

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL COLISEO CERRADO
MIGUEL GRAU DEL DISTRITO DE PACASMAYO – LA
LIBERTAD”**

TESIS
PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

AUTORES: Br. Juan Efraín Blas Rodríguez
Br. Carlos Daniel Vargas Gonzales
ASESOR: Ing. Cesar Leonidas Cancino Rodas

TRUJILLO, MARZO DEL 2016

**Tesis: “Análisis y diseño del coliseo cerrado Miguel Grau del Distrito de
Pacasmayo – La Libertad”**

Por: Br. Juan Efraín Blas Rodríguez
Br. Carlos Daniel Vargas Gonzales

Jurado evaluador

Presidente:
Ing.

Secretario:
Ing.

Vocal:
Ing.

Asesor:
Ing. Cesar Leonidas Cancino Rodas

PRESENTACION

SEÑORES MIEMBROS DEL JURADO:

Dando cumplimiento a lo establecido en el Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingeniería – Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Privada Antenor Orrego de la ciudad de Trujillo y, con la finalidad de obtener el título de Ingenieros Civiles, sometemos a vuestra consideración la presente tesis, producto del desarrollo del proyecto de tesis “Análisis y Diseño Estructural del coliseo cerrado Miguel Grau del Distrito de Pacasmayo, La Libertad”

El presente trabajo se ha elaborado amparado en normas del reglamento nacional de edificaciones vigentes.

Según la buena acogida que den a este modesto trabajo les hacemos llegar nuestro agradecimiento.

Juan Efraín Blas Rodríguez

Carlos Daniel Vargas Gonzales

RESUMEN

Este informe trata exclusivamente del análisis y diseño estructural de un Coliseo deportivo cerrado para el distrito de Pacasmayo, el cual se desarrollara a partir del proyecto de arquitectura ya realizado.

En todo momento del desarrollo de este trabajo, hemos tratado siempre de reflejar el estado del arte actual, en las disciplinas pertinentes de la ingeniería civil y en muchos de los casos se han actualizado trabajos ya hechos frente a la aparición de nuevas especificaciones y nuevas herramientas, sobre todo de orden informático.

El análisis y el diseño se han realizado de acuerdo a los requerimientos de las Normas Técnicas Peruanas: NTE E.020 (Cargas), NTE E.030 (Diseño Sismo resistente), NTE E.050 (Suelos y cimentaciones), NTE E.060 (Concreto Armado), NTE E.090 (Estructuras Metálicas), y en lo que corresponda: ACI 318-11; AISC 360-11 (Specification for Structural Steel Building).

Para el análisis estructural se han usado los programas Sap 2000 y Etabs (programas que toman en cuenta las propiedades únicas inherentes a los modelos matemáticos de la edificación, permitiendo una representación computarizada de la estructura real).

Para la respuesta del modelo ante la acción sísmica se usó el método estático y el dinámico pseudo espectral. En cuanto al diseño se consideraron vigas de 35 x 70cm. Para cubrir longitudes de 7.20 metros, las vigas están acopladas a un sistema de columnas de 35 x 70. El aligerado es en dos direcciones para cubrir las grandes luces entre vigas. La cimentación se ha diseñado con un sistema de zapatas corridas en forma "T" invertida. Para el caso de la cobertura metálica, se han definido los perfiles basándose en las cargas axiales y siguiendo las normas del AISC 360-11.

ABSTRACT

This report is exclusively the analysis and structural design of a closed Sport Coliseum for the District of Pacasmayo, which is developed from the architectural project that was already done.

Throughout the development of this work, we have always tried to reflect the state of the art in relevant disciplines of civil engineering and, in many cases, works already done, against the emergence of new tools, especially computer order and new specifications, have been updated.

The analysis and design have been made according to the requirements of the Peruvian technical standards: NTE E.020 (Loads), NTE E.030 (Seismic-resistant Design), NTE E.050 (Soils and Foundations), NTE E.060 (Reinforced Concrete), NTE E.090 (Metal Structures), and as appropriate: ACI 318-11; AISC 360-11 (Specification for Structural Steel Building).

Structural analysis programs Sap 2000 and Etabs (programs that take into account the unique properties inherent to the mathematical models of the building, allowing a computer representation of the actual structure) have been used.

The static method and the pseudo dynamic spectral were used for the response of the model to seismic action. In terms of design, were considered 35 x 70 cm beams. To cover length of 7.20 meters, the beams are attached to a system of 35 x 70 columns. The lightweight is in two directions to cover large lights between beams. The foundation has been designed with footings shaped inverted "T" System. In the case of the metal coverage, we have defined profiles based on the axial loads and following the rules of the AISC 360-11.

INTRODUCCION

El objetivo del presente trabajo consiste en realizar el “Análisis y Diseño estructural de coliseo cerrado Miguel Grau en el distrito de Pacasmayo-La Libertad”, que a este nivel es un primer aporte y sirva de punto de partida para un proyecto integral y definitivo.

Para el diseño de la edificación se ha tomado en cuenta las normas del reglamento nacional de edificaciones, las cuales están descritos en el capítulo de estructuras, las cuales indicaron los mínimos y máximos requerimientos para la concepción estructural del proyecto.

El análisis estructural del coliseo ha sido elaborado bajo la normatividad vigente del país y haciendo uso de programas especializados en el campo de estructuras, por lo que el resultado es una estructura acorde con las condiciones de seguridad planteadas por la normatividad ante eventualidades extraordinarias o naturales que puedan acontecer durante la vida útil de la edificación. La estructura ha sido diseñada del tipo porticos de concreto armado.

El desarrollo de este proyecto es una tarea multidisciplinaria y por su grado de complejidad solo nos abocaremos al planeamiento del proyecto estructural, partiendo de un diseño arquitectónico (aspectos de funcionalidad, estética, habitabilidad, etc., ya fueron tratados en la fase del proyecto arquitectónico y por lo tanto no forman parte del presente trabajo).

Objetivo General.

Realizar el diseño estructural del coliseo cerrado “Miguel Grau” del distrito de Pacasmayo.

Objetivos Específicos

- Realizar el diseño estructural de la cobertura y de sus elementos auxiliares.

- Realizar el diseño estructural de los miembros de concreto armado:
Vigas, Columnas,
- Realizar el diseño estructural de la cimentación.
- Realizar el diseño estructural de la tribuna.

CONTENIDO

CONTENIDO

CAPITULO I

1.0. Descripción general del proyecto	1
---------------------------------------	---

CAPITULO II

2.0. Estructuras de Acero	3
2.01. Introducción	3
2.02. Materiales	3
2.02.01. Tipos de acero	4
2.02.02. Soldaduras	5
2.02.03. Coberturas	5
2.03. Techo del Coliseo	6
2.03.01. Sistema estructural principal	6
2.03.02. Estructuración y dimensionamiento preliminar	7
2.03.03. Análisis	8
2.03.03.01 Modelo Estructural	8
2.03.03.02 Cargas de Diseño	11
2.03.03.03 Estados de carga considerados en el análisis estructural	25
2.03.04. Diseño	29
2.03.04.01. Diseño de Larguero	29
2.03.04.02. Diseño de la Brida Inferior	34
2.03.04.03. Diseño de la Brida Superior	37
2.03.04.04. Diseño de las Montantes	39
2.03.04.05. Diseño de las Diagonales	42
2.03.04.06. Verificación de las secciones por estado Límite de servicio.	44
2.03.04.07. Diseño por Fatiga	45
2.03.04.08. Dimensionamiento de los dispositivos de apoyo.	46
2.03.04.09. Dimensionamiento de la placa base.	49
2.03.04.10. Diseño de conexiones	54

CAPITULO III

3.0. Estructuras de concreto

3.01. Descripción	56
3.02. Estructuración	56
3.02.01. Cargas de Diseño	56
3.02.01. Materiales	57
3.03. Dimensionamiento Preliminar	58
3.03.01. Predimensionamiento de aligerados	60
3.03.02. Predimensionamiento de vigas	60
3.03.03. Predimensionamiento de columnas	62
3.03.04. Estructuración Sismo resistente	66
3.04. Análisis	67
3.04.01 Modelo Analítico	67
3.04.02. Metrado de Cargas	68
3.04.02.01. Generalidades	68
3.04.02.01. Metrado de cargas estáticas sobre vigas	69
3.04.02.01. Metrado de masas traslacionales	69
3.04.03. Espectro de aceleraciones	70
3.04.04. Esfuerzos de Diseño	73
3.05. Diseño	76
3.05.01. Diseño de aligerados	76
3.05.02. Diseño de Tribunas	82
3.05.03. Diseño de Vigas	84
3.05. 04. Diseño de columnas	105

CAPITULO IV

4.0. Cimentaciones	116
4.01. Aspectos generales	116
4.02. Planteamiento de Alternativas	118
4.02.01. Zapatas aisladas	119
4.02.02. Zapatas combinadas y conectadas	119
4.02.03. Zapatas continuas o vigas de cimentación	119
4.02.04. Emparrillados de vigas de cimentación.	119
4.02.05. Platea de cimentación	120
4.02.06. Discusión de alternativas planteadas	120

4.03. Dimensionamiento preliminar	121
4.04. Planeamiento del modelo estructural	126
4.05. Cargas de diseño	129
4.06. Análisis estructural	129
4.07. Verificando capacidad de carga del suelo	129
4.08. Diseño	131
4.08.01. Diseño por flexión	131
4.08.02. Diseño de la Zapata	133

ANALISIS Y COMENTARIOS

CONCLUSIONES

RECOMENDACIONES

REFERENCIAS

ANEXOS

INDICE DE CUADROS O TABLAS

Tabla 2.01. Secciones que se han obtenido del diseño preliminar

Tabla 2.02. Peso de los elementos adicionales.

Tabla 2.03. Calculo de masas por armadura para el análisis sísmico tridimensional.

Tabla 2.04. Calculo de masas por armadura para el análisis sísmico bidimensional.

Tabla 2.05. Características geométricas de la sección preliminar.

Tabla.3.01. Relación claro peralte en vigas.

Tabla.3.02. Dimensionamiento de vigas.

Tabla.3.03. Dimensionamiento de columnas.

Tabla.3.04. Resumen de cargas muertas y vivas de vigas.

Tabla 3.05. Calculo de Aceleración Espectral a partir de los periodos.

Tabla 3.06. Calculo del Factor C.

Tabla 3.07. Derivas de Entrepiso Dirección X e Y.

Tabla 3.08. Resumen de Momentos en la dirección x.

Tabla 3.09. Resumen del diseño para la dirección x.

Tabla 3.10. Resumen de Momentos en la dirección y.

Tabla 3.11. Resumen del diseño para la dirección y.

Tabla.3.12. Cargas Axiales y cortantes en el primer piso.

Tabla.3.13. Momentos Flectores, flexión y.

Tabla.3.14. Momentos Flectores, flexión x.

Tabla 4.01: Cálculo preliminar del ancho de las vigas de cimentación.

Tabla 4.02. Calculo de altura de vigas de cimentación.

Tabla 4.03.secciones tentativas de vigas de cimentación.

Tabla.4.04.Rigidez del Suelo para vigas entre los ejes 1 y 7.

Tabla.4.05.Rigidez del Suelo para vigas del eje A.

Tabla.4.06.Rigidez del Suelo para vigas entre los ejes B y D.

Tabla.4.07.Fuerza cortante en las columnas.

Tabla.4.08.Esfuerzo cortante Actuante.

INDICE DE ILUSTRACIONES

- Figura 1.01.** Detalle de la separación por bloques del Coliseo
- Figura 2.01.** Area Tributaria del sistema de Techo del Coliseo.
- Figura 2.02.** Áreas tributarias del techo.
- Figura 2.03.** Estados de carga considerado en el análisis estructural.
- Figura 2.04.**Maximo momento flector en los largueros
- Figura 2.05.** Descomposición rectangular de las cargas de gravedad.
- Figura 2.06.** Diagrama de momento flector y fuerza axial
- Figura 2.07.** Diagrama de momento flector y fuerza axial.
- Figura 2.08.** Diagrama de momento flector y fuerza axial.
- Figura 2.09.** Diagrama de momento flector y fuerza axial.
- Figura 2.010.** Diagrama de momento flector y fuerza axial.
- Figura 2.11.** Diagrama de momento flector y fuerza axial.
- Figura 2.12.** Diagrama del cuerpo libre del apoyo.
- Figura 2.13.** Sistema de Apoyo Fijo.
- Figura 2.14.** Detalle del Apoyo Fijo.
- Figura 2.15.** Conexiones emperradas
- Figura 2.16.** Conexiones emperradas detalles
- Figura 3.01.**Esquema estructural del pórtico principal (propuesta definitiva)
- Figura 3.02.** Áreas Tributarias.
- Figura 3.03:** Gráfico de aceleración vs. Periodos según la Norma Peruana.
- Figura 3.04.**Aligerado de Primer nivel.

- Figura 3.05.** Armadura de losa aligerada en la dirección x.
- Figura 3.06.** Armadura de losa aligerada en la dirección y.
- Figura 3.07.** Armado de Losa maciza en dos direcciones
- Figura 3.08.** Resistencia de Momentos en cualquier sección.
- Figura 3.09.** Espaciamiento del refuerzo transversal.
- Figura 3.10.** Detalle de ganchos o trabas.
- Figura 3.11.** Diagrama de cálculo del cortante de diseño.
- Figura 3.12.** Diagrama de envolvente de momentos vigas entre los niveles +3.15 - +10.25
- Figura 3.13.** Diagrama de envolvente de momentos vigas del nivel +3.15.
- Figura 3.14.** Cortado del refuerzo en vigas del eje 2.
- Figura 3.15.** Cortado del refuerzo en vigas del eje 2 (Nivel +3.15m).
- Figura 3.16.** Detalle de Acero longitudinal en el tramo de viga A-B del nivel +3.15.
- Figura 3.17.** Envolventes de cortantes tramo A-B de vigas del nivel +3.15.
- Figura 3.18.** Diagrama de Interacción, C-02.
- Figura 3.19.** Sección Transversal columna C-2.
- Figura 4.01.** Envolvente de momentos viga de cimentación del eje 4.
- Figura 4.02.** Cargas Aplicadas en la Zapata.
- Figura 4.03.** Punzonamiento en la Zapata.
- Figura 4.04.** Detalle del Refuerzo en la Viga T invertida.
- Figura 4.05.** Detalle del Refuerzo en la Viga T invertida.

CAPITULO I

DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO

El presente proyecto corresponde a una edificación de categoría tipo B según la clasificación en el reglamento nacional de edificaciones, esta edificación se encuentra ubicada en la ciudad de Pacasmayo sobre un área de terreno de 3700 m². El coliseo está proyectado para albergar 2000 espectadores aproximadamente, los cuales están repartidos en tribunas apoyadas los pórticos sobre los cuales estará la cobertura compuesta de tijerales.

El presente proyecto corresponde una estructura mixta, la parte estructural principal es de Concreto Armado y la cobertura es de Estructura Metálica.

La edificación se dividió en 2 bloques simétricos (fig. 1.01) con la finalidad simplificar el desarrollo del proyecto así como el proceso constructivo, estos son:

a) Bloque A, primer nivel.-en donde se ubican los ambientes destinados a camerinos deportistas y árbitros, sala de reuniones de jueces y gimnasio la cual consta de un ingreso directo desde los exteriores y también desde el interior del coliseo. Segundo nivel.- en donde se ubican los ambientes destinados a zona de prensa, servicios higiénicos para el público en general y cafetería.

b) Bloque B, primer nivel.-en donde se ubican los ambientes destinados a camerinos deportistas, tópicos, laboratorio y zona de calentamiento la cual consta de un ingreso directo desde los exteriores y también desde el interior del

coliseo. Segundo nivel.- en donde se ubican los ambientes destinados a zona de la federación, servicios higiénicos para el público en general y un tópic.

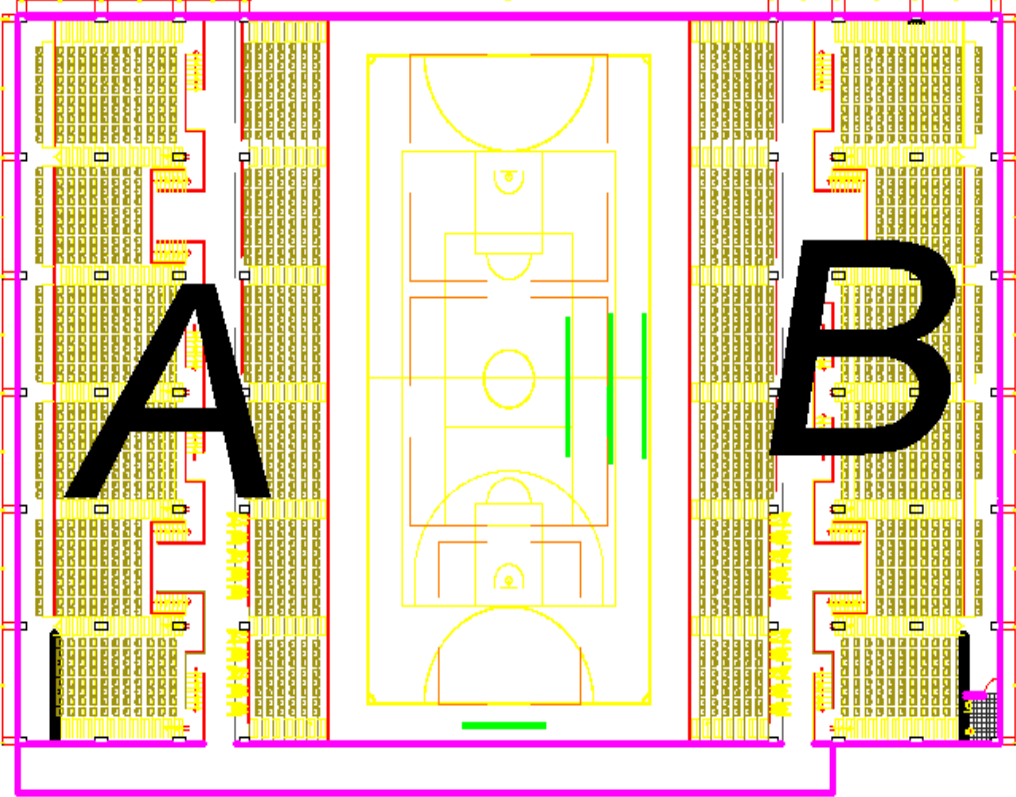


Figura 1.01: Detalle de la separación por bloques del Coliseo

CAPITULO II

ESTRUCTURAS DE ACERO

2.01. Introducción

La estructura principal de acero es el techo que cuenta con una luz significativa de 69.50m, las principales consideraciones que se tomaran en cuenta para este diseño principalmente será comprender la manera en que se ensamblan y apoyan las estructuras, y la forma en que transmiten las cargas y seleccionar apropiadamente las conexiones.

2.02. Materiales

En nuestro medio no es muy difundido el uso del acero estructural en edificaciones por múltiples razones, siendo una de tantas el número limitado de formas y tamaños de perfiles laminados que producen las dos acerías del país. (siderperu y aceros Arequipa), lo que limita al proyectista a diseñar estructuras pequeñas, o si no suplir el requerimiento de secciones más pesadas con secciones armadas, significando incremento en los costos de las edificaciones (Ref.2.06).

Por lo anteriormente expuesto y por las dimensiones de la estructura, que nos proponemos diseñar, probablemente se deben usar perfiles de dimensiones mayores que las que se producen en el país, razón por la cual el diseño se usaran secciones que se presentan en las tablas del AISC-LRFD (acerías americanas) en las cuales se encuentran con una mayor gama de alternativas, los costos que aparentemente se incrementarían con la importación se ven claramente aventajados por las optimizaciones en peso y mano de obra que se alcanza sobre todo tratándose de una obra de gran envergadura (Ref.2.06).

Los miembros se diseñaran usando aceros estructurales clasificados en las normas ASTM (Ref.2.06) (Sociedad americana para ensayos y materiales) como sigue:

2.02.01. Tipos de Acero

A continuación se detalla los tipos de acero usados para cada una de la estructura e indicando el uso que se le ha dado.

2.02.01.01. A36 ($F_y=36$ Ksi, $F_u=58$ Ksi) acero al carbono usado para conformar tubos en caliente y sin costura en:

Miembros principales de las armaduras (brida superior e inferior, montantes y diagonales).

Largueros de la cobertura principal.

Placas base y placas de apoyo (apoyo fijo y móvil).

2.02.01.02. A325- Como elemento de unión de las placas en el dispositivo de apoyo

2.02.01.03. A307-Para pernos de anclaje.

Como se notara para los miembros principales se está usando aceros al carbono que se recomiendan para puentes, edificios y otras estructuras metálicas, por sus buenas características de soldabilidad.

En realidad se pueden seleccionar sinfín de perfiles para soportar una cierta carga a compresión (que es la que en nuestro caso controla el diseño).

Puede ser que no haya una sección que fuese “la más satisfactoria”, pero desde el punto de vista práctico, el número de soluciones se ve limitado por; el tipo de secciones disponibles en el mercado, por problemas de conexión, y por el tipo de estructura donde se usara la sección. Existen dos tipos de secciones factibles de ser usadas, secciones estándar

laminadas y secciones armadas de varios perfiles. Como las secciones armadas se usan por una o más de las siguientes razones:

Para cuando se requiere que, a elementos muy largos y que soportan grandes cargas, se le suministren áreas transversales grandes, que no puedan obtenerse con ninguna sección laminada.

Para suministrar perfil y peralte especiales, que puedan facilitar conexiones entre los diferentes miembros.

Para obtener un radio de giro suficientemente grande, o una relación más entre los radios de giro en las dos direcciones, que no puedan obtenerse con un perfil laminado.

Para incrementar estabilidad lateral y rigidez torsional

Lo que se supone un incremento del costo de fabricación de las secciones armadas y del costo del material requerido para los miembros en compresión en celosía, y un crecimiento de probabilidades e error en el montaje. Por lo tanto: para la misma área y relación de esbeltez, las secciones laminadas son más económicas que estas. Es por ello que se prefieren secciones laminadas siempre que sean factibles su uso.

2.01.02. Soldadura

En las conexiones soldadas se usaran electrodos para soldadura de arco metálico con atmosfera de protección (SAP) para aceros al carbono como el ASTM A-36 se recomienda usar la serie de electrodos E-60 y E.70 con el objetivo de obtener soldaduras de acople perfecto (mismas propiedades para el material base y de aporte).

2.01.03. Cobertura

Para la cobertura se utiliza planchas corrugadas por ser livianas, resistentes a la corrosión, económicas y buenas reflectoras del calor, pues rechazan más del 75% de los rayos solares, permitiendo controlar

de manera directa los efectos térmicos sobre la estructura (según catálogo del fabricante)

2.03. Techo del coliseo

2.03.01. Sistema estructural principal

En la arquitectura original se plantea el uso de una estructura de armadura cuadrangular tipo Pratt, con bridas superiores a dos aguas e inferiores en forma parabólica.

Para el análisis y diseño se partirá con el planteamiento original propuesto en la arquitectura, lo que estaría por definir sería el peralte óptimo de la sección.

En el proyecto la armadura tipo Pratt descansan en columnas que posibilita el uso de apoyos de expansión del tipo rodillo, balancín o placa de deslizamiento.

2.03.02 Estructuración y dimensionamiento preliminar

Para determinar dimensiones preliminares se ha tenido en cuenta los aspectos básicos de la estática utilizada en el diseño de armaduras.

Para nuestra alternativa planteada (con un apoyo fijo y otro móvil), seguiremos el siguiente procedimiento:

- Relación claro peralte en el orden de 1/20 y 1/23. Ref(2.02)
 $H = 69.25/23 = 3.01 \text{ m.}$
- La separación entre armaduras está determinada por la distribución en planta de los elementos de apoyo, columnas.
- El tamaño de cada panel se ha determinado en función de la separación entre apoyos que puede soportar la cobertura.
- Para fines de realizar un análisis preliminar se han considerado que los extremos de todos los miembros de la

armadura estén articulados, es decir, no se han considerado los efectos de segundo orden generados por la rigidez de la conexión.

- Se han considerado cinco estados de carga (Carga permanente, carga viva, viento actuando tanto en la dirección positiva y en la dirección negativa de X.
- Peso de las viguetas y riostras = 8 Kg/m². (estimado)
- El peso propio inicial de la armadura se ha estimado de acuerdo con la fórmula de C.E Fowler (Ref.2.02)

- $W = 1.95 SL + 0.64 SL^2$

Dónde:

W = Peso de la Armadura en Kilogramos

S= Separación de la armadura en m.

L= Luz de la armadura en m.

$$W = 1.95 (8.75*69.50) + 0.64 (8.75*69.50^2) = 28235.24 \text{ Kg.}$$

Que es aproximadamente 46.43 Kg/m².Este dato será corregido mediante un diseño preliminar más adelante detallado.

- En el diseño se ha tenido en cuenta los requerimientos de resistencia y servicio, las secciones se han proporcionado en “grueso” sin considerar por ejemplo, el detalle y empalme de los elementos en las uniones (conexiones).

2.03.03. Análisis

Definido el sistema estructural principal “Armadura con bridas superiores dos aguas y con bridas inferiores en arco con peralte de 3.00 metros el siguiente paso es realizar el análisis sin considerar las restricciones que ejerce la estructura de soporte, esto es sin tomar en cuenta la interacción existente entre las dos estructuras, pues esta se considerara al momento de plantear el modelo general de la estructura.

2.03.03.01 Modelo Estructural

Para establecer dimensiones preliminares de los miembros de la armadura se planteó el modelo de reticulado plano (A1ARTI), esta suposición de que cada armadura actúa independientemente (reticulado o pórtico plano) no es realmente correcta, ya que la edificación se comporta en conjunto como una estructura espacial, debido a las diferentes combinaciones de cargas verticales y laterales en las diversas armaduras, la cantidad de desplazamiento vertical y lateral en cada uno puede ser distintas de los demás, obteniéndose como resultado un “esforzamiento del techo” (Ref.204). Se han considerado 14 estados de carga (carga permanente, 8 estados de carga viva y dos de viento) y 60 combinaciones de los mismos (según las combinaciones de carga estipulados por las especificaciones). Con el primer modelo, reticulado plano, empleado para estimar secciones preliminares, no se han considerado los esfuerzos de segundo orden, generados por:

- Excentricidades en las conexiones de los miembros. - Cuando los centroides de las secciones que concurren a un nudo no se interceptan en un solo punto, se producen momentos. La armadura se detallara de modo que se elimine o se reduzcan al máximo esas excentricidades (Ref.2.02).
- Momentos torsionales introducidos por miembros situados fuera del plano de la armadura, tales como viguetas. Para diseños ordinarios, se despreciara estos esfuerzos (Ref.2.02).
- Cargas transversales sobre un miembro, tal como el peso del miembro. Se tiene en cuenta cuando la longitud de los miembros es apreciable, o estos soportan cargas entre sus nudos (Ref.2.02).
- Rigidez de los nudos y desplazamientos relativos de los mismos (distorsión de la armadura), efectos que juntos inducen flexión en los miembros (Ref.2.02).

- Los generados cuando sobre un miembro flexionado o desplazado lateralmente por fuerzas laterales o de gravedad, actúan cargas axiales que incrementan los momentos flectores ($P\Delta$) (Ref.2.02).

El término de esfuerzos secundarios en las armaduras, cuando se emplea en su sentido más restringido, pretende denotar solamente a aquellos esfuerzos producidos por la distorsión de la armadura y rigidez de sus nudos. La magnitud de estos esfuerzos secundarios varía grandemente. Para formas usuales de armaduras con miembros con relaciones de esbeltez altas, los esfuerzos secundarios oscilan, generalmente, entre un 5% y 25% de los esfuerzos primarios (Ref.2.02).

No obstante que la magnitud de los esfuerzos secundarios puede ser alta, su importancia no es necesariamente comparable con los esfuerzos primarios. Existen esfuerzos secundarios altos solo en algunos de los miembros, y únicamente en las fibras extremas de sus puntas. Aun cuando estos esfuerzos locales alcancen el punto de fluencia, no originan el colapso de la estructura. Con los factores de carga altos y factores de resistencia bajos que se utilizan en el diseño, dichos esfuerzos locales altos no son problemas en sí, al menos de que se repitan con demasiada frecuencia, en cuyo caso puede presentarse un falla por fatiga (Ref.2.02).

Para reducir los esfuerzos secundarios, resultantes de las distorsiones de las armaduras o de la deformación de la pieza, debe reducirse el ancho de los miembros en los planos de flexión, en relación de su longitud, en las especificaciones standard para puentes se especifica que no necesitan considerarse estos esfuerzos secundarios si el ancho del elemento, medido paralelamente al plano de distorsión, sea menor que 1/10 de su

longitud y si los esfuerzos secundarios exceden de 281 Kg/cm² en los miembros a tensión y 210 Kg/cm² en los miembros en compresión, el exceso de estos valores deberá tratarse como un esfuerzo primario. Esto nos indica que existe reserva en los esfuerzos de diseño, que permite esfuerzos secundarios de magnitud usual. Solamente si los esfuerzos secundarios exceden aproximadamente en 20% de los primarios habrá que considerarlo (Ref.2.02). Puesto que las especificaciones de puentes son muy conservadoras en comparación de las especificaciones para edificaciones se adoptara el criterio de limitar el peralte de los miembros de la armadura que en si lo que trata es reducir la rigidez flexionante de los elementos que concurren en los nudos.

Según lo expuesto es necesario plantear un modelo estructural que describa el comportamiento real de la estructura, lo que indudablemente es imposible por las diversas variables que se deben tener en cuenta, lo que sí se puede hacer es plantear varios modelos en los cuales se representen los efectos más significativos de las cargas sobre la estructura, por esta razón se plantearan los siguientes modelos.

- **A1ARTI.**-Usado en el dimensionamiento preliminar, en él se consideran los miembros articulados en sus extremos.
- **A1ARTIPD.**-Nudos articulados y efectos PΔ. Al respecto en los comentarios de las especificaciones (CHAPTER C, Second Order Effects) (Ref.2.01) se recomienda realizar el análisis con las cargas ya factoradas (esto cuando se decida realizar el análisis de segundo orden), es decir que la superposición de efectos ya no es válida.
- **A1RIG.**-Se modeló como un pórtico plano, nudos rígidos, esto nos permite calcular los esfuerzos de segundo orden

generados por la rigidez de las conexiones y distorsión de la armadura.

- **A1RIGPD.**-Nudos rígidos y efectos $P\Delta$.
- **A1RIGPDCT.**-Se incluye en el modelo anterior en los cambios de temperatura indicados en el reglamento Nacional de Cargas (Ref.2.03)

Del análisis de la estructura considerándola como un reticulado plano (A1ARTI) cargas de gravedad más viento, y de un primer análisis dinámico, considerando la rigidez de los nudos, se ha apreciado que los efectos más importantes, en la estructura, son los generados por la carga de viento, por lo tanto en el análisis de segundo orden no se consideran los efectos del sismo de diseño (en ninguna de las combinaciones establecidas por el método consideran la ocurrencia simultanea de los efectos máximos de sismo y viento). También se aprecia que los máximos efectos, en todos los miembros, se originan en la combinación $1.2D+1.6Ly+0.8$ (B1), por lo tanto se tomara en cuenta únicamente esta combinación en el análisis de segundo orden.

2.03.03.02. Cargas de diseño.

Las cargas que se tendrán en cuenta en el diseño son:

a.) Cargas permanentes.

Son fuerzas gravitatorias que obran en una construcción y tienen carácter permanente, son fijas en cuanto a su posición y de magnitud constante por toda la vida de la estructura. La carga muerta puede calcularse con relativa aproximación basándose en las dimensiones de la estructura y el peso unitario del material. Los componentes de la carga muerta son:

- Peso de la cobertura , Según el fabricante 10.00 kg/m^2

- Peso de viguetas más arriostres. El peso de viguetas y arriostres varía según el tipo de construcción, con el diseño preliminar de viguetas, arriostres el peso proyectado es de 15.34 kg/m² para la armadura más cargada (A2). Se considera aplicado en los nudos de la brida superior.
- Peso propio de la armadura dos aguas. De igual modo que las viguetas, el peso de la armadura varía con su luz, separación, intensidad de carga total que soporta, pendiente, etc. Según el diseño preliminar se ha obtenido un peso de 28.22kg/m²
- Peso luminarias.-Correspondiente a la iluminación del coliseo. Asumimos un valor de 5 kg/m² que se suponen aplicadas en los nudos de la brida inferior.

a.1) Metrado

- | | |
|------------------------------|----------------------------|
| ➤ Peralte de Sección | d = 3.00 m |
| ➤ Luz entre apoyos | L = 69.50 m |
| ➤ Separación entre armaduras | s = 8.75 m. |
| ➤ Área tributaria | a = 14.74 m ² . |

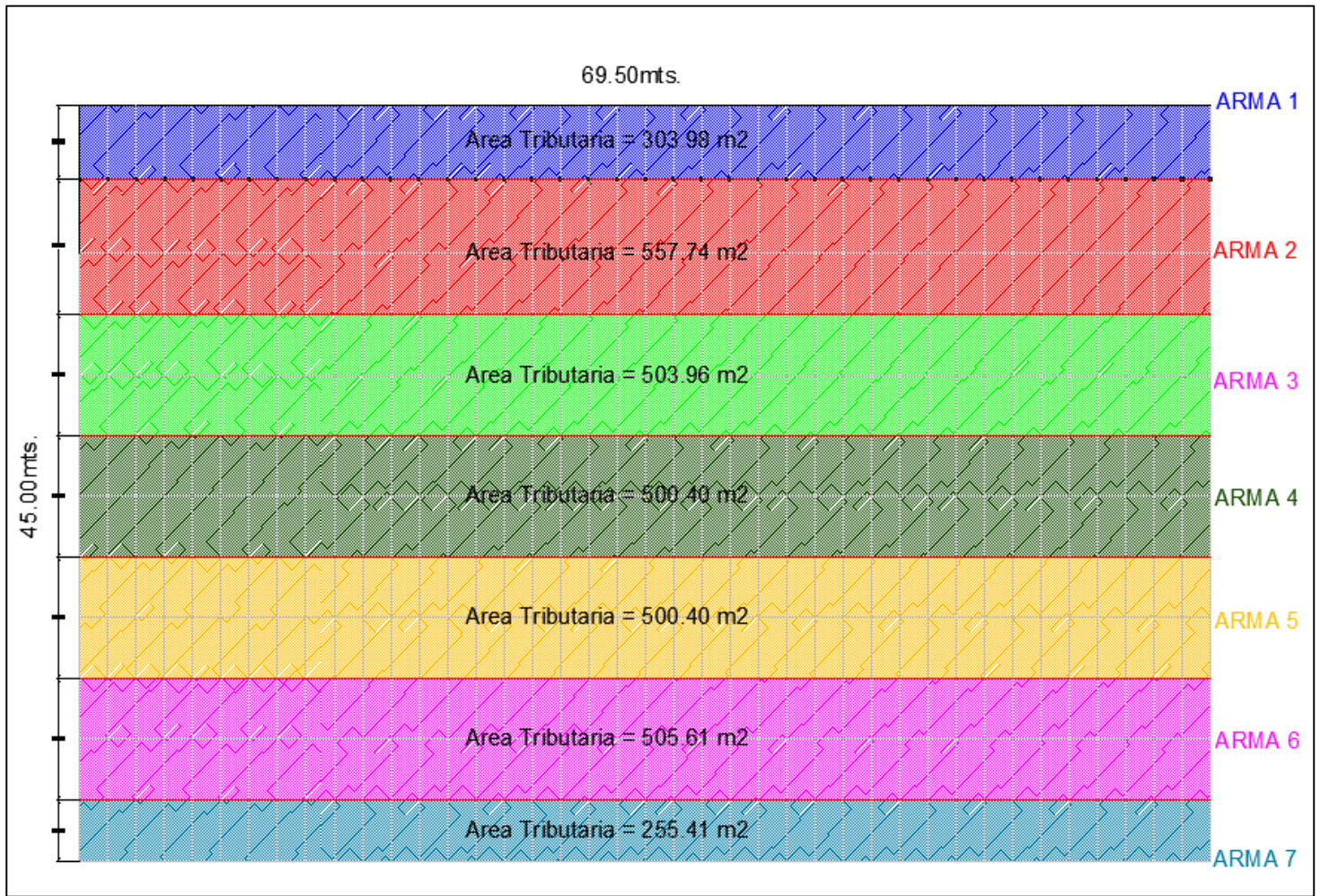


Fig.2.01.Area Tributaria del sistema de Techo del Coliseo

a.1.1) Cargas Permanentes aplicadas en los nudos de la brida Superior

- Peso propio de la armadura, tabla 2.01 0.00 kg/m²
- Cobertura Superior 10.00 kg/m²
- Viguetas más arriostres 15.34 kg/m²
- Toral proyección horizontal 25.34 kg/m²
- Considerando un 5% por conexiones y otros 26.61 kg/m²
- Carga concentrada en los nudos interiores 380.52 kg
- Carga concentrada en los nudos exteriores 190.26 kg

El peso de la estructura se calculó considerando las secciones del diseño preliminar, y se incluyen directamente en el análisis usando las opciones del programa.

ELEMENTO	PERFIL ELEGIDO		PESO (kg/ml)	LONGITUD MI	PESO Kg
Brida Superior	TUBO	9x9x1/4	43.43	486.92	21147.81
Brida Inferior	TUBO	8x8x5/16	47.3	487.06	23037.94
Montantes	TUBO	5x5x5/16	28.31	794.01	22482.18
Diagonales	TUBO	5x5x1/4	23.18	930.86	21578.71

Tabla 2.01. Secciones que se han obtenido del diseño preliminar

- Peso total de la armadura 88246.00 kg
- Área proyectada 3127.50 m²
- Total peso propio proyectado horizontalmente
28.22kg/m²

Calculo del peso total del sistema de arriostramiento y viguetas.

ELEMENTO	PERFIL ELEGIDO		PESO (kg/ml)	LONGITUD MI	PESO Kg
Largueros	ST	8x6x3/16	22.67	1845.00	41826.15
Arriostramiento Tirantes Brid.Superior	ST	3/8.	0.56	1838.4	1029.5

Tabla 2.02. Peso de los elementos adicionales

- Peso total 42855.65 kg
- Área proyectada 3127.50 m²
- Peso proyectado horizontalmente 13.70 kg/m²

a.1.2) Cargas Permanentes aplicadas en los nudos de la brida Inferior

Se ha calculado el peso correspondiente a iluminación que se consideraran directamente usando las opciones del programa.

a.2.2) Iluminación

- Asumiendo 5.00 kg/m²
- Cargas por nudo aplicadas entre los nudos 2 al 40 9.00 kg.

b.) Cargas Vivas

Son aquellas cargas relacionadas con la operación y el uso de la edificación. Es la principal acción variable que debe considerarse en el diseño (Ref.2.03).

La carga viva proporcionada por el RNC (E-020) consta de una carga equivalente estática y uniformemente distribuida, acompañada ocasionalmente por una carga concentrada. En donde se han incluido el efecto dinámico de la misma (impacto). Estos valores fueron determinados de tal manera que la probabilidad de ser excedidos es muy pequeña.

Como se dio anteriormente el tipo de carga viva a utilizar depende del destino o uso de la edificación y el tamaño de la misma. El reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) establece en la norma E-020 (Ref.2.03). que para techos con inclinación mayor de 3°, con respecto a la horizontal 100 kg/m² reducida en 5 kg/m² por cada grado de pendiente por encima de 3°, hasta un mínimo de 50 kg/m², en nuestro caso por ser un techo con 2° de inclinación se tomara una carga viva de 50 kg/m².

Mientras más pequeña sea el área donde se aplica la carga, mayor será la probabilidad de que toda la carga viva este aplicada en esta zona, siendo esta la condición más desfavorable. Con forme se incrementa el número de estas áreas (tamaño de la

estructura) disminuye la probabilidad que la carga actúe simultáneamente en toda el área. Por lo tanto la carga viva de diseño debe reducirse al incrementarse el área (tamaño de la estructura). Esto se traduce en el reglamento mediante la llamada reducción de la carga viva. Por ejemplo es más probable que una vigueta, en una cobertura metálica, se pueda encontrar cargada con el máximo de la carga viva, sin embargo es muy poco probable que esto ocurra simultáneamente en todas las viguetas, por lo tanto la carga viva de diseño de las viguetas o largueros debe ser mayor, por unidad de área tributaria, que para la armadura en dos aguas. Sin embargo el reglamento establece que no se permite ningún tipo de reducción de la carga viva en las estructuras portantes principales, es por este hecho que se trabajara para el diseño de las armaduras con la carga total viva. En las estructuras de concreto se reducirá la carga viva en función de la zona contribuyente y la relación de la carga viva a la carga muerta (Ref.2.04).

En cuanto, a la variación espacial de la carga viva, se sabe que para cualquier elemento el efecto más desfavorable (esfuerzos internos) no ocurre necesariamente cuando toda la estructura está soportando la totalidad de la carga viva. Existen distribuciones de cargas vivas que producen los efectos más desfavorables en un determinado elemento (Ref.2.02).

En general los elementos deben diseñarse para la envolvente de esfuerzos teniendo en cuenta la alternancia de la carga viva (carga viva actuando en distintas posiciones). A nuestro parecer la alternancia de la carga viva es aplicable solo a los análisis en el plano, pues cuando se analiza una estructura espacialmente se complica por el gran número de posibilidades, aún más cuando tenemos estructuras de techo armadas en dos direcciones. Cuando se hace uso del principio de la alternancia de la carga

viva se debe considerar que es muy poco probable que la carga viva sea máxima exactamente en los lugares donde su efecto es más desfavorable, y nula exactamente donde no es perjudicial para el esfuerzo interno en cuestión (Ref.2.05).

b.1) Metrado

Se tomara en cuenta la Armadura A2 que cuenta con un mayor área tributaria de 557.74 m².

- Carga viva de techo (E-020) 50.00 Kg/m²
- Carga por nudo 697.18 Kg

b.1.1) Reducción de carga viva para los elementos portantes principales. Del RNE E.020.

