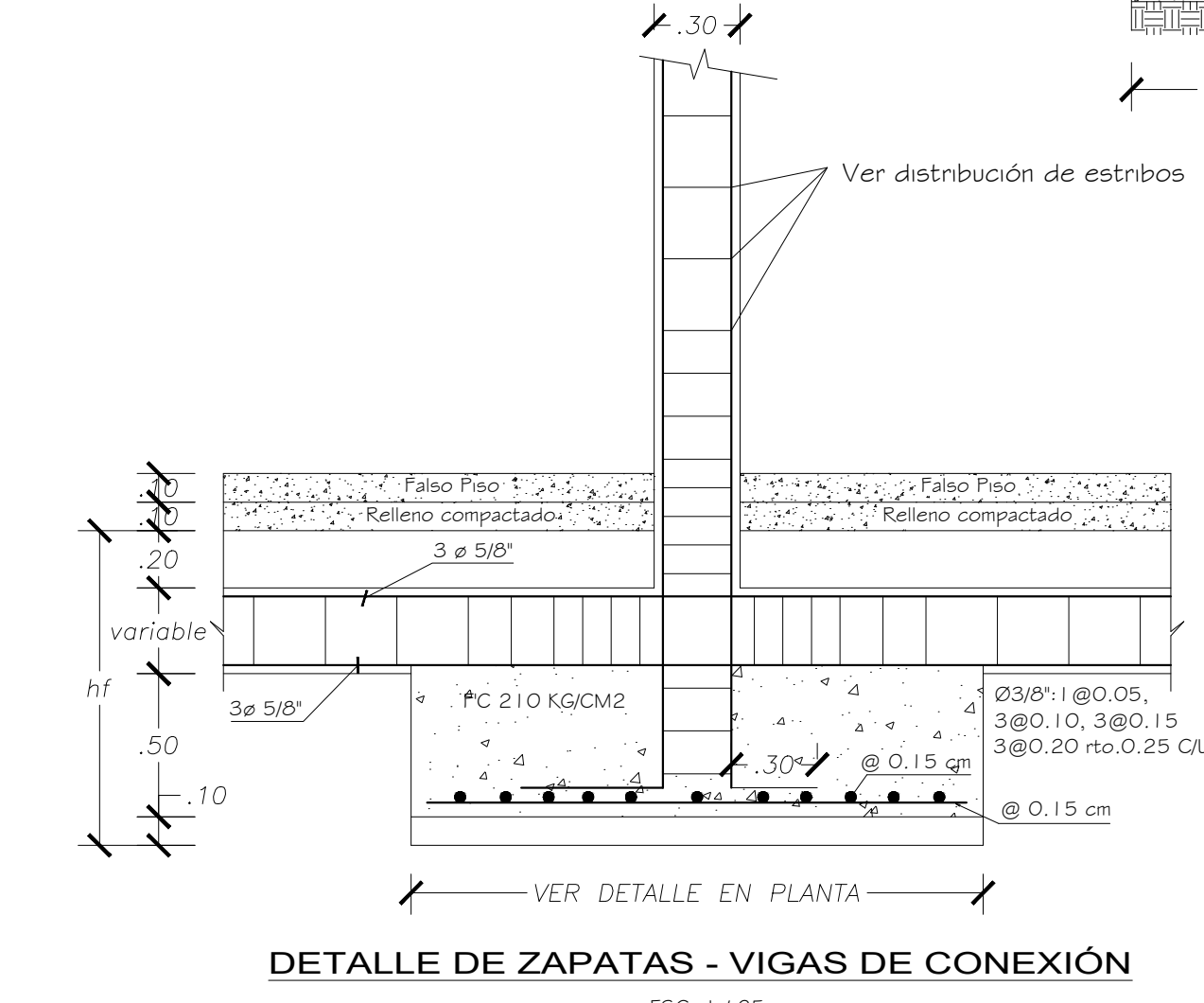
	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA FACULTAD DE INGENIERIA ESUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL					
	TESIS: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TRIBUNA DEL ESTADIO VÍCTOR MONTOYA SEGURA EN LA CIUDAD DE JAÉN - CAJAMARCA - PERÚ"					
	PLANO:	DIMENTACION - TRIBUNA ORIENTE DERECHA		UBICACION:		CAJAMARCA
	FUENTE:	EXPEDIENTE TÉCNICO - SUB GERENCIA REGIONAL		PROVINCIA:		JAÉN
	TESISTA:	BACH. RAMIREZ CRUZ YALEMI LIBERTAD		DISTRITO:		JAÉN
ASESOR:	M. CS. ING. MAURO AUGUSTO CENTURIÓN VARGAS		SECTOR:	PUEBLO LIBRE		
ESC.	1 / 75	FECHA:	ABRIL - 2019		LÁMINA: C - 03	