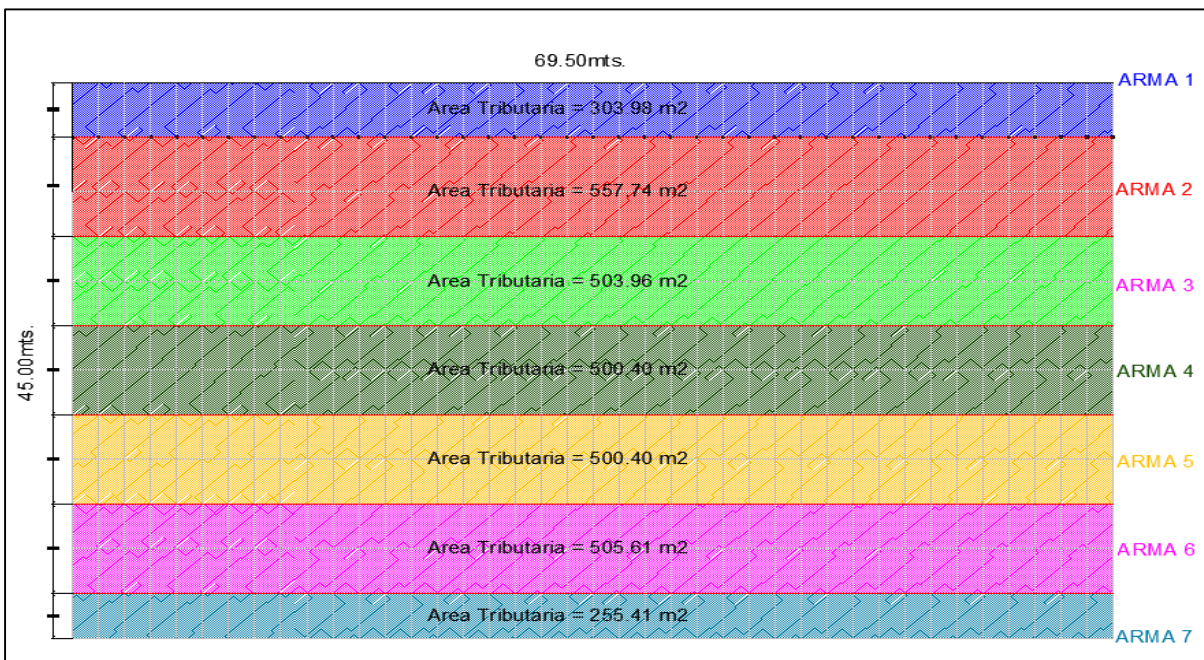


Figura 2.02 Áreas tributarias del techo.

Armadura 1

- Zona contribuyente 303.98 m²
- Carga muerta 56.24 kg/m²
- Carga viva 50.00 kg/m²
- Relación carga viva/carga muerta 0.889

- % de carga viva que se debe considerar 45.03%
- Carga viva por nudo 175.50 kg

Armadura 2

- Zona contribuyente 557.74 m²
- Carga muerta 56.24 kg/m
- Carga viva 50.00 kg/m²
- Relación carga viva/carga muerta 0.889
- % de carga viva que se debe considerar 45.03%
- Carga viva por nudo 321.99 kg

Armadura 3

- Zona contribuyente 503.96 m²
- Carga muerta 56.24 kg/m²
- Carga viva 50.00 kg/m²
- Relación carga viva/carga muerta 0.889
- % de carga viva que se debe considerar 45.03%
- Carga viva por nudo 290.94 kg

Armadura 4

- Zona contribuyente 500.40 m²
- Carga muerta 56.24 kg/m²
- Carga viva 50.00 kg/m²
- Relación carga viva/carga muerta 0.889
- % de carga viva que se debe considerar 45.03%
- Carga viva por nudo 288.88 kg

Armadura 5

- Zona contribuyente 500.40 m²
- Carga muerta 56.24 kg/m²
- Carga viva 50.00 kg/m²

- Relación carga viva/carga muerta 0.889
- % de carga viva que se debe considerar 45.03%
- Carga viva por nudo 288.88 kg

Armadura 6

- Zona contribuyente 505.61 m²
- Carga muerta 56.24 kg/m²
- Carga viva 50.00 kg/m²
- Relación carga viva/carga muerta 0.889
- % de carga viva que se debe considerar 45.03%
- Carga viva por nudo 291.90 kg

Armadura 7

- Zona contribuyente 255.41 m²
- Carga muerta 56.24 kg/m²
- Carga viva 50.00 kg/m²
- Relación carga viva/carga muerta 0.889
- % de carga viva que se debe considerar 45.03%
- Carga viva por nudo 147.45 kg

C.) Cargas de viento

El viento es aire en movimiento y como tal tiene una masa particular (densidad o peso) y se mueve en una dirección particular y a una velocidad también particular. Por tanto, tienen energía cinética de la forma expresada como: $E=1/2(mv^2)$. Cuando el aire, que es un fluido en movimiento, encuentra un objeto estacionario tiene varios efectos que se combinan para ejercer fuerza sobre el objeto (Ref.2.05).

Al referirnos a las fuerzas de viento, sobre los objetos, debemos tener en cuenta que la principal forma de aplicación de la fuerza es la dirección horizontal, lo cual la hacer perpendicular a la

dirección de las fuerzas de gravedad y la segunda consideración especial es que la fuerza de viento es de naturaleza dinámica. En el diseño por viento se emplea los efectos estáticos equivalentes, lo cual permite realizar un diseño más simple y eliminar los complicados procedimientos del análisis dinámico. Para hacer posible esto se deben transformar a términos estáticos los efectos de las cargas y respuestas de las estructuras. Para la carga de viento la transformación básica consiste en la conversión de la energía cinética del viento en una presión estática equivalente, la que después se considera de manera similar a una carga distribuida. Se efectúan consideraciones adicionales para varios efectos aerodinámicos, como el arrastre de la superficie del terreno, la forma del edificio y la succión, pero estas no cambian la naturaleza básica del análisis estático (Ref.2.05).

Los efectos del viento, sobre los objetos estacionarios que se encuentran en su trayectoria, se pueden definir como una presión positiva directa sobre la superficie que se opone directamente al viento y que son perpendiculares a su trayectoria reciben el efecto de un impacto directo del movimiento de la masa de aire, lo cual por lo general produce la mayor parte de la fuerza que actúa sobre el objeto. Debido a que el viento no se detiene después de dar contra del objeto, sino que fluye alrededor de él, existe un efecto de arrastre sobre las superficies que son paralelas a la dirección del viento, estas superficies también pueden tener aplicadas a ellas presiones pequeñas hacia adentro o hacia afuera, pero es el efecto de arrastre que debe considerarse y que por lo tanto se agrega a la fuerza general sobre el objeto en la dirección de la trayectoria del viento, en el lado de sotavento del objeto (opuesto a la dirección del viento) es el efecto de succión, que consiste en una presión hacia afuera de la superficie del objeto. Al compararla con la dirección de la presión en el lado de barlovento, esta se

denomina presión negativa. Estos tres efectos se combinan para producir una fuerza neta en la dirección del viento que tienda a moverlo en la misma dirección (Ref.2.05).

El RNe (Ref.2.04) establece requerimientos mínimos para el diseño por viento sobre la base de antecedentes meteorológicos que han servido para predecir las condiciones críticas por viento. No señala variaciones de las condiciones críticas por viento, o los valores mínimos de velocidad, que se deberían adoptar para las diferentes realidades meteorológicas del país. No señala variaciones de las condiciones críticas por viento, o los valores mínimos de la velocidad, que se deberían adoptar para las diferentes realidades meteorológicas del país.

Tomando como referencia al RNC las edificaciones se clasifican en tres tipos, correspondiendo nuestra cobertura al Tipo 1, que son edificaciones poco sensible 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.

La máxima velocidad alcanzada por el viento es de principal interés en su evaluación. La máxima velocidad se refiere a una velocidad sostenida y no a efectos de ráfaga. El reglamento establece usar un valor mínimo de 75 Km/hora hasta una altura de 10 m. Además establece que la velocidad de diseño del viento en cada altura de la edificación se obtendrá de la siguiente expresión:

$$V_h = V \left(\frac{h}{10} \right)^{0.22} \quad (\text{Ref.2.03}) \quad \text{ec. 2.01C}$$

Donde:

- V_h : Es la velocidad de diseño en la altura h en Km/hora
- V : Es la velocidad de diseño hasta 10 m de altura en Km/hora

- H : La altura sobre el terreno

Se mencionó anteriormente que los efectos dinámicos de la carga de viento se pueden remplazar como una presión estática equivalente, que en el Reglamento se le conoce como "Carga exterior de Viento", que se supone actúa perpendicular a la superficie de la cobertura metálica, y actuando en dos direcciones horizontales entre sí. Se calcula de la expresión:

$$P_h = 0.005CV_h^2 \quad (\text{Ref. 2.03}) \text{ ec. 2.02c}$$

Donde:

- P_h : Presión o succión del viento a una altura en h Km/hora
- C : Factor adimensional que tiene en cuenta la forma de la edificación.

Para nuestro caso según la tabla 4 del RNC-E-0.20 Cargas- "Superficies inclinadas a 15° o menos ".El valor de C será de +0.30 y -0.70 para el lado de barlovento y de -0.6 para el lado de sotavento (Ref.2.03).

Como se verá más adelante la carga de viento representa una porción significativa de las cargas que actúan en una estructura, siendo necesario por lo tanto establecer con la mayor exactitud posible la magnitud de dicha carga.

c.1) Medrado.

c.1.1) Datos Generales

V_{min} = 95.00 Km/hora

H = 20.00 m (Altura sobre el nivel del terreno)

V_h = 110.65 Km/hora (de la ec.2.01c)

A_t = 14.88 m²

c.2) Presión del Viento

c.2.1) Barlovento

$$\mathbf{Cb1} = +0.3$$

$$\mathbf{Cb2} = -0.7$$

$$\mathbf{Pb1} = 18.37 \text{ kg/m}^2 \rightarrow \quad \mathbf{Fi1} = 273.27 \text{ kg} - \mathbf{Fi1} = 136.64 \text{ kg}$$

$$\mathbf{Pb2} = -42.85 \text{ kg/m}^2 \rightarrow \quad \mathbf{Fi2} = -637.64 \text{ kg} - \mathbf{Fi2} = -318.82 \text{ kg}$$

c.2.1) Sotavento

$$\mathbf{Cs1} = -0.3$$

$$\mathbf{Psi1} = -36.73 \text{ kg/m}^2 \rightarrow \quad \mathbf{Fi1} = -546.55 \text{ kg} - \mathbf{Fi1} = -273.27 \text{ kg}$$

d.) Carga Sísmica

En el acápite anterior se mencionó que el diseño está controlado por las cargas de gravedad y viento, por cuestiones académicas se realiza el análisis sísmico modal en el plano de la estructura esto con la finalidad de compatibilizar el modelo con los usados para las cargas de gravedad y viento. La desventaja de este modelo radica en que el nivel de respuesta está en función de la propia respuesta de la estructura de soporte, hecho que no puede ser modelado y por lo tanto no es considerado en el modelo planteado; la idealización de apoyos fijos elimina toda posibilidad de hacer esta consideración. Por ello los resultados obtenidos deben tomarse con mucha reserva.

El espectro de aceleraciones se ha determinado de modo similar al de la estructura de soporte.

Una aproximación mayor al esfuerzo “real” del evento sísmico se podrá apreciar cuando se realice el análisis sísmico tridimensional.

d.1) Metrado

- Cobertura = 10.00 kg/m²
- Luminarias = 5.00 kg/m²
- Carga viva (en azoteas y techos) : 0.25 x 50 = 12.50 kg/m²
- Total carga (más 5% por cargas no consideradas) = 28.88 kg/m²

ARMADURA	AT (At/m ²)	Peso Kg/m ²	Peso Kg	Numero de nudos	Masa Kg-se ² /m
A7	255.41	28.88	7376.24	40	18.80
A6	505.61	28.88	14602.02	40	37.21
A5	500.40	28.88	14451.55	40	36.83
A4	500.40	28.88	14451.55	40	36.83
A3	503.96	28.88	14554.36	40	37.09
A2	557.74	28.88	16107.53	40	41.05
A1	303.98	28.88	8778.94	40	22.37

Tabla 2.03. Calculo de masas por armadura para el análisis sísmico tridimensional

d.1.1) Cargas para el análisis sísmico plano

- Cobertura = 10.00 kg/m²
- Largueros+ arriostramiento = 15.34kg/m²
- Luminarias = 5.00 kg/m²
- Carga viva (en azoteas y techos) : 0.25 x 50 = 12.50 kg/m²
- Total carga (más 5% por cargas no consideradas) = 44.98 kg/m²

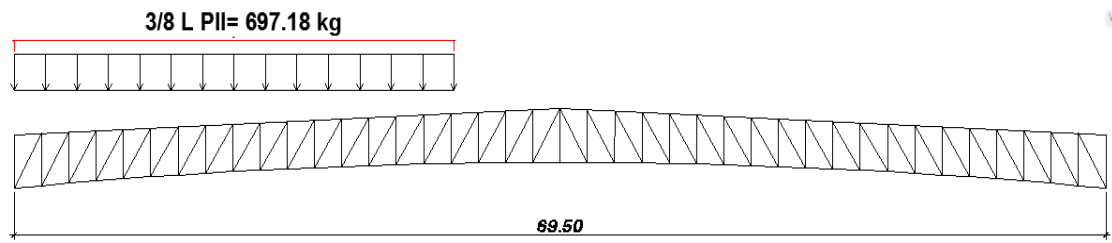
ARMADURA	AT (At/m ²)	Peso Kg/m ²	Peso Kg	Numero de nudos	Masa Kg- se ² /m
A7	255.41	44.98	11488.34	40	29.28
A6	505.61	44.98	22742.34	40	57.96
A5	500.40	44.98	22507.99	40	57.36
A4	500.40	44.98	22507.99	40	57.36
A3	503.96	44.98	22668.12	40	57.77
A2	557.74	44.98	25087.15	40	63.93
A1	303.98	44.98	13673.02	40	34.84

Tabla 2.04. Calculo de masas por armadura para el análisis sísmico bidimensional

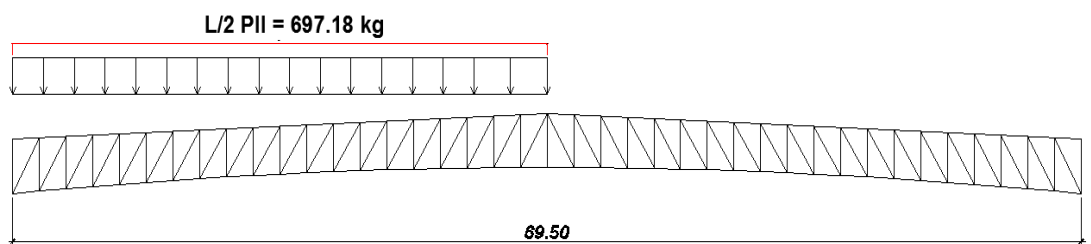
2.03.03.03. Estados de carga considerados en el análisis estructural



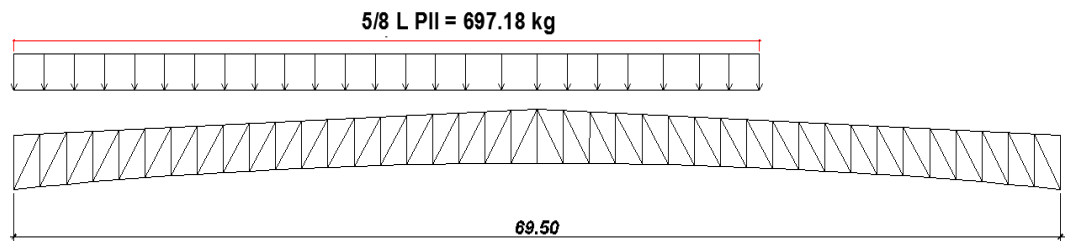
Figura 2.03. Estados de carga considerados en el análisis estructural.



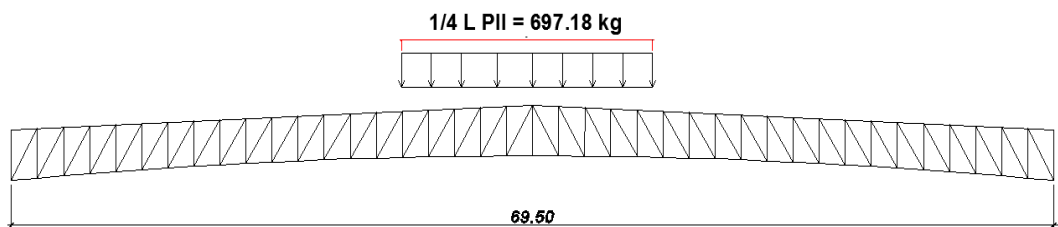
**CARGA VIVA
SEGUNDO ESTADO DE CARGA**



**CARGA VIVA
TERCER ESTADO DE CARGA**

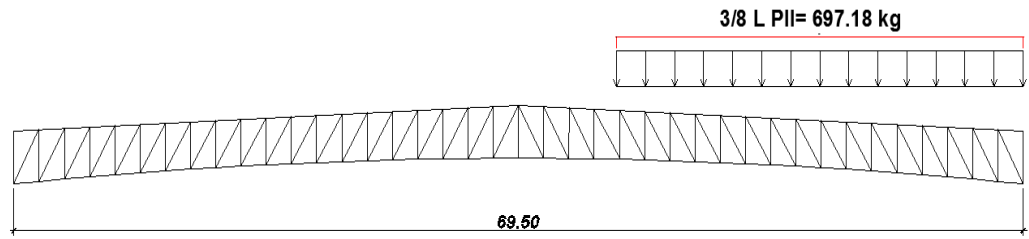


**CARGA VIVA
CUARTO ESTADO DE CARGA**

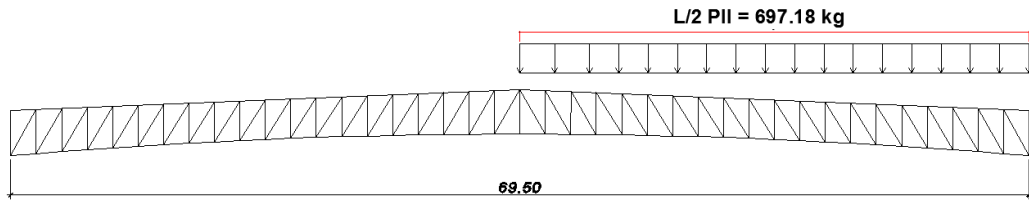


**CARGA VIVA
QUINTO ESTADO DE CARGA**

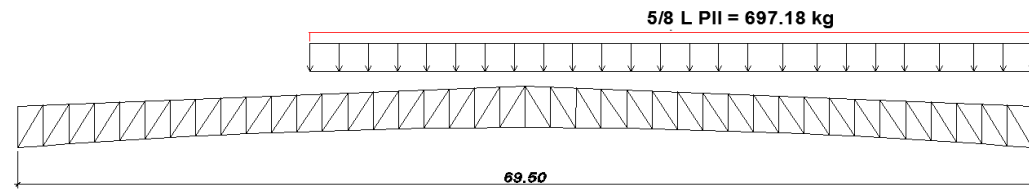
Figura 2.03. Estados de carga considerados en el análisis estructural.



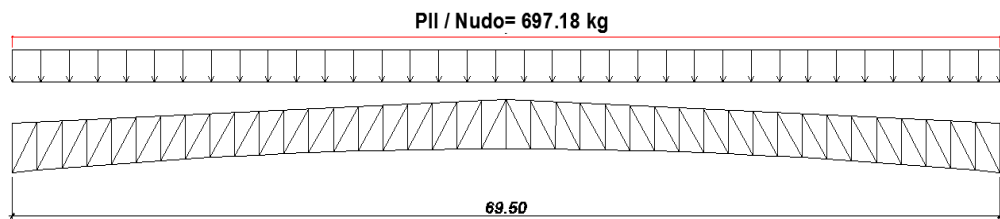
**CARGA VIVA
SEXTO ESTADO DE CARGA**



**CARGA VIVA
SETIMO ESTADO DE CARGA**



**CARGA VIVA
OCTAVO ESTADO DE CARGA**



**CARGA PERMANENTE
NOVENO ESTADO DE CARGA**

Figura 2.03. Estados de carga considerados en el análisis estructural.

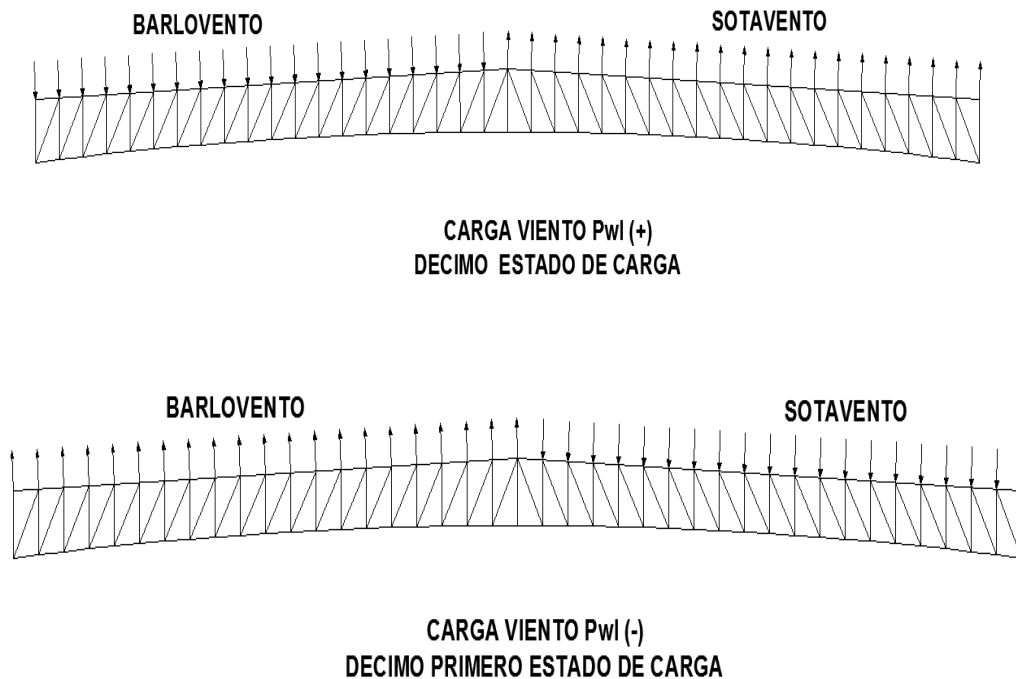


Figura 2.03. Estados de carga considerados en el análisis estructural.

2.03.04. Diseño

2.03.04.01 Diseño de larguero

Todos los largueros de la cobertura principal descansan sobre los nudos de la brida superior. Para fines de análisis se adopta el modelo de viga simple, con distancia entre apoyos, más desfavorable de 8.75m, la separación entre viguetas (ancho tributario de cada una de ellas) es 1.74 m (tamaño del tablero de la armadura).

Se usaran tubos estructurales, recomendados para situaciones de diseño que implican un soporte lateral incompleto, lográndose, además, una estructura más limpia.

En el análisis y diseño se consideran la ubicación crítica de los largueros de las armaduras.

A.)Largueros

A.1.- Cargas a considerar en el diseño

A.1.1.- Carga permanente

Peso propio 8x6x3/16	22.67 kg/m
Cobertura 1.05x10x1.74	18.26 kg/m
Carga permanente por unidad de longitud	40.93 kg/m
(*) Considerando 5% por conexiones y otros	42.98 kg/m

A.1.2.-Carga Viva

Sobre carga según norma E-0.20 (Techos Livianos): 50 Kg/m²
Sobre carga por unidad de longitud: 50 x1.74: WL=86.95 Kg/m

A.1.3.-Carga Viento

Presión en el lado del barlovento: (31.96 kg/m)

Presión por unidad de longitud: 31.96 x 1.74 = 51.61 kg.

A.2.-Análisis propiamente dicho

Consideramos 6 estados de carga y 8 combinaciones de los mismos, hecho el análisis se han obtenido los momentos máximos.

- Mux (-) = 181.28 kip-in

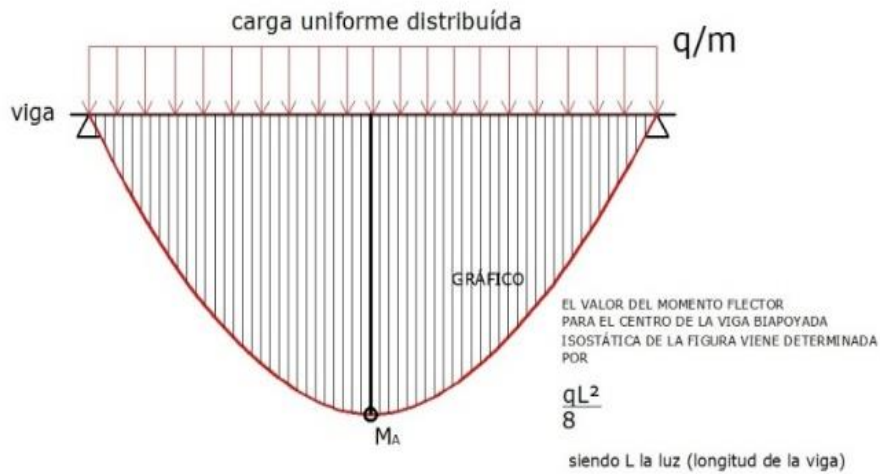


Figura 2.04. Máximo momento flector en los largueros

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA SECCION PRELIMINAR

W =	25.44kg/m	I =	8.75 m
A =	4.67 in ²	J =	53.70 in ⁴
Ixx =	43.70 in ⁴	Iyy =	28.20 in ⁴
Sxx =	10.90 in ³	Syy =	9.39 in ³
Zxx =	13.0 in ³	Zyy =	10.70 in ³
Rx =	3.06 in	Ry =	2.46 in

Tabla 2.05. Características geométricas de la sección preliminar.

Capacidad por flexión $\phi_b M_n$ (Sección F2 del AISC)

$$M_{px} = F_y Z_{xx} = 468.00 \text{ kip-in}$$

$$M_{rx} = (F_y - F_r S_x) = 283.40 \text{ kip-in}$$

$$L_p = \frac{3750 r_y \sqrt{J A}}{M_p} = 312.20 \text{ in.}$$

$$L_p = \frac{57000 r_y \sqrt{J A}}{M_r} = 9746.35 \text{ in.}$$

$$L_b = 344.49 \text{ in.}$$

Capacidad por flexión $\phi_b M_{ny}$ (Sección F2 del AISC)

$$M_{px} = F_y Z_{yy} = 385.20 \text{ kip-in}$$

$$M_{rx} = (F_y - F_r S_y) = 244.14 \text{ kip-in}$$

$$L_p = \frac{3750 r_y \sqrt{J_A}}{M_p} = 471.80 \text{ in.}$$

$$L_p = \frac{57000 r_y \sqrt{J_A}}{M_r} = 7835.30 \text{ in.}$$

$$L_b = 344.49 \text{ in.}$$

Como $L_p < L_b < L_r$, el estado limite que gobierna el comportamiento de la sección es de pandeo torsional lateral (PTL), puesto que la sección se clasifica como una sección compacta, es decir no presenta problemas de inestabilidad local.

Calculándose la capacidad de la sección con la siguiente expresión, para lo cual el valor de C_b , se asume conservadoramente igual a 1.

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$M_{nx} = 467.37 \text{ kip-in}$$

$$\phi M_{nx} = 420.63 \text{ kip-in} > 181.28 \text{ kip-in}$$

$$M_{ny} = 387.64 \text{ kip-in}$$

$$\phi M_{ny} = 348.87 \text{ kip-in} > 181.28 \text{ kip-in}$$

Las especificaciones del ACI (Capítulo H) proporcionan ecuaciones de interacción (H1-1a o H1-b, aplicables a flexo-tracción o flexo-compresión) (Ref.3.01) que pueden ser modificadas

adecuadamente para ser usadas en miembro que estén soportando simultáneamente momentos flectores en ambas direcciones:

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1.00$$

Metrado de Cargas

De las cargas actuantes, la proveniente del viento incide perpendicular a la superficie, generando momentos flectores M_{xx} . Son las cargas de gravedad las que se producen la flexión biaxial (M_x y M_y).

Carga Permanente

$$W_D = 42.89 \text{ kg/m}$$

$$W_{Dx} = 42.86 \text{ kg/m}$$

$$W_{Dy} = 1.50 \text{ kg/m}$$

Sobrecarga

$$W_L = 86.95 \text{ kg/m}$$

$$W_{Lx} = 86.90 \text{ kg/m}$$

$$W_{Ly} = 3.03 \text{ kg/m}$$

Viento

$$W_{b1} = 31.96 \text{ kg/m}$$

$$W_{b1x} = 31.96 \text{ kg/m}$$

$$W_{b1y} = 0.00 \text{ kg/m}$$

$$W_{b2} = -74.56 \text{ kg/m}$$

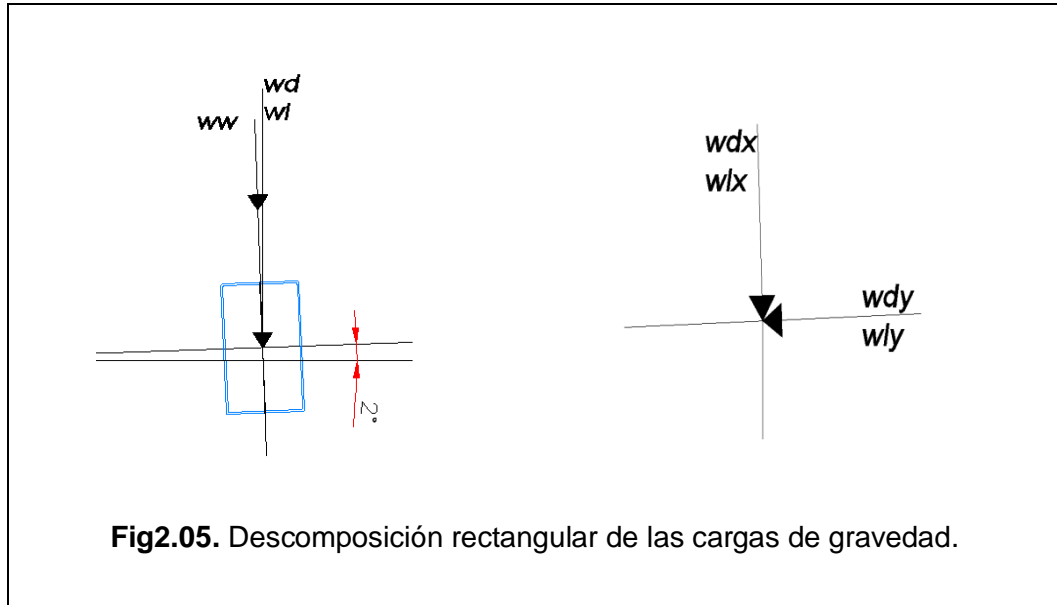
$$W_{b2x} = -74.56 \text{ kg/m}$$

$$W_{b2y} = 0.00 \text{ kg/m}$$

$$W_{s1} = -63.91 \text{ kg/m}$$

$$W_{s1x} = -63.91 \text{ kg/m}$$

$$W_{s1y} = 0.00 \text{ kg/m}$$



Considerando 6 estados de carga y 8 combinaciones de los mismos.

$$M_{ux} = 181.28 \text{ kip-in}$$

$$M_{uy} = -44.44 \text{ kip-in}$$

Calculo de la capacidad por flexión $\phi_b M_{nx} = \phi_b M_{ny}$

$$\phi_b M_{nx} = \phi_b F_y Z_x = 420.63 \text{ kip-in.}$$

$$\phi_b M_{ny} = \phi_b F_y Z_y = 348.87 \text{ kip-in.}$$

Sustituyendo en la ecuación de interacción

$$\frac{181.28}{420.63} + \frac{44.44}{348.87} = 0.60 \leq 1.00$$

Chequeo de la sección por servicio

La flecha producida por la carga viva de servicio es: 1.10 cm

La flecha máxima admisible según el reglamento e de I/360

$\Delta_{adm} = 2.43 \text{ cm} \rightarrow$ La sección pasa por servicio.

2.03.04.02. Diseño de la Brida Inferior

De los miembros de la brida inferior se tienen las combinaciones más desfavorables de momento flector y fuerza axial se tomaran los miembros más exigidos, miembro número 6 (Comb.:1.2D+1.6Ly+0.8 (B1).

Miembro Numero 6

$P_u = 241.42 \text{ kips}$

$M_{ux} = 1.75 \text{ kip-in}$

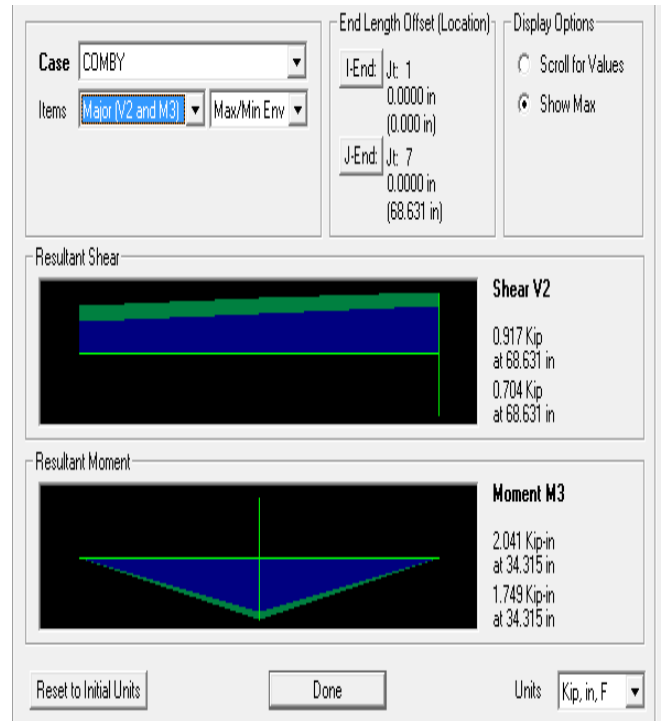
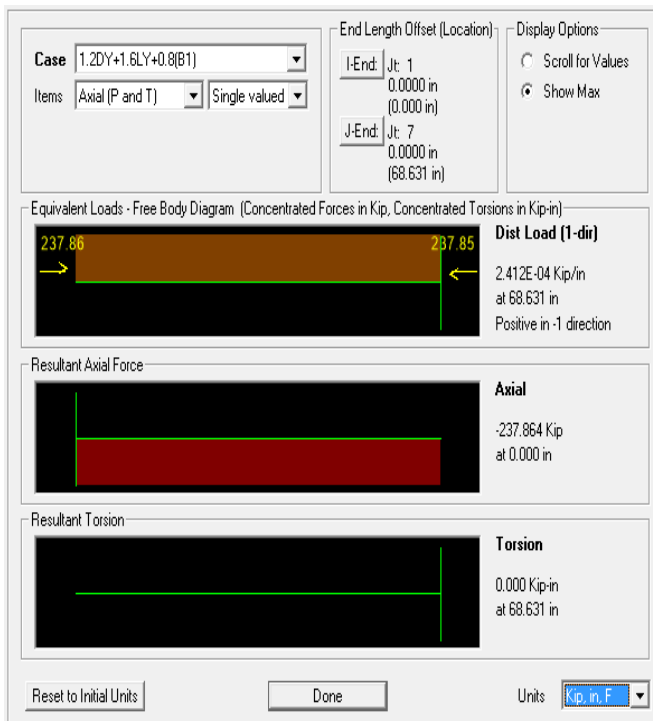


Figura 2.06. Diagrama de momento flector y fuerza axial

Sección Tentativa: HSS 8x8x5/16"

$A_g = 8.76 \text{ in}^2$

$I = 85.60 \text{ in}^4$

$$S = 21.40 \text{ in}^3.$$

$$D-2t = 7.38 \text{ in.}$$

$$r = 3.13 \text{ in.}$$

$$J = 136.00 \text{ in}^4.$$

$$Z = 25.10 \text{ in}^3.$$

a.) Resistencia a la flexión ($\phi_b M_n$) de la sección preliminar

a.1.) Revisando las relaciones ancho espesor (Tabla B5.1 Cont.AISC-LRFD)

Ala

$$\lambda = \frac{D - 2t}{t} = 23.60 < \lambda_p = \frac{190}{\sqrt{F_y}} = 31.67$$

Alma

$$\lambda = \frac{D - 2t}{t} = 23.60 < \lambda_p = \frac{640}{\sqrt{F_y}} = 31.67$$

a.2.) Calculo de la resistencia a la flexión

$$M_p = 903.60 \text{ kip-in.}$$

$$M_r = 556.40 \text{ kip-in.}$$

$$L_p = 37.36 \text{ ft.}$$

$$L_r = 922.30 \text{ ft.}$$

$$L_b = 5.71 \text{ ft.}$$

$$M_n = 903.60 \text{ kip-in.}$$

$$\phi_b M_n = 813.24 \text{ kip-in.}$$

b.) Resistencia a la compresión ($\phi_c P_n$) de la sección preliminar

**b.1.) Revisando las relaciones ancho espesor (Tabla B5.1
Cont. AISC-LRFD)**

Ala y alma:

$$\lambda = \frac{D - 2t}{t} = 23.60 < \lambda_p = \frac{190}{\sqrt{F_y}} = 39.67$$

Calculo de la resistencia a compresión

$$Kl / r_x = Kl / r_y = 21.87 < 200$$

$$\lambda_c = \frac{Kl}{r \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{21.87}{\pi} \sqrt{\frac{36}{29000}} = 0.25 < 1.5$$

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y = (0.658^{0.25^2}) \times 36 = 35.07 \text{ Ksi}$$

$$\phi_c P_n = 261.13 \text{ Kips}$$

a.) Chequeando por Flexo-compresión

Como:

$$\frac{241.42}{261.13} = 0.925 > 0.20$$

Se usara la ecuación H1-1a (AISC-LRFD), para verificar por flexo
– compresión

$$\frac{241.42}{261.13} + \frac{8}{9} \left(\frac{1.75}{813.24} \right) = 0.955 < 1.00$$

La sección es adecuada.

2.03.04.03. Diseño de la Brida Superior

De los miembros de la brida superior se tienen las combinaciones más desfavorables de momento flector y fuerza axial se tomaran los miembros más exigidos, miembro numero 139 (Comb.:1.2D+1.6Ly+0.8 (B1)).

Miembro Numero 139

$$P_u = 282.47 \text{ kips}$$

$$M_{ux} = 6.30 \text{ kip-in}$$

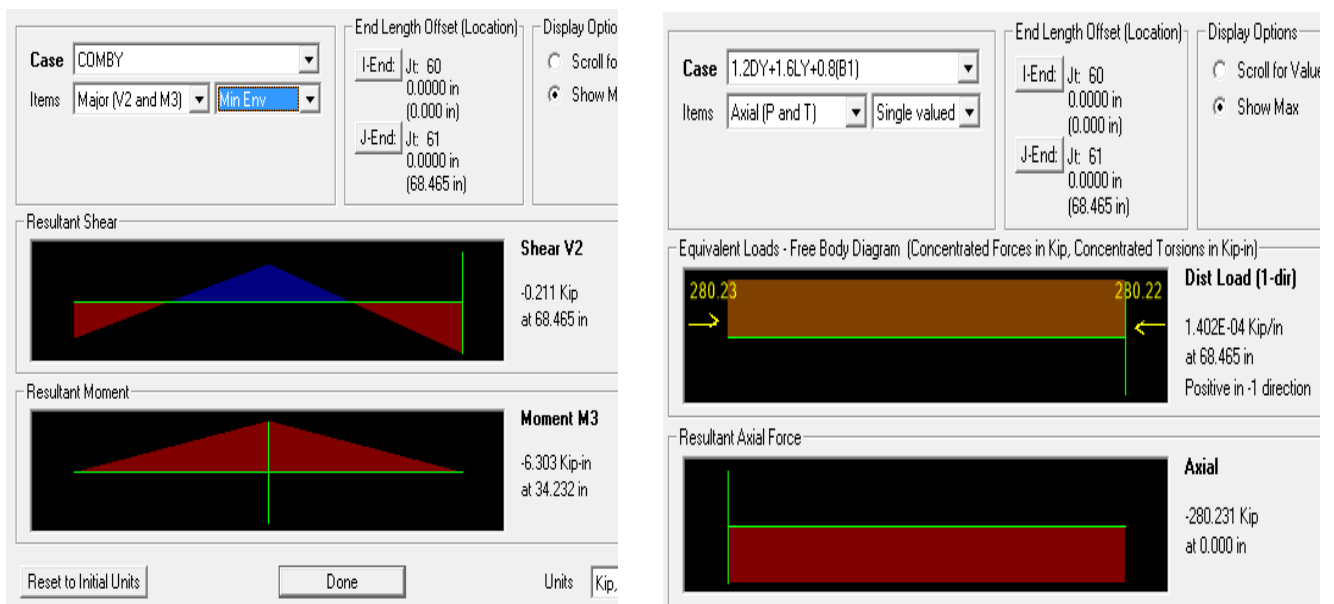


Figura 2.08. Diagrama de momento flector y fuerza axial.

Sección Tentativa: HSS 9x9x5/16"

$$A_g = 9.92 \text{ in}$$

$$I = 125 \text{ in}^4$$

$$S = 27.6 \text{ in}^3$$

$$D-2t = 8.38 \text{ in}$$

$$r = 3.54 \text{ in}$$

$$J = 196 \text{ in}^4$$

$$Z = 32.10 \text{ in}^3$$

a.) Resistencia a la flexión ($\phi_b M_n$) de la sección preliminar

a.1.) Revisando las relaciones ancho espesor (Tabla B5.1 Cont. AISC-LRFD)

Ala

$$\lambda = \frac{D - 2t}{t} = 26.80 < \lambda_p = \frac{190}{\sqrt{F_y}} = 31.67$$

Alma

$$\lambda = \frac{D - 2t}{t} = 26.8 < \lambda_p = \frac{640}{\sqrt{F_y}} = 106.67$$

a.2.) Calculo de la resistencia a la flexión

$$M_p = F_y Z_x = 1155.60 \text{ kip-in}$$

$$M_r = S_x (F_y - F_r) = 717.60 \text{ kip-in}$$

$$L_p = 42.21 \text{ ft}$$

$$L_r = 1033.23 \text{ ft}$$

$$L_b = 5.71 \text{ ft} < L_p = 42.21 \text{ ft}$$

$$M_n = 1155.60 \text{ kip-in}$$

$$\phi_b M_n = 1040.04 \text{ kip-in}$$

b.) Resistencia a la compresión ($\phi_c P_n$) de la sección preliminar

b.1.) Revisando las relaciones ancho espesor (Tabla B5.1 Cont. AISC-LRFD)

Ala y alma:

$$\lambda = \frac{D - 2t}{t} = 26.80 < \lambda_p = \frac{190}{\sqrt{F_y}} = 39.67$$

Calculo de la resistencia a compresión

$$Kl / r_x = Kl / r_y = 19.34 < 200$$

$$\lambda_c = \frac{Kl}{r\Pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{19.34}{\Pi} \sqrt{\frac{36}{29000}} = 0.22 < 1.5$$

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y = (0.658^{0.22^2}) \times 36 = 35.28 \text{ Ksi}$$

$$\phi_c P_n = 297.46 \text{ Kips}$$

a.) Chequeando por Flexo-compresión

Como:

$$\frac{282.47}{297.46} = 0.863 > 0.20$$

Se usara la ecuación H1-1a (AISC-LRFD), para verificar por flexo
– compresión

$$\frac{282.47}{297.46} + \frac{8}{9} \left(\frac{6.30}{1040.04} \right) = 0.955 < 1.00$$

La sección es adecuada.

2.03.04.04 Diseño de las montantes

La combinación más desfavorable de momento flector y fuerza axial se produce en el elemento 46(Comb.:1.2D+1.6Ly+0.8 (B1)).

$$P_u = 44.22 \text{ kips.}$$

$$M_{ux} = 0.00 \text{ kip-in.}$$

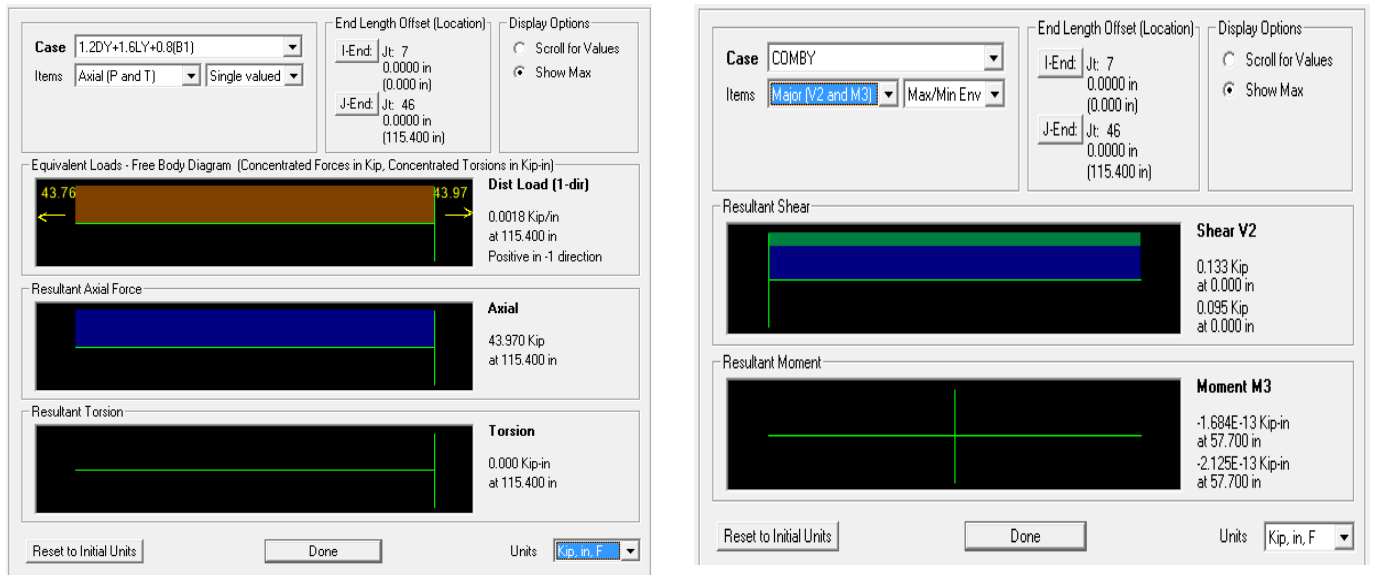


Figura 2.10. Diagrama de momento flector y fuerza axial

Sección Tentativa: HSS 5x5x5/16"

$$A_g = 5.26 \text{ in}^2.$$

$$I = 19 \text{ in}^4.$$

$$S = 7.62 \text{ in}^3.$$

$$D-2t = 4.37 \text{ in}.$$

$$R = 1.9 \text{ in}$$

$$J = 31.2 \text{ in}^4.$$

$$Z = 9.16 \text{ in}^3.$$

Resistencia a la flexión ($\phi_b M_n$) de la sección preliminar

Revisando las relaciones ancho espesor (Tabla B5.1 Cont.AISC-LRFD)

Ala

$$\lambda = \frac{D - 2t}{t} = 14 < \lambda_p = \frac{190}{\sqrt{F_y}} = 31.67$$

Alma

$$\lambda = \frac{D - 2t}{t} = 14 < \lambda_p = \frac{640}{\sqrt{F_y}} = 106.67$$

Calculo de la resistencia a la flexión

$$M_p = 329.76 \text{ kip-in.}$$

$$M_r = 198.12 \text{ kip-in}$$

$$L_p = 23.07 \text{ ft.}$$

$$L_r = 583.57 \text{ ft.}$$

$$L_b = 9.61 \text{ ft.}$$

$$M_n = 329.76 \text{ kip-in.}$$

$$\phi_b M_{nx} = 296.78 \text{ kip-in.}$$

Resistencia a la tracción ($\phi_t P_n$) de la sección preliminar

Calculo de la resistencia a la tracción

$$\phi_t P_n = A_g F_y = 189.36 \text{ kips.}$$

Chequeando por Flexion y Traccion.

Como:

$$\frac{44.22}{189.36} = 0.234 > 0.20$$

Se usara la ecuación H1-1a (AISC-LRFD), para verificar por flexión y tracción

$$\frac{44.22}{189.36} < 1.00$$

La sección es adecuada.

2.03.04.05 Diseño de las diagonales

La combinación más desfavorable de momento flector y fuerza axial se produce en el elemento numero 84 (Comb.Comb.:1.2D+1.6Ly+0.8 (B1)).

$$P_u = 55.80 \text{ kips}$$

$$M_{ux} = 2.01 \text{ kip-in}$$

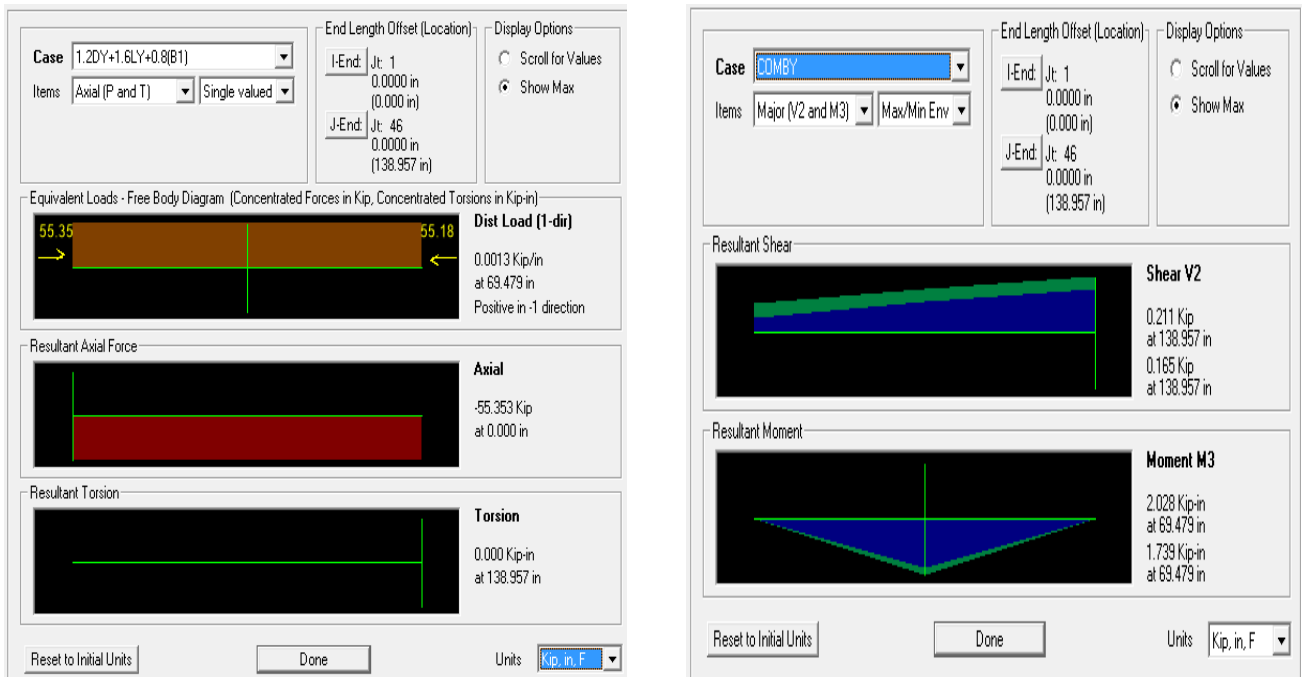


Figura 2.11. Diagrama de momento flector y fuerza axial.

Sección Tentativa: HSS 5x5x1/4"

$$A_g = 4.30 \text{ in}^2.$$

$$I = 16.00 \text{ in}^4.$$

$$S = 6.41 \text{ in}^3.$$

$$D-2t = 4.5 \text{ in}.$$

$$R = 1.93 \text{ in}.$$

$$J = 25.80 \text{ in}^4.$$

$$Z = 7.61 \text{ in}^3.$$

a.) Resistencia a la flexión ($\phi_b M_n$) de la sección preliminar

**a.1.) Revisando las relaciones ancho espesor (Tabla B5.1
Cont. AISC-LRFD)**

Ala

$$\lambda = \frac{D - 2t}{t} = 18 < \lambda_p = \frac{190}{\sqrt{F_y}} = 31.67$$

Alma

$$\lambda = \frac{D - 2t}{t} = 18 < \lambda_p = \frac{640}{\sqrt{F_y}} = 106.67$$

a.2.) Calculo de la resistencia a la flexión

$$M_p = 273.96 \text{ kip-in.}$$

$$M_r = 166.66 \text{ kip-in.}$$

$$L_p = 23.19 \text{ ft}$$

$$L_r = 579.38 \text{ ft}$$

$$L_b = 11.38 \text{ ft} < L_p = 23.19 \text{ ft}$$

$$M_n = 273.96 \text{ kip-in.}$$

$$\phi_b M_n = 246.56 \text{ kip-in.}$$

b.) Resistencia a la compresión ($\phi_c P_n$) de la sección preliminar

**b.1.) Revisando las relaciones ancho espesor (Tabla B5.1
Cont. AISC-LRFD)**

Ala y alma:

$$\lambda = \frac{D - 2t}{t} = 18 < \lambda_p = \frac{190}{\sqrt{F_y}} = 39.67$$

Calculo de la resistencia a compresión

$Kl / r_x = Kl / r_y = 70.78 < 200$ correcto.

$$\lambda_c = \frac{Kl}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{70.78}{\pi} \sqrt{\frac{36}{29000}} = 0.79 < 1.5$$

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y = (0.658^{0.79^2}) \times 36 = 27.72 \text{ Ksi}$$

$$\phi_c P_n = 101.33 \text{ Kips}$$

c.) Chequeando por Flexo-compresión

Como:

$$\frac{55.80}{101.33} = 0.551 > 0.20$$

Se usara la ecuación H1-1a (AISC-LRFD), para verificar por flexo – compresión

$$\frac{55.80}{101.33} + \frac{8}{9} \left(\frac{2.01}{246.56} \right) = 0.558 < 1.00$$

La sección es adecuada.

Se usara la sección HSS: 5x5x1/4", ver detalles en planos.

2.03.04.06. Verificación de las secciones por estado límite de servicio

Se han escogido, para fines de control, los desplazamientos producidos en el nudo 75 que corresponde al mayor desplazamiento vertical, estos desplazamientos se han obtenido del análisis de segundo orden, considerando nudos rígidos, sin incremento de temperatura.

La flecha máxima para este tipo de coberturas es de l/1180

$$\text{Flecha máxima admisible} = 6950/180 = 34.71 \text{ cm}$$

El desplazamiento máximo vertical de 2.13 cm se produce para la condición de carga P8 que es muy menor al admisible de 34.71 cm, concluyéndose que las secciones preliminares son correctas.

2.03.04.07. Diseño por Fatiga

A.) Diseño de la Brida inferior

La máxima variación de esfuerzos se presenta en el elemento 13

- Máxima tensión de servicio = 12.25 Ksi.
- Máxima compresión en servicio = -4.56 Ksi.
- Rango real de esfuerzos = 16.81 Ksi.

Suponiendo que el número de ciclos de carga es de 100,000, que equivale, aproximadamente, a 10 aplicaciones de carga por día durante 25 años. De la tabla A-K3.1, condición de carga 1. De los ejemplos ilustrativos mostrados en la fig.A-K3.1, condición de carga 1. De los ejemplos ilustrativos mostrados en la fig.A-K3.1 del AISC-LRF, el tipo y ubicación del elemento corresponden al ejemplo ilustrativo 10, al cual le corresponde, según tabla A-k3.2, la categoría de esfuerzo B. Con la condición de carga y la categoría de esfuerzo se ingresa a la tabla A-K3.3 que nos indica un rango permisible de esfuerzos de 49 Ksi., valor que está por encima de la variación real de esfuerzos de 16.81 Ksi.

B.) Diseño de la Brida Superior

La máxima variación de esfuerzos se presenta en el elemento 139

- Máxima tensión de servicio = 14.13 Ksi.
- Máxima compresión en servicio = -2.24 Ksi.
- Rango real de esfuerzos = 16.37 Ksi. < 49 Ksi.

A.) Montantes

La máxima variación de esfuerzos se presenta en el elemento 46

- Máxima tensión de servicio = 0.63 Ksi.
- Máxima compresión en servicio = -2.25 Ksi.
- Rango real de esfuerzos = 2.88 Ksi. < 49 Ksi.

B.) Diagonales

La máxima variación de esfuerzos se presenta en el elemento 84

- Máxima tensión de servicio = 7.63 Ksi.
- Máxima compresión en servicio = -6.89 Ksi.
- Rango real de esfuerzos = 14.52 Ksi. < 49 Ksi.

2.03.04.08 Dimensionamiento de los dispositivos de apoyo

Uno de los extremos de la armadura debe apoyarse sobre un dispositivo que lo asegure firmemente a la columna impidiendo su desplazamiento, mas no el giro, es el apoyo fijo.

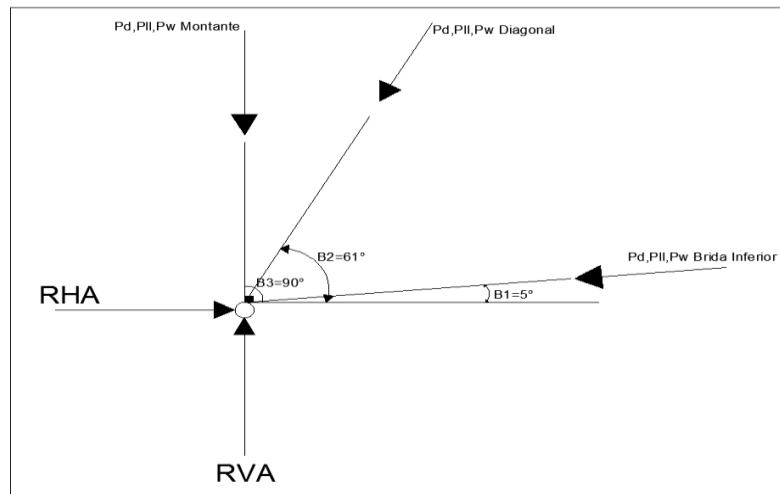


Figura 2.12. Diagrama del cuerpo libre del apoyo

Todos los componentes del dispositivo de apoyo (pasador, piezas de apoyo del pasador, rigidizadores de apoyo, pernos de anclaje) se dimensionan de acuerdo a las especificaciones AISC-LRFD.

Existen diferentes tipos de apoyos articulados que pueden usar tales como: placas de apoyo curvadas o algún tipo de dispositivo con pasador, es nuestro caso es recomendable usar los últimos.

a.) Reacción Apoyo Fijo (LRFD)

Para el cálculo tomaremos los resultados más desfavorables del análisis hecho en el sap2000, diseño tanto para la reacción vertical como para la reacción horizontal. Los efectos mayores se producen en el eje 6 con la combinación $1.2D+1.6Ly+0.8$ (B1), la estructura soporta simultáneamente la carga permanente, carga viva total y viento soplando en la dirección positiva. El diseño del pasador, dispositivo del apoyo y la placa base se realizara considerando las reacciones verticales y horizontales cuyos valores son:

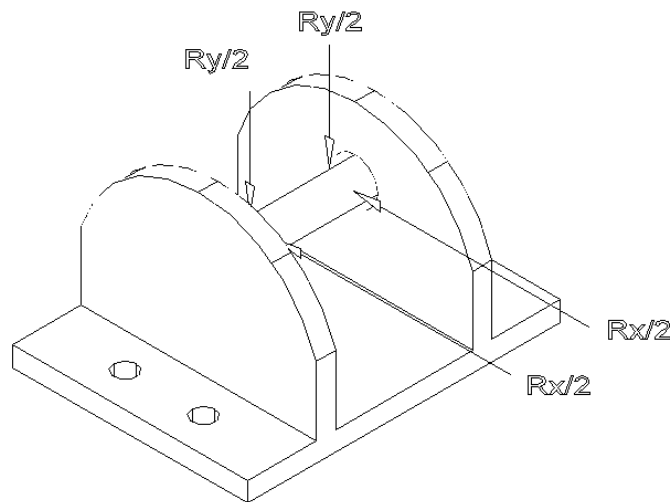


Figura 2.13. Sistema de Apoyo Fijo.

$$R_x = 95.56 \text{ Kip}$$

$$R_y = 116.78 \text{ Kip}$$

b.) Dimensionamiento del pasador y piezas de apoyo

Las especificaciones LRFD requieren que el diámetro del pasador no debe exceder cinco veces el espesor de la placa para evitar la posibilidad de que se presente una falla complicada de estabilidad inelástica.

Se probará un pasador de 2" de diámetro, el espesor total de las placas de apoyo vertical se calcula por aplastamiento de las mismas.

$$\begin{aligned}
 R_n &= 1.8F_y d_t \\
 \emptyset &= 0.75 \\
 P_u &= 116.78 \text{ Kips.} \\
 D &= 2.75 \text{ in} \\
 Z_x &= 3.47 \text{ in}^3. \\
 S_x &= 2.04 \text{ in}^3 \\
 F_y &= 36.00 \text{ Ksi}
 \end{aligned}$$

Despejando t en la ecuación J8-1 AISC-LRFD

$$t = 0.87 \text{ in}$$

El espesor total requerido es de 0.87 in, se colocaron dos placas de apoyo de 0.75 in de espesor cada una, obteniendo 1.5 in de espesor total, también para la placa base se adopta un espesor de 1 in.

Chequeo de esfuerzos en el pasador

c.1) Por Flexión

Se considera que el pasador desarrolla toda su capacidad y que de acuerdo al LRFD: $\phi M_p = \phi F_y Z_x < 1.5 M_y$

Momento actuante

$$M_u = 80.29 \text{ Kip-in}$$

Momento Resistente

$$M_p = 124.92 \text{ Kip-in} < 1.5 M_y = 110.16 \text{ kip-in}$$

El momento Resistente será:

$$\emptyset_b M_n = 99.14 \text{ Kip-in} > 80.29 \text{ kip-in} \quad \text{CORRECTO}$$

c.2) Por cortante

Cortante actuante

$$V_u = 58.39 \text{ Kips.}$$

$$A_g = 5.94 \text{ in}^2$$

La Resistencia al cortante, según la expresión J5-3, AISC-LRFD debe ser:

$$\phi = 0.75$$

$$R_n = \phi (0.60 F_y A_g)$$

$$\phi R_n = 96.23 \text{ Kips} > 58.39 \text{ Kips} \quad \text{CORRECTO}$$

2.03.04.09. Dimensionamiento de la placa base

Para apoyos de acero sobre concreto, la resistencia de diseño del apoyo es $\phi_c P_p$, donde $\phi_c = 0.60$, (Columns bases and bearing on concrete J9-AISC-LRFD). Para fines de diseño se supone que la armadura, a través del rodillo, transmite toda la reacción vertical (P_u), la cual se distribuye uniformemente con una presión P_u/A sobre la cimentación, la cimentación reacciona con una presión igual que tendera flexionar la partes que quedan en voladizo. Es decir el espesor de las placas base se diseñaran para resistir el flexionamiento de sus partes que quedan en voladizo.

Para el apoyo sobre toda el área del concreto

$$P_p = 0.85 F'_c A_1 \quad (\text{J9-1 AISC-LRFD})$$

Para el apoyo en menos del área total

$$P_p = 0.85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad (\text{J9-2 AISC-LRFD})$$

Donde

$$F'_c = \text{Resistencia a la compresión especificada del concreto}$$

A1 = Área de apoyo del acero sobre soporte de concreto

A2 = Área máxima de superficie portante, que es geoméricamente similar y concéntrica con el área cargada

(in²), y $\sqrt{\frac{A2}{A1}} \leq 2$

El diseño de la placa base involucra:

- La determinación de su longitud (N) y ancho (B).Haciendo la resistencia del apoyo (øcPP) sea mayor o igual que la resistencia necesaria (Pu), se puede determinar un área A1 apropiada para la placa.
- La determinación de su espesor (tp).El espesor de las placas de base no se tratan en las especificaciones. Sin embargo, de acuerdo con el procedimiento de diseño de placas base para columnas de la parte 2 del manual AIS-LRFD el espesor de la placa base tp, en pulgadas, es el mayor que se obtenga e las siguientes formulas.

$$tp = m \sqrt{\frac{2Pu}{0.9FyBN}} \dots \dots \dots (a)$$

$$tp = n \sqrt{\frac{2Pu}{0.9FyBN}} \dots \dots \dots (b)$$

Donde:

m = Longitud del voladizo en la dirección transversal

n = Longitud del voladizo en la dirección longitudinal

De acuerdo a lo anterior probando una placa de 14 x 14 in:

Pu = 116.78 Kip

A1 = 1264.51cm² = 196.00in²

$$A_2 = 2450.00 \text{ cm}^2 = 379.75 \text{ in}^2$$

$$F'_c = 210.00 \text{ Kg/cm}^2 = 3.00 \text{ Ksi.}$$

$$m = 3.75 \text{ in}$$

$$n = 0.00 \text{ in}$$

La resistencia de diseño del soporte es el menor valor de A o B:

$$P_p = 666.40 \text{ Kip (J9-1 AISC-LRFD)}$$

$$P_p = 927.59 \text{ Kip (J9-2 AISC-LRFD)}$$

$$\phi P_p = 556.55 \text{ Kip} > P_u \text{ CORRECTO}$$

La placa de 14 x 14 ($A_p = 150.00 \text{ in}^2$) es adecuada.

El espesor de la placa base será el mayor de

$$t_p = 0.72 \text{ in (A)}$$

Se ha proporcionado un espesor de $1.0 \text{ in} > 0.82 \text{ in}$ considerándose adecuado,

1.-Pernos de anclaje de la placa base

Los pernos de anclaje solo tomarán los esfuerzos directos de tensión producidos por el levantamiento de la estructura, hecho que bajo condiciones normales de servicio no ocurre tal como lo indican los cálculos realizados (Combinaciones que tiene que ver con la estabilidad de la estructura: $0.90D \pm 1.25W$)

Cuando la estructura es sometida al sismo de diseño se producen reacciones verticales y horizontales en los apoyos sometiendo a los pernos a una combinación de esfuerzo de corte y tensión. Los pernos que trabajan en corte y tensión se proporcionan de acuerdo al AISC, sección J3-7. En el caso de remaches y tornillo del tipo aplastamiento al AISC, se reduce la resistencia a la tensión (Tabla J3.5),

Los esfuerzos de diseño se han obtenido considerando nudos rígidos y análisis sísmico modal en el plano y, además no se considera la interacción de la armadura con la estructura de soporte.

$$V_u = 47.69 \text{ kips}$$

$$P_u = 33.33 \text{ kips}$$

Probando Pernos de 3/4 "de diámetro

$$A = 0.334 \text{ in}^2 \text{ (Tabla 6.3, página 215 John N. Cernica)}$$

Resistencia última al corte de cada perno (A307, AISC Tabla J3.2) (Ref.2.01).

$$\phi = 0.75$$

$$F_{vn} = 24 \text{ ksi}$$

$$\phi V_n = \phi F_{vn} A = 6.012 \text{ kips}$$

$$\text{Numero de tornillos requeridos} = 7.93$$

Para un correcto anclaje del dispositivo de apoyo se usaran 8 pernos.

Revisando la resistencia del soporte de los tornillos, placa base de 1"

La resistencia del soporte de los tornillos (J10a AISC) (Ref.2.01)

$$\phi = 0.75$$

$$R_n = 2.4 d t F_u$$

$$\phi R_n = 375.80 \text{ kips} > P_u \text{ **CORRECTO**}$$

Revisando la capacidad de los tornillos considerando combinación de esfuerzos de corte y tracción

$$F_t = 59 - 1.9 F_v < 45 \text{ ksi (J3.5 AISC) (Ref.2.01)}$$

$$F_v = 17 \text{ ksi}$$

$$F_t = 26.70 < 45 \text{ ksi **CORRECTO**}$$

La máxima tensión que pueden resistir los pernos, actuando simultáneamente con el máximo cortante es:

$$F_tA = 64.08 > P_u = 33.33 \text{ kips } \text{CORRECTO}$$

Son suficientes 8 pernos de 3/4"

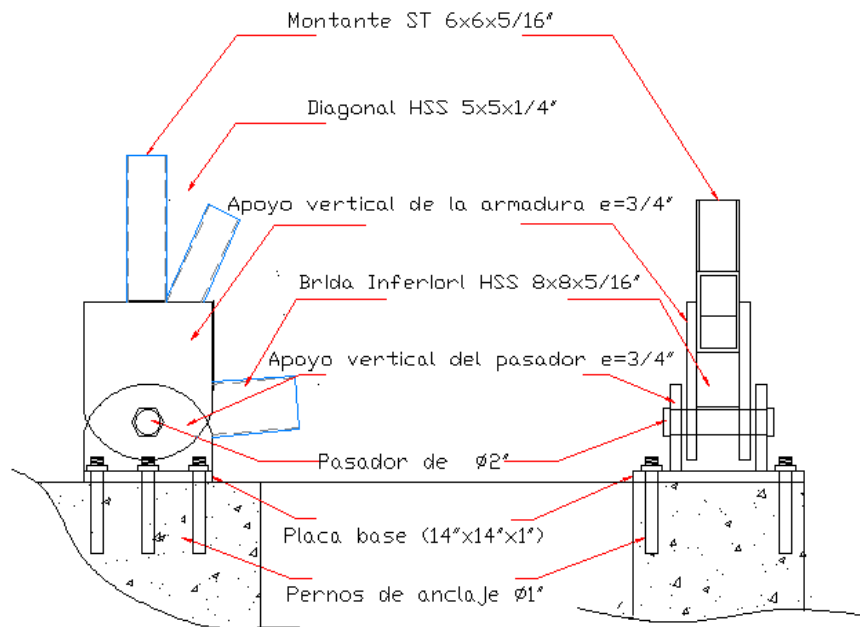
La longitud que pentre el perno de anclaje en el apoyo del concreto, según ACI12.2.2 es:

$$l_d = 0.04A_s \frac{F_y}{\sqrt{f'_c}} = 0.04 \times 0.45 \times \frac{36000}{\sqrt{4000}} = 14.14 \text{ in}$$

Pero no menor a:

$$l_d = 0.004dbF_y = 10.8 \text{ in}$$

El perno penetrara en el concreto una longitud de 18 in (45 cm).



APOYO FIJO

ESCALA:1/10

Figura.2.14. Detalle del Apoyo Fijo

2.03.04.10. Diseño de Conexiones

Conexiones Soldadas

El uso de la soldadura ha simplificado el diseño de armaduras. Pueden diseñarse elementos en tensión más livianos, porque permite que en las uniones soldadas se considere toda la sección transversal como efectiva (no hay reducción significativa en el área neta por retraso de cortante). Incluso nos permite usar perfiles de diferentes formas para brida superior, inferior, montantes y diagonales y luego conectarlos in problema alguno (Ref.2.02).

Debido las características de la estructura, a la disposición de los miembros componentes y a los perfiles usados, se recomienda usar juntas soldadas en T y de esquina con soldadura de ranura de penetración total.

En la tabla J2.5 del AISC-LRFD se indica que la resistencia de las soldaduras de ranura de penetración total es idéntica a la resistencia del miembro, cuando están sometidas a esfuerzos normales de compresión y tracción, siempre y cuando se use electrodos y procesos de soldadura que garanticen el acople perfecto. Para el acople perfecto la Asociación Americana de Soldadura (AWS) recomienda para aceros estructurales A36 se usen electrodos E70XX.

De acuerdo con lo anterior en montantes y diagonales se usara soldadura de penetración 3/16" alrededor de cada tubo. En la brida superior e inferior el tamaño de la soldadura será de 1/2", colocada alrededor del tubo. Para lograr la penetración total se usarán soleras de respaldo de cobre.

CAPITULO III

ESTRUCTURA DE CONCRETO – BLOQUE A

3.01. Descripción

Comprenden básicamente la tribuna principal comprendida entre los ejes 1 y 7. Se han destinado en el primer nivel los ambientes para: sala de reuniones y árbitros, servicios higiénicos y camerinos para uso de deportistas y jueces, gimnasio. En el segundo nivel se han destinado los ambientes para: cafetería, área de prensa, servicios higiénicos para uso público.

3.02. Estructuración

3.02.01. Cargas de Diseño

La estructura de una edificación debe ser capaz de resistir las cargas que se le impongan, estas cargas pueden ser temporales o permanentes. Las cargas de diseño son el resultado de la amplificación de las cargas de servicio, mediante unos coeficientes, de tal manera de proceder luego con estas cargas de diseño, mediante el método de resistencia última, de acuerdo a las normas de edificaciones NTE.060 (Ref.3.07), sin generar en ningún caso esfuerzo mayores a los permisibles.

Las cargas de gravedad considerada en el diseño son:

Carga Muerta.- Es el peso correspondiente a todos los elementos fijos, soportados por la estructura de la edificación incluyendo su peso propio; llamadas también cargas permanentes (Ref.3.07).

Carga Viva.- Es el peso de todos los elementos movibles, soportados por la estructura de la edificación, conocida también como sobrecarga, cuyo valor dependerá del uso previsto para la edificación, de acuerdo a la Norma de Carga (Ref.3.07).

Las cargas de gravedad adoptadas para el Diseño Estructural de la edificación, de acuerdo a la Norma de Cargas E- 020 del R.N.C.(Ref.2.03) son las siguientes:

Cargas Muertas o Peso Propio:

- a) Piso Terminado 100 Kg/m²
- b) Losa Aligerada de 0.20m de espesor 300 kg/m²
- c) Peso de tribunas 500 kg/m²
- d) Peso Específico del Concreto 2400 Kg/m³
- e) Peso Específico De Albañilería Hueca 1350 Kg/m³

Cargas Vivas o Sobrecargas:

- a) Graderías 500 Kg/m²
- b) Otros ambientes 400 kg/m²
- c) Escalera 500 Kg/m²

3.02.01. Materiales

Las especificaciones de diseño recomiendan que el refuerzo para resistir flexión y las fuerzas axiales en los elementos del pórtico y en los elementos de borde de los muros estructurales cumplan con la norma ASTM 706 (Referencia 3.01) acero de baja aleación grado 42, con la intención que sea aplicable cuando sean importantes la soldadura o el doblado. Sin embargo, pueden usarse en estos elementos varillas de acero de lingote ASTM A615 de grado 28 o 42, si satisfacen las condiciones siguientes.

$$F_y \text{ real} \leq F_y \text{ especificado} + 1265 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo de tensión real} \leq 1.25 F_y \text{ real}$$

El primer requisito ayuda a limitar la magnitud de los cortantes reales que pueden desarrollarse en un elemento sometido a flexión, los cuales pueden ser mayores a los calculados con base en el valor de fluencia especificado, esto es cuando se forma articulaciones plásticas en los extremos de las vigas.

El segundo requisito tiene la intención de garantizar un acero con una plataforma de fluencia suficientemente amplia, es decir proveer a la estructura de mayor ductilidad.

En la sección 21.2.4.1 de la referencia 3.01 se indica que la resistencia del concreto no debe ser menor de 210 kg/cm², para nuestro diseño emplearemos un concreto con $f'_c = 210$ kg/cm² en la superestructura y $f'_c = 210$ Kg/cm² en la sub estructura (cimentaciones)

Se limitan tanto las resistencias del concreto ($F'_c > 210$ kg/cm²) y del refuerzo ($F_y < 4200$ Kg/cm²), para controlar la variación de las propiedades de los materiales, particularmente con respecto a sus efectos desfavorables en la resistencia del concreto y un aumento en la resistencia a la fluencia del refuerzo tienden a disminuir la curvatura ultima y por consiguiente la ductilidad de las secciones de un elemento sujeto a flexión.

3.03. Dimensionamiento Preliminar

Como se menciona en la descripción del proyecto el coliseo se ha dividido en bloques A y B.

La propuesta arquitectónica sugiere se use un sistema estructural conformada por pórticos, la propuesta con la que hemos trabajado, en la que se obvia la albañilería adosada, pues esta no influye en la modelación, Fig.3.03.

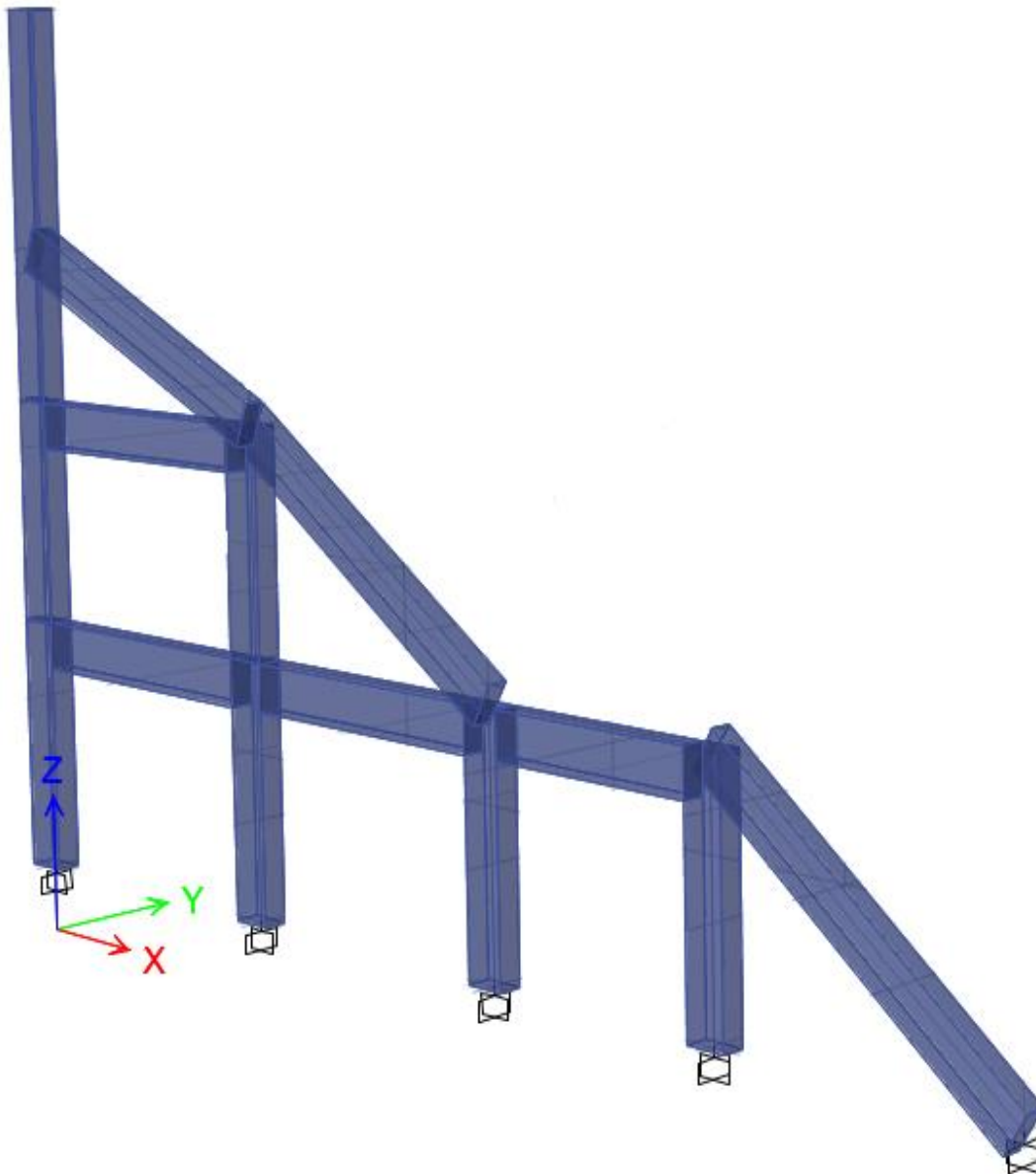


Fig.3.01.Esquema estructural del pórtico principal (propuesta definitiva)

Las dimensiones preliminares se determinaran se determinaran considerando en algunos casos únicamente el efecto de cargas de gravedad (vigas y losas), en otros de manera indirecta el efecto del sismo (columnas).

Esta estructuración y dimensionamiento preliminar nos servirá como punto de partida para realizar la estructuración sismo resistente, en donde se verificara la validez de estas y otras alternativas si es que fueran necesarios considerar.

3.03.01. Pre dimensionamiento de Aligerados

3.03.01.01. Predimensionamiento de losas Aligeradas en dos direcciones.

Para el cálculo del espesor de las losas aligeradas armadas en dos direcciones se empleó, para un paño de 8.17m x 4.93m, el siguiente criterio (Ref.3.02)

$$\text{- Espesor} = \text{Luz libre}/40 = 817/40 = 20.42 \text{ cm}$$

$$\text{- Espesor} = \text{Perímetro}/180 = 2620/180 = 14.56 \text{ cm}$$

Se decidió emplear una losa aligerada de 20cm de espesor.

3.03.01.02 Predimensionamiento de losa maciza en dos direcciones

Para el cálculo del espesor de las losas aligeradas armadas en dos direcciones se empleó, para un paño de 8.17m x 4.93m, el siguiente criterio (Ref.3.02)

$$\text{- Espesor} = \text{Luz libre}/40 = 817/40 = 20.42 \text{ cm}$$

$$\text{- Espesor} = \text{Perímetro}/180 = 2620/180 = 14.56 \text{ cm}$$

Se decidió emplear una losa aligerada de 20cm de espesor.

3.03.02. Pre dimensionamiento de Vigas

Las dimensiones de las vigas deben ser tales que cumplan los requisitos de resistencia y servicio, además sean económicas y no interfieran con el aspecto arquitectónico. El usar secciones de poca altura demanda siempre el uso de una mayor cantidad de refuerzo. Igualmente los cambios bruscos de sección malogran la vista arquitectónica y dificultan el proceso constructivo (Ref.3.02).

Las especificaciones de diseño dan recomendaciones que deben tener en cuenta la geometría de las vigas ACI 318, SECCION 21.3.1 (Ref.3.01)

La relación ancho peralte no debe ser menor que 0.3

El peralte efectivo (d) deberá ser menor o igual que un cuarto de la luz libre

El ancho de la viga no será menor que 25cm, ni mayor que el ancho de las columnas (medida de un plano perpendicular al eje de la viga) más tres cuartos del peralte de la viga de cada lado.

Para fines de dimensionamiento podemos adoptar dos de los siguientes criterios.

a) Dimensionamiento por resistencia

El criterio básico es el de obtener una sección que cumpla con la condición fundamental de resistencia, esto es, la resistencia a la flexión de la viga debe ser mayor o igual a la resistencia requerida ($M_n > M_u$). Para ello los momentos actuantes en vigas, calculados considerando la restricción en sus extremos (métodos de los coeficientes ACI), y los momentos resistentes de la sección se determina asumiendo una cuantía razonable del refuerzo en tensión 0.007 o 0.001 (Ref.3.02).

Según lo anterior se han tabulado relaciones peralte claro para diferentes sobrecargas, las mismas que se muestran en el cuadro.

Usos	Departamentos y oficinas	Garajes y tiendas	Depósitos
Sobrecarga	250	500	100
Altura total h	$L_n/11$	$L_n/10$	$L_n/8$

Tabla.3.01.Relación claro peralte en vigas

Seguidamente se presenta un resumen tabla 3.03.02 sobre el predimensionamiento de vigas.

Eje	Ln1 cm	Ln2 cm	Ln2/10 cm	A cm	B=A/20 cm	Ixx	H	B	Sección cm x cm
7	598	576	57.60	750	37.5	597196.8	70	37.5	35 x 70
A	750	756	75.60	598	29.9	1076602.4	70	29.9	30 x 70

Tabla.3.02. Dimensionamiento de vigas

Ancho de viga $b=A/20$ (Ancho tributario)

(*)Vigas de la tribuna media

(**)Vigas de la tribuna alta

Ln1 : Luz libre mayor en cm

Ln2 : Luz libre promedio, excluyendo el menor

A: Ancho tributario en cm

Se utilizara vigas de 35 x 70 cm² en los ejes transversales y 30 x 70 cm² en el eje longitudinal.

b.) Dimensionamiento por servicio

Las especificaciones de diseño ACI 318, en su tabla 9.5.a (Referencia 3.01) indican las relaciones mínimas de peralte/claro para vigas, losas armadas un una dirección (macizas o nervadas) para no verificar deflexiones. Una comparación de los mismos, con los de la tabla anterior, nos muestra que es más exigente el criterio de resistencia.

3.03.03. Predimensionamiento de Columnas

El dimensionamiento preliminar, de las columnas se realizó de acuerdo a criterios empíricos (Ref.3.03).El método solo es aplicable a estructuras netamente aporricadas cuyo procedimiento se detalla a continuación.

Se reconocen cuatro tipos de columnas: tipo c1 que representan a las columnas interiores de los pórticos principales, columnas c2 que son las columnas exteriores de los pórticos principales, columnas c3 columnas exteriores de los pórticos secundarios y columnas c4 columnas de esquina.

A cada tipo de columna se asigna índices de aplastamiento(n) y factores de carga sísmica (f), estos valores y otras recomendaciones garantizan el comportamiento dúctil de las columnas. Para estimar el área requerida de las columnas se emplea la siguiente expresión:

$$bD = P_s / nF'_c$$

En donde

$P_s = fP_g$: Carga total de servicio

b, D : Dimensiones de la sección transversal de la columna

F'_c : Resistencia específica de diseño (Kg/cm²)

Además se debe cumplir

$D < h' / 4$ h' : altura libre de la columna

$D > 30$ cm

$D_{\min} / D_{\max} > 0.40$

Antonio Blanco Blasco (Ref.3.02) recomienda tener en cuenta lo siguiente en el dimensionamiento preliminar de columnas:

Buscar adecuada dimensión en las columnas exteriores para permitir el anclaje del refuerzo longitudinal de las vigas.

Considerar la sección de las columnas con su mayor dimensión en ambas direcciones. Esta recomendación conlleva a tener columnas más peraltadas hacia una dirección y otras hacia la dirección transversal.

Considerar columnas en L o T para columnas esquineras debido al planteamiento arquitectónico está limitado su uso.

Si en una edificación solo se puede disponer muros de corte en una dirección tratar que la mayor dirección de la columna este en la dirección transversal de tal modo de proporcionar resistencia y rigidez a esta última

Debido a que la estructura se emplazara en una zona de alto riesgo sísmico los requerimientos de control de desplazamientos laterales (E-030) condicionan a que un sistema estructural netamente aporticada no sea adecuada, por lo que el dimensionamiento solo nos servirá para realizar un análisis preliminar y en base a los resultados se determinara la ubicación y dimensión de los elementos verticales (configuración sísmica) que se verá con detenimiento en la estructuración sismo resistente.