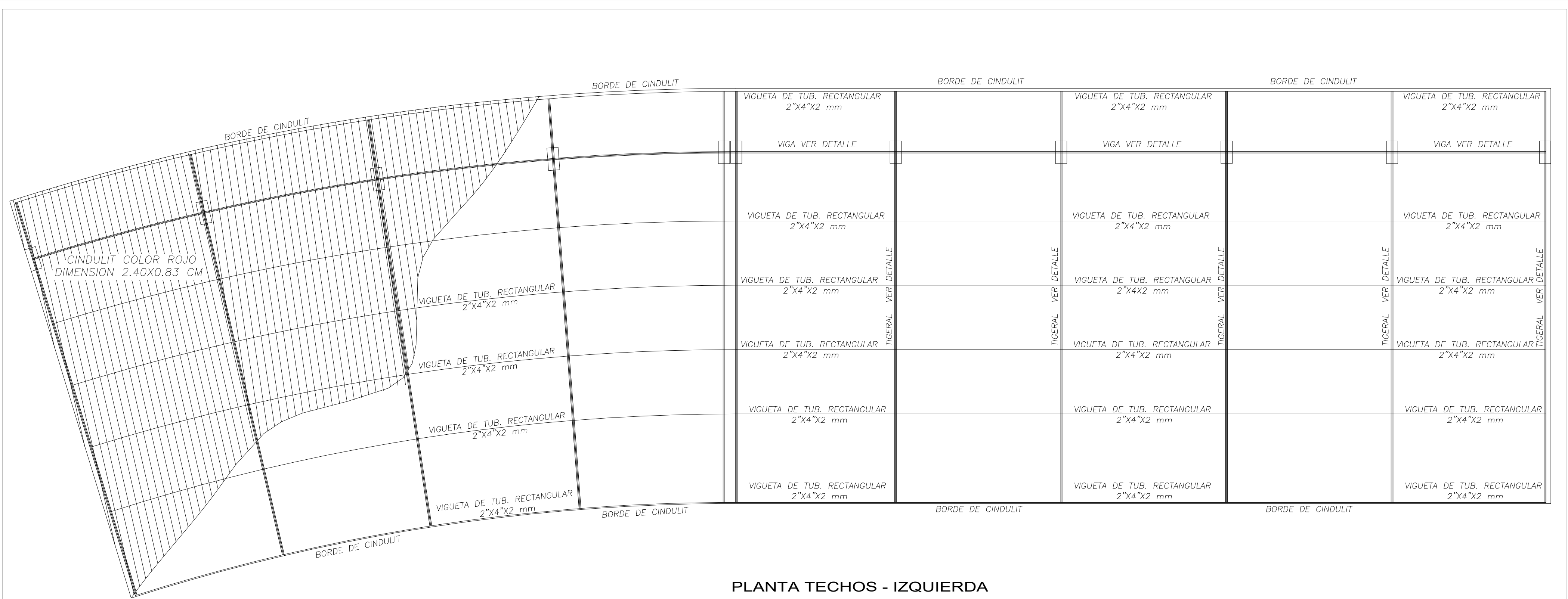
CUADRO DE COLUMNAS			
TIPO C-1	TIPO C-2	TIPO C-3	TIPO C-4
4 Ø 5/8" + 4 Ø 3/4"	6 Ø 1/2"	4 Ø 3/8"	4 Ø 1/2"
Ø3/8":1@0.05, 3@0.10, 3@0.15, rto.0.25 C/U	Ø1/4":1@0.05, 3@0.10, 3@0.15, rto.0.25 C/U	Ø1/4":1@0.05, 3@0.10, 3@0.15, rto.0.25 C/U	Ø1/4":1@0.05, 3@0.10, 3@0.15, rto.0.25 C/U