En la fig.3.02.se indican las áreas tributarias acumuladas hasta el primer piso que toma cada columna.

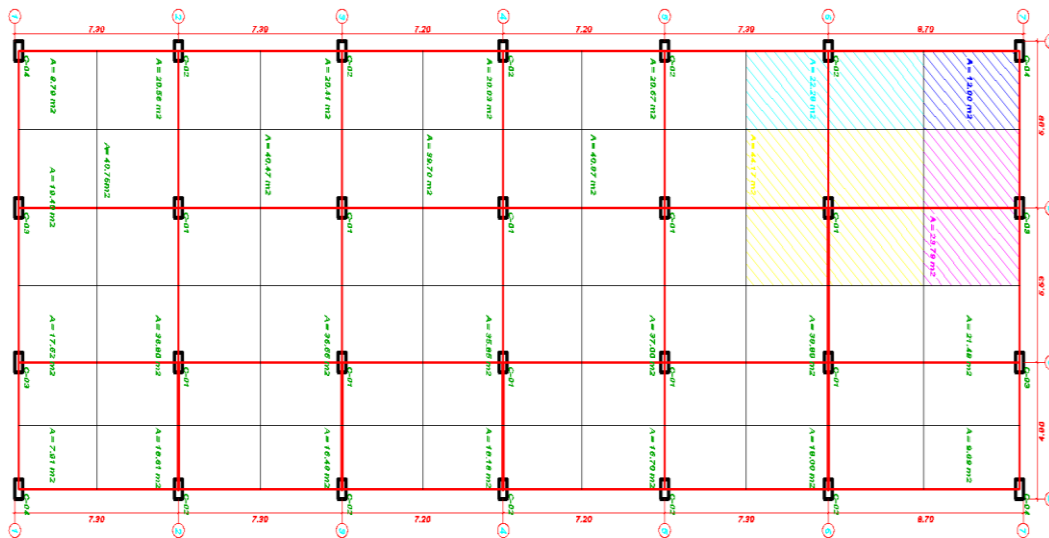


Fig.3.02. Áreas Tributarias

Cargas consideradas para el dimensionamiento preliminar de columnas.

Tabiquería y otros	150 kg/m ²
Peso de techo	450 kg/m ²
Acabados	100 k/m ²
Peso de vigas	100 kg/m ²
Peso de columnas	100 kg/m ²
Carga Viva	500 kg/m ²

Carga Total de Servicio $w_g=1400 \text{ Kg/m}^2$

Peso Cobertura Metálica

Peso propio proyectado horizontalmente $w_d: 58.39 \text{ Kg/m}^2$

Sobrecarga de diseño $w_l: 50 \text{ kg/m}^2$

Total carga proyectada Horizontalmente $w_{g2}=108.39 \text{ kg/m}^2$

Insertar imagen de áreas tributarias de columnas

Se especifica un concreto de $f'_c=280 \text{ kg/cm}^2$

Tomando las columnas más cargadas de cada tipo tenemos

TIPO DE COLUMNAS	Atc (m ²)	Ats (m ²)	Wg1 (kg/m ²)	Wg2 (kg/m ²)	Pg1 kg	Pg2 kg	N	F	P	D
C1	88.34	115.25	2433.6	106.24	214984.22	12244	0.25	1.25	284035.48	63.70
C2	66.84	195.43	2433.6	106.24	162661.82	20762	0.25	1.25	229280.38	57.23
C3	47.58	223.43	2433.6	106.24	115790.69	23737	0.25	1.25	174409.86	49.92
C4	36.00	335.24	2433.6	106.24	87609.6	35616	0.25	1.25	154031.88	46.91

Tabla.3.03. Dimensionamiento de columnas

Dimensionamiento de columnas

Donde

c1: columna interior del pórtico

c2: columna exterior de un pórtico principal interior

c3: columna exterior de un pórtico secundario interior

c4: columna esquina

atc: área tributaria correspondiente a estructuras de concreto armado

ats: área tributaria correspondiente a estructuras de acero

wg1: carga por unidad de área, estructuras de concreto armado

wg2: carga por unidad de área estructuras de acero

pg1: carga total estructuras de concreto armado

pg2: carga total estructuras de acero

Con la finalidad de facilitar el proceso constructivo adoptamos sección de columna 35 x 70 que son las dimensiones sugeridas por el proyecto arquitectónico.

3.03.04. Estructuración Sismo resistente

Para nuestro proyecto se siguieron los lineamientos de la norma técnica peruana (Ref.3.04), que para el criterio de Diseño Sismo resistente se expresa señalando:

- Resistir sismos leves sin daño.
- Resistir sismos moderados considerando la posibilidad de daños estructurales leves.
- Resistir sismos severos con la posibilidad de daños estructurales importantes con una posibilidad remota de ocurrencia del colapso de la edificación.
- La elaboración de un espectro de diseño (coeficiente sísmico C) trata de determinar el coeficiente con el cual se deben diseñar las estructuras, buscando lograr un comportamiento elástico durante los sismos leves y un comportamiento inelástico durante sismos severos.
- Principales Criterios de Estructuración (Ref. 3.02)
 - Simplicidad y Simetría.
 - Resistencia y Ductilidad.
 - Uniformidad y continuidad de la estructura.
 - Rigidez lateral.

Con las dimensiones establecidas anteriormente en un paso preliminar podemos clasificar a la estructura como regular o irregular, así tenemos:

Para evaluar la irregularidad geométrica vertical comparamos la dimensión en planta (X) sobre la dimensión sobre la dimensión en planta del piso adyacente = $45.00/22.00 = 2.05 > 1.30$ lo que nos indica que se trata de una estructura con irregularidad geométrica vertical (Ref.3.04).

Los ejes de los elementos verticales no presentan desplazamiento en su alineamiento, por lo que no existe discontinuidad de los elementos resistentes.

3.04. Análisis

3.04.01 Modelo Analítico

Debido a la distribución y teniendo en cuenta la presencia de tribunas, la estructura es irregular, es por ello que las masas se concentraran en los nudos de la estructura, es decir se hará una desratización de masas en los nudos y no en el centro de masas.

El análisis sísmico realizado para todos los bloques fue del tipo dinámico tridimensional, con el método del espectro de respuesta, y para la obtención de los desplazamientos espectrales se empleó la Combinación Cuadrática Completa (CQC) de la formas de modo de vibración, con un amortiguamiento igual al 5% (0.05).

Así mismo para todos los bloques se ha considerado un 50% de longitud de brazos rígidos (los esfuerzos serán arrojados en la cara de los nudos) tanto en vigas como en columnas, además las columnas del primer piso se supone empotradas en su extremo inferior.

La losa de toda la estructura correspondiente al techo de la azotea es de concreto, utilizando un aligerado en dos direcciones de espesor de 20 cm, la cual fue idealizada como diafragmas infinitamente rígidas en su plano, es decir no intervienen en la rigidez.

Las graderías se modelaron con diagonales que unen los extremos del cuadrilátero formado por vigas inclinadas y concurren en un nudo en la parte central, dándole gran rigidez axial y a la flexión alrededor del eje perpendicular al plano de la graderías, sin embargo se modelaron y siendo este el definitivo

como elementos unidimensionales, es decir se tomó en cuenta las vigas de la graderías

En el análisis sísmico parte de la estrategia sismo resistente frente a sismos severos, consistirá en proveer a la estructura de ductilidad y también de una resistencia mínima para evitar exponerlas a demandas sísmicas de energía y ductilidad mayores a las que pueden dar.

La normas de diseño sismo resistente (Ref.3.04), establece la resistencia sísmica mínima, por medio de los factores de reducción, y es el reglamento de diseño en concreto los que permiten garantizar una resistencia mayor.

Se ha realizado el análisis dinámico modal espectral utilizando el programa ETABS, basado en el método de rigideces por procedimientos matriciales, usando los parámetros de la Norma, con el cual se calculó los diversos modos, periodos de vibración de la estructura, frecuencias masas participantes y respuestas modales (desplazamientos y reacciones en la base).

Se determinará los desplazamientos laterales de acuerdo a la Norma y se compraran con los desplazamientos laterales permisibles relativos que en este caso tratándose de una estructura de concreto armado el límite es de 0.007.

Todos los bloques son de concreto armado, con una planta de configuración regular, sin embargo, en lo referente a su configuración en altura será calificado como irregular por presentar vigas inclinadas debido a la presencia de la graderías.

3.04.02. Metrado de Cargas

3.04.02.01. Generalidades

Una vez elaborada la estructuración y habiendo precisada las dimensiones de los elementos que conforman la estructura del Coliseo, procedemos a ejecutar el metrado de cargas correspondientes a dichos elementos. Su ejecución debe ser meticulosamente, desarrollada de tal manera que los resultados obtenidos de los cálculos representen el peso más aproximado de la estructura.

3.04.02.02. Metrado de Cargas

Este metrado se basa en el método del área tributaria que se consideran como cargas de gravedad actuantes sobre un elemento a aquellas que se hallan dentro de la “zona de influencia” del elemento considerado.

Vigas	Peso específico del concreto (Tn/m ³)	Peso Aligerado o Tribuna (Tn/m ²)	Peso Unitario de Acabados (Tn/m ²)	Peso Unitario de Tab.Movil (Tn/m ²)	SobreCarga (Tn/m ²)	Ancho Tributario (Tn/m ²)	b (m)	h(m)	WD (ton/ml) Primeros Pisos	WL (ton/ml) Primeros Pisos
Eje 1										
V101	2.40	0.480	0.100	0.150	0.400	3.65	0.35	0.70	3.25	1.46
V102	2.40	0.480	0.100	0.150	0.400	3.65	0.35	0.70	3.25	1.46
V103	2.40	0.480	0.100	0.150	0.400	3.65	0.35	0.70	3.25	1.46
V501	2.40	0.603	0.100	0.150	0.500	3.65	0.35	0.70	3.7	1.83
V502	2.40	0.603	0.100	0.150	0.500	3.65	0.35	0.70	3.7	1.83
V503	2.40	0.603	0.100	0.150	0.500	3.65	0.35	0.70	3.7	1.83
Eje 7										
V119	2.40	0.480	0.100	0.150	0.400	4.35	0.35	0.70	3.76	1.74
V120	2.40	0.480	0.100	0.150	0.400	4.35	0.35	0.70	3.76	1.74
V121	2.40	0.480	0.100	0.150	0.400	4.35	0.35	0.70	3.76	1.74
Eje 6										
V116	2.40	0.480	0.100	0.150	0.400	8.00	0.35	0.70	6.43	3.20
V117	2.40	0.480	0.100	0.150	0.400	8.00	0.35	0.70	6.43	3.20
V118	2.40	0.480	0.100	0.150	0.400	8.00	0.35	0.70	6.43	3.20
V504	2.40	0.603	0.100	0.150	0.500	8.00	0.35	0.70	7.41	4.00
V505	2.40	0.603	0.100	0.150	0.500	8.00	0.35	0.70	7.41	4.00
V506	2.40	0.603	0.100	0.150	0.500	8.00	0.35	0.70	7.41	4.00
Eje A										
V127	2.40	0.480	0.100	0.150	0.400	2.99	0.30	0.70	2.69	1.20
Eje B										
V133	2.40	0.480	0.100	0.150	0.400	5.75	0.30	0.70	4.7	2.30
Eje C										
V139	2.40	0.480	0.100	0.150	0.400	5.22	0.30	0.70	4.31	2.09

Tabla.3.04.Resumen de cargas muertas y vivas de vigas

3.04.02.03. Metrado de Masas Traslacionales

Este metrado se hará para cada nudo (indicado en las figuras) debido a la discretización de masas, es decir que se calcularan dentro de la “zona de influencia” de cada nudo.

Para el cálculo de las masas total por cada nudo, se calculara adicionando a la masa debido a la carga permanente un porcentaje de la masa debido a la carga viva o sobrecarga, siendo en este caso por

tratarse de una edificación correspondiente a la categoría B, el 50% de la carga viva según el R.N.E.

3.04.03. Espectro de Aceleraciones

Se calculó de la acuerdo a la Norma Peruana (Ref.3.04), considerando las condiciones de suelo, las características de la estructura y las condiciones de uso.

DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO DE PSEUDO-ACELERACIONES

Parámetros de Cálculo

FACTOR DE ZONA "Z"

Zona	Factor de Zona "Z"
3	0.40

SISTEMA ESTRUCTURAL "R"

Sistema Estructural	Estructura	Coficiente de Reducción "R"	
Pórticos de Concreto Armado	Irregular	6	X
Pórticos de Concreto Armado	Irregular	6	Y

CATEGORIA DE EDIFICACION "U"

Categoría	Importancia	Factor "U"
B	Edificaciones Importantes	1.30

PARAMETROS DEL SUELO "S"

Tipo	Descripción	Tp(s)	Factor "S"
S2	Suelos Intermedios	0.60	1.20

T	C	As
0.10	2.5	0.2600
0.20	2.5	0.2600
0.30	2.5	0.2600
0.40	2.5	0.2600
0.50	2.5	0.2600
0.60	2.5	0.2600
0.70	2.0618474	0.2144
0.80	1.7448841	0.1815
0.90	1.5060033	0.1566
1.00	1.3201676	0.1373
1.10	1.1718937	0.1219
1.20	1.0511205	0.1093

1.30	0.9510424	0.0989
1.40	0.8669	0.0902
1.50	0.7952707	0.0827
1.60	0.7336334	0.0763
1.70	0.6800924	0.0707
1.80	0.6331964	0.0659
1.90	0.5918165	0.0615
2.00	0.5550621	0.0577
2.10	0.5222217	0.0543
2.20	0.4927206	0.0512
2.30	0.4660895	0.0485
2.40	0.4419417	0.0460
2.50	0.4199563	0.0437
2.60	0.3998641	0.0416
2.70	0.3814384	0.0397
2.80	0.3644866	0.0379
2.90	0.3488443	0.0363
3.00	0.3343702	0.0348
3.10	0.3209423	0.0334
3.20	0.3084548	0.0321
3.30	0.2968155	0.0309
3.40	0.2859436	0.0297
3.50	0.2757681	0.0287
3.60	0.2662263	0.0277
3.70	0.2572628	0.0268
3.80	0.2488282	0.0259
3.90	0.2408787	0.0251
4.00	0.2333749	0.0243
4.10	0.2262816	0.0235
4.20	0.2195672	0.0228
4.30	0.2132031	0.0222
4.40	0.2071635	0.0215
4.50	0.201425	0.0209
4.60	0.1959665	0.0204
4.70	0.1907685	0.0198
4.80	0.1858136	0.0193
4.90	0.1810856	0.0188
5.00	0.1765699	0.0184
5.10	0.1722528	0.0179
5.20	0.1681221	0.0175
5.30	0.1641664	0.0171
5.40	0.1603751	0.0167
5.50	0.1567385	0.0163
5.60	0.1532477	0.0159
5.70	0.1498944	0.0156
5.80	0.1466709	0.0153
5.90	0.1435701	0.0149
6.00	0.1405853	0.0146
6.10	0.1377104	0.0143

6.20	0.1349396	0.0140
6.30	0.1322676	0.0138
6.40	0.1296893	0.0135
6.50	0.1272001	0.0132
6.60	0.1247956	0.0130
6.70	0.1224716	0.0127
6.80	0.1202245	0.0125
6.90	0.1180505	0.0123
7.00	0.1159462	0.0121
7.10	0.1139085	0.0118
7.20	0.1119344	0.0116
7.30	0.110021	0.0114
7.40	0.1081657	0.0112
7.50	0.1063659	0.0111
7.60	0.1046194	0.0109
7.70	0.1029238	0.0107
7.80	0.101277	0.0105
7.90	0.0996771	0.0104
8.00	0.098122	0.0102
8.10	0.0966102	0.0100
8.20	0.0951397	0.0099
8.30	0.093709	0.0097
8.40	0.0923166	0.0096
8.50	0.090961	0.0095
8.60	0.0896409	0.0093
8.70	0.0883548	0.0092
8.80	0.0871015	0.0091
8.90	0.0858799	0.0089
9.00	0.0846888	0.0088
9.10	0.0835271	0.0087
9.20	0.0823938	0.0086
9.30	0.0812878	0.0085
9.40	0.0802083	0.0083
9.50	0.0791543	0.0082
9.60	0.078125	0.0081
9.70	0.0771195	0.0080
9.80	0.0761371	0.0079
9.90	0.075177	0.0078
10.00	0.0742385	0.0077

Tabla 3.05. Calculo de Aceleración Espectral a partir de los periodos

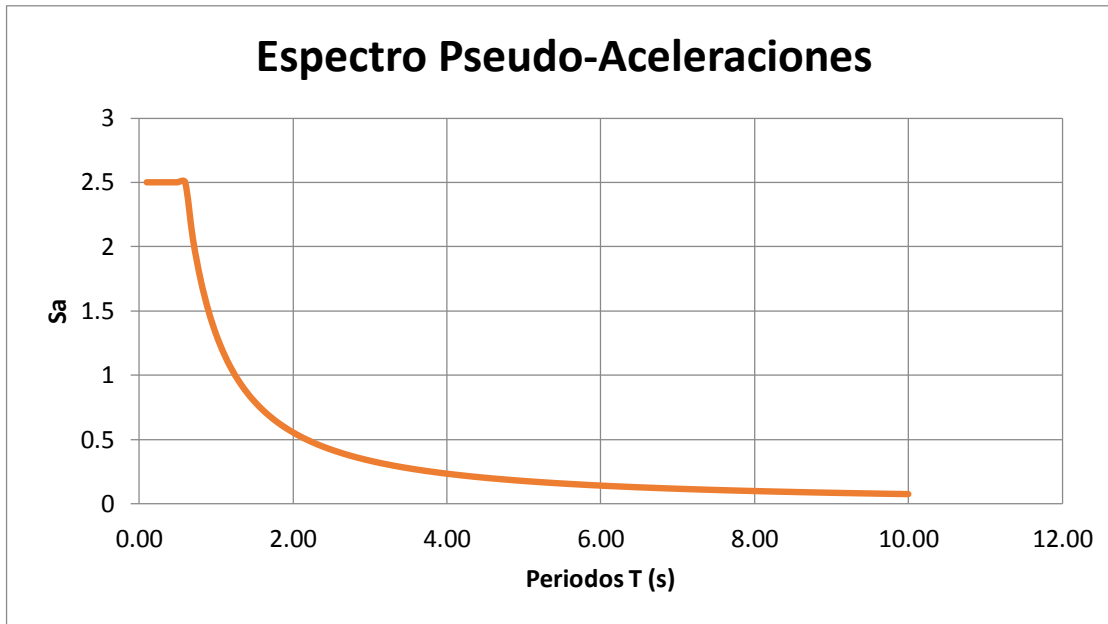


Figura 3.03: Gráfico de aceleración vs. Periodos según la Norma Peruana.

3.04.04. Esfuerzos de Diseño

Establecido el modelo estructural y las cargas, tanto estáticas como dinámicas, que va a soportar la estructura, el siguiente paso es determinar con la ayuda del programa el efecto de estas cargas en la estructura.

El análisis por cargas de gravedad no presenta problema alguno, el que si requiere algunas verificaciones adicionales es el análisis sísmico tridimensional. La ventaja de este con respecto al análisis sísmico, radica en que considera la compatibilidad de deformaciones (desplazamientos y giros), de los pórticos concurrentes, pero no significa que sea la solución más exacta (Referencias 3.03 y 3.09), pues las simplificaciones hechas tanto en la obtención del espectro de aceleraciones y el modelo estructural, indican que sería razonable realizar un análisis considerando el método de la carga estática equivalente.

La norma peruana (Ref.3.04) especifica que para cada una de las direcciones consideradas en el análisis dinámico (X y Y), la fuerza cortante en la base del edificio deberá ser mayor o igual que el 90% (en edificios irregulares) de la misma fuerza calculada a través de un análisis estático. En caso contrario

se deberían incrementar los resultados del análisis por medio de un factor de escala.

Estos factores de escala van a servir para multiplicar a los casos de carga de análisis espectral, con la finalidad de usarlos como casos de carga de sismo dentro de las combinaciones de carga.

Las reacciones en la base, del análisis dinámico son respectivamente:

EQX (Sismo en la dirección X)

$V_x = 461.36 \text{ Ton.}$

EQY (Sismo en la dirección Y)

$V_y = 293.26 \text{ Ton.}$

-Cálculo del cortante en la base del caso estático

El cortante en la base está definido por $V = Z_x U_x S_x P/R$, en donde el P es el peso total de la edificación y $C/R \geq 0.125$.

Para el cálculo del factor de amplificación sísmica (C):

En las direcciones x e y, para cada uno de los periodos fundamentales calcular el valor de $C=2.5 (T_p/T) \leq 2.5$. En la tabla 3.07 se muestra el cálculo de C y la verificación de la condición $C/R \geq 0.125$

Dirección X	Dirección Y
$C_x = 2.5$	$C_y = 2.5$
$R_x = 6$	$R_x = 6$
$C/R = 0.42$	$C/R = 0.42$

Tabla 3.06. Cálculo del Factor C.

Para el cálculo del peso total del edificio:

- Elementos estructurales : 1726.77 tn.
- Elementos no estructurales : 225.33 tn.

- Peso total : 1952.10 tn.

El peso propio elementos estructurales se calculó directamente del programa.

Por lo que el cortante basal es de:

$$V(x,y) = \frac{0.40 \times 1.30 \times 1.20 \times 2.50 \times 1952.10}{6} = 507.55 \text{ tn}$$

La norma sismo resistente E0.30, en su artículo 18.18.2.d establece que la fuerza cortante en la base, calculada mediante el análisis dinámico, no debe ser menor que el 90% de la fuerza estática equivalente, en nuestro caso:

$$V_x = 461.36 \text{ ton.} > 0.90 V_x = 456.80 \text{ ton.}$$

$$V_y = 293.26 \text{ ton.} < 0.90 V_x = 456.80 \text{ ton.}$$

$$\frac{V_{min}}{V_y} = \frac{456.80}{293.26} = 1.56$$

El incremento de esfuerzos se hace directamente, multiplicando los factores de carga para sismo por 1.56:

$$U = 1.25 (CM + CV) \pm 1.56 CS$$

$$U = 0.90 CM \pm 1.56 CS$$

Story	Load Case/Com	Label	Item	Drift	X	Y	Z
					m	m	m
STORY3	DESPLAZ X-X Ma	2	Max Drift X	0.003728	0	36.0275	14.08
STORY3	DESPLAZ X-X Ma	1	Max Drift Y	0.000826	0	44.55	14.08
STORY2	DESPLAZ X-X Ma	2	Max Drift X	0.000763	0	36.0275	8.17
STORY2	DESPLAZ X-X Ma	1	Max Drift Y	0.000597	0	44.55	8.17
STORY1	DESPLAZ X-X Ma	8	Max Drift X	0.000972	5.6321	0	4.8
STORY1	DESPLAZ X-X Ma	1	Max Drift Y	0.00024	0	44.55	4.8
				0.003728			
Story	Load Case/Com	Label	Item	Drift	X	Y	Z
					m	m	m
STORY3	DESPLAY-Y Max	2	Max Drift X	0.00458	0	36.0275	14.08
STORY3	DESPLAY-Y Max	1	Max Drift Y	0.000826	0	44.55	14.08
STORY2	DESPLAY-Y Max	2	Max Drift X	0.000763	0	36.0275	8.17
STORY2	DESPLAY-Y Max	1	Max Drift Y	0.000597	0	44.55	8.17
STORY1	DESPLAY-Y Max	8	Max Drift X	0.000972	5.6321	0	4.8
STORY1	DESPLAY-Y Max	1	Max Drift Y	0.00024	0	44.55	4.8
				0.00458			

Tabla3.07 Derivas de Entrepiso Dirección X e Y.

3.05. Diseño

3.05.01. Diseño de Aligerados

3.05.01.01. Diseño de losa aligerada en dos direcciones

Diseño por Flexión

Se diseñaran como vigas de sección T, ya que no reciben esfuerzos de sismo se usará sólo las siguientes hipótesis de carga:

$$U = 1.4CM + 1.7CV \text{ NTE } 0.60\text{-Concreto Armado (Ref.3.07)}$$

Debido a que la viga trabaja como sección T, en el caso de momentos positivos se trabajará con $b=40$ cm, y para momentos negativos con $b=10$ cm.

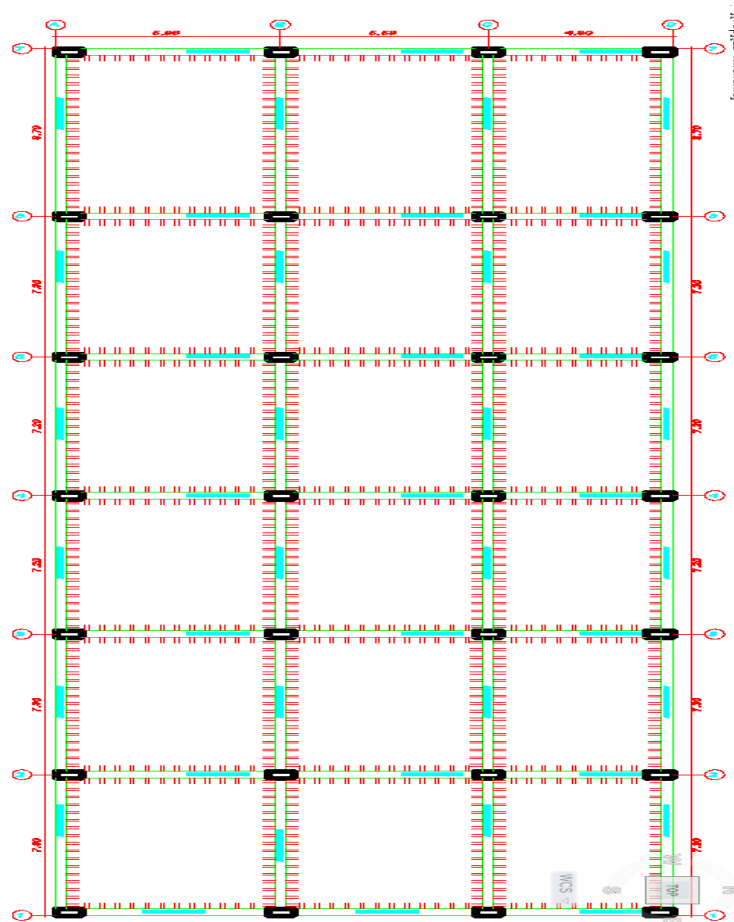


Fig.3.04.Aligerado de Primer nivel

Espesor de la losa $h= 20$ cm

Para hallar los momentos máximos se realizó la alternancia de sobrecarga, que producen los esfuerzos máximos en los nudos (Ref.3.07).

Las cargas que se consideró para el diseño de losas en dos direcciones según la norma Peruana (Ref.3.07), para el desarrollo del proyecto, son las siguientes:

- | | |
|----------------------------|-------------------------|
| a. Peso propio | = 420 kg/m ² |
| b. Piso Terminado | = 100 kg/m ² |
| c. Cielo raso | = 5 kg/m ² |
| d. Carga viva o sobrecarga | = 500 kg/m ² |

La envolvente de momentos se procederá a realizarlo a través del programa ETABS y a partir de ello se determinará la cantidad de acero que sea necesaria para cada tramo, así como también el cálculo de las cortantes para el diseño por corte.

Dirección X

Resumen de los momentos Obtenidos

Maximos Momentos	A (Tn.m)	B (Tn.m)	C (Tn.m)	D (Tn.m)
Momentos en las caras	0.00	1.00	0.57	0.0
Momento máximo Positivo		1.21	0.69	0.60

Tabla3.08 Resumen de Momentos en la dirección X.

a.) Diseño del Acero Principal

Para el Tramo Central A-B (Momento Positivo)

$$Mu(+) = 1.21 \text{ tn-m.}$$

$$d = 17 \text{ cm.}$$

$$b = 40 \text{ cm.}$$

1° Tanteo Asumiendo, $a = 5 \text{ cm}$

$$As = \frac{Mu}{0.90 \times f'cy \times (d - \frac{a}{2})} = \frac{121000 \text{ kg.m}}{0.90 \times 4200 \times (17 - \frac{5}{2})} = 2.21 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{As \times f'y}{0.85 \times f'c \times b} = \frac{2.21 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 40} = 1.30 \text{ cm}$$

2° Tanteo $a = 1.30 \text{ cm}$

$$As = \frac{Mu}{0.90 \times f'cy \times (d - \frac{a}{2})} = \frac{121000 \text{ kg.m}}{0.90 \times 4200 \times (17 - \frac{1.30}{2})} = 1.96 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{As \times f'y}{0.85 \times f'c \times b} = \frac{1.96 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 40} = 1.20 \text{ cm}$$

$$A_s = 1.96 \text{ cm}^2 \quad \text{USAR } \emptyset 1/2'' + \emptyset 3/8''$$

Para la cara B (Momento Negativo)

$$M_u(-) = 1.00 \text{ tn-m.}$$

$$d = 17 \text{ cm.}$$

$$b = 10 \text{ cm.}$$

1° Tanteo Asumiendo, $a = 5 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_u}{0.90 x f'_{yx} (d - \frac{a}{2})} = \frac{100000 \text{ kg.m}}{0.90 x 4200 x (17 - \frac{5}{2})} = 1.82 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s x f'_y}{0.85 x f'_{cxb}} = \frac{1.82 x 4200}{0.85 x 210 x 10} = 4.29 \text{ cm}$$

2° Tanteo $a = 4.29 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_u}{0.90 x f'_{yx} (d - \frac{a}{2})} = \frac{100000 \text{ kg.m}}{0.90 x 4200 x (17 - \frac{4.29}{2})} = 1.78 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s x f'_y}{0.85 x f'_{cxb}} = \frac{1.78 x 4200}{0.85 x 210 x 10} = 4.20 \text{ cm}$$

$$A_s = 1.78 \text{ cm}^2 \quad \text{USAR } \emptyset 1/2'' + \emptyset 3/8''$$

Resumen de los resultados de diseño

	TRAMO AB			TRAMO BC			TRAMO CD		
	Mizq (-)	Mpos (+)	Mder (-)	Mizq (-)	Mpos (+)	Mder (-)	Mizq (-)	Mpos (+)	Mder (-)
Mu max (t.m)	0.00	1.21	1.00	0.90	0.69	0.57	0.57	0.60	0.00
As (cm2)	0.0000	1.9578	1.7811	1.5801	1.0977	0.9558	0.9558	0.9517	0.0000
cuantia	0.0000	0.0029	0.0105	0.0093	0.0016	0.0056	0.0056	0.0014	0.0000
cuantia máxima	0.0190	0.0190	0.0190	0.0190	0.0190	0.0190	0.0190	0.0190	0.0190
cuantia mínima	0.0030	0.0030	0.0030	0.0030	0.0030	0.0030	0.0030	0.0030	0.0030
As colocado	1/2"	1/2" + 3/8	1/2" + 3/8		1/2"	1/2"		1/2"	1/2"
As (cm2)	1.27cm2	1.98 cm2	1.98cm2	1.98cm2	1.27cm2	1.27cm2	1.27cm2	1.27cm2	1.27cm2

Tabla3.09 Resumen del diseño para la dirección X.

DIRECCION Y

Resumen de los momentos obtenidos

Maximos Momentos	1 (Tn.m)	2 (Tn.m)	3 (Tn.m)	4 (Tn.m)	5 (Tn.m)	6 (Tn.m)	7 (Tn.m)
Momentos en las caras	0.00	0.85	1.08	0.99	1.11	0.95	0.00
Momento máximo Positivo		1.15	0.63	0.65	0.72	0.79	0.82

Tabla3.10 Resumen de Momentos en la dirección Y.

Resumen de los resultados de diseño

	TRAMO 1-2			TRAMO 2-3			TRAMO 3-4			TRAMO 4-5			TRAMO 5-6			TRAMO 6-7		
	Mizq (-)	Mpos (+)	Mder (-)	Mizq (-)	Mpos (+)	Mder (-)	Mizq (-)	Mpos (+)	Mder (-)	Mizq (-)	Mpos (+)	Mder (-)	Mizq (-)	Mpos (+)	Mder (-)	Mizq (-)	Mpos (+)	Mder (-)
Mu max (Lm)	0.00	1.15	0.85	0.85	0.63	1.08	1.08	0.65	0.99	0.99	0.72	1.11	1.11	0.79	0.95	0.95	0.82	0.00
as primer tanteo	0.00	2.10	1.55	1.55	1.15	1.99	1.99	1.19	1.82	1.82	1.32	1.94	1.94	1.44	1.73	1.73	1.49	0.00
a 1tanteo	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
a 2tanteo	0.00	1.23	3.65	3.65	0.68	4.68	4.68	0.70	4.27	4.27	0.77	4.56	4.56	0.85	4.08	4.08	0.88	-
As (cm2)	0.01	1.86	1.48	1.48	1.00	1.97	1.97	1.04	1.77	1.77	1.15	1.91	1.91	1.26	1.68	1.68	1.31	0.00
cuantia	0.00	0.003	0.009	0.009	0.001	0.012	0.012	0.002	0.010	0.010	0.002	0.011	0.011	0.002	0.010	0.010	0.002	0.000
cuantia máxima	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
cuantia mínima	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003
As colocado	1/2"	1/2"+3/8	1/2" + 3/8	1/2"	1/2" + 3/8	1/2"	1/2" + 3/8	1/2"	1/2" + 3/8	1/2"	1/2" + 3/8	1/2"	1/2" + 3/8	1/2"	1/2" + 3/8	1/2"+3/8	1/2"	
As (cm2)	1.27	1.98	1.98	1.98	1.27	1.98	1.98	1.27	1.98	1.98	1.27	1.98	1.98	1.27	1.98	1.98	1.98	1.27

Tabla3.11 Resumen del diseño para la dirección Y.

COMENTARIOS GENERALES

En los apoyos extremos se colocaron bastones tomando como base la fórmula:

$$Wu = \frac{1}{24} WuxLn^2 \text{ (Ref. 3.02)}$$

Dirección X

$$Wu = 0.634 \text{ Tn/m}$$

$$Ln = 5.98 \text{ m}$$

$Wu = 0.95 \text{ tn/m}$

$As = \emptyset 1/2''$

Dirección Y

$Wu = 0.634 \text{ Tn/m}$

$Ln = 6.8 \text{ m}$

$Wu = 1.06 \text{ tn/m}$

$As = \emptyset 1/2'' + \emptyset 3/8''$

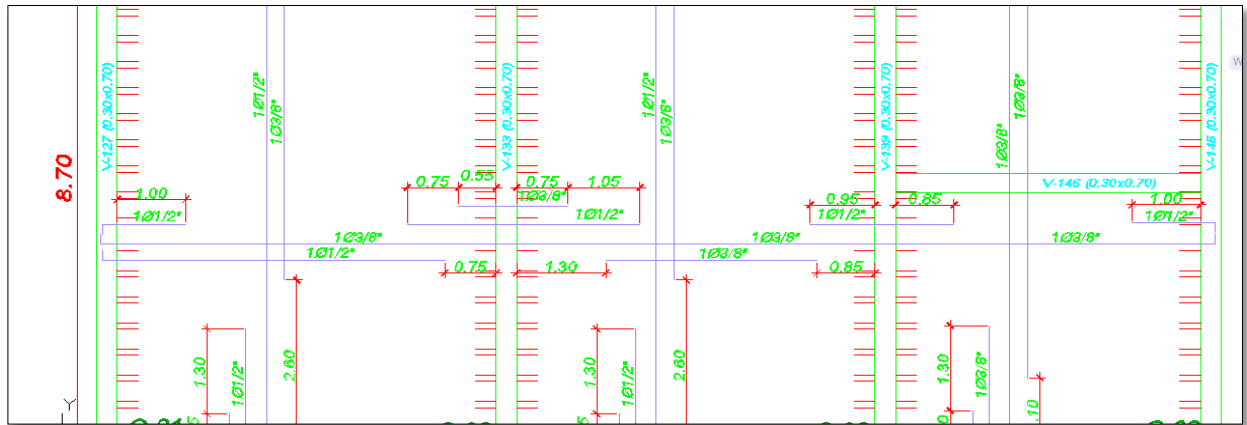


Fig.3.05. Armadura de losa aligerada en la Dirección X-X

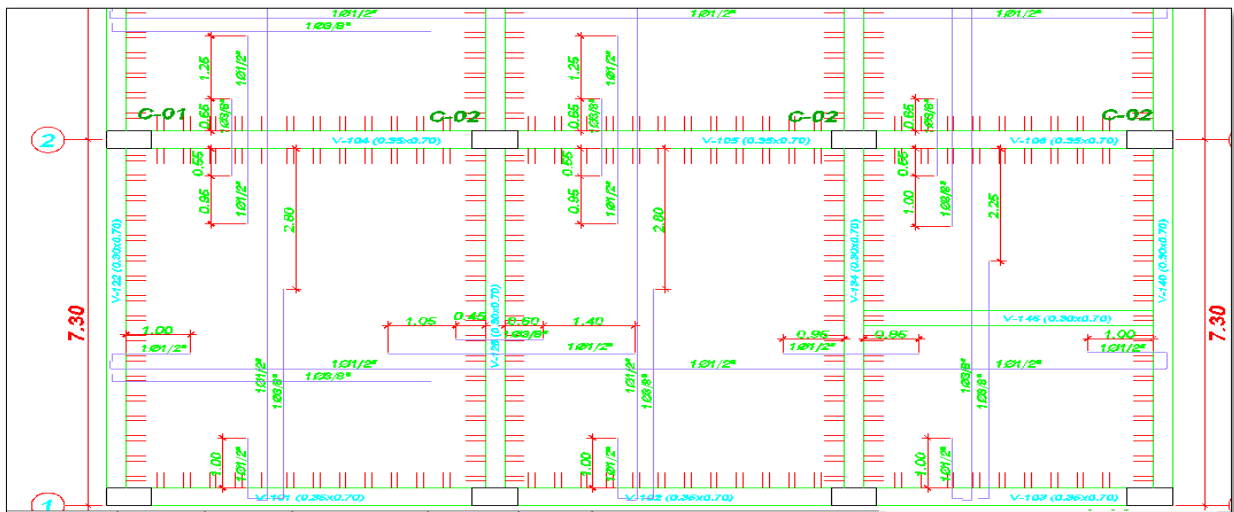


Fig.3.06. Armadura de losa aligerada en la Dirección Y-Y

3.05.02. Diseño de Tribunas.

Diseño de losa maciza en dos direcciones:

Calculo de momentos flectores usando las tablas de kalmanok (Ref.3.10)

Es un método análogo al de los coeficientes que figura en la norma de concreto armado E0.60 y, como este, se basa en unas tablas donde se puede identificar una serie de casos en función a las condiciones de borde del paño de losa que se analice.

Los momentos flectores para cada dirección de losa vienen dados por:

$$\begin{aligned} - & Ma = Ca \times Wu \times A^2 \\ - & Mb = Cb \times Wu \times B^2 \end{aligned}$$

Donde:

Ma = Momento flector en la dirección A

Mb = Momento flector en la dirección B

Wu = Carga uniformemente repartida por unidad de área en la losa.

Ca,Cb = Coeficientes de momentos obtenidos en las tablas.

A = Luz libre del lado corto.

B = Luz libre del lado largo.

Las cargas para la losa maciza en dos direcciones de H=20 cm desarrollado en el proyecto son las siguientes:

a.) Peso propio

$$P = 2400 \times 0.20 = 480 \text{ kg/m}^2.$$

b.) Piso terminado

Se consideró un piso terminado de 100 kg/m²

c.) Graderías

$$\text{Peso de graderías} = 603.00 \text{ kg/m}^2$$

d.) Carga viva o sobrecarga

$$Cv = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$Wu = 2506.20 \text{ kg/m}^2$$

$$A = 5.98 \text{ m}$$

$$B = 7.30 \text{ m}$$

$$A/B = 0.82$$

Se calculan los momentos usando las tablas de kalmanok (Refe.3.10).

Momentos en la dirección A:

Momento Negativo

$$C_a = 0.0271 \quad M_a = 0.0271 \times 2506.20 \times 5.98^2 = 2428.78 \text{ kg.m/m}$$

$$A_s = 3.89 \text{ cm}^2 (\phi 3/8" @ 0.20 \text{ m})$$

Momento Positivo

$$C_a = 0.0661 \quad M_a = 0.0661 \times 2506.20 \times 5.98^2 = 5924.06 \text{ kg.m/m}$$

$$A_s = 8.15 \text{ cm}^2 (\phi 1/2" @ 0.20 \text{ m})$$

Momentos en la dirección B:

Momento Negativo

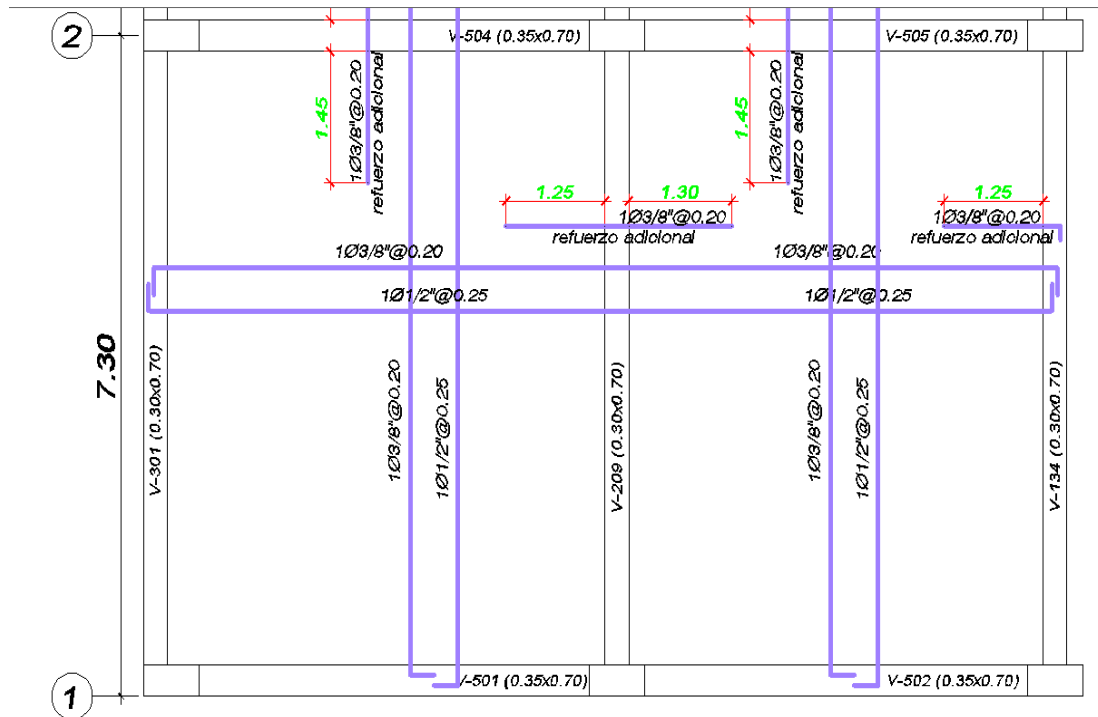
$$C_b = 0.0143 \quad M_b = 0.0143 \times 2506.20 \times 7.3^2 = 1909.84 \text{ kg.m/m}$$

$$A_s = 3.26 (\phi 3/8" @ 0.20 \text{ m})$$

Momento Positivo

$$C_b = 0.0558 \quad M_b = 0.0558 \times 2506.20 \times 7.3^2 = 7452.39 \text{ kg.m/m}$$

$$A_s = 9.75 (\phi 1/2" @ 0.25 \text{ m})$$



LOSA MACIZA - GRADERÍA e=0.20m
ESCALA: 1/50

Fig.3.07. Armado de Losa maciza en dos direcciones

3.05.03. Diseño de Vigas

Para realizar el diseño de vigas se realizó siguiendo los criterios establecidos por la norma técnica peruana NTE E.060.

3.05.03.01. Hipótesis para determinar la resistencia nominal a flexión

El diseño por resistencia de elementos sujetos a deflexión deberá satisfacer las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones y deberá basarse en las siguientes hipótesis:

- Las deformaciones en el refuerzo y en el concreto se supondrán directamente proporcionales a la distancia del eje neutro.
- Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación del acero es igual a la del concreto adyacente.

- La máxima deformación utilizable del concreto en la fibra extrema a la compresión se supondrá igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación del acero: para deformaciones mayores a las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerara independiente de la deformación e igual a f_y .
- La resistencia a tracción del concreto no será considerara en los cálculos.
- El diagrama esfuerzo-deformación para la zona de esfuerzos de compresión del concreto se puede definir como:
 - Un esfuerzo constante en el concreto de $0.85 f'_c$ que se supondrá uniformemente distribuido en una zona equivalente de compresión, limitada por los bordes de la sección transversal y una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia $a = B_1 \cdot c$ de la fibra de deformación unitaria máxima de compresión.
 - La distancia c , desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro se medirá en dirección perpendicular a dicho eje.
 - El factor B_1 deberá tomarse como 0.85 para resistencia de concreto f'_c hasta de 280 kg/cm². Para resistencia de concreto superiores a 280 kg/cm², B_1 disminuirá a razón de 0.05 por cada 70 kg/cm² de aumento de f'_c , con un valor mínimo de 0.65.

3.05.03.02. Tipos de falla de los elementos sometidos a flexión

La naturaleza de la falla puede ser determinada por la cuantía del refuerzo y es de tres tipos:

1. Falla por tensión ($p < p_b$): el acero fluye y el elemento exhibe una **falla dúctil**. Se aprecian grandes deflexiones y fisuras antes del colapso lo cual alerta a los usuarios acerca del peligro inminente. Estas secciones son llamadas también sub-reforzadas.

2. Falla por compresión ($\rho > \rho_b$): el acero no tiene oportunidad de fluir y el concreto falla repentinamente. Estas secciones son llamadas sobre-reforzadas. En el diseño se evita este tipo de falla.

3. Falla balanceada ($\rho = \rho_b$): se produce cuando el concreto alcanza la deformación unitaria última de 0.003 simultáneamente al inicio de la fluencia del acero. La falla es frágil y no deseada.

3.05.03.03. Diseño de vigas dúctiles especiales

Se refiere a vigas principales pertenecientes a pórticos especiales resistentes a momento que resisten cargas laterales inducidas por los movimientos sísmicos y dimensionados principalmente para resistir flexión. Estos elementos de pórtico deberán satisfacer las condiciones:

- La fuerza factorizada axial en el elemento no debe exceder de $A_g f'_c / 10$. En caso contrario, el elemento deberá tratarse como elemento en flexo compresión, donde A_g es el área bruta de la sección.

- La luz libre del elemento no deberá ser menor que cuatro veces su peralte efectivo.

- La relación ancho-columna no debe ser menor que 0.3.

- El ancho no debe ser menor de 25 cm.

- El ancho no debe ser mayor que el ancho del elemento de apoyo (medido en un plano perpendicular al eje longitudinal del elemento en flexión) más una distancia a cada lado del elemento de apoyo que no exceda de tres cuartas partes de la altura del elemento en flexión.

3.05.03.04. Refuerzo longitudinal

1. El refuerzo longitudinal en cualquier sección del elemento, tanto positivo como negativo, deberá ser de acuerdo al ACI:

$$\rho_{min} = 0.8 \sqrt{f'_c} / f_y$$

$$\rho_{min} = 14 / f_y$$

$$\rho_{max} = 0.025$$

El límite a la cuantía del refuerzo de 0.025 busca evitar el congestionamiento del refuerzo e indirectamente, limitar los esfuerzos de corte en elementos de dimensiones considerables cuando se desarrollan rotulas plásticas en sus extremos. La Norma también sugiere que por lo menos dos varillas de acero se coloquen arriba y abajo, a todo lo largo del elemento.

2. La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

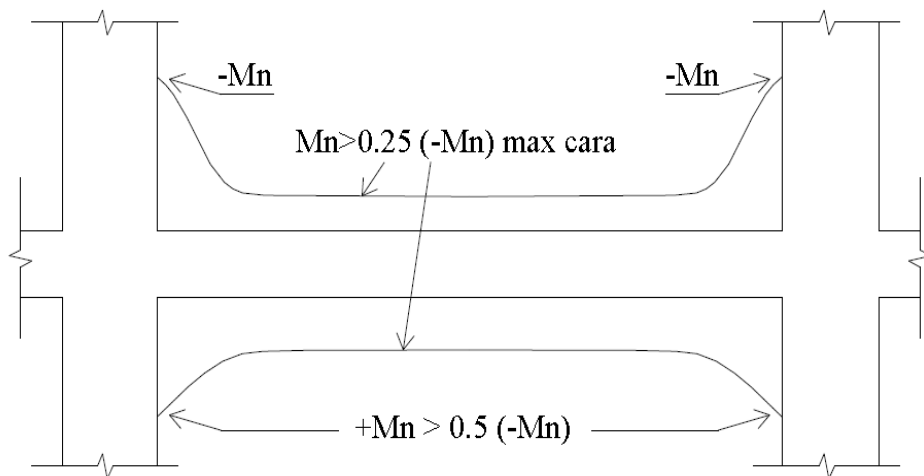


Figura3.08. Resistencia de Momentos en cualquier sección

3. Los empalmes traslapados del refuerzo longitudinal se podrán emplear siempre que se distribuya refuerzo transversal a todo lo largo de éste para darle confinamiento en caso que el recubrimiento de concreto se desprenda. El acero transversal estará constituido por estribos cerrados con espaciamientos menores que $d/4$ ó 10 cm. Este tipo de empalmes están prohibidos en regiones en la que se espera fluencia por flexión, porque dichos traslapes no se consideran confiables

en condiciones de carga cíclica dentro del rango inelástico. Por ello, no deberán ubicarse en los nudos ni a una distancia de ellos menor que el doble del peralte del elemento.

3.05.03.05. Refuerzo transversal

El refuerzo transversal brinda apoyo al refuerzo longitudinal y confina el núcleo de concreto cuando el recubrimiento se desprende por ello, debe estar constituido por estribos cerrados perpendiculares al refuerzo longitudinal pues estos son igualmente efectivos ante sollicitaciones inversas.

La concentración de refuerzo en los extremos busca confinar el núcleo de concreto en caso que el recubrimiento se desprenda por lo que se denomina refuerzo de confinamiento.

Los estribos de confinamiento deben disponerse no solo en los extremos de los elementos sometidos a flexión sino en todas las secciones en las que se espera la formación de rotulas plásticas ante los desplazamientos generados por las cargas sísmicas. En este caso, los estribos se dispondrán en una longitud a $2h$ del elemento, medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz a ambos lados de la sección con las siguientes consideraciones:

- El primer estribo debe estar situado a no más de 5 cm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento máximo de los estribos no debe exceder de:

- $d / 4$
- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal más pequeña.
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo.
- 30 cm.

- Cuando no se requieran estribos de confinamiento, los estribos cerrados con ganchos sísmicos en ambos extremos debe espaciarse a no más de $d / 2$ en toda la longitud del elemento.

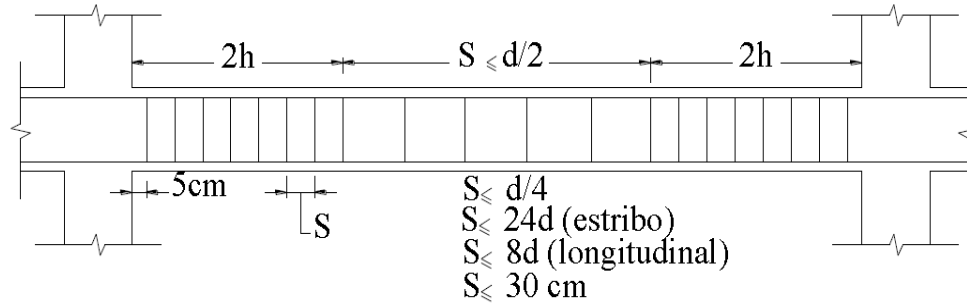


Figura3.09: Espaciamiento del refuerzo transversal.

Además se permite que los estribos en elementos en flexión sean hechos hasta con dos piezas de refuerzo: un estribo cerrado con un gancho sísmico en cada extremo y cerrado por una traba o bastón. Las trabas presentan un gancho de 90° en un extremo y en el otro uno de 135° . Se colocaran alternándolos a uno y otro lado del elemento.

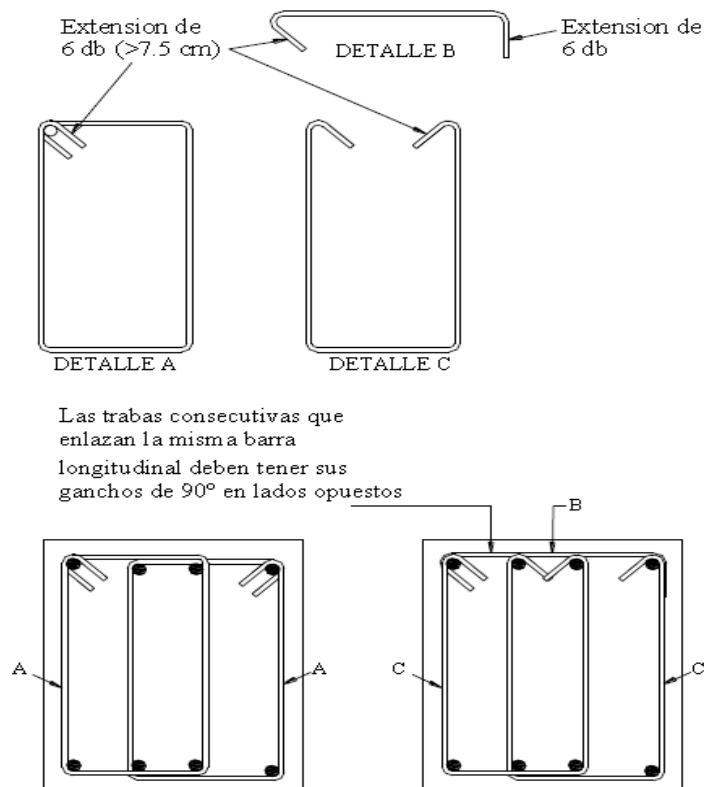


Figura3.10.: Detalle de ganchos o trabas.

Todos estos requisitos aseguran una capacidad de ductilidad alta para todas las secciones críticas de vigas.

3.05.03.06. Fuerzas cortantes de diseño

La fuerza de corte de diseño **Ve** se determinara a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en los extremos del elemento, en las caras del nudo, actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia probable **Mrp** y que el momento esta además cargado con cargas tributarias gravitacionales factorizadas a lo largo de la luz.

En la determinación de las fuerzas laterales equivalentes que representan los efectos del sismo para el tipo de pórtico considerado, se supone que los elementos del pórtico disiparan energía en el rango no lineal de respuesta. La fuerza de corte de diseño debe ser una buena aproximación del corte máximo que se puede desarrollar en el elemento, por lo tanto, la resistencia al corte requerida en elementos del pórtico está relacionada con la resistencia a la flexión de dicho elemento más que con las fuerzas de corte factorizados indicados en el análisis de cargas laterales.

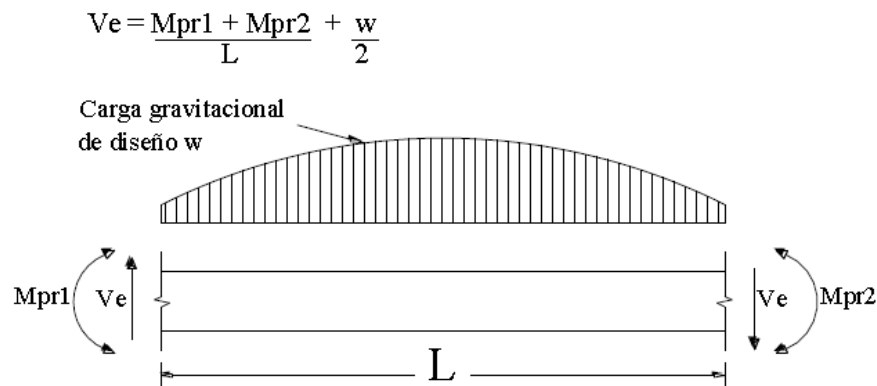


Figura3.11.: Diagrama de cálculo del cortante de diseño.

Por lo tanto:

- La dirección de la fuerza de corte **Ve** depende de la magnitud relativa de las cargas gravitacionales y el corte generado por los momentos en los extremos.

- Debido a que el esfuerzo de fluencia real del refuerzo longitudinal puede exceder al esfuerzo de fluencia especificado y debidos que es probable que ocurra el endurecimiento por deformación del refuerzo en un nudo sujeto a grandes rotaciones, la resistencia al corte requerida se determina usando un esfuerzo de al menos **1.25 f_y** para el refuerzo longitudinal y el factor de reducción de capacidad $\phi = 1$
- **V_e** no debe ser nunca menor que el requerido por el análisis de la estructura.
- El refuerzo transversal sobre las longitudes de confinamiento debe estar dimensionada para resistir el corte asumiendo $V_c = 0$ cuando se produzcan las siguientes condiciones simultáneamente:
 - Si la fracción de la fuerza cortante de diseño constituida por el primer termino de **V_e** es mayor que el 50% del total.
 - La fuerza axial de compresión factorizada, incluyendo el efecto sísmico es menor que **$A_g f'_c / 20$** .
 - La resistencia al cortante del refuerzo transversal no deberá considerarse mayor que:

$$V_s = A_v f_y d / s \text{ y } V_s \leq 2.1 \sqrt{f'_c} * b * d$$
- Fuera de la zona de confinamiento se considerara la contribución del concreto:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} * b * d$$

3.05.03.07 Cortado del refuerzo

La condición básica que debe considerar un corte de acero es que a lo largo de los elementos sometidos a flexión, el momento varia, es por ello que no tiene sentido colocar el mismo número de varillas a todo lo largo del elemento, sino solo donde se requiera.

Sobre el diagrama de envolventes de momentos se determinan los puntos en el cual las varillas deben ser cortadas. Estos puntos constituyen los puntos teóricos de corte de acero. A partir de estos puntos cada varilla debe tener una adecuada longitud de anclaje para

garantizar que pueda alcanzar el esfuerzo de fluencia en los puntos de máximo esfuerzo.

3.05.03.08. Distribución del refuerzo

La distribución tiene por objeto de controlar el agrietamiento por flexión, según el ACI el espaciamiento s del refuerzo más cercano a una superficie en tracción no debe ser mayor que el dado por:

$$s = \frac{9500 - 2.5 cc}{f_s}$$

Pero no mayor de 30 cm.

Dónde:

f_s : 60% del esfuerzo especificado de fluencia.

cc : recubrimiento libre desde la superficie más cercana en tracción a la superficie del refuerzo en tracción (cm).

Para el cálculo se determinara detalladamente las vigas que conforman el pórtico de los ejes 2, 3, 4, 5 y 6 del Bloque A

1. Diseño por flexión:

El peralte total de todas las vigas es de 70cm, asumiendo se use refuerzo longitudinal constituido por barras corrugadas de 3/4", estribos cerrados de 3/8" con recubrimiento de 4cm, el peralte efectivo (d) es: $d = 70 - (4 + 0.95 + 1.91/2) = 64.10\text{cm}$. El área del refuerzo mínimo, superior e inferior, continuo debe ser:

$$A_{smin} > \begin{cases} \frac{0.80 \times 210^{\frac{1}{2}} \times 35 \times 64.10}{4200} = 6.19 \text{ cm}^2 \\ \frac{14 \times 35 \times 64.10}{4200} = 7.48 \text{ cm}^2 \text{ (controla)} \end{cases}$$

Además en la norma se establece que el momento resistente de cualquier sección, a lo largo de todo el elemento, debe ser por lo menos 1/4 del máximo momento resistente proveído en la cara de los nudos. Como aún no se conoce el requerimiento de refuerzo en los apoyos,

arbitrariamente se podría usar 2 Ø 3/4" + 1 Ø 5/8" ($A_s = 7.68 \text{ cm}^2 > 7.48 \text{ cm}^2$) como refuerzo continuo (superior e inferior), hecho que se verificara cuando se realice el diseño de las secciones críticas de momento negativo.

La resistencia confiable que desarrolla el refuerzo continuo se calculará con las expresiones conocidas, es decir:

$$a = \frac{7.68 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 35} = 5.16 \text{ cm.}$$

$$\phi M_n = 0.90 \left[\frac{7.68 \times 4200}{100000} \left(64.1 - \frac{5.16}{2} \right) \right] = 17.86 \text{ tn.ml.}$$

En las secciones 8.4, 10.3.3 y 21.3.2.1 del ACI318-99 (Ref.3.01) limitan el porcentaje del refuerzo en zonas de articulaciones plásticas a 0.5pb, a partir de esto se puede determinar el momento máximo (M_{umax}) a partir del cual las vigas necesitan refuerzo en compresión, esto es :

$$\rho_{max} = 0.5 \times \left\{ 0.85^2 \times \frac{210}{4200} \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) \right\} = 0.0106$$

Si reemplazamos estos valores en la ecuación de resistencia a la flexión de una viga rectangular, tenemos:

$$a_{max} = 0.5 \times \left\{ 0.85 \times \left(\frac{6000 + 64.10}{6000 + 4200} \right) \right\} = 16.02 \text{ cm.}$$

$$\begin{aligned} M_{u_{max}} &= 0.90 \left\{ 0.0106 \times b \times d \times 4200 \times \left(d - \frac{0.25d}{2} \right) \right\} \\ &= 0.351bd^2 \end{aligned}$$

Para la viga en estudio:

Considerando refuerzo en una sola capa:

$d = 64.10 \text{ cm.}$

Mumax= 50.47 tn.m

Considerando refuerzo en dos capas:

d = 61.87cm.

Mumax= 47.03 tn.m

Comparando la envolvente de momentos, ver fig.3.16 y 3.17 con los resultados obtenidos concluimos que para poder desarrollar las resistencias requeridas solo es necesario usar vigas simplemente reforzadas (refuerzo en tensión).

En lo que sigue se calcula los requerimientos de refuerzo de las vigas de los diferentes niveles.

a.) Vigas : Entre nivel +3.15 m y + 10.25 m (V504 – V505)

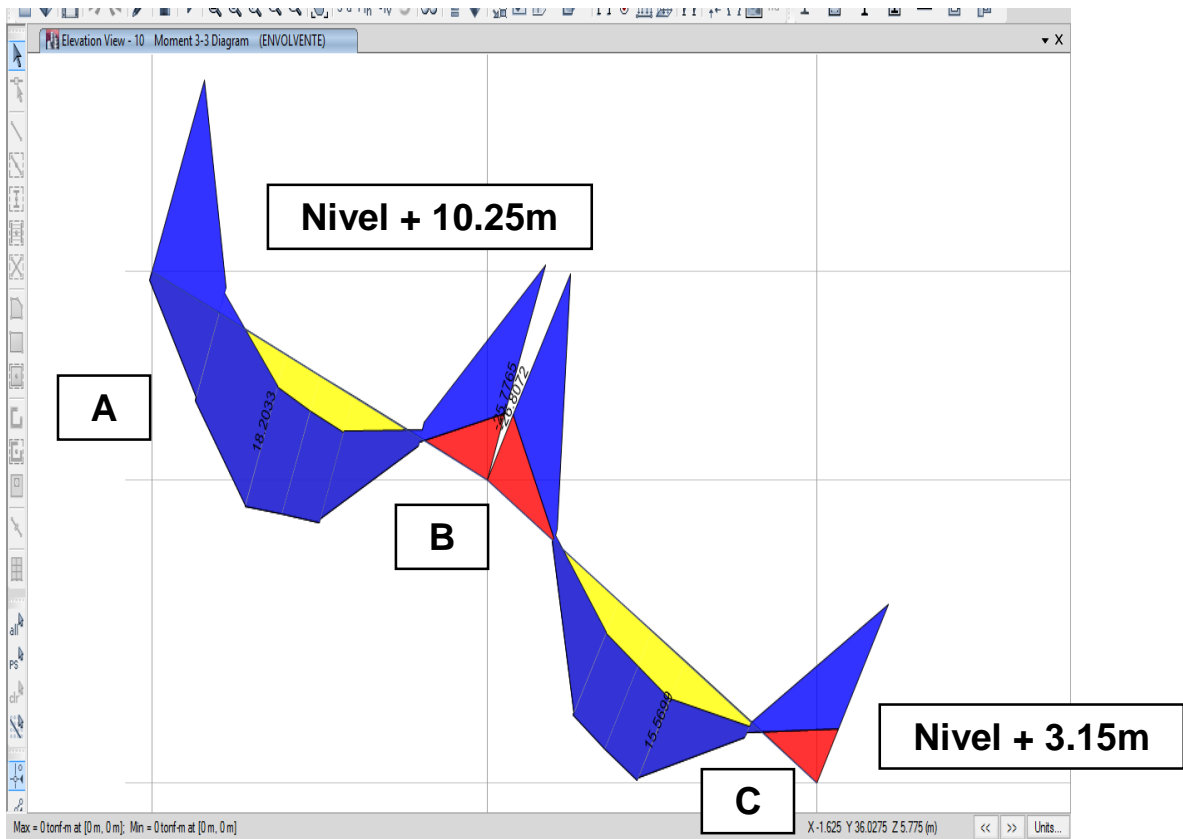


Fig.3.12.Diagrama de envolvente de momentos vigas entre los niveles +3.15 - +10.25

a.1) Secciones críticas de momento negativo.

En las secciones donde se requieren acero adicional al empleado como refuerzo continuo (2 Ø3/4" + 1 Ø5/8", $M_u > \phi M_n$) son en el Apoyo B y C.

Apoyo B.

La resistencia requerida es de $M_u (-) = 25770 \text{ kg-m}$, para un diseño preliminar asumiremos que solo es necesario refuerzo en una sola capa, esto es $d = 64.10 \text{ cm}$. Para el primer tanteo empleamos $a = 7.60 \text{ cm}$, siendo el área de acero requerida de:

$$A_s = \frac{25770 \times 100}{0.90 \times 4200 \times \left(64.10 - \frac{7.60}{2}\right)} = 11.31 \text{ cm}^2.$$

Chequeando el valor asumido:

$$a = \frac{11.31 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 35} = 7.60 \text{ cm}$$

La profundidad del bloque de compresiones asumida coincide con el valor calculado, emplear 4Ø3/4" + 1Ø5/8" ($A_s = 13.38 \text{ cm}^2$). Colocados en dos capas, 4Ø3/4" en la primera y 1Ø5/4" en la segunda. El peralte efectivo tiene que ser recalculado, para ello necesitamos conocer el centroide del refuerzo en tensión (Y), medido desde la cara traccionada, esto es:

$$y = \frac{5.91 \times 11.40 + 9.95 \times 1.98}{11.40 + 1.98} = 6.50 \text{ cm}.$$

$$\text{Peralte Efectivo } d = 70 - 6.50 = 63.50 \text{ cm}$$

Profundidad del bloque de compresiones

$$a = \frac{13.38 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 35} = 8.99 \text{ cm}$$

Resistencia confiable

$$\phi M_n = 0.90 \times \left(\frac{13.38 \times 4200}{100000} \times \left(63.50 - \frac{8.99}{2} \right) \right) = 29.84 \text{ Tn} - \text{m}.$$

Apoyo C.

$$M_u (-) = 23120 \text{ kg-m}.$$

$$d = 64.10 \text{ cm}$$

Primer tanteo asumiendo $a = 6.77 \text{ cm}$.

$$A_s = \frac{23120 \times 100}{0.90 \times 4200 \times \left(64.10 - \frac{6.77}{2} \right)} = 10.07 \text{ cm}^2.$$

Chequeando el valor asumido:

$$a = \frac{10.07 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 35} = 6.77 \text{ cm}$$

El valor asumido es correcto, se usara $3\emptyset 3/4" + 1\emptyset 5/8"$ ($A_s = 10.53 \text{ cm}^2$), colocados en una sola capa. Con lo que el peralte efectivo resulta igual al peralte asumido. El momento resistente negativo es de $\phi M_n = 26.85 \text{ tn-m}$.

a.2) Secciones criticas de momento positivo

Para todos los tramos se usaran $2\emptyset 3/4" + 1\emptyset 5/8"$ corridos a lo largo, puesto que la resistencia requerida M_u , son menores a la resistencia proporcionada por este refuerzo.

a.3) Refuerzo positivo en los apoyos

De acuerdo a la sección 21.3.2.2 del ACI (Ref.3.01) en las caras de los apoyos se debe colocar refuerzo positivo capaz de desarrollar, por lo menos el 50% de la capacidad correspondiente a la sección critica de momento positivo.

En el diagrama de envolvente de momentos, se aprecia que este requerimiento es satisfactorio para todos los apoyos colocando refuerzo continuo, el que tiene una resistencia a momento positivo mayor del 50% de la capacidad proporcionada por el refuerzo negativo.

b.) Vigas del Nivel +3.15 m.

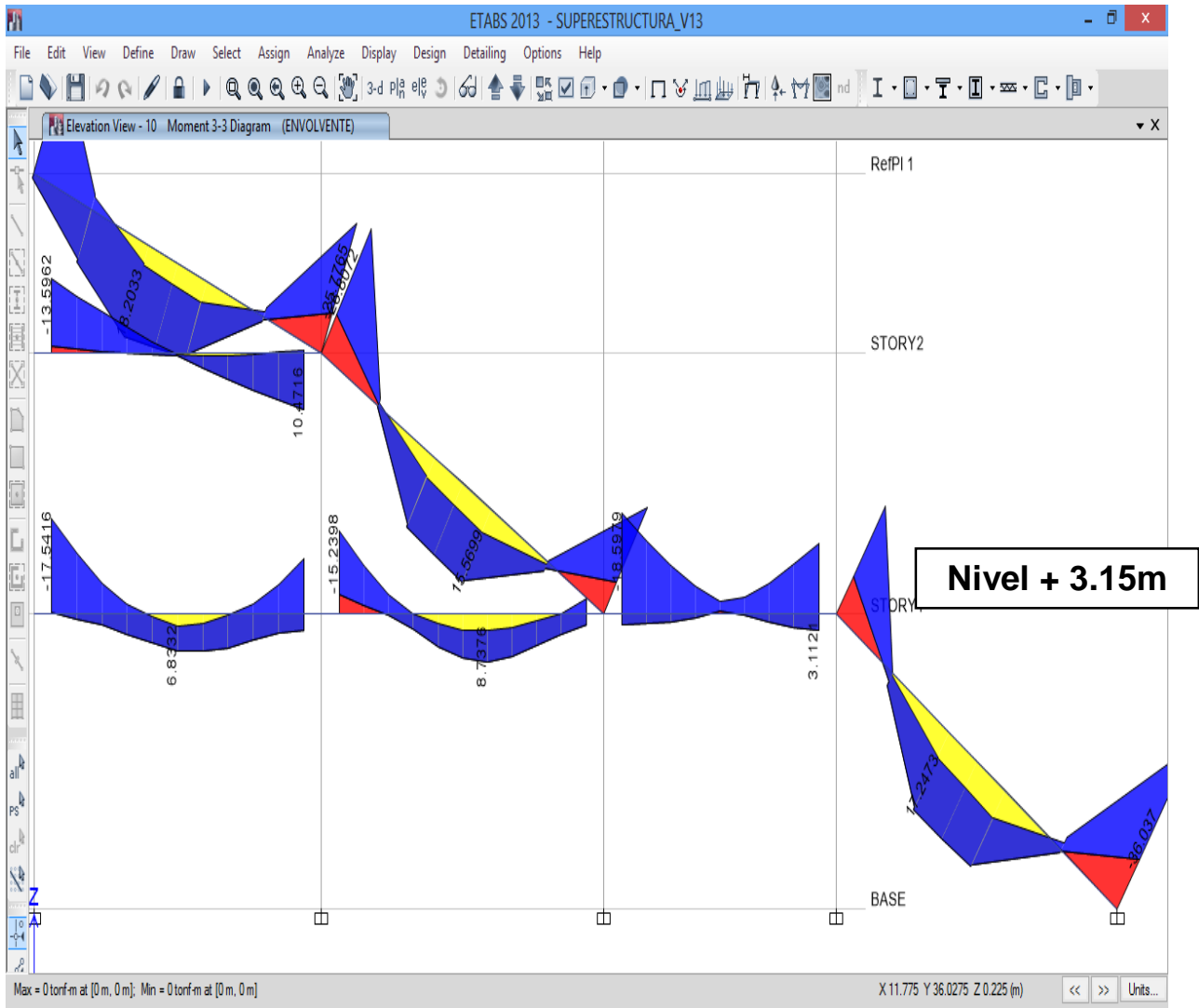


Fig.3.13. Diagrama de envolvente de momentos vigas del nivel +3.15

b.1) Secciones críticas de momento negativo.

En las secciones donde se requieren acero adicional al empleado como refuerzo continuo ($2 \text{ } \varnothing 3/4'' + 1 \text{ } \varnothing 5/8''$, $M_u > \varnothing M_n$) son en el Apoyo C (cara derecha) y E.

Apoyo C.

Cara derecha

$M_u (-) = 18600 \text{ kg-m.}$

$$d = 64.10 \text{ cm}$$

Primer tanteo asumiendo $a = 5.40 \text{ cm}$.

$$A_s = \frac{18600 \times 100}{0.90 \times 4200 \times \left(64.10 - \frac{5.40}{2}\right)} = 8.02 \text{ cm}^2.$$

Chequeando el valor asumido:

$$a = \frac{8.02 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 35} = 5.39 \text{ cm}$$

El valor asumido es correcto, se usara $2\text{Ø}3/4'' + 2\text{Ø}5/8''$ ($A_s = 9.66 \text{ cm}^2$), colocados en una sola capa. Con lo que el peralte efectivo resulta igual al peralte asumido. El momento resistente negativo es de $\text{ØMn} = 22.42 \text{ tn-m}$.

Empleando el procedimiento anterior se procede a calcular las áreas de acero requeridas en la demás secciones críticas, para cada una de ellas se indican la resistencia requerida, peralte efectivo, profundidad del bloque de compresiones, la cantidad y diámetro del refuerzo a emplear, la resistencia de la sección. En algunas secciones se realizará un análisis más detallado.

Apoyo E.

La resistencia requerida es de $\text{Mu} (-) = 35850 \text{ kg-m}$, para un diseño preliminar asumiremos que solo es necesario refuerzo en una sola capa, esto es $d = 64.10 \text{ cm}$. Para el primer tanteo empleamos $a = 10.87 \text{ cm}$, siendo el área de acero requerida de:

$$A_s = \frac{35850 \times 100}{0.90 \times 4200 \times \left(64.10 - \frac{10.87}{2}\right)} = 16.17 \text{ cm}^2.$$

Chequeando el valor asumido:

$$a = \frac{16.17 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 35} = 10.87 \text{ cm}$$

La profundidad del bloque de compresiones asumida coincide con el valor calculado, emplear $5\text{Ø}3/4'' + 1\text{Ø}5/8''$ $A_s = 16.23 \text{ cm}^2$. Colocados en

dos capas, 3Ø3/4”+1Ø5/8” en la primera y 2Ø3/4” en la segunda. El peralte efectivo tiene que ser recalculado, para ello necesitamos conocer el centroide del refuerzo en tensión (Y), medido desde la cara traccionada, esto es:

$$y = \frac{5.91 \times 10.53 + 9.95 \times 5.70}{10.53 + 5.70} = 7.12 \text{ cm.}$$

$$\text{Peralte Efectivo } d = 70 - 7.12 = 62.59 \text{ cm}$$

Profundidad del bloque de compresiones

$$a = \frac{16.23 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 35} = 10.91 \text{ cm}$$

Resistencia confiable

$$\begin{aligned} \phi Mn &= 0.90 \times \left(\frac{16.23 \times 4200}{100000} \times \left(62.59 - \frac{10.91}{2} \right) \right) \\ &= 36.01 \text{ Tn} - m. \end{aligned}$$

b.2) Secciones criticas de momento positivo

Para todos los tramos se usaran 2Ø3/4”+1Ø5/8” corridos a lo largo, puesto que la resistencia requerida Mu, son menores a la resistencia proporcionada por este refuerzo.

b.3) Refuerzo positivo en los apoyos

De acuerdo a la sección 21.3.2.2 del ACI (Ref3.01) en las caras de los apoyos se debe colocar refuerzo positivo capaz de desarrollar, por lo menos el 50% de la capacidad correspondiente a la sección critica de momento positivo.

En el diagrama de envolvente de momentos, se aprecia que este requerimiento es satisfactorio para todos los apoyos.

2. Control de las deflexiones

En el dimensionamiento preliminar de las vigas se han considerado las relaciones peralte claro mínimo (h/l) que se estipulan en la tabla 9.5 de

las especificaciones de diseño, de tal manera que de forma indirecta se está realizando el control de las deflexiones.

Usando la metodología establecida por las especificaciones, se “estiman” de manera gruesa las deflexiones de $\pm 20\%$ (asi lo sugieren varios autores).Esto debido a las incertidumbres en cuanto las propiedades de los materiales, los efectos de agrietamiento y secuencia de aplicación de la carga. La metodología consiste en calcular las deflexiones instantáneas producidas por la carga total de servicio para luego calcular las deflexiones a largo plazo, las cuales dependen de las cargas sostenidas durante un periodo bastante amplio causados por el flujo plástico y la retracción de fraguado sección 9.5.ACI318-99 (Ref.3.01).

3. Cortado del refuerzo

Sobre el diagrama de envolvente de momentos se sobrepone las resistencias ultimas a la flexión del refuerzo que se prolonga hacia los apoyos (positivo, negativo), tal como se muestra en la figura 3.18, 3.19 sobre este diagrama se ubican los puntos teóricos de corte y puntos de inflexión, a partir de estos puntos el refuerzo debe prolongarse cierta longitud (anclaje) para poder desarrollar su resistencia a la flexión, la longitud de los bastones, medidas de las zonas de máximo esfuerzo, deben ser mayor de la longitud de desarrollo l_d .

El detallado del refuerzo se puede apreciar con mayor claridad en los planos estructurales correspondientes a las vigas.

a. Vigas de las tribunas del portico 2 entre el nivel +3.15 y nivel +10.25

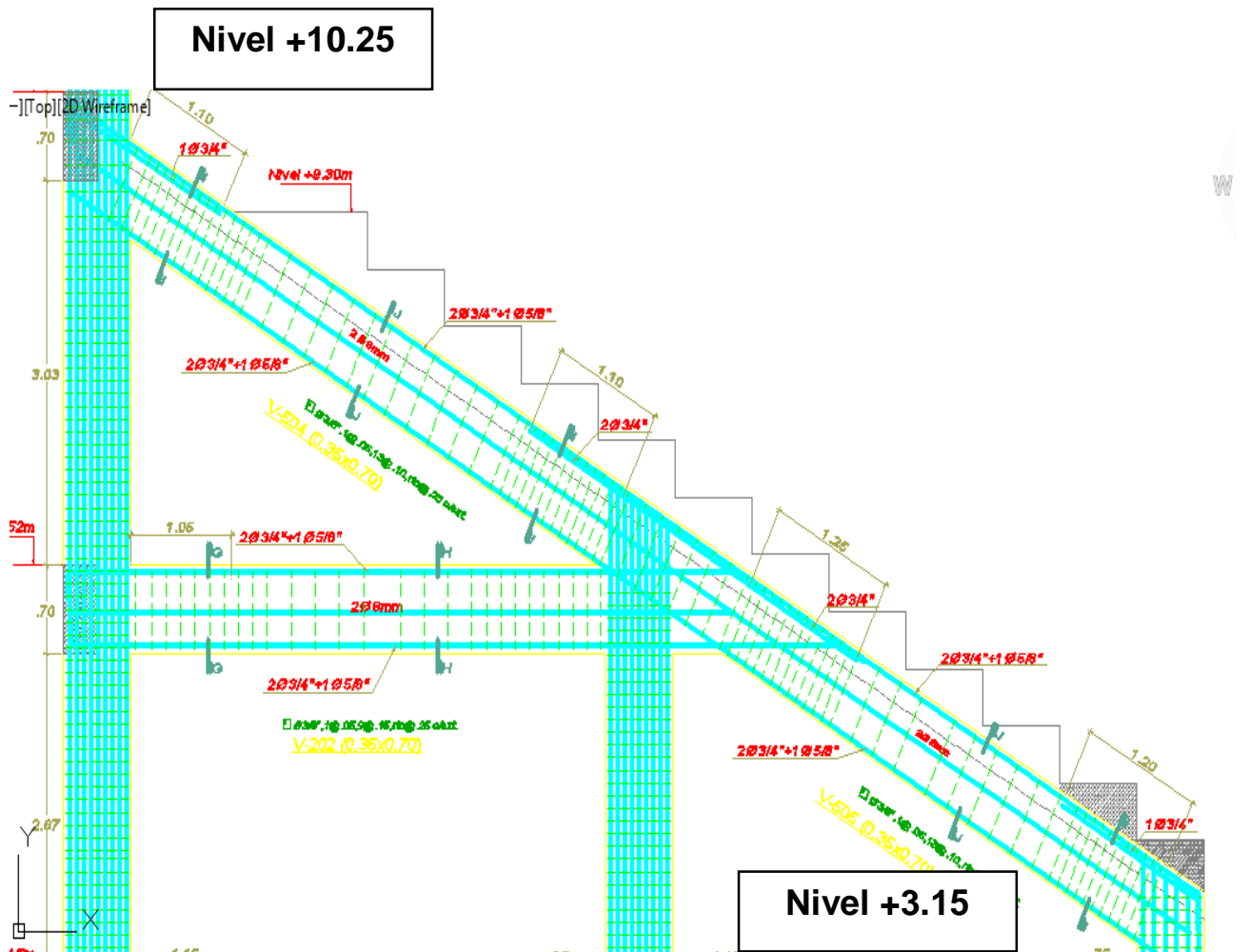


Fig.3.14. Cortado del refuerzo en vigas del eje 2

b. Vigas de las tribunas del portico 2 del nivel +3.15

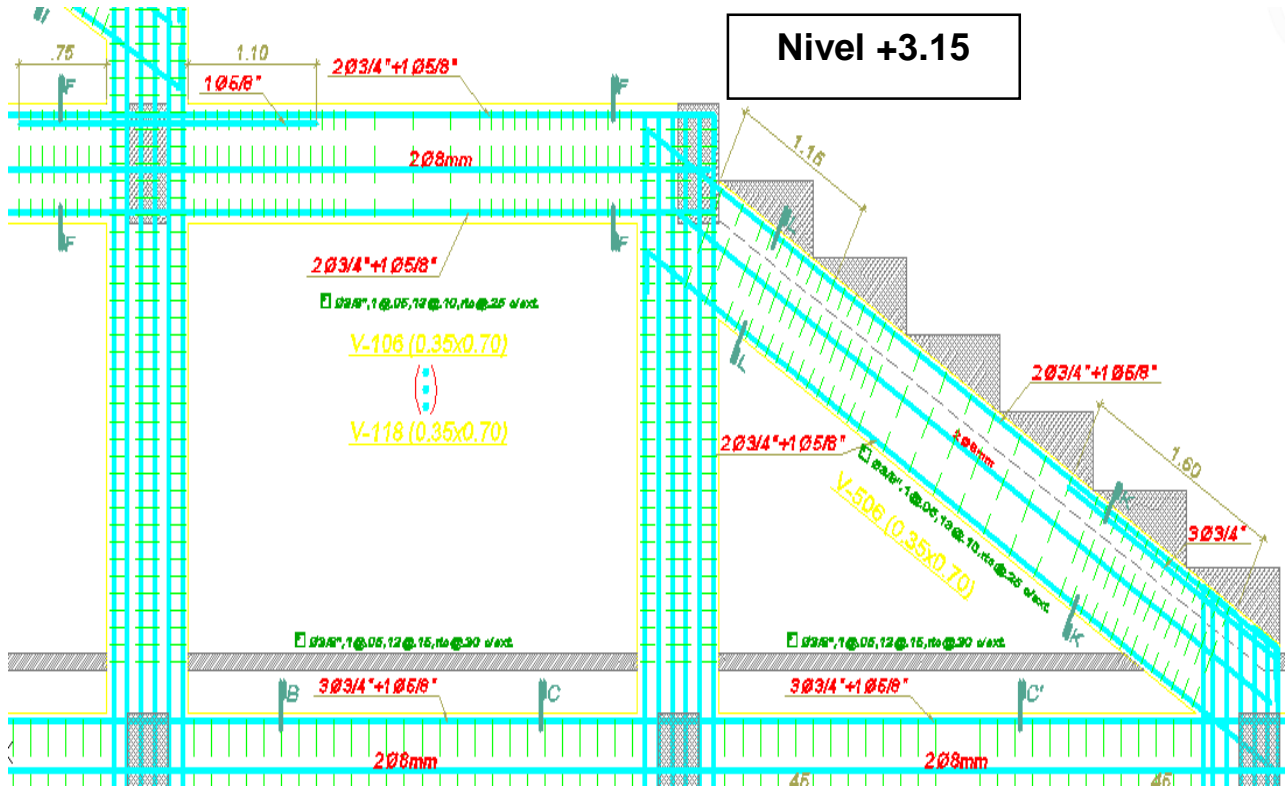


Fig.3.15. Cortado del refuerzo en vigas del eje 2 (Nivel +3.15m)

El cálculo de la longitud de desarrollo de las barras en tensión se han tabulado, ver tablas (longitud de desarrollo para barras rectas, barras rectas más gancho estándar, respectivamente) del reglamento peruano (Ref.3.07).

4. Diseño por cortante

El diseño por cortante se realizara según las “disposiciones especiales para refuerzo transversal en elementos que resistan fuerzas de sismo” Sección 21.3.4 del ACI (Ref.3.01).

a.) Calculo de los cortantes de diseño

Los cortantes de diseño se calcularan para la condición en que las articulaciones plásticas se desarrollan en los extremos de las vigas,

debida a los efectos combinados de los desplazamientos laterales y las cargas gravitacionales factoradas. La resistencia a la flexión probable (M_{pr}) asociada con la formación de articulaciones plásticas se calculara usando un factor de reducción de resistencia=1.0, y suponiendo un esfuerzo en el refuerzo a tensión de $f_s=1.25y$.