CUADRO DE ZAPATAS				
ELEMENTO	TIPO			
	Z-1	Z-2	Z-4	Z-5
LADO A	2.00	2.20	1.50	1.10
LADO B	3.10	2.20	3.10	2.20
ACERO	Ø 1/2" @ 0.15			
NOTA	PROFUNDIDAD MINIMA DE CIMENTACION H=1.50 M			

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
CONCRETO SIMPLE	SOLADO : CONCRETO SIMPLE (Cemento : Hormigon) 1:1:0
CIMENTOS	: CONCRETO CICLOPEO (Cemento : Hormigon) 1:1:0+30%F.G.
SOBRECIMENTOS	: CONCRETO CICLOPEO (Cemento : Hormigon) 1:Ø+25%F.M
CONCRETO ARMADO	
ZAPATAS	: Fc : 210 kg/cm ² , fy=4,200 Kg/cm ²
VIGAS DE CIMENTACION	: Fc : 210 kg/cm ² , fy= 4,200 Kg/cm ²
COLUMNAS, VIGAS, ESCALERAS GRADERIA	: Fc : 210 kg/cm ² , fy= 4,200 Kg/cm ²
GRADERIA	: 3.00 cm.
RECUBRIMIENTOS :	
ZAPATAS	: 7.5 cm.
COLUMNAS Y VIGAS	: 3.00 cm.
LOZA AUGERADA	: 2.00 cm.
MURO DE CONTENCIÓN	: 3.00 cm.
CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO : @	
@ = 0.87 kg/cm ² (Segun estudio de suelos - Expediente Técnico)	
PROFUNDIDAD DE CIMENTACION	
DESPLANTE DE ZAPATA h = 1.50 m , Estudio de suelos - Expediente Técnico.	