Vigas del Nivel +3.15 (V104)

Tramo A-B

-Sismo actuando de izquierda a derecha (Momentos Horarios)

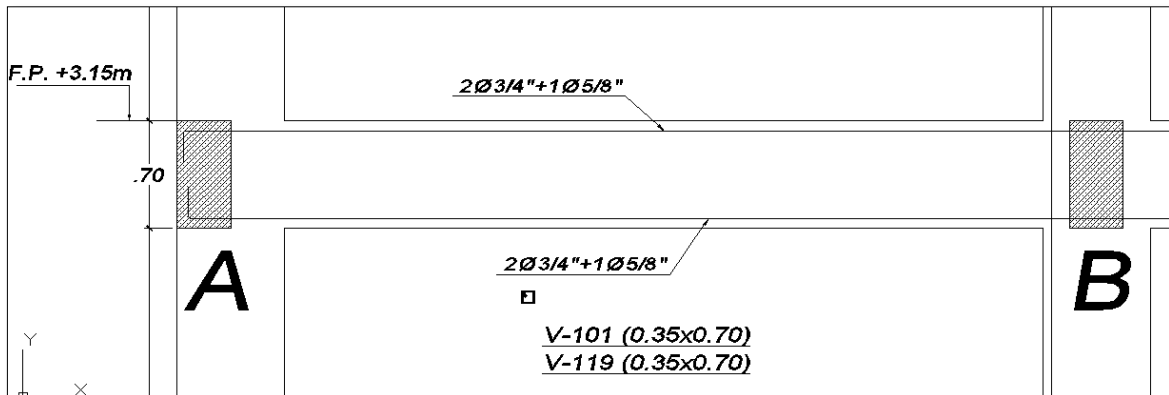


Fig.3.16. Detalle de Acero longitudinal en el tramo de viga A-B del nivel +3.15

Apoyo A

$$A_{sinf} = 5.94 \text{ cm}^2 (2 \text{ } \varnothing 3/4 \text{ " + } 1 \text{ } \varnothing 5/8 \text{ "})$$

$$a = \frac{\alpha A_s f_y}{0.85 x f' c b} = \frac{1.25 x 5.94 x 4.2}{0.85 x 0.21 x 35} = 4.99 \text{ cm}$$

$$M_{pr} = \alpha A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1.25 x 5.94 x 4.2 x \left(64.10 - \frac{4.99}{2} \right) = 19.21 \text{ ton} - m$$

$$W_{u1} = 2.20 \text{ tn-m}$$

Apoyo B

$$A_{sinf} = 5.94 \text{ cm}^2 (2 \text{ } \varnothing 3/4 \text{ " + } 1 \text{ } \varnothing 5/8 \text{ "})$$

$$a = \frac{\alpha A_s f_y}{0.85 x f' c b} = \frac{1.25 x 5.94 x 4.2}{0.85 x 0.21 x 35} = 4.99 \text{ cm}$$

$$M_{pr} = \alpha A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1.25 \times 5.94 \times 4.2 \times \left(64.10 - \frac{4.99}{2} \right) = 19.21 \text{ ton} - m$$

$$W_{u1} = 2.20 \text{ tn-m}$$

$$V_{uA} = 2.20 \times \frac{4.93}{2} + \frac{19.21 + 19.21}{4.93} = 12.46 \text{ t.}$$

b. Cortantes de Diseño

El refuerzo transversal debe cumplir con dos funciones, confinamiento y de refuerzo para tomar cortante.

TRAMO A-B

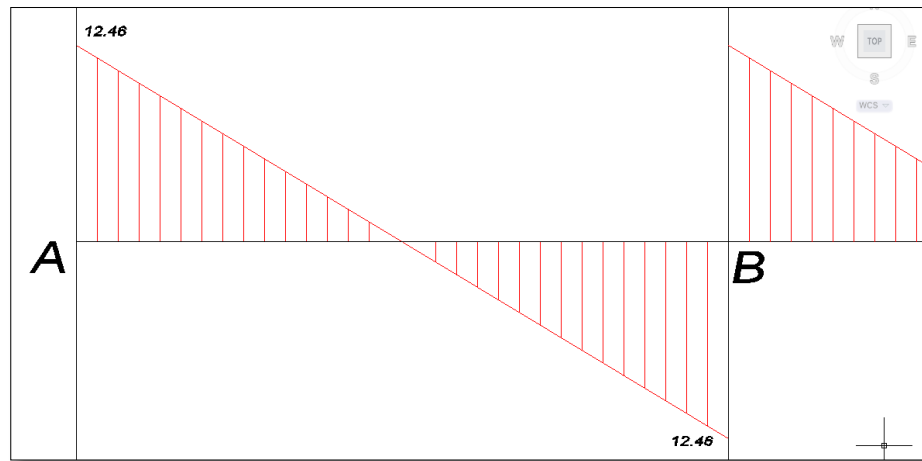


Fig.3.17. Envolturas de cortantes tramo A-B de vigas del nivel +3.15.

Extremo A

Dentro de la zona de confinamiento ($l_0 = 2d = 128.20 \text{ cm}$)

$$V_{uA} = 12.46 \text{ tn}$$

$$s = \frac{0.85 \times 2 \times 0.71 \times 4.2 \times 64.10}{12.46} = 26.08 \text{ cm}$$

El espaciamiento máximo permitido de los estribos (ACI, sección 21.3.3.2 Ref.3.01) dentro de la zona de confinamiento ($2h = 2 \times 70 = 140 \text{ cm}$) es:

$$S_{max} \begin{cases} \frac{d}{4} = \frac{64.10}{4} = 16.03 \text{ cm} \\ 8db = 8(1.27) = 10.16 \text{ cm (controla)} \\ 24dh = \frac{24(0.95)}{30} = 22.82 \text{ cm} \end{cases}$$

Fuera de la zona de confinamiento

La separación máxima es:

$S_{max} = d/2 = 64.10/2 = 32.05 \text{ cm}$. (Asumimos 25 cm como máximo)

Usar 1 @ 0.05, 14 @ 0.10, R @ 0.25

Para los tramos siguientes también se usaran estribos de 3/8" con la distribución de **1 @ 0.05, 14 @ 0.10, R @ 0.25** para más detalles ver planos.

3.05.04. Diseño de Columnas

3.05.04.01. Verificando si la estructura se puede considerar como arriostrada en ambas direcciones

Las especificaciones diferencia, para fines de diseño, dos tipos de columnas, las que son parte de un pórtico sin desplazamiento horizontal y las que se encuentran en un pórtico con desplazamiento lateral, secciones 10.12 y 10.21.3 del ACI (Ref.3.01) respectivamente, siendo necesario, por lo tanto, establecer a cuál de los dos se pertenece la columna que se va a diseñar. En los comentarios de las especificaciones ACI indica que se puede establecer por simple inspección si la columna, en un piso, esta arriostrada cuando existen elementos de arriostre (muros por ejemplo) que garanticen que las deformaciones laterales no sean grandes como para afectar significativamente la resistencia de la columna, si no es evidente por inspección, las especificaciones proporcionan dos caminos, el primero consiste en calcular los momentos de segundo orden y si estos no son mayores en 5% de los momentos extremos de primer orden se puede suponer el pórtico sin

desplazamiento sección 11.4 del ACI (Ref.3.01), el segundo procedimiento más comúnmente empleado consiste en calcular el índice de estabilidad Q.

Los cálculos necesarios para determinar el índice de estabilidad están basados en los datos de la tabla 3.12 y en los desplazamientos laterales calculados en el análisis sísmico, se analiza la estructura en su totalidad, los resultados nos confirman, lo que por inspección intuíamos, la columna forma parte de una estructura arriostrada, el efecto se diseñara según la sección 10.10 del ACI (Ref.3.01).

$$\Sigma P_u = 1980 \text{ tn.}$$

$$\Sigma V_{ux} = 786 \text{ tn.}$$

$$\Sigma V_{uy} = 815 \text{ tn.}$$

$$\Delta Q_x = 5.12 \text{ cm}$$

$$\Delta Q_y = 5.31 \text{ cm.}$$

$$l_c = 290 \text{ cm}$$

$$Q_x = 0.041 < 0.05 \text{ Estructura arriostrada}$$

$$Q_y = 0.044 < 0.05 \text{ Estructura arriostrada}$$

Eje	Nudo	D P	L P	SISMO X			SISMO Y		
				P	Vx	Vy	P	Vx	Vy
1	1	35.49	8.41	3.71	2.28	0.100	2.41	0.840	2.41
	2	50.94	18.18	9.62	2.86	0.290	5.94	0.830	2.95
	3	33.69	13.90	12.76	3.34	0.390	15.26	0.890	3.18
	4	25.95	9.40	27.83	3.44	0.570	24.51	0.320	3.33
2	5	63.53	18.67	6.42	2.07	0.180	3.93	1.080	1.63
	6	99.07	40.27	16.93	2.56	0.160	10.10	0.870	1.98
	7	57.47	25.99	17.43	2.86	0.160	11.21	0.680	2.35
	8	40.79	16.00	40.24	3.94	0.130	28.80	0.590	2.62
3	9	62.12	18.15	6.31	1.94	0.170	2.66	0.84	1.050
	10	96.83	39.35	15.79	2.41	0.180	6.39	1.02	0.860
	11	58.49	26.73	15.58	2.71	0.160	6.72	1.14	0.710
	12	41.63	16.39	38.13	3.73	0.130	14.99	1.37	0.610
4	13	62.13	18.15	6.19	1.81	0.030	1.37	0.200	1.05
	14	96.61	39.35	15.33	2.95	0.020	3.46	0.250	0.89
	15	59.06	26.73	17.51	2.53	0.005	3.28	0.270	0.72
	16	42.12	16.39	35.95	3.55	0.002	4.27	0.480	0.61
5	17	61.84	18.05	6.19	1.83	0.018	2.03	0.018	0.89
	18	96.73	39.29	15.01	2.27	0.011	3.70	0.001	1.08
	19	58.57	26.98	18.20	2.54	0.001	5.06	0.001	1.28
	20	42.77	16.94	36.31	3.57	0.005	15.63	0.005	1.34
6	21	69.24	20.83	7.40	1.86	0.160	4.10	1.050	1.69
	22	108.46	44.76	18.31	2.25	0.250	12.13	0.860	2.06
	23	62.69	28.71	18.07	2.48	0.130	11.69	0.690	2.43
	24	44.33	17.65	36.74	3.74	0.140	29.47	0.580	2.68
7	25	40.40	10.25	4.46	1.91	1.790	4.67	0.800	2.8
	26	58.51	21.87	10.93	2.42	1.960	9.37	0.870	3.18
	27	38.61	16.39	12.01	2.84	1.110	17.12	0.890	3.86
	28	29.46	11.03	26.11	3.16	0.730	26.51	0.280	3.64
Σ		1637.53	624.81	495.47	75.85		286.78		53.88

Tabla.3.12.Cargas Axiales y cortantes en el primer piso.

3.05.04.02. Chequeando si se pueden ignorar los efectos de esbeltez

En estructuras restringidas al desplazamiento horizontal se pueden ignorar los efectos de esbeltez siempre y cuando se cumpla que:

$$\frac{Klu}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right)$$

En donde:

K: factor de longitud efectiva, en pórticos arriostrados es menor o igual a 1, el cálculo de k se realizara más adelante.

r: radio de giro, $r=0.30h=0.30 \times 0.70=0.21\text{m}$.

lu: longitud no soportada, $lu=3.54\text{m}$.

M1: el menor de los momentos factorizado de uno de los extremos de un elemento en compresión.

M2: el mayor de los momentos factorizado de uno de los extremos de un elemento en compresión.

a.) Calculo del factor de longitud efectiva

El factor de longitud efectiva se puede estimar empleando la carta de alineación fig.R10.12 o la ecuación R10.12A de las especificaciones ACI (Ref.3.01), válida para pórticos arriostrados, los cálculos se efectuaran teniendo en cuenta los dos posibles ejes de pandeo de la columna, ejes x e y respectivamente.

Factor de longitud efectiva para pandeo alrededor del eje y (Ky)

El factor de longitud efectiva de la columna depende del grado de restricción al giro que le proporcionen los elementos que se conectan a sus extremos (Ψ_A, Ψ_B). Para el pandeo flexionante alrededor del eje y en el extremo inferior (A). Se conecta una sola viga de cimentación (EJE 5), el módulo de elasticidad, inercia y longitud de la viga de cimentación son respectivamente.

$$E_{bc} = 15000\sqrt{210} = 217370 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_{bc} = 0.35 \times \frac{35 \times 90^3}{12} = 744187.5 \text{ cm}^3$$

$$L_{bc} = 695 \text{ cm}$$

En su extremo superior se conecta dos vigas (v129,v130),
cuya inercia y longitud, es

$$I_{bc} = 0.35x \frac{30x70^3}{12} = 300125cm^3$$

$$L_{bc} = 695 \text{ cm}$$

El módulo de elasticidad e inercia de la columna son respectivamente

$$E_c = 15000\sqrt{210} = 217370 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_c = 0.70x \frac{35x70^3}{12} = 700291cm^3$$

Con los valores estimados anteriormente calculamos (Ψ_A , Ψ_B):

$$\Psi_A = \frac{217370 \left(\frac{700291}{354} \right)}{217370 \left(\frac{2x744187.5}{695} \right)} = 0.092$$

$$\Psi_b = \frac{217370 \left(\frac{700291}{354} \right)}{217370 \left(\frac{2x300125}{695} \right)} = 2.29$$

Y empleando la ecuación R10.12 A, tenemos:

$$k_y \begin{cases} k = 0.70 + 0.05(0.92 + 2.29) = 0.86 \\ k = 0.85 + 0.05(0.092) = 0.85 \end{cases}$$

$$k_y = 0.86$$

$$\left(\frac{Klu}{r} \right) y = 14.50$$

**Factor de longitud efectiva para pandeo alrededor del eje
x (k_x)**

Tanto en el extremo inferior como superior llegan dos vigas, las inercias y módulos de elasticidad ya fueron calculados, las longitudes de los miembros.

$$\Psi_A = 0.092$$

$$\Psi_b = 2.29$$

Y empleando la ecuación R10.12 A, tenemos:

$$\left(\frac{Klu}{r}\right) y = 14.50$$

Tanto k_x como k_y se han podido estimar con buena precisión empleando la tabla del ACI.

En las tablas 3.13 y 3.14 se ha tabulado $34 - 12(M1/M2)$ para el pandeo alrededor del eje x y y respectivamente, los momentos en todas las combinaciones, producen que las columnas se deformen en curvatura doble, siendo por lo tanto la relación $M1/M2$ negativa, también se ha tenido en cuenta que $34 - 12(M1/M2)$, no sea mayor que 40.

COMBINACION	Mby (tn- m)	Mty (tn-m)	M1 y	M2y	M1y/M2y	34 -12(M1/M2)	
1.4D+1.7L	-0.25	0.39	0.25	0.39	0.64	26.31	26.31
1.25D+1.25L+EQX	-0.43	0.51	0.43	0.51	0.84	23.88	23.88
1.25D+1.25L-EQX	-0.33	0.65	0.33	0.65	0.51	27.91	27.91
0.9D+EQX	-1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	22.00	22.00
0.9D-EQX	-0.98	1.22	0.98	1.22	0.80	24.36	24.36
1.25D+1.25L+EQY	-0.33	0.35	0.33	0.35	0.94	22.69	22.69
1.25D+1.25L-EQY	-0.46	0.55	0.46	0.55	0.84	23.96	23.96
0.9D+EQY	-1.24	1.19	1.19	1.24	0.96	22.48	22.48
0.9D-EQY	-1.12	1.09	1.12	1.09	1.03	21.67	21.67

Tabla.3.13. Momentos Flectores, flexión y

COMBINACION	Mbx (tn-m)	Mtx (tn-m)	M1 x	M2x	M1x/M2x	34 -12(M1/M2)	
1.4D+1.7L	6.71	-15.90	6.71	15.90	0.42	28.94	28.94
1.25D+1.25L+EQX	10.14	-16.56	10.14	16.56	0.61	26.65	26.65
1.25D+1.25L-EQX	7.35	-19.45	7.35	19.45	0.38	29.47	29.47
0.9D+EQX	9.76	-16.79	9.76	16.79	0.58	27.02	27.02
0.9D-EQX	8.33	-19.20	8.33	19.2	0.43	28.79	28.79
1.25D+1.25L+EQY	7.38	-10.01	7.38	10.01	0.74	25.15	25.15
1.25D+1.25L-EQY	6.25	-12.15	6.25	12.15	0.51	27.83	27.83
0.9D+EQY	7.00	-10.25	7.00	10.25	0.68	25.80	25.80
0.9D-EQY	5.55	-8.32	5.55	8.32	0.67	26.00	26.00

Tabla.3.14. Momentos Flectores, flexión x

Comparando la esbeltez del miembro con los valores de la última columna de las tablas 3.13 y 3.14, concluimos que se trata de una columna corta, pues no tiene problema de esbeltez.

3.05.04.03. Calculo del refuerzo principal

Se probara con $14\phi 5/8$ ", $p=0.011$

Se ha dibujado el diagrama de interacción fig.3.08.04 para la combinación 1.25D+1.25L-EQX. Esta curva de interacción combina los ejes de flexión X y Y, la cimentación de la excentricidad se define mediante el ángulo $\lambda = \arctan(M_{uy}/M_{ux}) = 3^\circ$. El ángulo λ define un plano que pasa a través del eje vertical P_n conformando un ángulo λ con el eje M_{nx} . El diagrama de interacción muestra que el refuerzo estimado es suficiente.

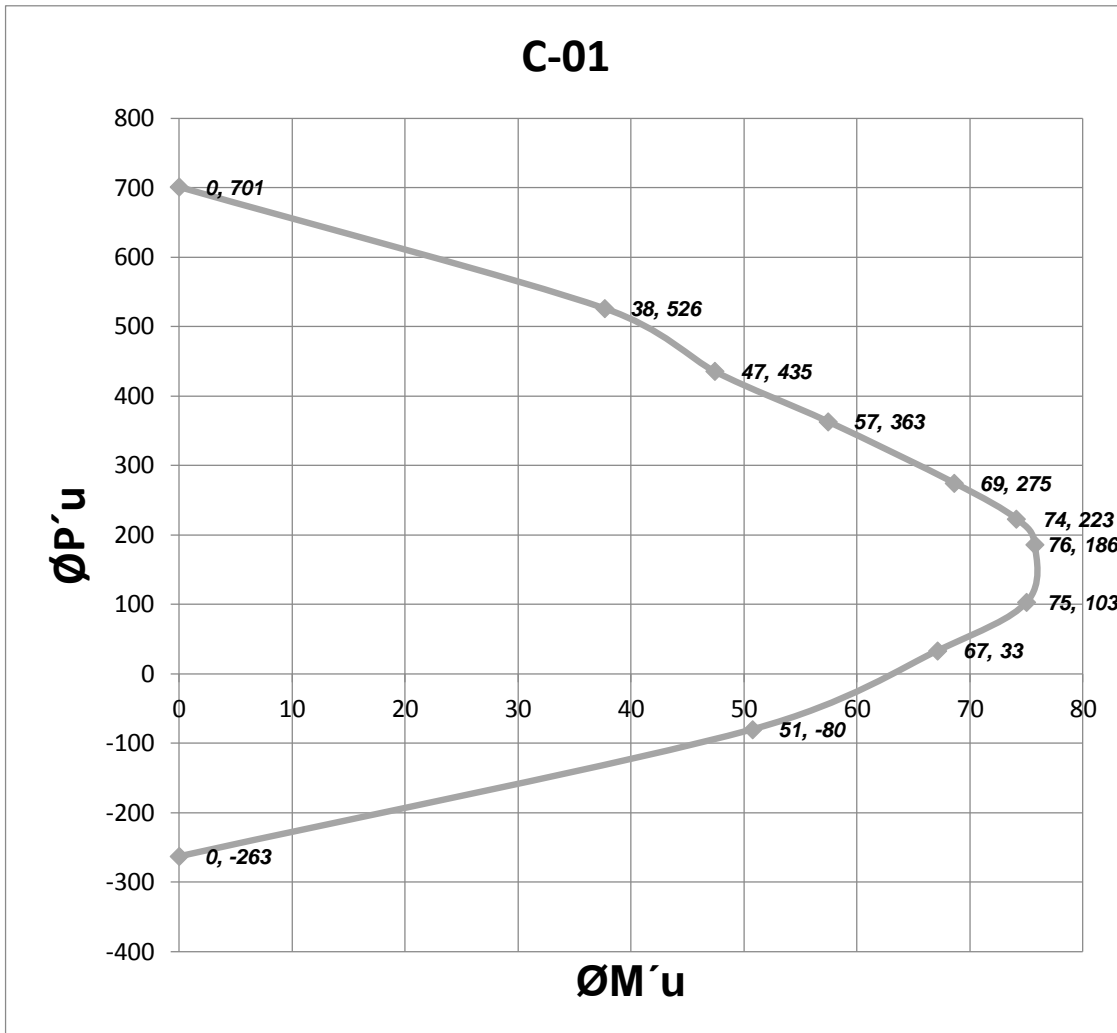


Fig3.18. Diagrama de Interacción, C-02

3.05.04.04. Calculo del refuerzo transversal (estribos)

Para que la columna logre su resistencia es necesario que no falle prematuramente por cortante, es decir, el concreto esté debidamente confinado por estribos cerrados y si fuera necesario se adicionaran grapas.

De acuerdo al ACI 21.4.5. (Ref.3.01) para miembros con cargas axiales mayores de $0.10f'cA_g$ se deben emplear disposiciones similares a las usadas en el cálculo del cortante en vigas, calculando la resistencias máximas probables a la flexión que se pueden desarrollar en los

extremos de la columna para el rango de cargas axiales a la que va a estar sometida.

a.) Diseño por Confinamiento

-Separación Máxima

$$Espaciamiento\ Maximo \left\{ \begin{array}{l} * \frac{1}{4}(70) = 17.50\ cm \\ * 6(1.59) = 10\ cm \\ * 100mm = 10\ cm \end{array} \right.$$

$$S = 10\ cm\ (controla)$$

$$A_g = 2450\ cm^2$$

$$A_{ch} = 1674\ cm^2$$

Área mínima requerida del refuerzo de confinamiento:

$$h_c = 70 - (8 + 0.95) = 61.05$$

Asumiendo se use estribos de ϕ 3/8" espaciados a 10 cm centro a centro resulta:

$$A_{sh1} = 0.12 \times 10 \times 61.05 \times (210/4200) = 3.66\ cm^2.$$

$$A_{sh2} = 0.30 \times 10 \times 61.05 \times (210/4200) \times (2450/1674 - 1) = 4.24\ cm^2$$

(controla)

$$\text{Usar 6 fierros de } 3/8 \text{ " } = 6 \times 0.72 = 4.32\ cm^2 > 4.24\ cm^2$$

- Longitud de Zona de confinamiento (L_o)

L_o = mayor dimensión de la sección transversal del elemento = 70cm

$$L_o = (H_n/6) = 590/6 = 98.33\ cm$$

$$L_o = 50\ mm$$

Escogemos la mayor = 100 cm \approx 98.33 cm

Separación del estribo en la zona central

$$10(db) = 15.8 \text{ cm}$$

$$250 \text{ mm} = 25 \text{ cm}$$

La separación fuera de la zona de confinamiento será de 15.8 cm, pero se ha considerado 15cm. (ok)

Quedando la columna como se muestra en la figura:

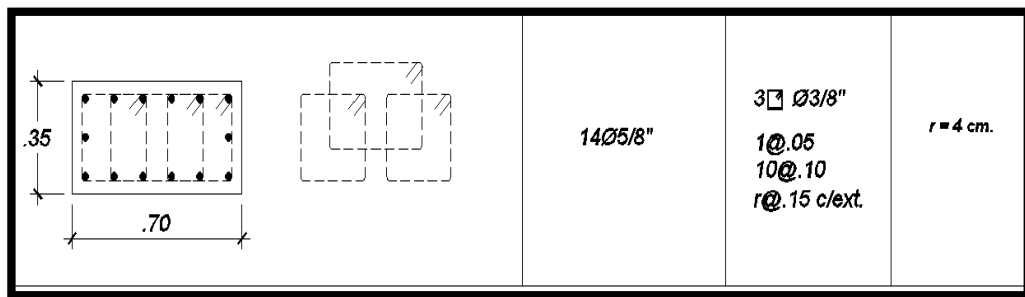


Fig.3.19. Sección Transversal columna C-2

b.) Diseño por Cortante

Calculo de las fuerzas cortantes de diseño

$$M_{pr} = (M_{pr1} + M_{pr2}) \frac{K_c}{K_c + K_{cs}}$$

$$M_{pr} = 38.42 \frac{1}{1 + 2} = 19.21 \text{ tn.}$$

$$V_e = \frac{19.21}{3.80} = 5.06 \text{ t - m}$$

Verificando la resistencia al corte

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d = 0.53 \times 14.5 \times 70 \times 35 = 18.83 \text{ t}$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{12} = \frac{4.24 \times 4.2 \times 35}{12} = 51.94 \text{ t}$$

$$V_s \leq 2.1 \sqrt{f'_c} c x b x d = 2.1 \times 14.5 \times 35 \times 70 = 74.56 \text{ t} \quad \textbf{CONFORME}$$

$$\therefore \phi V_n = 0.75 (18.83 + 51.94) = 53.08$$

$$\therefore \phi V_n > V_e$$

$$53.08 > 5.06$$

C.) Revisión de la condición de: $\sum M_{yc} \geq 1.2 \sum M_{yv}$

Dirección más desfavorable: Dirección X

Nudo Superior

$$\sum M_{yv} = 38.42 \text{ tn.}$$

Calculo de $\sum M_{yc}$

$$M_{yc} \rightarrow 0.4 b D f'c = 0.4 \times 35 \times 70 \times 0.21 = 205.80 \text{ tn.}$$

$$P_u = 69.54 \text{ tn.} \rightarrow P_u < 0.4 b d f'c$$

$$M_{pr} = 0.8 a t f_y D + 0.5 P_u D \left(1 - \frac{P_u}{b d f'c} \right)$$

$$M_{pr} = 0.8 \times 9.24 \times 4.2 \times 0.35 + 0.5 \times 69.54 \times 0.6 \left(1 - \frac{69.54}{35 \times 70 \times 0.21} \right)$$

$$M_{pr} = 30.26 \text{ t.m}$$

$$M_{pr1i} = M_{pr2s} = 30.26 + 30.26 = 60.52 \text{ t.m}$$

$$\sum M_{nc} = 60.52 > 1.2 \sum M_{bc} = 38.42 \text{ t.m} \quad \textbf{CONFORME}$$

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

4.01. Aspectos Generales

La función de toda cimentación es transmitir adecuadamente las cargas provenientes de la superestructura hacia el suelo en que esta se apoya (Ref.4.02).

Los principales problemas que se afrontan en el diseño de la cimentación son:

- a.) Determinar el estrato adecuado para cimentar la estructura, es decir, determinar la profundidad de desplante.
- b.) Elegir el sistema de cimentación que mejor se presta para transmitir las cargas al terreno de fundación.
- c.) Procedimiento constructivo más apropiado (excavación, rellenos, etc.)

En el desarrollo del presente trabajo solo nos abocaremos a elegir la forma de la subestructura, hecho que se mencionó en el proyecto de tesis, al considerar que el terreno de fundación acepte las acciones externas en función de su capacidad de deformación, e incluso no se consideró realizar un estudio de mecánica de suelos (EMS) de la zona donde se realizara la estructura, debido a que nos alejara de los objetivos principales que es análisis y diseño estructural exclusivamente. Esto obviamente no significa, que se adopten parámetros antojadizos, sino reflejar las características usuales en diseño de estructuras dentro de la zona urbana, los principales parámetros son:

$$\gamma = 1.55 \text{ Tn/m}^3$$

Densidad Natural

$$E = 1200 \text{ Tn/m}^2$$

Módulo de Elasticidad

$$S = 1.2$$

Factor Suelo

$T_s = 0.6$ seg.

Periodo predominante del terreno

La profundidad de desplante se ha determinado de acuerdo a lo estipulado en la sección 4.3 de la norma de Suelos y Cimentaciones (Ref.4.01) en nuestro caso está controlada por la profundidad mínima que debe tener la cimentación de la tribuna. Para disminuir la complejidad del problema se cimentara a un mismo nivel toda la estructura.

Los aspectos principales que se tendrán en cuenta para elegir el sistema de cimentación (Ref.4.04):

a. Compatibilizar el modelo estructural con las características propias del suelo de cimentación. El modelo empleado para calcular los esfuerzos en la superestructura, considera que la superestructura es un sistema estructural independiente de su cimentación y del terreno de fundación, asumiendo que las columnas del primer piso están empotradas en su base, para luego las reacciones obtenidas se consideran como acciones sobre el sistema cimentación-suelo. Estrictamente este procedimiento es incorrecto, pues se debería considerar un modelo más completo con el cual se considere la interacción suelo-cimentación-estructura, esto debido a que las deformaciones que se tienen en el suelo y la cimentación van a modificar la distribución de las presiones sobre la cimentación y los esfuerzos internos en la superestructura. Por lo expuesto el modelo estructural empleado es válido cuando no se originan desplazamientos importantes que puedan modificar los esfuerzos internos en la estructura.

b. Lograr una acción de conjunto, limitando los desplazamientos diferenciales horizontales y verticales usando elementos de conexión entre las zapatas, si es que fuera necesario, esto es particularmente importante en suelos blandos. La configuración de asentamientos de la base de una edificación puede considerarse formada por los tres componentes: un asentamiento uniforme, más un giro de cuerpo rígido

que da lugar a una inclinación o desplome del edificio; y el resto del hundimiento lo constituye los asentamientos diferenciales. Desde el punto de vista estructural nos importan aquellos que generan fuerzas internas en la estructura, es decir, los asentamientos de los apoyos, estas solicitaciones se obtienen directamente cuando el análisis se realiza utilizando un modelo global suelo-cimentación-estructura. En la norma de suelos y cimentaciones se especifica que se pueden ignorar en el análisis los hundimientos que no exceden de ciertos límites máximos, correlacionando con la distorsión angular, cuyos efectos se considera puede disipar la estructura a través de deformaciones inelásticas y que, por consiguiente, no es necesario superponer a los efectos de las otras acciones. Los valores admisibles que se presentan en la tabla N°3.2.0 de la norma mencionada, dependen de la habilidad que tienen distintos tipos de estructuras y materiales para disipar las fuerzas internas debidas a las distorsiones, por su flexibilidad y por sus deformaciones diferidas, y corresponden al caso en que los hundimientos ocurren lentamente en el tiempo; para hundimientos que ocurren en forma brusca se producen daños por distorsiones menores que los indicados en dicha tabla.

- a.) Evitar que las presiones excedan la capacidad admisible del suelo.
- b.) La cimentación debe transmitir el cortante basal al terreno por medio de fricción entre el suelo y la base de los elementos que resisten la carga lateral.

4.02. Planteamiento de Alternativas

Discutiremos a continuación los diferentes sistemas de cimentación superficiales factibles de usar dentro de las limitaciones impuestas líneas arriba.

4.02.01. Zapatas aisladas

Generalmente se usan para transmitir cargas axiales y momentos pequeños, puesto que no es un elemento eficiente para transmitir al suelo momentos flexionantes de consideración, como los obtenidos cuando la estructura es sometida al sismo de diseño, y si fuera el caso se necesita incrementar sus dimensiones, lo que las hace antieconómicas. Además, como el suelo de fundación tiene poca rigidez, la distribución excéntrica de presiones ocasiona giros en la zapata que van a originar deformaciones indeseables de la edificación o a condiciones de continuidad diferentes de las supuestas en el análisis (columnas empotradas en la base). Su uso es más recomendable en suelos duros o suelos de baja compresibilidad ($C_c < 0.20$)

4.02.02. Zapatas combinadas y conectadas.

La distribución en planta y orientación de los elementos verticales no permite plantear soluciones de estos tipos.

4.02.03. Zapatas continuas o viga de cimentación

Se entiende por viga de cimentación a aquella sobre la que se apoyan tres o más columnas. Se emplean para cimentar columnas interiores que soportan cargas apreciables y en columnas perimetrales que soportan cargas relativamente livianas de modo que la reacción del suelo no produzca cargas excéntricas, son poco sensibles a defectos locales del suelo de cimentación.

4.02.04. Emparrillado de vigas de cimentación

Se emplean cuando el área de zapatas que serían necesarias para transmitir la carga, está dentro del rango del 50 a 75% del área total a cimentar (Ref.4.02) de modo similar que zapatas continuas su ventaja radica en ser menos sensible que las zapatas aisladas a la existencia de una oquedad o defecto local aislado del terreno.

4.02.05. Platea de cimentación

Esta solución estructural es empleada cuando la superficie de cimentación mediante zapatas aisladas supera el 75% de la planta de la edificación, al respecto existe mucha discrepancia con otros autores que superen se usen este tipo de cimentaciones cuando el área de las zapatas superan el 50% del área de la construcción.

4.02.06. Discusión de las alternativas planteadas

Los principales elementos de juicio para elegir el tipo de cimentación es como se mencionó, el de compatibilizar el modelo estructural con las características propias del suelo de cimentación y evitar asentamientos perjudiciales. Por lo que podemos concluir que el empleo de zapatas aisladas no es conveniente, puesto que los momentos en la base de los soportes generan rotaciones, que no han sido consideradas en el modelo de la superestructura. La presencia de momentos de gran magnitud hace inviable emplear zapatas conectadas, por las grandes dimensiones en planta requeridas.

A nuestro entender la solución más viable sería el emparrillado ya que es más fácil de modelar como estructura tridimensional apoyada sobre una cama de resortes, estos resortes representan la rigidez del suelo, este modelo tiene sus desventajas, las cuales se analizarán más adelante.

4.03. Dimensionamiento preliminar

Para el dimensionamiento preliminar en planta de las vigas de cimentación consideramos el efecto combinado de carga permanente más carga viva despreciando los momentos flectores generados por esta combinación en la base de los soportes.

Al tratarse de una combinación continua el problema adicional al de la distribución de presiones en el suelo, es la repartición de la carga que soporta cada columna a las vigas de cimentación concurrentes a la misma, según

normas se sugiere que la carga de la columna se distribuya por igual a todas las vigas que concurran en ella (columna) y como carga de cada viga se toma como la suma de las dos cargas transmitidas por las columnas que sustenta, este es un método de aproximaciones sucesivas, puesto que el sistema reactivo de abajo hacia arriba (reacciones de la viga) no coinciden con el sistema activo de arriba hacia abajo (cargas de las columnas), equilibrio local, además se debe cumplir que las resultantes de las presiones coincidan con la resultante de las cargas externas, equilibrio global, y como es evidente el suelo y la cimentación deben deformarse igual, compatibilidad de deformaciones. Por lo mencionado se requiere correcciones sucesivas para lograr el equilibrio local y global.

Por tratarse de un dimensionamiento preliminar emplearemos este método sin corrección, más adelante plantearemos un modelo más refinado con dimensiones obtenidas, los cálculos se muestran en las tablas 4.04.1 y 4.04.2.

Una vez que se ha determinado la carga que toma la viga, asumiendo una resistencia neta del terreno calcularemos el área requerida de cimentación que es igual a la carga entre el esfuerzo neto, para luego establecer el ancho necesario que se obtiene dividiendo el área requerida entre la longitud de cada tramo, estos cálculos se muestran en la tabla 4.04.1.

$$\sigma_n = \sigma t - (\gamma_{prom}^{xhf+sc})$$

$$H_f = 1.60 \text{ m}$$

$$d = 1.20 \text{ m (asumido)}$$

$$\gamma_{prom} = 1.89 \text{ Tn/m}^3$$

$$s/c = 0.50 \text{ Tn/m}^3$$

$$\sigma = 8.83 \text{ Tn/m}^2$$

Eje	Tramo	P/Ton	L/m	A/m2	Bo/m	B/m	Seccion
1	A-B	79.73	5.98	9.03	1.51	1.70	L
	B-C	62.50	5.53	7.08	1.28	1.70	L
	C-D	47.59	4.90	5.39	1.10	1.70	L
	D-E	41.11	4.80	4.66	0.97	1.70	L
2	A-B	97.69	5.98	11.06	1.85	2.50	T
	B-C	80.57	5.53	9.12	1.65	2.50	T
	C-D	58.41	4.90	6.62	1.35	2.50	T
	D-E	48.74	4.80	5.52	1.15	2.50	T
3	A-B	92.93	5.98	10.52	1.76	2.50	T
	B-C	74.71	5.53	8.46	1.53	2.50	T
	C-D	54.08	4.90	6.13	1.25	2.50	T
	D-E	33.06	4.80	3.74	0.78	2.50	T
4	A-B	96.63	5.98	10.94	1.83	2.50	T
	B-C	71.78	5.53	8.13	1.47	2.50	T
	C-D	48.46	4.90	5.49	1.12	2.50	T
	D-E	41.11	4.80	4.66	0.97	2.50	T
5	A-B	96.10	5.98	10.88	1.82	2.50	T
	B-C	65.43	5.53	7.41	1.34	2.50	T
	C-D	54.08	4.90	6.13	1.25	2.50	T
	D-E	41.96	4.80	4.75	0.99	2.50	T
6	A-B	94.52	5.98	10.70	1.79	2.50	T
	B-C	65.92	5.53	7.47	1.35	2.50	T
	C-D	47.16	4.90	5.34	1.09	2.50	T
	D-E	44.50	4.80	5.04	1.05	2.50	T
7	A-B	79.73	5.98	9.03	1.51	1.70	L
	B-C	64.94	5.53	7.35	1.33	1.70	L
	C-D	48.89	4.90	5.54	1.13	1.70	L
	D-E	28.40	4.80	3.22	0.67	1.70	L
A	1 -- 2	111.51	7.30	12.63	1.73	2.10	L
	2 -- 3	108.29	7.30	12.26	1.68	2.10	L
	3 -- 4	85.83	7.20	9.72	1.35	2.10	L
	4 -- 5	79.47	7.20	9.00	1.25	2.10	L
	5 -- 6	77.35	7.30	8.76	1.20	2.10	L
	6 -- 7	230.46	8.70	26.10	3.00	3.50	L
B	1 -- 2	6.45	7.30	0.73	0.10	0.35	□
	2 -- 3	9.67	7.30	1.10	0.15	0.35	□
	3 -- 4	12.08	7.20	1.37	0.19	0.35	□

	4 -- 5	13.99	7.20	1.58	0.22	0.35	□
	5 -- 6	18.05	7.30	2.04	0.28	0.35	□
	6 -- 7	23.05	8.70	2.61	0.30	0.35	□
C	1 -- 2	9.67	7.30	1.10	0.15	0.35	□
	2 -- 3	8.38	7.30	0.95	0.13	0.35	□
	3 -- 4	9.54	7.20	1.08	0.15	0.35	□
	4 -- 5	15.89	7.20	1.80	0.25	0.35	□
	5 -- 6	14.83	7.30	1.68	0.23	0.35	□
	6 -- 7	21.51	8.70	2.44	0.28	0.35	□
D	1 -- 2	6.45	7.30	0.73	0.10	0.35	□
	2 -- 3	7.74	7.30	0.88	0.12	0.35	□
	3 -- 4	9.54	7.20	1.08	0.15	0.35	□
	4 -- 5	11.44	7.20	1.30	0.18	0.35	□
	5 -- 6	18.69	7.30	2.12	0.29	0.35	□
	6 -- 7	24.58	8.70	2.78	0.32	0.35	□

Tabla 4.01: Cálculo preliminar del ancho de las vigas de cimentación

Con los anchos B_o obtenidos, sexta columna de la tabla 4.01, para la condición de la carga permanente más carga viva y a cálculos preliminares, en donde se ha incluido el efecto de sismo de diseño (cuando la estructura es exigida por el sismo de diseño se generan momentos flectores de considerable magnitud que incrementan las presiones en el suelo) se han determinado los anchos B que se muestran en la séptima columna de la tabla antes mencionada.

En las vigas del eje 1 y 7 (VC1 y VC7), donde se generan momentos torsores por la no coincidencia del eje de las vigas con los ejes de los soportes (columnas) que cada una sostiene, se usaran vigas de sección L (caso de un soporte que no actúa en el nudo del emparrillado). En vigas las vigas restantes se usaran vigas T invertidas. Se ha preferido emplear vigas T y L ya que a pesar del incremento del costo en encofrado se obtiene una economía mayor con un menor volumen de concreto.

Estimadas las dimensiones en planta, con el criterio de no generar presiones mayores a las admisibles, el siguiente paso es estimar las alturas de las vigas de cimentación, para ello usaremos el criterio del control de los

asentamientos diferenciales de los soportes, esto se logra usando vigas de cimentación rígidas, es decir, una cimentación con mayor rigidez que la del suelo. Se dice que una viga es rígida cuando las luces de todos los vanos cumple con:

$$L \geq 1.75 \left(\sqrt[4]{\frac{4EI}{k_s b}} \right)$$

Y las longitudes de los voladizos

$$Lv \leq 0.88 \left(\sqrt[4]{\frac{4EI}{k_s b}} \right)$$

Dónde:

E = módulo de elasticidad del concreto de la viga de cimentación.

Ks = coeficiente de balasto corregido para el ancho b

$$Ks = K_0 \left(\frac{b+30}{2b} \right)^2$$

B = ancho de la viga de cimentación

L = distancia entre soportes

Por tratarse de un método aproximado, no se necesita mayor precisión en el cálculo de las variables que intervienen en expresiones anteriores, como referencia el módulo de elasticidad del concreto depende de la duración de la aplicación de la carga, el momento de inercia está en función de la sección agrietada, el módulo de balasto varia con la velocidad de aplicación de la carga, del carácter cíclico y de la precisión del ensayo.

Acomodando las expresiones anteriores en términos de h ($I = bh^3/12$) y considerando las vigas de sección rectangular se tiene:

$$H \geq \sqrt[3]{\frac{3xKs}{E} \left(\frac{L}{1.75} \right)^4} \quad \text{Para tramos interiores}$$

$$H \geq \sqrt[3]{\frac{3xKs}{E} \left(\frac{L}{0.88}\right)^4} \quad \text{Para los voladizos}$$

Con las expresiones anteriores, considerando el módulo de balasto y tomando para cada eje la mayor longitud se obtienen los valores totales de (peralte total).Tabla.4.02.

Ko=5 kg/cm3

Eje	B	Ks	L	Ho	h
1	200	1.65	598	68	90
2	250	1.57	598	67	90
3	250	1.57	598	67	90
4	250	1.57	598	67	90
5	250	1.57	598	67	90
6	250	1.57	598	67	90
7	170	1.73	598	69	90
A	210	1.63	730	88	90
B	210	1.63	730	88	90
C	210	1.63	730	88	90
D	210	1.63	730	88	90

Tabla 4.02.Calculo de altura de vigas de cimentación

Con el ancho y peralte total estimado, quinta columna de la tabla 4.02. Se ha realizado el análisis preliminar que han servido para ir modificando las dimensiones de las vigas de cimentación hasta obtener valores razonables, los que presentamos a continuación:

Descripción	Sección	Dimensiones (cm)			
		b	h	bw	tf
Vigas de los ejes 1 y 7	L	170	90	35	40
Vigas de los ejes 2,3,4,5,6	T	250	90	35	40
Vigas del eje A	L	210	90	25	40

Tabla 4.03.secciones tentativas de vigas de cimentación

4.04. Planteamiento del Modelo estructural

El cálculo de este tipo de cimentación es complicado, debido a que la distribución de presiones es influenciada por los movimientos diferenciales de los soportes, estos movimientos inducen, además, esfuerzos internos dentro de la cimentación que no pueden ignorarse cuando el suelo es de gran compresibilidad (interacción suelo – cimentación – estructura) (Ref.4.02).

Según la Referencia 4.02 en estos casos de cimentaciones continuas la distribución de las presiones en el suelo debe cumplir con:

- a.) Debe haber equilibrio global; las resultantes de las reacciones del suelo deben coincidir con las cargas aplicadas.
- b.) Debe haber equilibrio local entre las reacciones del suelo, las fuerzas internas en la cimentación y las fuerzas y momentos transmitidos a esta por la estructura.
- c.) La configuración de hundimientos producidos en el suelo por la distribución de presiones considerada debe coincidir con la configuración de desplazamientos que sufre la cimentación bajo las mismas cargas.

En la fase del dimensionamiento preliminar se explicó que existe un problema adicional al de la distribución de presiones en el suelo, que tiene que ver con la repartición de la carga que soporta cada columna a las vigas de cimentación, además se explicó un procedimiento sencillo para tratar dicho problema, revisando la bibliografía al respecto se plantea un procedimiento más refinado cuando se trata de una estructura rígida con cimentación rígida, para esta condición, el problema se resuelve considerando que la carga de cada columna. N_i , se distribuye en componentes paralelas a la dirección de cada viga que concurre a la columna es decir en $N_i = N_{ix} + N_{iy}$, por tratarse de una cimentación rígida se debe cumplir que la distribución de presiones en cada viga y todo el conjunto del emparrillado es lineal, lo que nos permite plantear un sistema de ecuaciones adicional, ya que la reacción del suelo en cada columna, en donde concurren dos vigas, ortogonales deben ser iguales, $o_{ix} =$

σ_{iy} , se resuelve el sistema de ecuaciones ($N_i = N_{ix} + N_{iy}$, $\sigma_{ix} = \sigma_{iy}$) para obtener los valores deseados.

Para enfrentar lo indicado anteriormente plantearemos un modelo estructural que nos permita resolver ambos problemas, para tal efecto consideramos que las vigas se apoyan sobre una cama de resortes, cada uno de los cuales actúa independiente de los demás, de acuerdo con esto la presión con que reacciona el suelo ante la carga transmitida por la cimentación es proporcional al hundimiento que esta presenta en el punto en cuestión, es decir:

$$\sigma = Ksy$$

Dónde:

σ = Presión ejercida por la cimentación (Kg/cm²).

K_s = Modulo de balasto (Kg/cm³)

Y = Asentamiento en el punto considerado (cm)

A la constante de proporcionalidad (K_s) se le puede definir como la carga por unidad de área necesaria para producir un asentamiento unitario (y). Como se mencionó para establecer el modelo estructural se considera una serie de resortes colocados a lo largo de cada viga de cimentación, estos resortes representan la rigidez del suelo (K), definida como la carga concentrada que es necesario aplicar en el punto de cuestión para tener en el suelo un asentamiento unitario, es decir:

$$K = A K_s$$

En la expresión anterior, A es el producto del ancho de la cimentación por la separación estimada para los resortes (b_s) y k_s , es el módulo de balasto corregido para el nuevo ancho B .

Es importante resaltar que el suelo es un medio continuo y que una carga aplicada en un punto cualquiera bajo la estructura produce asentamientos en los demás puntos de la cimentación y hay, por lo tanto, interacción entre las cargas y los asentamientos en los diferentes puntos en que estas se aplican. Por esta razón resulta poco preciso modelar el suelo con resortes

independientes bajo los puntos de carga. Este modelo completo de la estructura resulta valido, de acuerdo a lo anterior, cuando se supone el cimiento rígido y por tanto indeformable de manera que bajo la acción de las cargas desciende sin flexionarse y se asume que el terreno adyacente no sufre deformaciones.

Con las secciones transversales obtenidas se plantea el modelo estructural, para lo cual se ha dividido cada tramo de las vigas de los diferentes ejes, en un determinado número de segmentos, los cuales tienen aproximadamente la misma longitud s , esto nos permitirá establecer las constantes de los resortes K_v , en función de su área tributaria ($K_s \times s \times b$), tal como se indica en la siguiente tabla:

EJE	Nudo	B	S	K_s	K_v
Ejes 1 - 7	1	170	149.5	1.73	43.97
	2	170	138.25	1.73	40.66
	3	170	122.5	1.73	36.03
	4	170	149.5	1.73	43.97
	5	170	138.25	1.73	40.66
	6	170	122.5	1.73	36.03
	7	170	149.5	1.73	43.97
	8	170	138.25	1.73	40.66
	9	170	122.5	1.73	36.03
	10	170	149.5	1.73	43.97
	11	170	138.25	1.73	40.66
	12	170	122.5	1.73	36.03
	13	170	149.5	1.73	43.97
	14	170	138.25	1.73	40.66
	15	170	122.5	1.73	36.03
	16	170	149.5	1.73	43.97
	17	170	138.25	1.73	40.66
	18	170	122.5	1.73	36.03
	19	170	149.5	1.73	43.97
	20	170	138.25	1.73	40.66
	21	170	122.5	1.73	36.03
	22	170	149.5	1.73	43.97
	23	170	138.25	1.73	40.66
	24	170	122.5	1.73	36.03
	25	170	149.5	1.73	43.97
	26	170	138.25	1.73	40.66
	27	170	122.5	1.73	36.03
	28	170	112.5	1.73	33.09

Tabla.4.04.Rigidez del Suelo para vigas entre los ejes 1 y 7.

EJE	Nudo	B	S	Ks	Kv
Eje A	1	250	121.67	1.57	47.76
	6	250	121.67	1.57	47.76
	11	250	120	1.57	47.10
	16	250	120	1.57	47.10
	21	250	121.67	1.57	47.76
	26	250	145	1.57	56.91

Tabla.4.05.Rigidez del Suelo para vigas del A.

EJE	Nudo	B	S	Ks	Kv
Eje B-D	1	35	121.67	4.31	18.35
	6	35	121.67	4.31	18.35
	11	35	120	4.31	18.10
	16	35	120	4.31	18.10
	21	35	121.67	4.31	18.35
	26	35	145	4.31	21.87

Tabla.4.06.Rigidez del Suelo para vigas entre los ejes B y D.

4.05. Cargas de Diseño

Líneas arriba se comentó que la superestructura se ha modelado como un sistema independiente del suelo y la cimentación, por lo que las reacciones obtenidas en las bases de las columnas se consideran como acciones en el diseño de la cimentación (Ref.4.02)

4.06. Análisis estructural

Planteado el modelo estructural, el análisis se realizara empleando el programa SAFE.

4.07. Verificando capacidad de carga del suelo

Producto del análisis estructural se han obtenido las siguientes presiones de contacto.

$$\sigma \text{ max} = 1.20 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ min} = 0.94 \text{ kg/cm}^2$$

La propia naturaleza del método hace que este considere la posibilidad de tracciones entre el terreno y el suelo. Se sobreentiende que estas posibles

zonas de tracción son neutralizadas por las compresiones debidas a otras cargas.

La capacidad ultima del suelo, usando la teoría de capacidad de carga de Terzaghi (Ref.4.03), en suelos medianamente compactos que presentan falla local por corte, es:

$$q_u = \frac{2}{3}cN'_c + qN'_q + \frac{1}{2}\gamma BN'_\gamma$$

Y en términos de capacidad neta

$$q_{adm(neta)} = \frac{q_u - q}{FS}$$

Para calcular N_c, N_q y N_γ , debemos conocer el ángulo de fricción interna.

$$\phi = \sqrt{20N_{cor}} + 20$$

$$\phi = 34^\circ$$

Con este valor ingresamos a las tablas en la que se lee:

$$N_c = 23.72$$

$$N_q = 11.67$$

$$N_\gamma = 7.22$$

Estos valores se reemplazan en la ecuación de la capacidad última:

$$q_u = 60.84 \text{ Tn/m}^2$$

$$q_{adm(neta)} = \frac{60.64 - 1.5 \times 3}{3} = 1.87 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo admisible considerando el efecto del sismo es de:

$$\sigma_{adm} = 1.33 \times 1.87 = 2.48 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_{max} = 1.20 \text{ Kg/cm}^2.$$

4.8. Diseño

Se realizara el diseño siguiendo los criterios de la referencia 4.02.

Se revisaran las vigas del eje 2, por tanto la flexión, cortante y torsión, el diagrama de envolvente de momentos flectores se muestra en la figura 4.10.1.

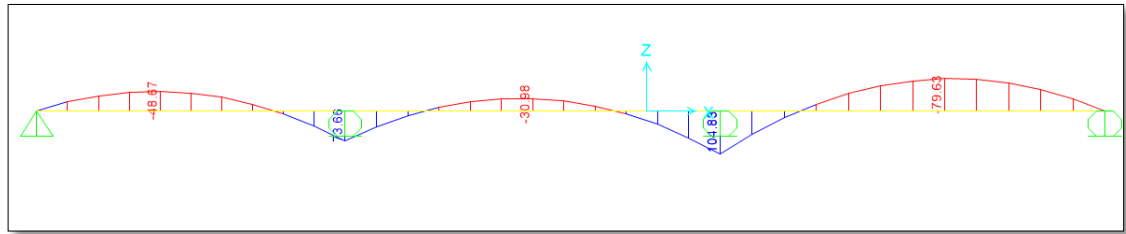


Fig.4.01. Envolvente de momentos viga de cimentación del eje 2.

4.8.01. Diseño por flexión

El peralte (h) de la viga es de 90 cm, asumiendo se use refuerzo longitudinal constituido por barras de $\varnothing 3/4"$, estribos cerrados de $\varnothing 3/8"$ con recubrimiento de 7.5 cm, el peralte efectivo (d) es $d = 90 - (7.5 + 0.95 + 1.91/2) = 80.60 \text{ cm}$. La cantidad mínima de refuerzo en cualquier sección de la viga de cimentación es:

$$A_{smin} > \begin{cases} \frac{0.80 \times 210^2 \times 35 \times 80.60}{4200} = 7.79 \text{ cm}^2 \\ \frac{14 \times 35 \times 80.60}{4200} = 9.40 \text{ cm}^2 \text{ (controla)} \end{cases}$$

Se usara $3 \varnothing 3/4" + 1 \varnothing 5/8"$ ($A_s = 10.53 \text{ cm}^2 > 9.40 \text{ cm}^2$) como refuerzo superior e inferior hecho que se verificara cuando se realice el diseño de las secciones críticas de momento negativo y positivo.

La resistencia confiable que desarrolla este refuerzo es:

$$a = \frac{10.53 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 35} = 7.09 \text{ cm.}$$

$$\phi Mn = 0.90 \left[\frac{10.53 \times 4200}{100000} \left(80.60 - \frac{7.09}{2} \right) \right] = 30.67 \text{ tn. ml.}$$

Comparando la magnitud de los momentos actuantes con el momento resistente que proporciona el refuerzo mínimo concluimos que se necesita colocar refuerzo adicional, al refuerzo, en las secciones críticas de momento

positivo, en los tramos B-C, C-D, y en las secciones criticas de momento negativo cumple el acero minimo.

4.8.01.01. Secciones criticas de momento positivo

a. Apoyo B

$$Mu (+) = 4532493.67 \text{ kg-cm.}$$

$$d = 80.60 \text{ cm}$$

Primer tanteo asumiendo $a = 10.73 \text{ cm}$.

$$As = \frac{4532493.67}{0.90 \times 4200 \times \left(80.60 - \frac{10.73}{2}\right)} = 15.94 \text{ cm}^2.$$

Chequeando el valor asumido:

$$a = \frac{15.94 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 35} = 10.73 \text{ cm}$$

Usar $5\text{Ø}3/4" + 1\text{Ø}5/8"$ ($As=16.23 \text{ cm}^2$)

b. Apoyo C

$$Mu (+) = 4281112.52 \text{ kg-cm.}$$

$$d = 80.60 \text{ cm}$$

Primer tanteo asumiendo $a = 10.08 \text{ cm}$.

$$As = \frac{4281112.52}{0.90 \times 4200 \times \left(80.60 - \frac{10.08}{2}\right)} = 14.99 \text{ cm}^2.$$

Chequeando el valor asumido:

$$a = \frac{14.99 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 35} = 10.08 \text{ cm}$$

Usar $5\text{Ø}3/4" + 1\text{Ø}5/8"$ ($As=16.23 \text{ cm}^2$)

c. Sección D-E

$$Mu (+) = 3467426.51 \text{ kg-cm.}$$

$$d = 80.60 \text{ cm}$$

Primer tanteo asumiendo $a = 8.05 \text{ cm}$.

$$As = \frac{3467426.51}{0.90 \times 4200 \times \left(80.60 - \frac{8.05}{2}\right)} = 11.98 \text{ cm}^2.$$

Chequeando el valor asumido:

$$a = \frac{11.98 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 35} = 8.05 \text{ cm}$$

Usar 3Ø3/4" + 2Ø5/8" (As=12.51 cm²)

4.8.02. Diseño de la Zapata

Para el diseño de la zapata consideramos el estado de carga mayorado: $q_{max} = 13.41 \text{ ton/m}^2$ y este a su vez en la zapata que es lineal constante como lo muestra la siguiente figura:

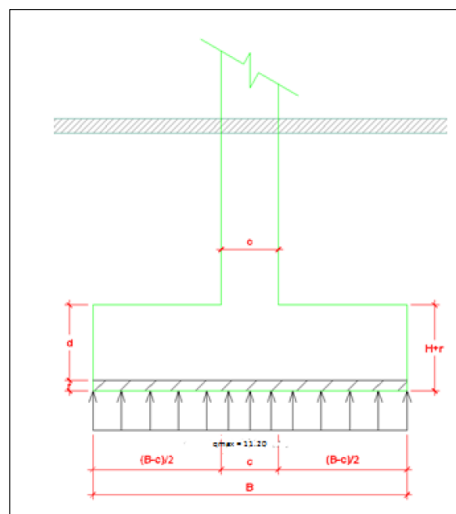


Fig.4.02. Cargas Aplicadas en la Zapata.

4.08.02.01. Diseño a Cortante por Punzonamiento

La sección crítica a punzonamiento se sitúa alrededor de la columna con una separación de $d/2$ de sus caras.

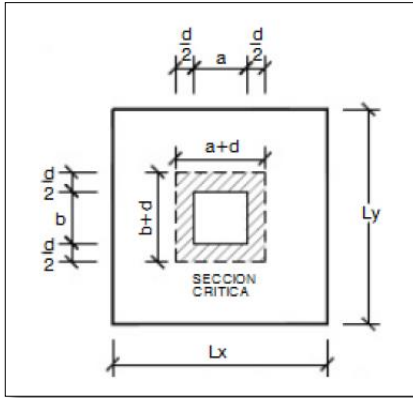


Fig.4.03. Punzonamiento en la Zapata.

Las fuerzas cortantes que actúan sobre la sección en cada columna es:

COLUMNAS	Vu (Tn)
A	55.36
B	87.74
C	92.60
D	70.86

Tabla.4.07. Fuerza Cortante en la columna

El esfuerzo cortante por punzonamiento que actúa sobre la sección es:

$$0vu = \frac{Vu}{\phi bodz} \text{ Ec. 4.01 Ref. 4.04}$$

$$bodz = (2a + b + 2dz)dz \dots \text{Ec. 4.02 Ref. 4.04}$$

El esfuerzo resistente a corte por Punzonamiento es:

$$Vc = 1.10\sqrt{f'c} = 1.10\sqrt{210} = 159.40 \text{ tn/m}^2$$

Donde:

$$\phi=0.75, a=0.35, b=2.50\text{m}$$

Si utilizamos dz=82 cm y H=90

Condición:

$$Vc \geq vu$$

Calculo del esfuerzo cortante actuante:

COLUMNAS	Vu (Tn)	$\phi bodz$	Vu (tn)	Vc (tn/m2)	Obs.
A	55.36	2.98	18.5772	154.90	ok
B	87.74	2.98	29.443	154.90	ok
C	92.60	2.98	31.0738	154.90	ok
D	70.86	2.98	23.7785	154.90	ok

Tabla.4.07. Esfuerzo cortante Actuante

El esfuerzo de corte por punzonamiento solicitante es menor a la capacidad resistente del hormigón y el peralte analizado dz=82cm. Cumple satisfactoriamente con los esfuerzos cortantes.

4.08.02.02. Diseño a Flexión

La sección crítica de diseño a flexión se ubica en la cara de la columna.

El esfuerzo requerido por flexión es:

$$q_{max} = 13.41 \text{ ton/m}^2$$

Tenemos:

$$B = 2.50\text{m}$$

$$C = 0.35\text{m}$$

$$L = 1.00\text{m}$$

$$Lz = \frac{B-C}{2} = \frac{2.50-0.35}{2} = 1.08\text{m}.$$

$$M_{diseño} = q_{max} \times Lz^2 \times L$$

$$M_{diseño} = 13.41 \times 1.08^2 \times 1.00 = 15.64 \text{ tn.m}$$

Calculo del Acero de Refuerzo

$$As = \frac{0.85x f'cxLxdz}{f'y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{diseño}}{0.85x \phi x f'cxLxdz^2}} \right)$$

$$A_s = \frac{0.85 \times 210 \times 1.00 \times 82}{4200} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.64}{0.85 \times 0.9 \times 210 \times 1.00 \times 82^2}}\right) = 6.08 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo A_{smin} :

$$A_{smin} = \frac{14}{f'_y} \times L \times d \times v$$

$$A_{smin} = \frac{14}{4200} \times 100 \times 82 = 27.33 \text{ cm}^2$$

Dado que el acero mínimo es mayor que el acero calculado, tendremos el siguiente esquema de armado en sentido longitudinal $L = 1.00 \text{ m}$ con una área de acero de 27.33 cm^2 .

- Si utilizamos $\varnothing 3/4"$ cuya área nominal es $A_v = 2.85 \text{ cm}^2$ tendremos 10 varillas espaciadas cada 30 cm.

$$\# \text{ varillas} = \frac{27.33}{2.85} = 10$$

$$C_{separacion} = \frac{2.50}{10 - 1} = 0.27 \approx 25 \text{ cm}$$

Para el armado transversal a lo largo del ancho unitario utilizaremos aceros de $\varnothing 1/2"$ @ 0.15m. Para la parte superior e inferior.

Para el armado en las aletas de la zapata utilizaremos la ecuación A_{smin} por retracción y fraguado.

$$A_{smin} = 0.0018 \times L_z \times H = 0.0018 \times 82 \times 90 = 13.23 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto a cada costado utilizaremos $\varnothing 3/4"$ @ 25cm, tanto inferior como superior.

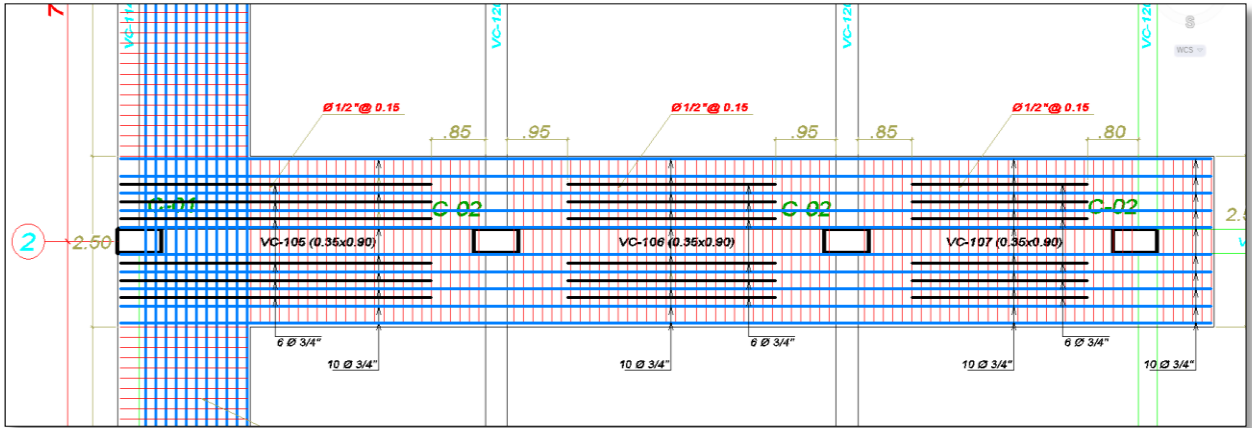


Fig.4.04. Detalle del Refuerzo de la viga T invertida.

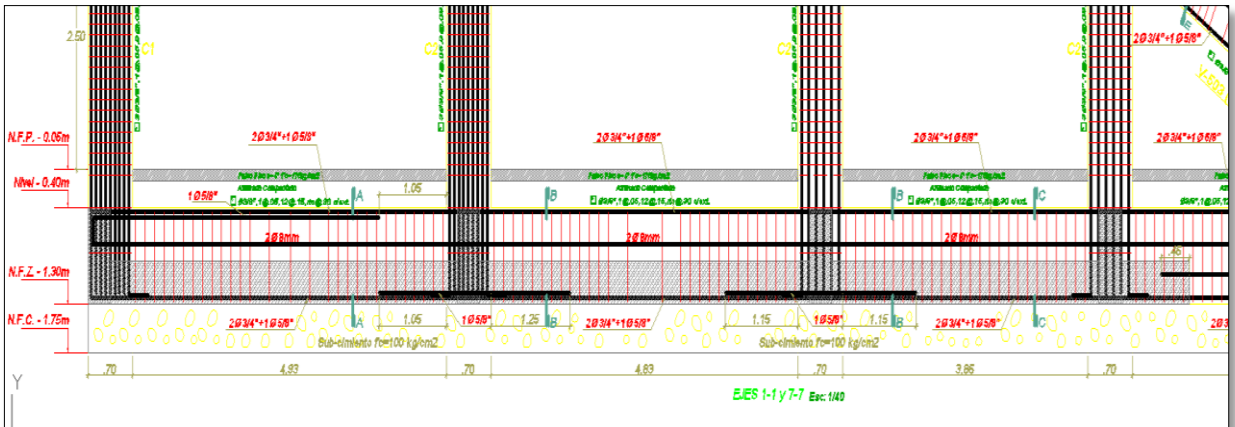


Fig.4.05. Detalle del Refuerzo de la viga T invertida.

ANÁLISIS Y COMENTARIOS

Dado que es dificultoso plantear un modelo estructural que describa el comportamiento real de una estructura. Hemos modelado las diferencias saltantes con distintas modelaciones no habiéndose encontrado cambios significativos, lo que nos indica que para estructuras de grandes luces la consideración de nudos rígidos frente a nudos articulados y la inclusión de efectos de segundo orden no son relevantes.

Se ha encontrado que la sollicitación mayor para la estructura metálica está dada por la carga de viento, situación fácilmente inferible a estructuras metálicas en forma general, por lo que el análisis sísmico se justifica únicamente para fines académicos.

En el cálculo de carga de viento se ha seguido las recomendaciones de la norma de cargas E0.20 del reglamento peruano.

Para nuestra estructura clasificada como irregular, el valor de R se tomó como los 3/4 de los indicados en la tabla de la norma sismo resistente del reglamento peruano.

Para cimentar este tipo de estructuras es necesario emplear ya se plateas de cimentación o emparrillados de cimentación, de modo tal que concuerden con los supuestos del modelo, y estos deben ser de concretos de alta resistencia para lograr cimentaciones rígidas.

CONCLUSIONES

1. La solución estructural para el techo del coliseo se ha logrado con una armadura tipo pratt con bridas superiores a dos aguas y bridas inferiores en arco. Peralte de sección de 3.00 metros.
2. Del análisis de la cobertura metálica se concluyó que en la dirección transversal se presentaron mayores esfuerzos, ya que en esa dirección la longitud es mayor. Las secciones empleadas para la brida superior fue 9x9x5/16", para la brida inferior de 8x8x5/16", para las diagonales 5x5x1/4" y para las montantes de 5x5x5/16", para mayor información remitirse a los planos.
La cobertura utilizada fue del tipo TCA POL de 100mm de ancho de 1.739 m.
3. Se analizaron los bloques A y B usando el software ETABS2016, siendo el bloque más representativo y presentado en esta tesis el Bloque A, que es una estructura aperticada. Los resultados de las derivas máximas para nuestra estructura principal de concreto armado fueron para el Eje X: 0.003728, para el Eje Y: 0.00458.
4. El diseño de Losas y Vigas nos arrojaron los siguientes resultados:
 - Para Losas aligeradas en dos direcciones se obtuvo un espesor de 20cm, para ver la distribución del acero revisar los planos.
 - El espesor de losa maciza para las tribunas fue de 20cm.
5. Se diseñó la columna C2 del Bloque A, eje 2 arrojando una cuantía del 1%, con dimensiones de 35.00 x 70.00 cm.

6. La mejor solución para cimentar la superestructura es el empleo de entramado de vigas, conformando un emparrillado de cimentación, usando vigas de sección T invertida.

7. La estructura en general fue analizada y diseñada buscando seguridad y ductilidad adecuada, es por ello que se buscó el mecanismo de rotulas plásticas en los nudos (unión de viga – columna), empleando el criterio de columna fuerte viga débil.

RECOMENDACIONES

Se sugiere hacer un modelo a escala de la estructura, para someterlo a pruebas en el túnel de viento lo que salvaría la incertidumbre en la determinación de estas cargas.

Se debe considerar en el diseño de estructuras, el correcto uso del amortiguamiento, en función al sistema de la estructura, ya que influyen directamente en el análisis sísmico de las estructuras, puesto que si presenta menor amortiguamiento se aprecian mayores desplazamientos y esto es más significativo cuando se calcula el espectro de diseño de aceleraciones, por lo que el reglamento nacional de edificaciones aún vigente, debería definir dichas razones de amortiguamiento, que en la actualidad está generalizada con un amortiguamiento de 5% para las edificaciones de concreto armado.

Para estructuras aporricadas ubicadas en zonas de alto riesgo sísmico, incrementar el peralte de vigas en un 20% como mínimo, con respecto a las dimensiones obtenidas de un predimensionamiento clásico.

Se recomienda que en el proceso constructivo de las tribunas con los pórticos se realice un vaciado monolítico de las vigas con las graderías, es decir que el encofrado sea completo.

Dada la naturaleza del proyecto y el costo que significaría su ejecución es necesario economizar planteando modelos estructurales más refinados teniéndose en cuenta la interacción suelo-estructura, lo que llevara seguramente a la disminución de dimensiones de los elementos estructurales, esto escapa de la competencia de esta tesis pues es menester estudios de mayor profundidad en otras materias.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Capítulo 2

- 2.01. Tablas del AISC-LRFD
- 2.02. Bresler, T.Y.Lin “Diseño de Estructuras de Acero”.
- 2.03. Reglamento Nacional de Edificaciones NTE. E.020 Cargas.
- 2.04. Cesar Canciono Rodas, Juan Urteaga García (2002). Tesis: “Análisis del Polideportivo Upao”.
- 2.05. J.C. McCormac (1995). Structural Steel Design, LRFD Method (2°Ed.), Nueva York EE.UU: Harper College Publishers.
- 2.06. Vinnakota, Siramulu.”Estructuras de Acero”: Comportamiento y LRFD.

Capítulo 3

- 3.01. American Concrete Institute (1999). Building Code Requirements for Reinforced Concrete
- 3.02. Blanco Blasco, Antonio (1994). “Estructuración y diseño de Edificaciones de Concreto Armado”, Perú: Colegio de Ingenieros del Perú.
- 3.03. Morales Morales, Roberto “Diseño de Estructuras de Concreto Armado”. (3° Ed.), Lima. Perú: Fondo Editorial ICG.
- 3.04. Reglamento Nacional de Edificaciones, “Norma Técnica de Edificaciones E.030. Diseño Sismo resistente”. Perú: 2016
- 3.05. San Bartolomé Ramos, Ángel (1998). “Análisis de Edificios”. Perú: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- 3.06. Sarria, Alberto (1995). “Ingeniería Sísmica”. (2°Edición). Colombia: ECOE Ediciones.

3.07. Reglamento Nacional de Edificaciones, “Norma Técnica de Edificaciones E.060. Concreto Armado”. Perú: 2016.

3.08. Harsem, Teodoro. (2002).”Diseño de Estructuras de Concreto”. (3° Ed.).Lima-Perú: Fondo Editorial 2002.

3.09. Muñoz Peláez, Alejandro (1999). “Ingeniería Sismoresistente”.Perú: Fondo Editorial Pontifica Universidad Católica del Perú.

3.10. Kalmanok A.S. (1961).”Manual para el cálculo de Placas”. Editorial Inter ciencia.

Capítulo 4

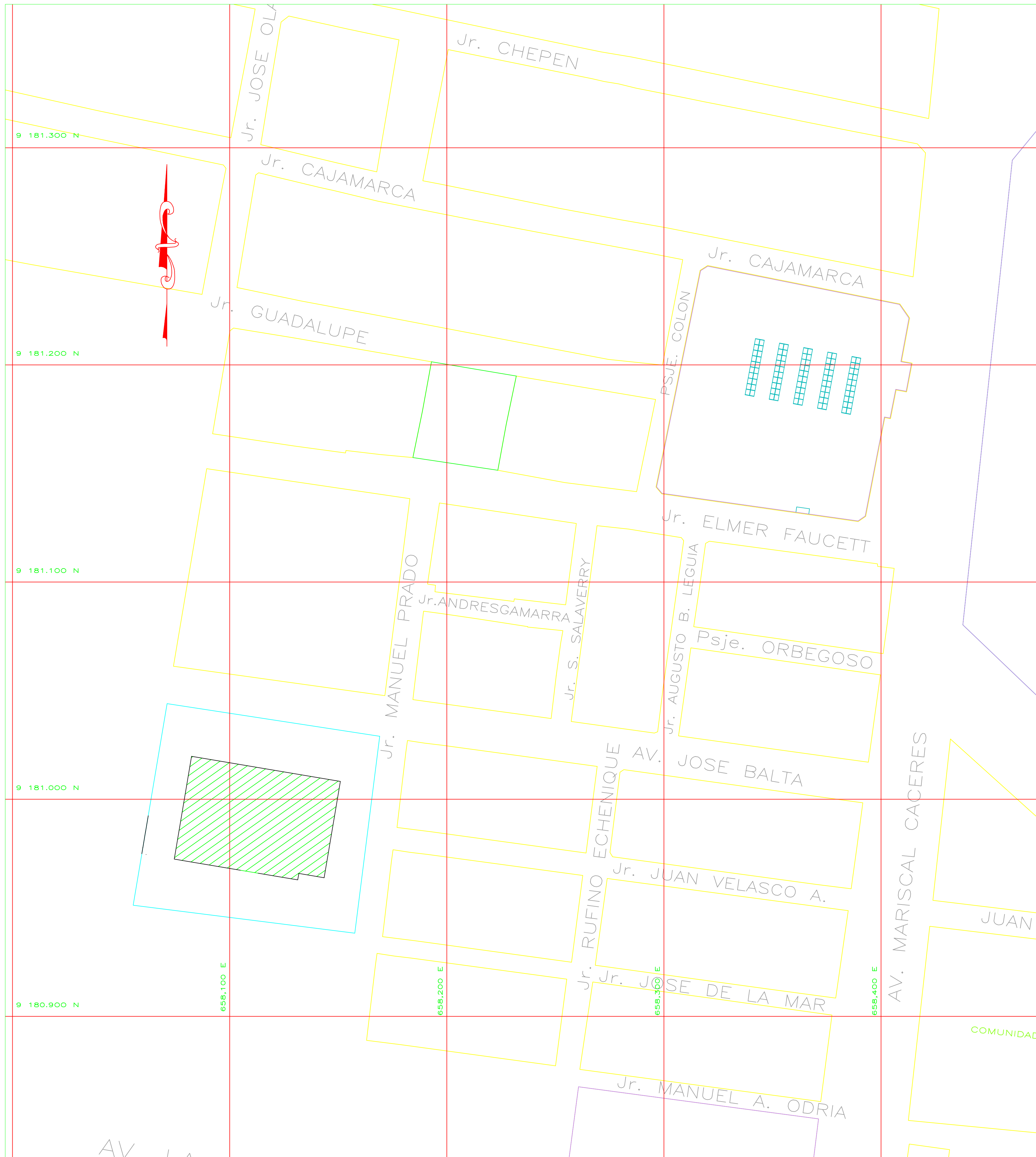
4.01. Reglamento Nacional de Edificaciones, “Norma Técnica de Edificaciones E.050 Suelos y Cimentaciones”.

4.02. Calavera Ruiz, José (1990). “Cálculo de Estructuras de Cimentación”. (4° Ed.).México: Limusa Noriega

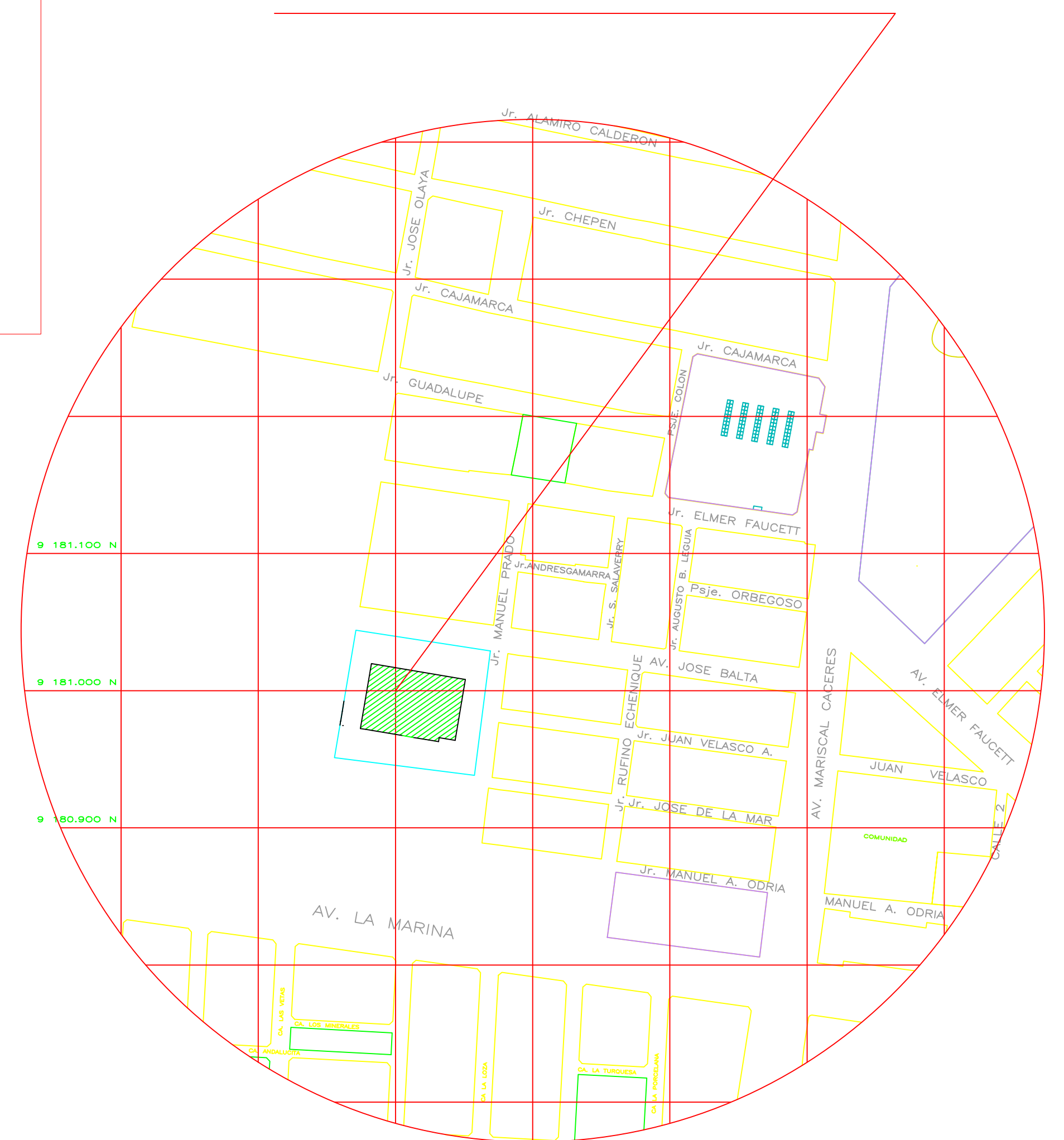
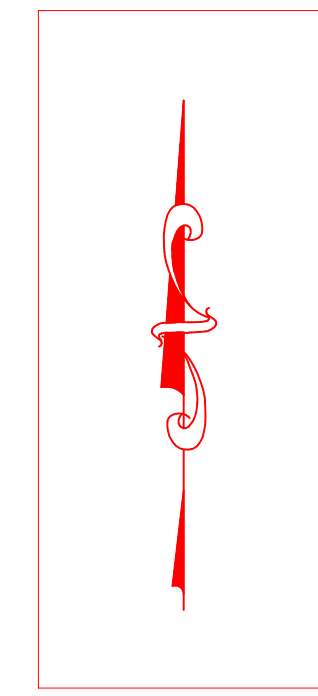
4.03. Voillalas Crespo, Carlos (1998). “Mecánica de Suelos y Cimentaciones”. (4° Ed.). Lima.