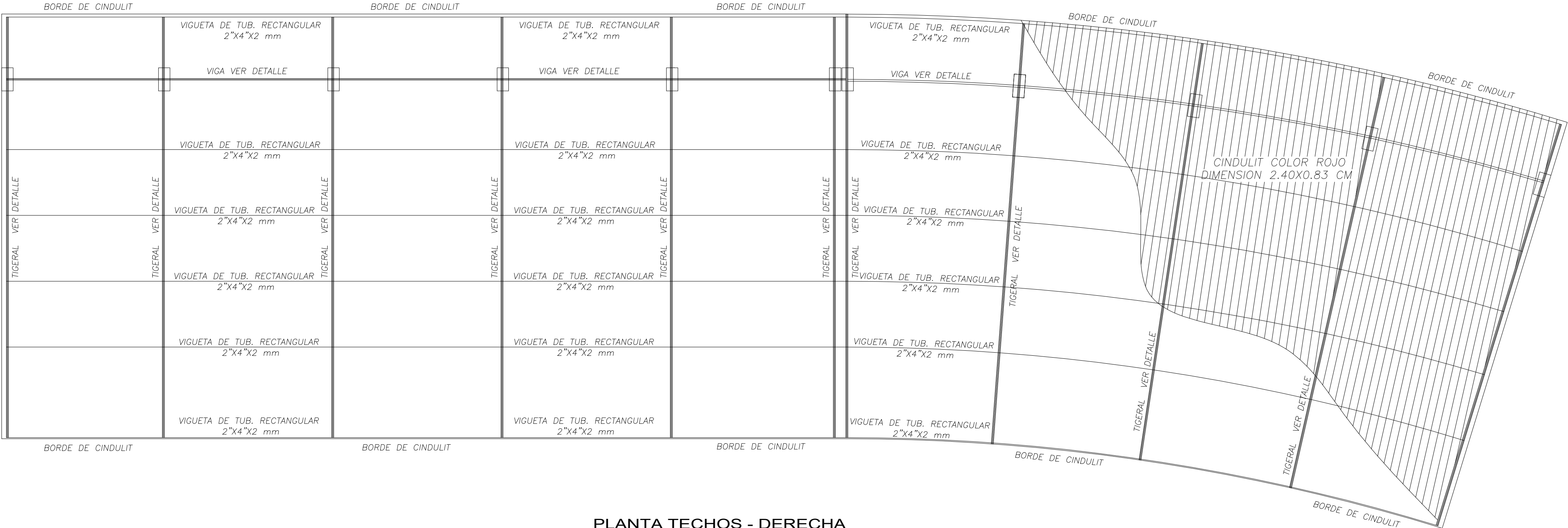


		UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
TESIS: EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TRIBUNA DEL ESTADIO VÍCTOR MONTOYA SEGURA EN LA CIUDAD DE JAÉN - CAJAMARCA - PERÚ				
CIMENTACIÓN - DETALLES				
PLANO:	EXPEDIENTE TÉCNICO - SUB GERENCIA REGIONAL			UBICACION:
FUENTE:	BACH. RAMIREZ CRUZ YALEMI LIBERTAD			REGION:
TESISTA:	M. Cs. ING. MAURO AUGUSTO CENTURIÓN VARGAS			PROVINCIA:
ASESOR:	1 / 25			DISTRITO:
ESC:	ABRIL - 2019			SECTOR:
				LÁMINA:
				C - 04



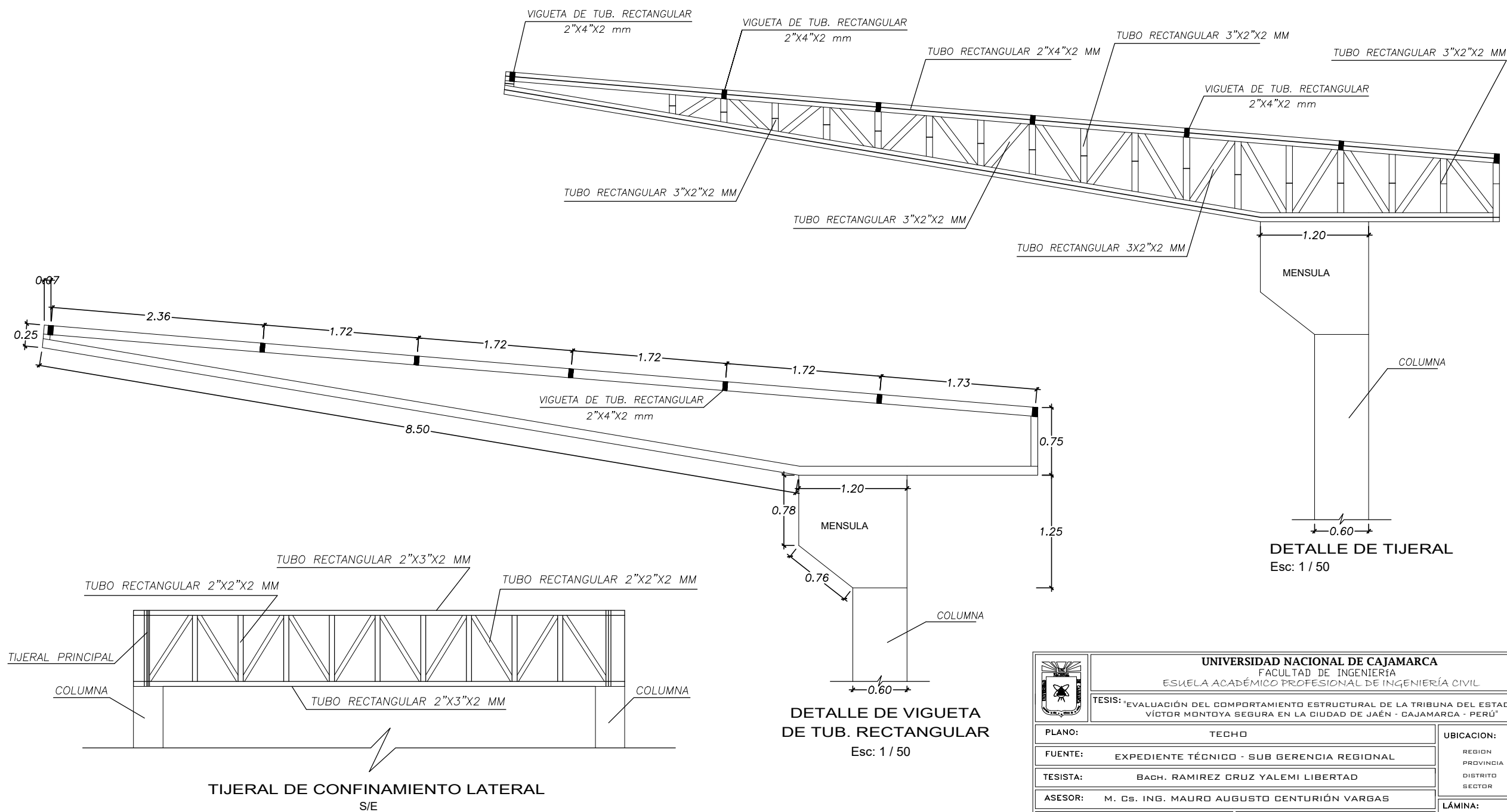
PLANTA TECHOS - IZQUIERDA

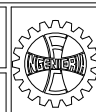
	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA FACULTAD DE INGENIERIA ESUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
	TESIS: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TRIBUNA DEL ESTADIO VÍCTOR MONTÓYA SEGURA EN LA CIUDAD DE JAÉN - CAJAMARCA - PERÚ"		
PLANO:	TECHO - TRIBUNA ORIENTE IZQUIERDA		UBICACION:
FUENTE:	EXPEDIENTE TÉCNICO - SUB GERENCIA REGIONAL		REGION : CAJAMARCA
TESISTA:	BACH. RAMIREZ CRUZ YALEMI LIBERTAD		PROVINCIA : JAÉN
ASESOR:	M. Cs. ING. MAURO AUGUSTO CENTURIÓN VARGAS		DISTRITO : JAÉN
ESC.	1 / 75	FECHA: ABRIL - 2019	SECTOR : PUEBLO LIBRE
			LÁMINA: T - 01

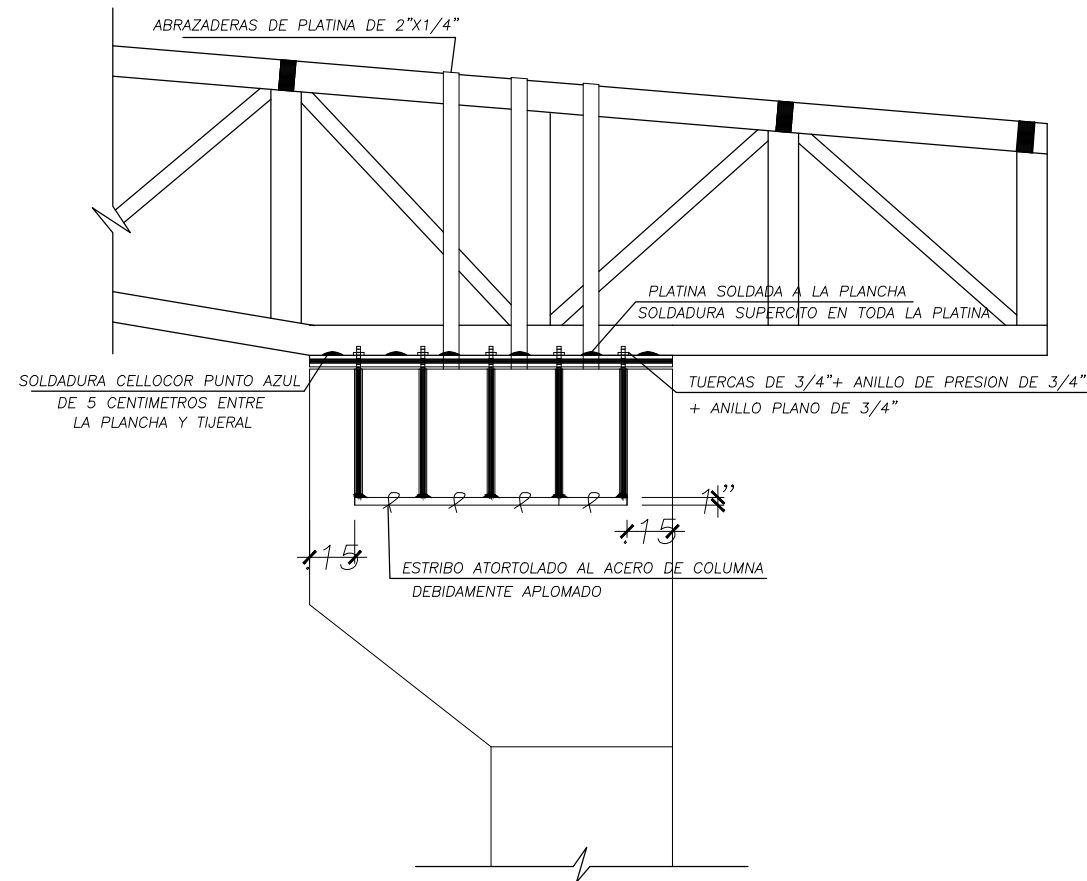


PLANTA TECHOS - DERECHA

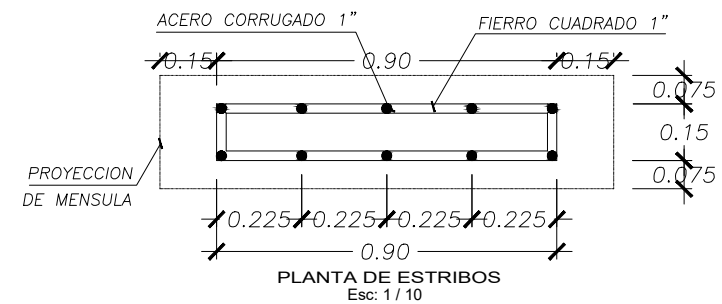
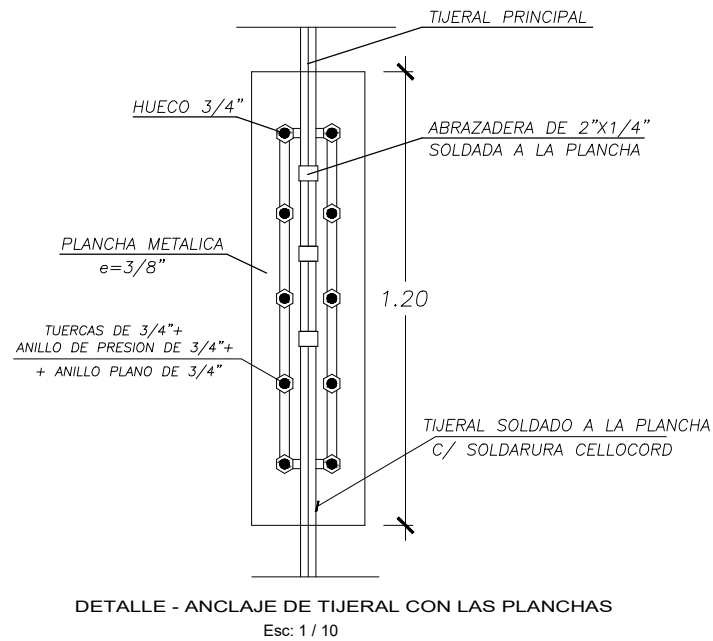
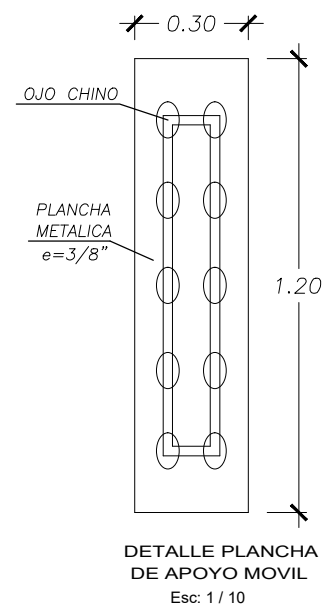
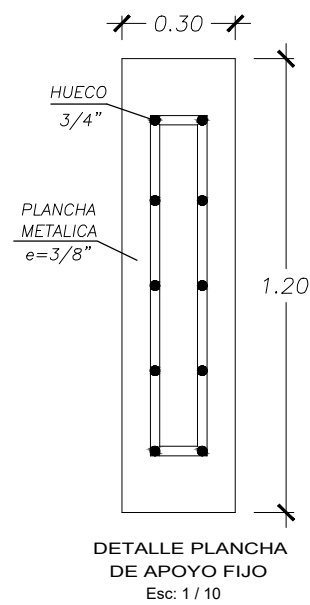
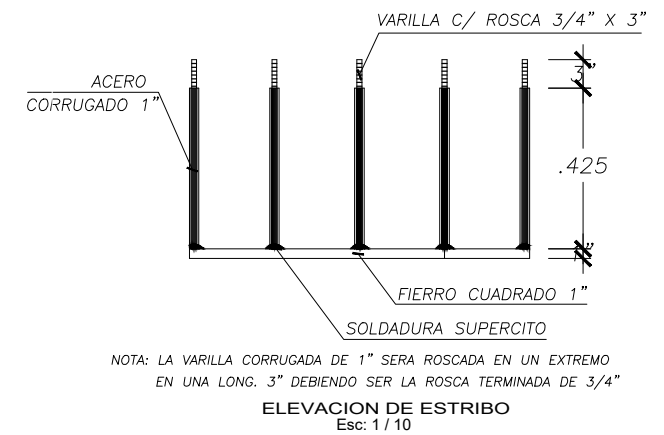
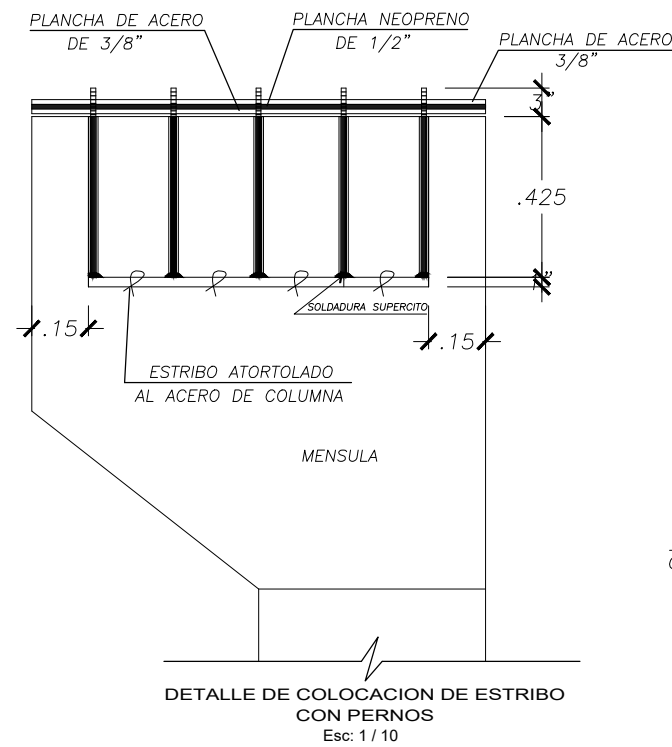
	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA FACULTAD DE INGENIERIA ESUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
	TESIS: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TRIBUNA DEL ESTADIO VÍCTOR MONTÓYA SEGURA EN LA CIUDAD DE JAÉN - CAJAMARCA - PERÚ"		
PLANO:	TECHO - TRIBUNA ORIENTE DERECHA		UBICACION:
FUENTE:	EXPEDIENTE TÉCNICO - SUB GERENCIA REGIONAL		REGION : CAJAMARCA
TESISTA:	BACH. RAMIREZ CRUZ YALEMI LIBERTAD		PROVINCIA : JAÉN
ASESOR:	M. CS. ING. MAURO AUGUSTO CENTURIÓN VARGAS		DISTRITO : JAÉN
ESC.	1 / 75	FECHA: ABRIL - 2019	SECTOR : PUEBLO LIBRE
			LÁMINA: T - 03

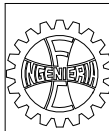


	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
TESIS: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TRIBUNA DEL ESTADIO VÍCTOR MONTOYA SEGURA EN LA CIUDAD DE JAÉN - CAJAMARCA - PERÚ"			
PLANO:			



DETALLE DE ANCLAJE DE MENSULA CON TIJERAL
Esc: 1 / 25



	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA FACULTAD DE INGENIERÍA ESUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
TESIS: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TRIBUNA DEL ESTADIO VÍCTOR MONTÓYA SEGURA EN LA CIUDAD DE JAÉN - CAJAMARCA - PERÚ"			
PLANO:			