4.04. Meli Piralla, Roberto (2000). ”Diseño Estructural”. (“2° Ed.) México: Editorial Limusa.

ANEXOS



PLANO DE LOCALIZACION
ESCALA : 1/5000



DEPARTAMENTO : LA LIBERTAD
PROVINCIA : PACASMAYO
DISTRITO : PACASMAYO

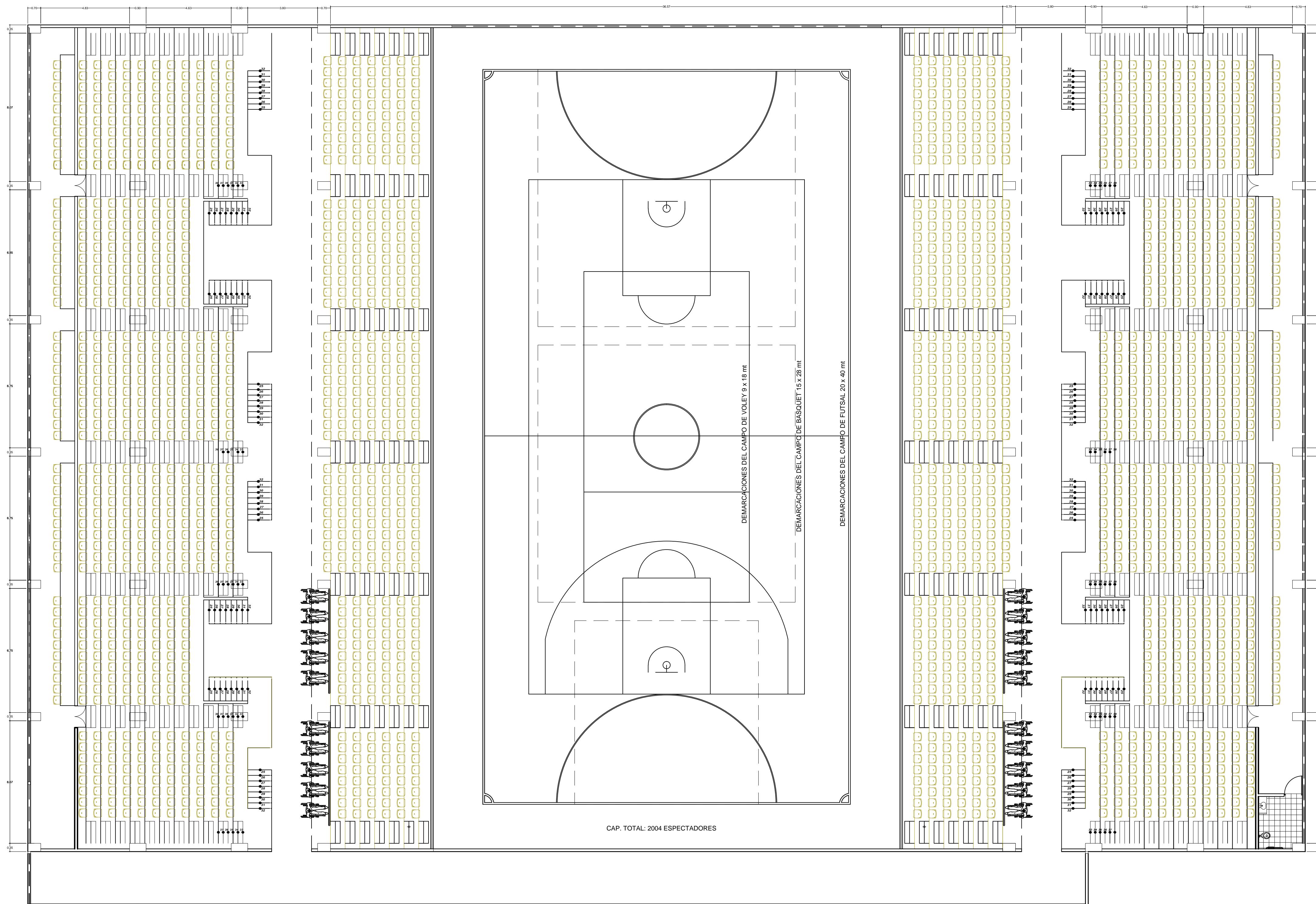
"UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO"

PLANO :	LOCALIZACION Y UBICACION		
BACHILLER(es):	BACH. JUAN EFRAÍN BLAS RODRIGUEZ BACH. CARLOS DANIEL VARGAS GONZALES		
TESIS :	"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL COLISEO CERRADO MIGUEL GRAU DEL DISTRITO DE PACASMAYO - LA LIBERTAD"		
ESCALA :	FACULTAD :	ESCUELA :	FECHA :
INDICADA	INGENIERÍA	ESC. PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	MARZO 2016



ESTRUCTURAS
LÁMINA N°

U-01



"UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO"

PLANO :

ARQUITECTURA

BACHILLER(es):

**BACH. JUAN EFRAÍN BLAS RODRIGUEZ
BACH. CARLOS DANIEL VARGAS GONZALES**

TESIS :

**"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL COLISEO CERRADO
MIGUEL GRAU DEL DISTRITO DE PACASMAYO - LA LIBERTAD"**

ESCALA :

INDICADA

FACULTAD :

INGENIERÍA

ESCUELA :

ESC. PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

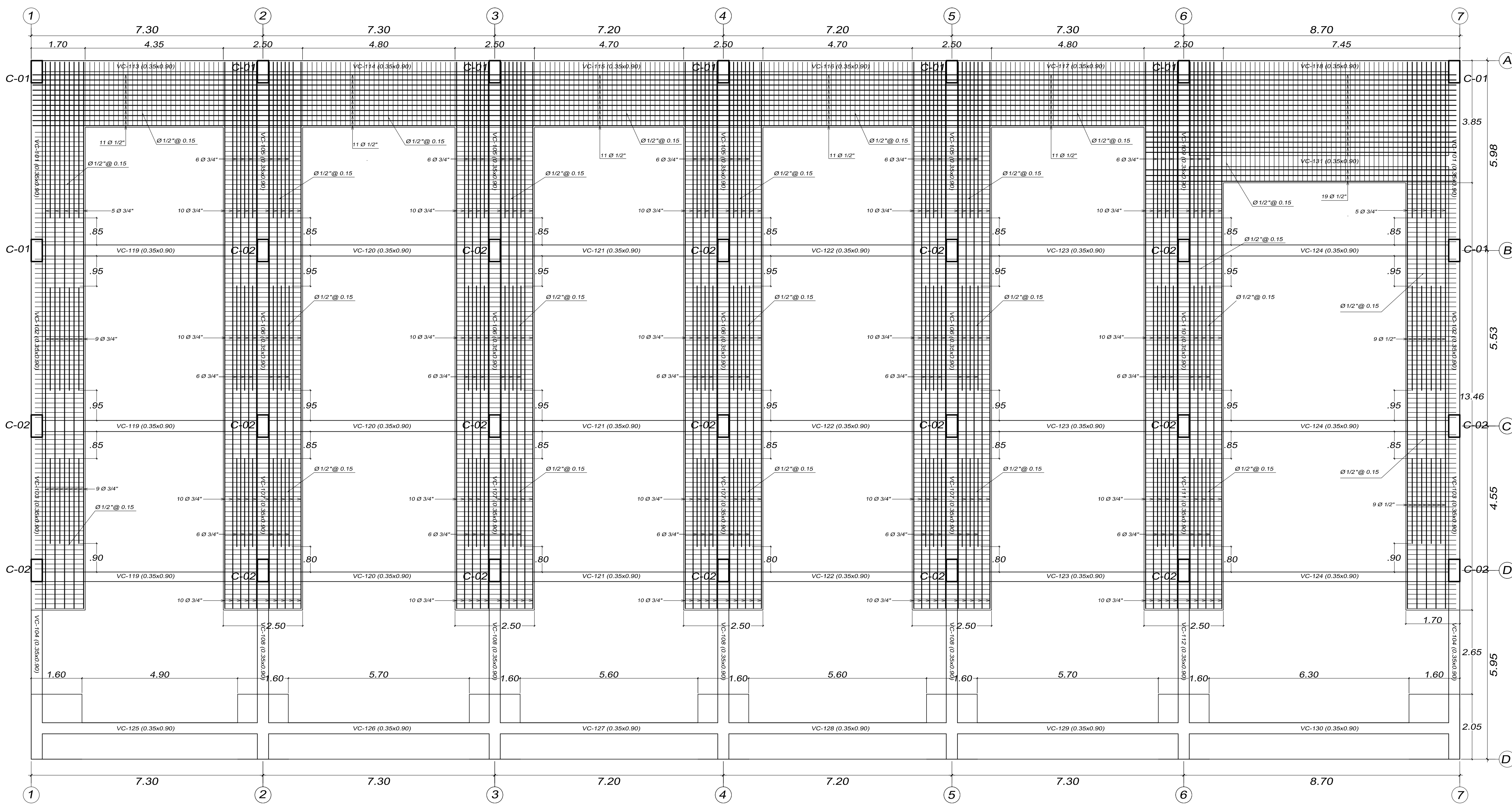
FECHA :

MARZO 2016



ESTRUCTURAS
LAMINA N°

A-01



CIMENTACION BLOQUE A (REFUERZO SUPERIOR)
ESCALA 1/75

VIGAS DE CIMENTACION
VER EJES 1,2,3,4,5,6,7 EN PLANOS E06 Y E07
VER EJES A,B,C,D EN PLANOS E04 Y E05

ESPECIFICACIONES GENERALES

1. CONCRETO

- CONCRETO ARMADO EN:
 - CIMIENTO, ZAPATA, VIGA DE CIMENTACIÓN: $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
 - VIGAS Y LOSAS: $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
 - COLUMNAS Y PLACAS: $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
 - ESCALERAS: $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
 - SOBRECIMENTOS: $f_c=175 \text{ kg/cm}^2$
- SUBCIMIENTO: $f_c=100 \text{ kg/cm}^2$ - C.H 1:10 + 30% P.G.
- ACERO: $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ Grado 60
- CEMENTO EN CIMENTACIÓN: PORTLAND TIPO MS
- CEMENTO EN SUPERESTRUCTURA: PORTLAND TIPO I
- RECUBRIMIENTO DEL REFUERZO EN:
 - CIMIENTO: inferior: 5 cm - superior: 3.5 cm.
 - ZAPATAS: 7.5 cm
 - VIGAS DE CIMENTACIÓN: 5.0 cm
 - VIGAS: 3.0 cm.
 - LOSAS, VIGAS CHATAS Y ESCALERAS: 2.0 cm.
 - COLUMNAS: PARA ESPESOR $\leq 15 \text{ CM}$: 2.5 cm
PARA ESPESOR $> 15 \text{ CM}$: 3.5 cm
 - PLACAS: 2.5 cm - eje de placa

2. TABIQUERÍA

- MUIROS: Ladrillo K.K. Industrial 18 huecos. Tipo IV
 $f_b = 145 \text{ kg/cm}^2 \text{ min}$ $f_m = 65 \text{ kg/cm}^2 \text{ min}$ $v_m = 8.1 \text{ kg/cm}^2 \text{ min}$
- MORTERO: CEMENTO: ARENA :: 1:4 ESPESOR DE JUNTA: 1.0 A 1.2 cm

3. CARGAS

- Aulas: 250 kg/m^2
- Corredores / escaleras: 400 kg/m^2

OTRAS CARGAS
Conforme a la Norma E020 y E030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

CONSIDERACIONES SISMORRESISTENTES

MODELO ESTRUCTURAL

-PARÁMETROS DE FUERZA SÍSMICA

- Z=0.4
- U=1.3
- S=1.2
- Tp=0.6 seg

SISTEMA ESTRUCTURAL PREDOMINANTE

Dirección XX	Aporticado R = (8x0.75)
Dirección YY	Aporticado R = (8x0.75)

-EDIFICACIÓN - MODELO ESTRUCTURAL

MÁXIMO DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO (cm)	
Dirección XX	1.295 cm
Dirección YY	1.485 cm

MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO	
Dirección XX	0.0035 m/m
Dirección YY	0.0043 m/m

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

De acuerdo al estudio de Mecánica de suelos realizado por el Ing. Enrique Luján Silva, se tiene las siguientes conclusiones:

1. Tipo de cimentación: Cimentación corrida, zapatas y vigas de cimentación.
2. Estrato de apoyo de la cimentación: Relleno estructural (Ver. EMS)
3. Profundidad de desplante: Cimentación corrida: 1.20m. Zapatas y vigas de cimentación: 1.60 m.
4. Presión admisible: Zapatas y viga de cimentación se usó : 1.20 Kg/cm² Cimiento corrido : 0.90 Kg/cm²
5. Factor de seguridad por corte: 3.0
6. Asentamiento inmediato: zapatas y vigas de cimentación: 0.83 cm.
7. Agresividad del suelo a la cimentación. Presencia de sales solubles totales de 0.0%
8. Recomendaciones adicionales inherentes a las condiciones de cimentación:
 - a. Se pudo usar una falsa zapata de 45 cm.
 - b. Ver otras recomendaciones en EMS

Nota: De acuerdo a lo indicado en la Norma Técnica E.050, artículo 33: Las excavaciones verticales de más de 2.00 m de profundidad requeridas para alcanzar los niveles de las sótanos y sus cimentaciones, no deben permanecer sin sostenimiento, salvo que el estudio realizado por el PR determine que no es necesario efectuar obras de sostenimiento. "La necesidad de construir obras de sostenimiento, su diseño y construcción son responsabilidad del contratista de la obra."

CUADRO DE COLUMNAS

ESCALA: 1/25

Tipo	SECCIÓN	Refuerzo	Estribos	Recubrimiento
C-01		22Ø3/4"	3Ø 3/8" 1@.05 9@.08 r@.15 c/ext.	r = 4 cm.
C-02		14Ø5/8"	3Ø 3/8" 1@.05 9@.08 r@.15 c/ext.	r = 4 cm.

"UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO"

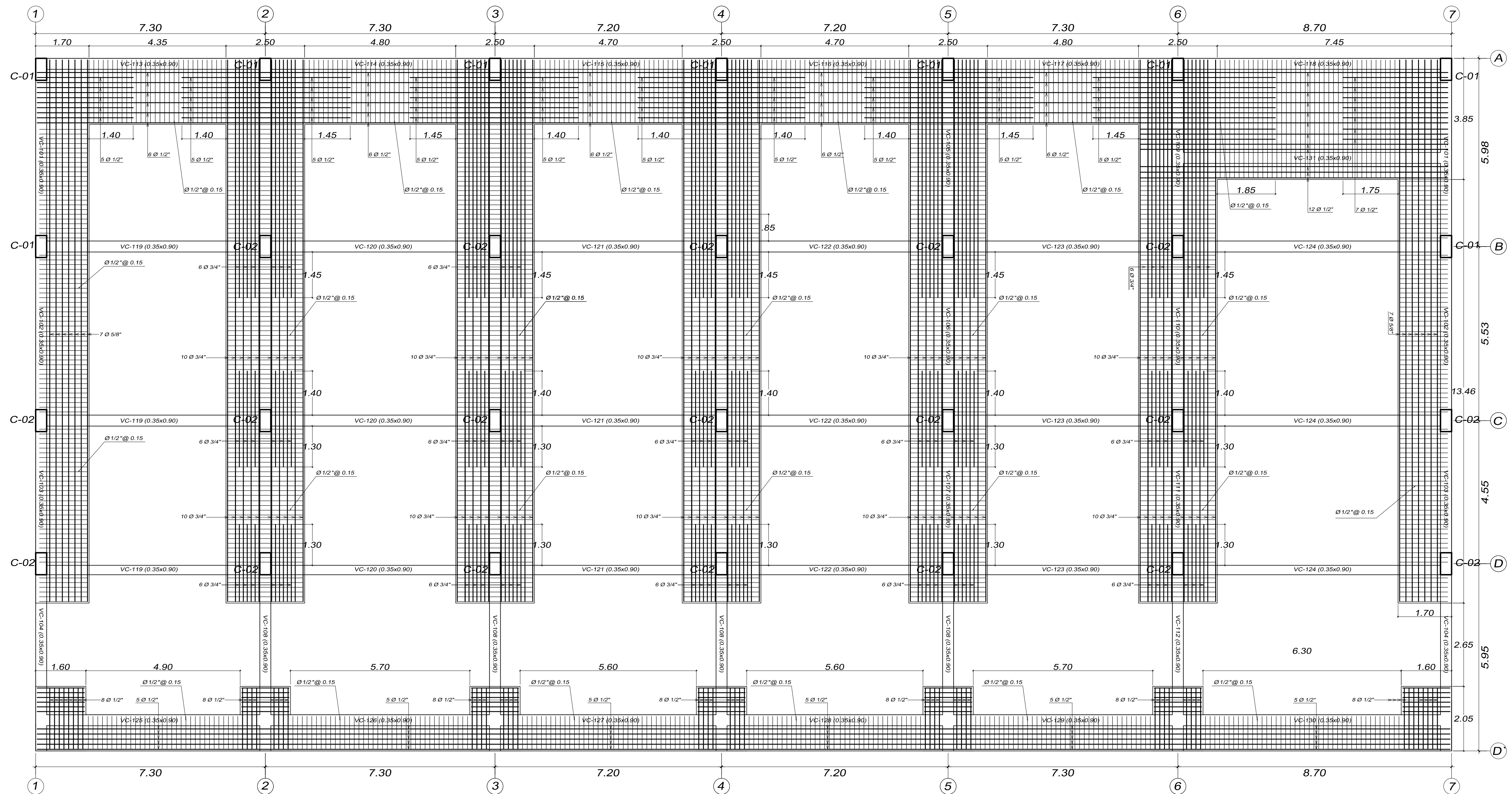
PLANO : **EMPARRILLADO DE CIMENTACIÓN**

BACHILLER(es): **BACH. JUAN EFRAÍN BLAS RODRIGUEZ
BACH. CARLOS DANIEL VARGAS GONZALES**

TESIS : **"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL COLISEO CERRADO
MIGUEL GRAU DEL DISTRITO DE PACASMAYO - LA LIBERTAD"**

ESCALA : **INDICADA** FACULTAD : **INGENIERÍA** ESCUELA : **ESC. PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL** FECHA : **MARZO 2016**

ESTRUCTURAS LAMINA N° **E-01**



CIMENTACION BLOQUE A (REFUERZO INFERIOR)

ESCALA 1:75


VIGAS DE CIMENTACION
 VER EJES 1,2,3,4,5,6,7 EN PLANOS E06 Y E07
 VER EJES A,B,C,D EN PLANOS E04 Y E05

ANEXO 1: NORMAS DE MATERIALES

- I. Las presentes normas para materiales corresponderán a la última edición vigente.
- II. En el caso que el ITINTEC prepare normas para los materiales aquí indicados, ellas reemplazarán a la norma ASTM indicada.
- III. El inspector o el proyectista podrán exigir al constructor certificados del fabricante que demuestren el cumplimiento de las normas aquí indicadas.

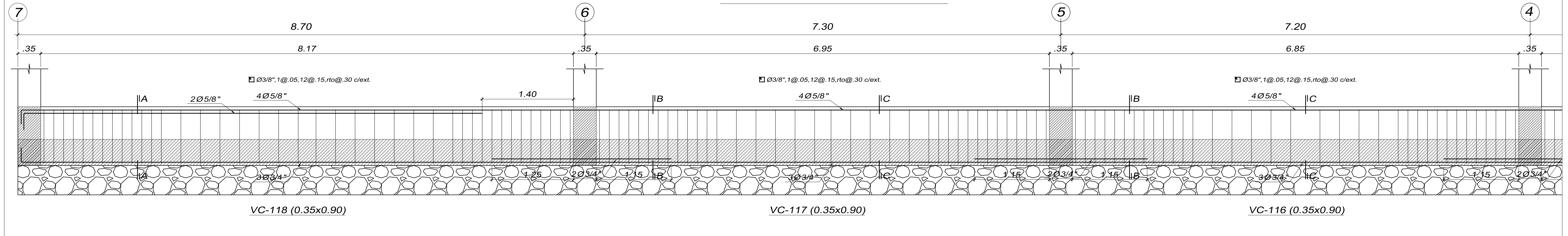
MATERIAL	DESCRIPCION	NORMA
(1) CONCRETO		
a. Cemento	Especificaciones para cemento Portland	ASTM C 150
b. Agregados	Especificaciones para cemento adicionado	ASTM C 595
	Especificaciones para agregados para concreto	ASTM C 33
c. Aditivos	Especificaciones para aditivos químicos para concreto.	ASTM C 494
(2) PRUEBAS PARA CONCRETO		
a. Elaboración de cilindros de pruebas.	Especificación para la fabricación y curado de testigos cilíndricos de concreto para pruebas de resistencia.	ASTM C 31
b. Prueba de compresión	Especificaciones para el método de prueba de cilindros.	ASTM C 39
c. Prueba de "slump"	Especificación para la medición del asentamiento.	ASTM C 143
(3) ACERO DE REFUERZO		
a. Acero en barras redondas corrugadas.	Especificaciones para acero de refuerzo de concreto.	ASTM A 615
b. Malla soldada	Especificaciones para malla de acero soldada para refuerzo de concreto.	ASTM A 185
c. Torones	Especificaciones para torones de alta resistencia, sin revestimiento y desfatigados para concreto pretensado.	ASTM A 416
d. Alambre de alta resistencia	Especificación para alambre de alta resistencia, sin revestimiento y desfatigado para concreto pretensado.	ASTM A 421
(4) ALBAÑILERIA		
a. Unidad de albañilería	Unidades de arcilla	ITINTEC 331.017
	Unidades sílico calcáreas	ITINTEC 331.032
	Unidades de concreto	ITINTEC 339.005
b. Arena	Agregado para mortero de albañilería	ASTM C 144
c. Cal	Cales aéreas hidratadas para construcción	ITINTEC 339.002

"UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO"			
PLANO:	EMPARRILLADO DE CIMENTACIÓN		
BACHILLER(es):	BACH. JUAN EFRAÍN BLAS RODRIGUEZ BACH. CARLOS DANIEL VARGAS GONZALES		
TESIS:	"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL COLISEO CERRADO MIGUEL GRAU DEL DISTRITO DE PACASMAYO - LA LIBERTAD"		
ESCALA:	FACULTAD:	ESCUELA:	FECHA:
INDICADA	INGENIERÍA	ESC. PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	MARZO 2016

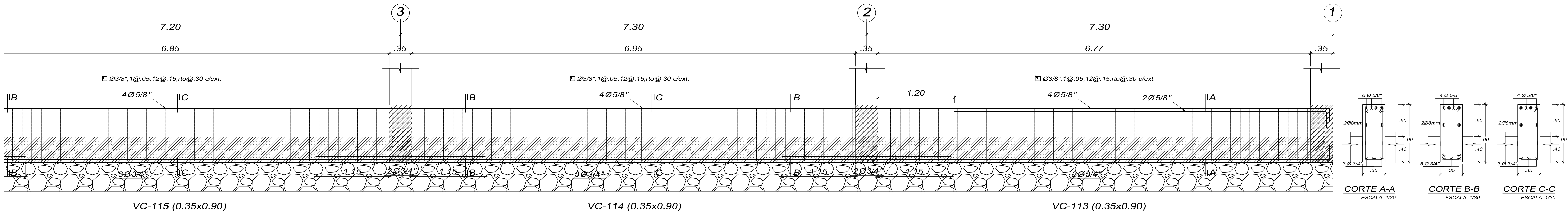


ESTRUCTURAS
LAMINA N°
E-02

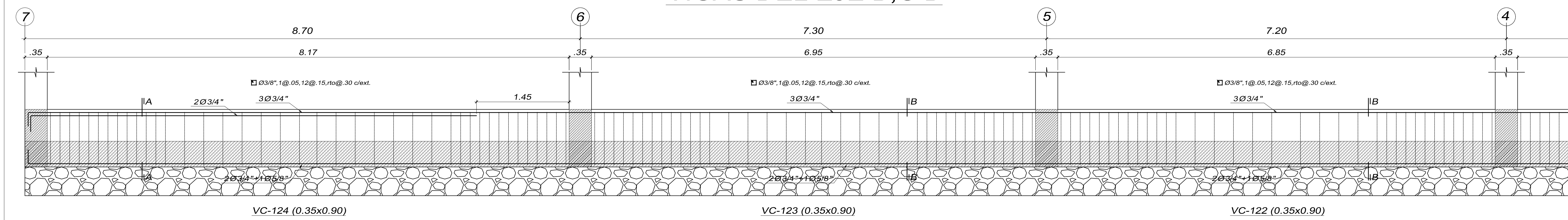
VIGAS DEL EJE A



VIGAS DEL EJE A



VIGAS DEL EJE B, C D



"UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO"

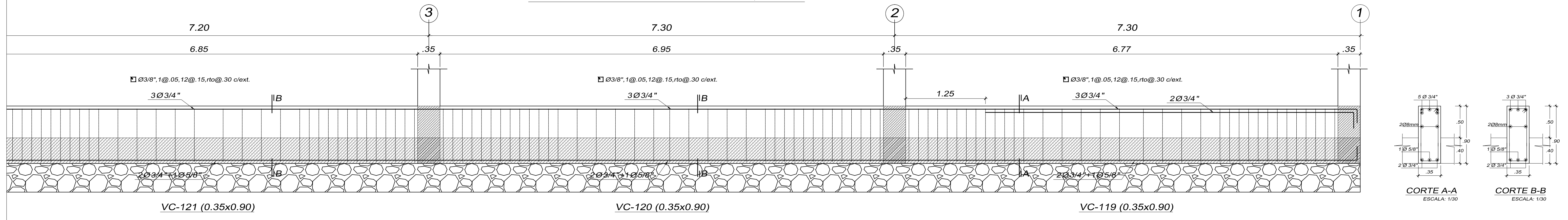
PLANO :	VIGA DE CIMENTACIÓN		
BACHILLER(es):	BACH. JUAN EFRAÍN BLAS RODRIGUEZ BACH. CARLOS DANIEL VARGAS GONZALES		
TESIS :	"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL COLISEO CERRADO MIGUEL GRAU DEL DISTRITO DE PACASMAYO - LA LIBERTAD"		
ESCALA :	1/25	FACULTAD :	INGENIERÍA
		ESCUELA :	ESC. PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
		FECHA :	MARZO 2016



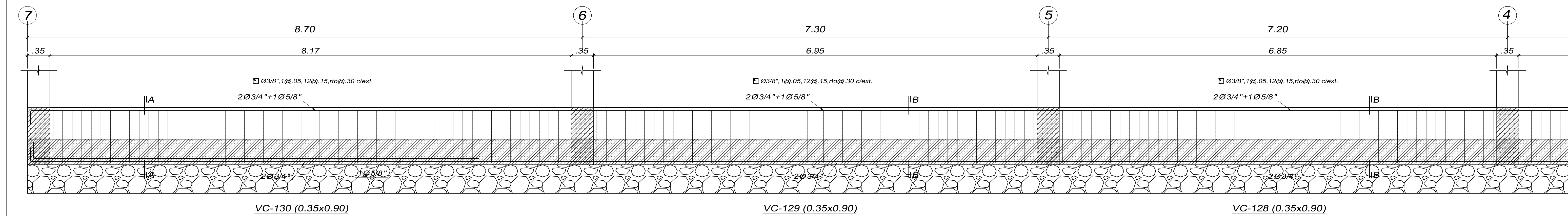
ESTRUCTURAS
LAMINA N°

E-03

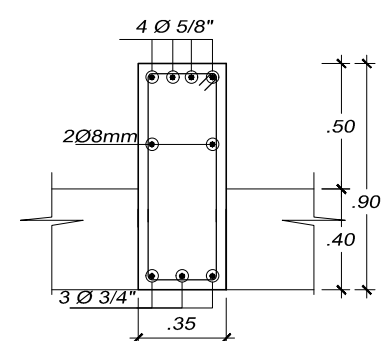
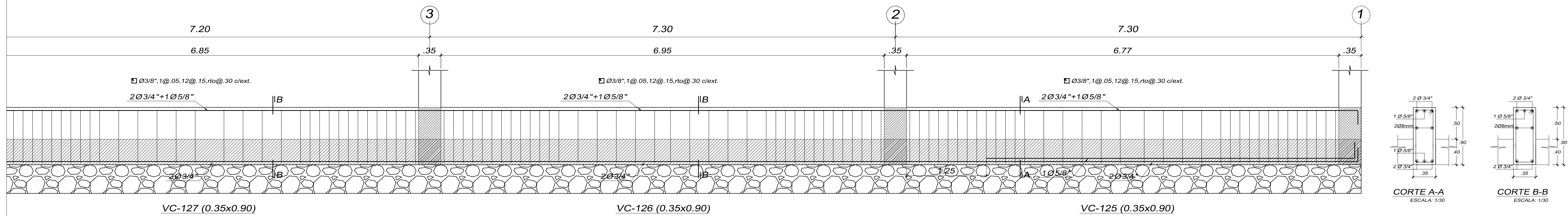
VIGAS DEL EJE B,C D



VIGAS DEL EJE D'



VIGAS DEL EJE D'



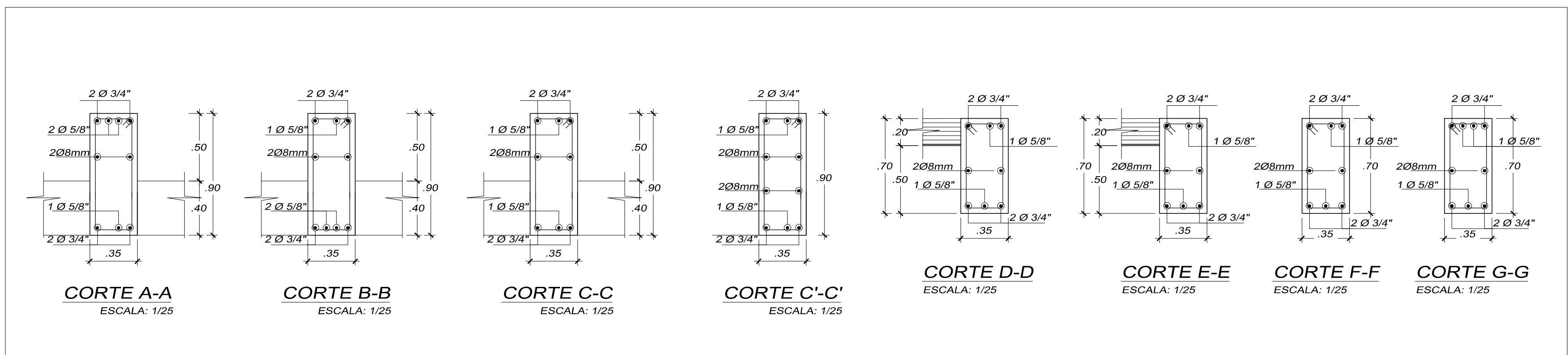
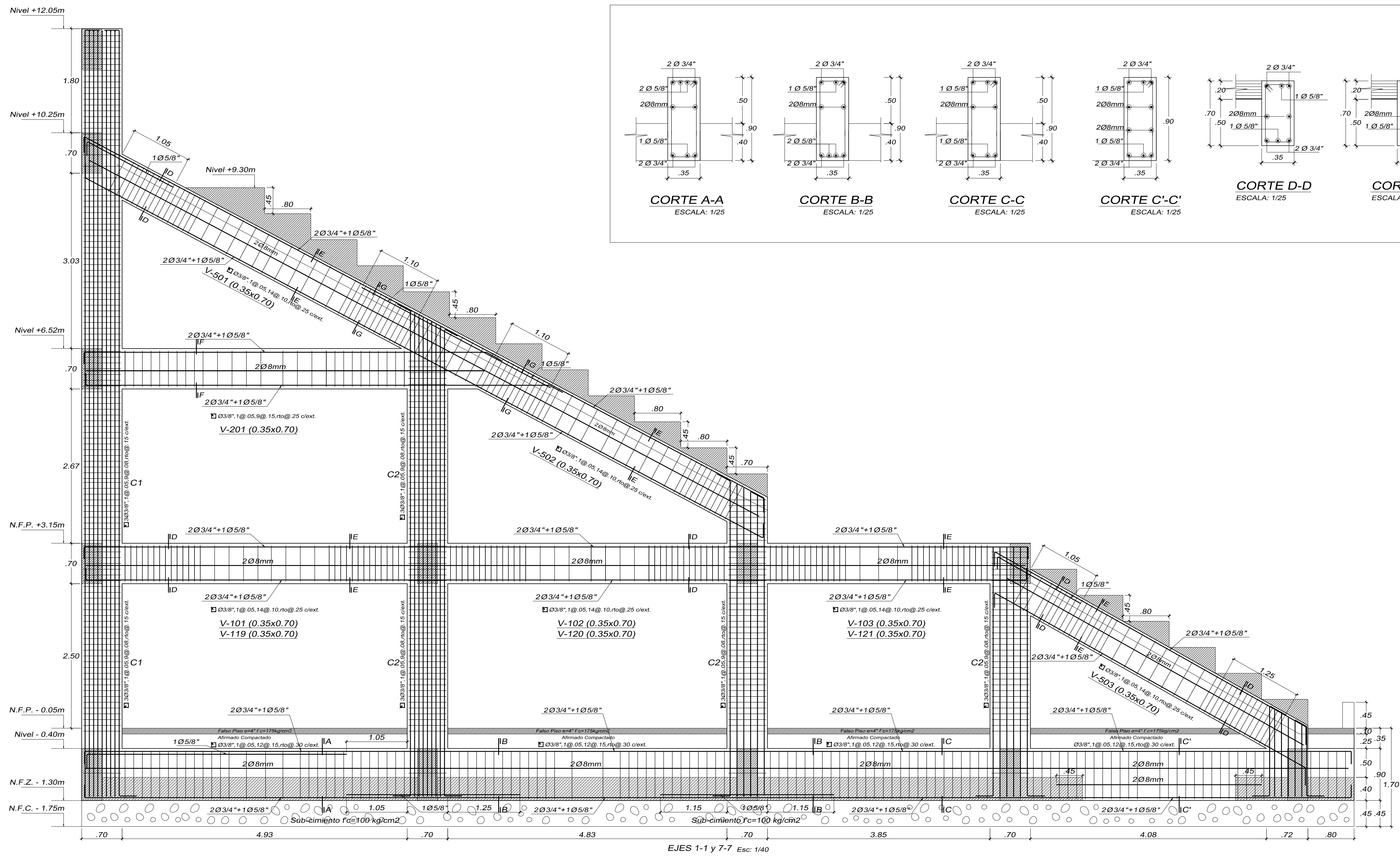
"UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO"

PLANO:	VIGA DE CIMENTACIÓN		
BACHILLER(es):	BACH. JUAN EFRAÍN BLAS RODRIGUEZ BACH. CARLOS DANIEL VARGAS GONZALES		
TESIS:	"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL COLISEO CERRADO MIGUEL GRAU DEL DISTRITO DE PACASMAYO - LA LIBERTAD"		
ESCALA:	1/25	FACULTAD:	INGENIERÍA
ESCUELA:	ESC. PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	FECHA:	MARZO 2016



ESTRUCTURAS
LAMINA N°

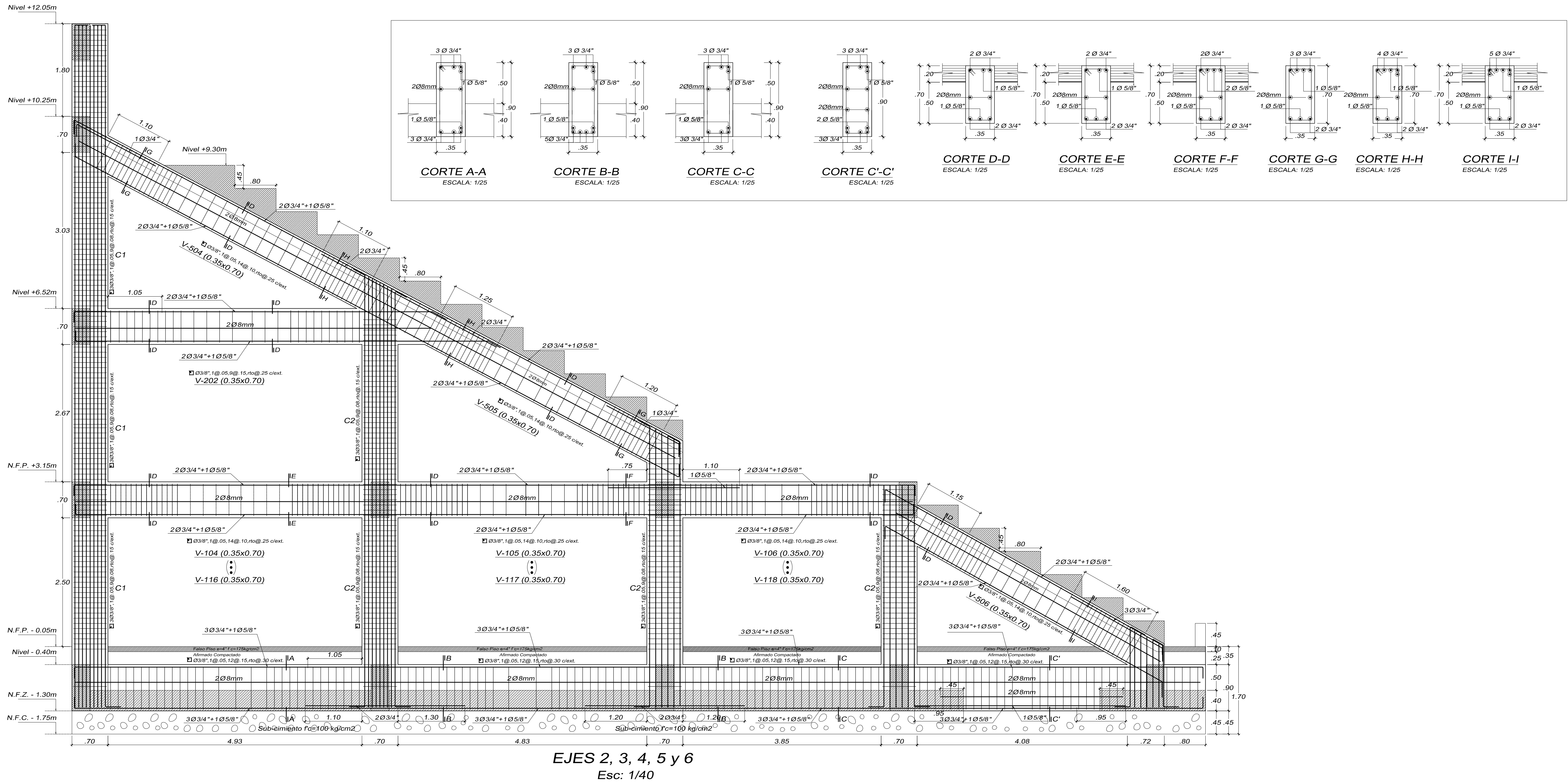
E-04



"UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO"			
PLANO:		CORTES - BLOQUE A	
BACHILLER(es):		BACH. JUAN EFRAÍN BLAS RODRIGUEZ BACH. CARLOS DANIEL VARGAS GONZALES	
TESIS:		"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL COLISEO CERRADO MIGUEL GRAU DEL DISTRITO DE PACASMAYO - LA LIBERTAD"	
ESCALA:	FACULTAD:	ESCUELA:	FECHA:
INDICADA	INGENIERÍA	ESC. PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	MARZO 2016



ESTRUCTURAS
LAMINA N°
E-05



"UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO"

PLANO: **CORTES - BLOQUE A**

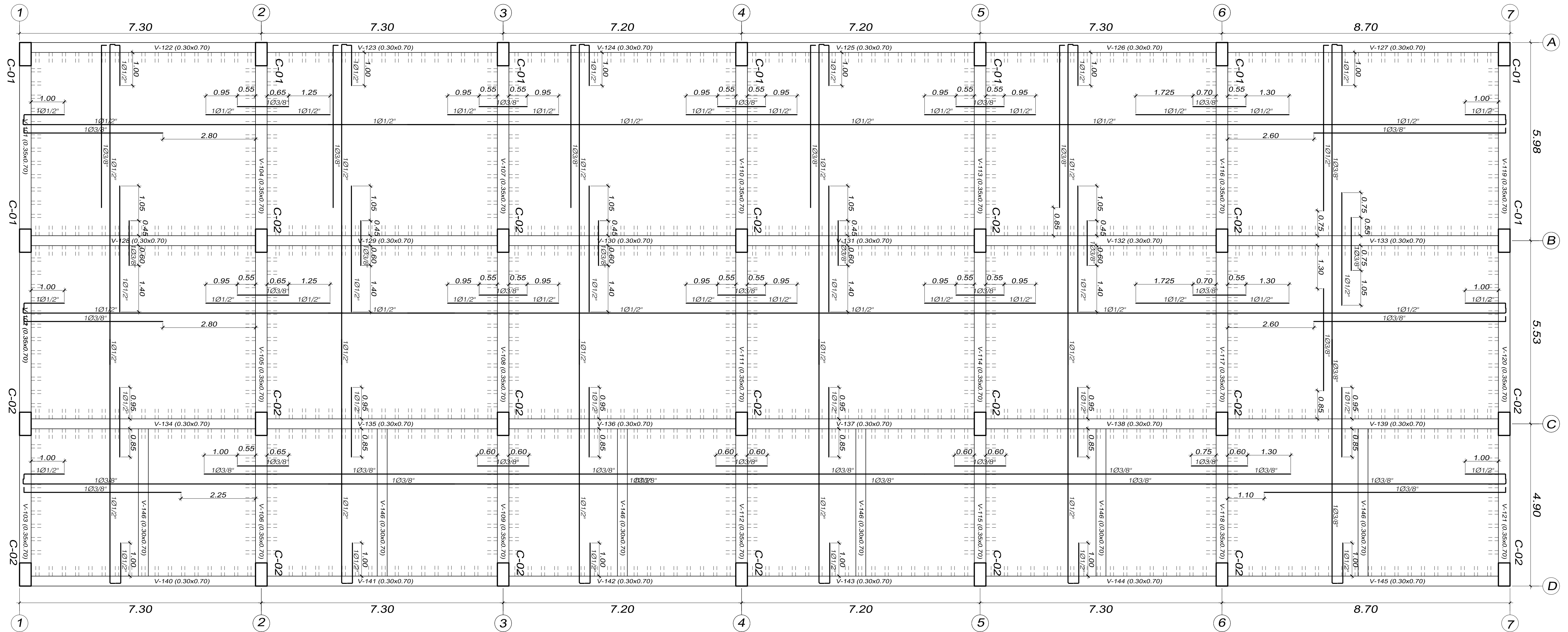
BACHILLER(es): **BACH. JUAN EFRAÍN BLAS RODRIGUEZ
BACH. CARLOS DANIEL VARGAS GONZALES**

TESIS: **"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL COLISEO CERRADO
MIGUEL GRAU DEL DISTRITO DE PACASMAYO - LA LIBERTAD"**

ESCALA: **INDICADA** FACULTAD: **INGENIERÍA** ESCUELA: **ESC. PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL** FECHA: **MARZO 2016**



ESTRUCTURAS
LAMINA N°
E-06



Sobrecarga:
 - Restaurantes, Corredores, otros : 400 Kg/m²
 - Sistema estructural: Losa aligerada en dos direcciones e=0.20 m

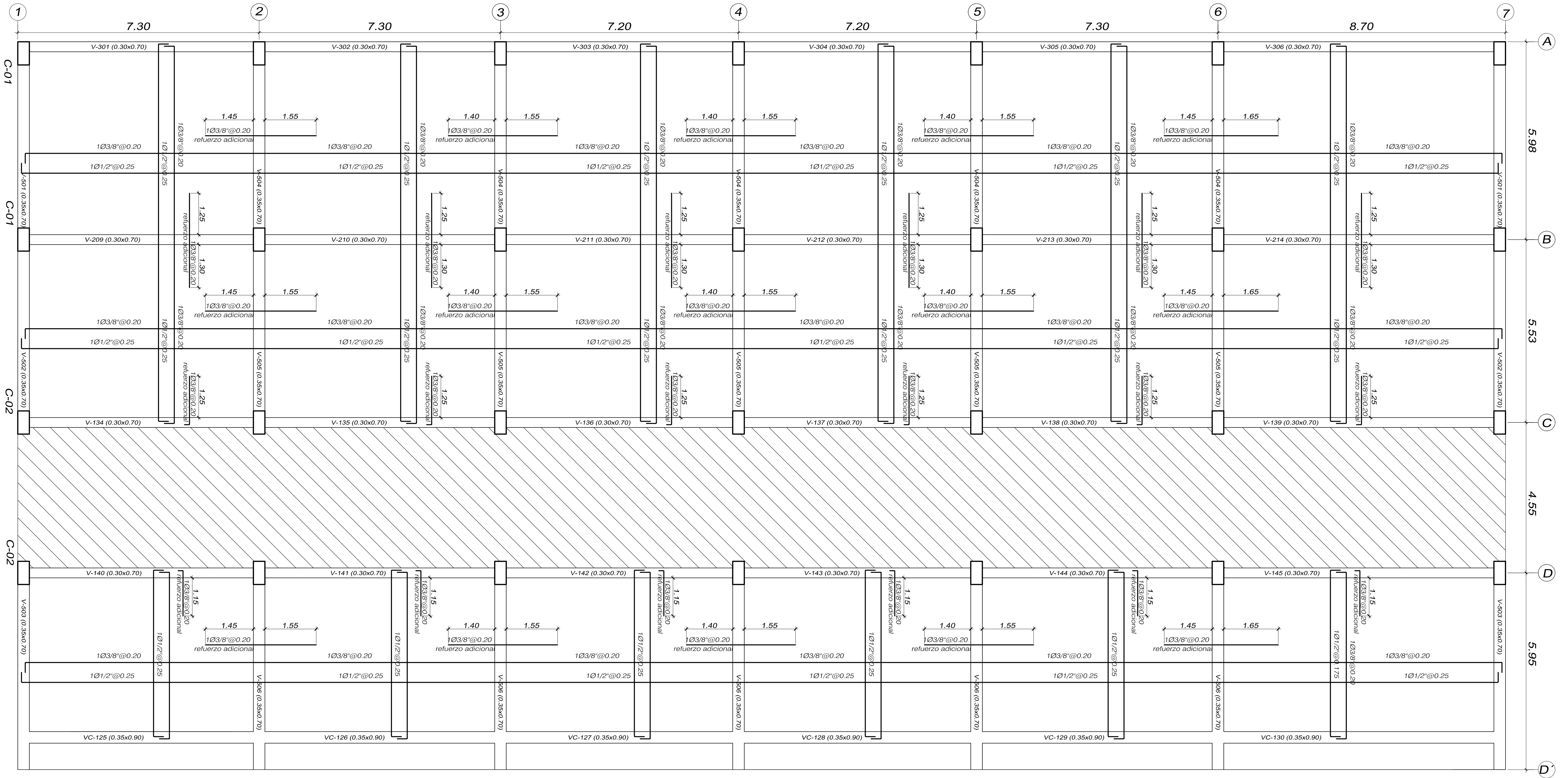
ENCOFRADO NIVEL + 3.15
 BLOQUE A
 ESCALA: 1/50

"UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO"			
PLANO:		ENCOFRADO Y LOSA ALIGERADA DOS DIRECCIONES	
BACHILLER(es):		BACH. JUAN EFRAÍN BLAS RODRIGUEZ BACH. CARLOS DANIEL VARGAS GONZALES	
TESIS:		"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL COLISEO CERRADO MIGUEL GRAU DEL DISTRITO DE PACASMAYO - LA LIBERTAD"	
ESCALA:	FACULTAD:	ESCUELA:	FECHA:
1/100	INGENIERÍA	ESC. PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	MARZO 2016



ESTRUCTURAS
LÁMINA N°

E-07



LOSA MACIZA BLOQUE A - GRADERÍA $e=0.20m$
 ESCALA: 1/50

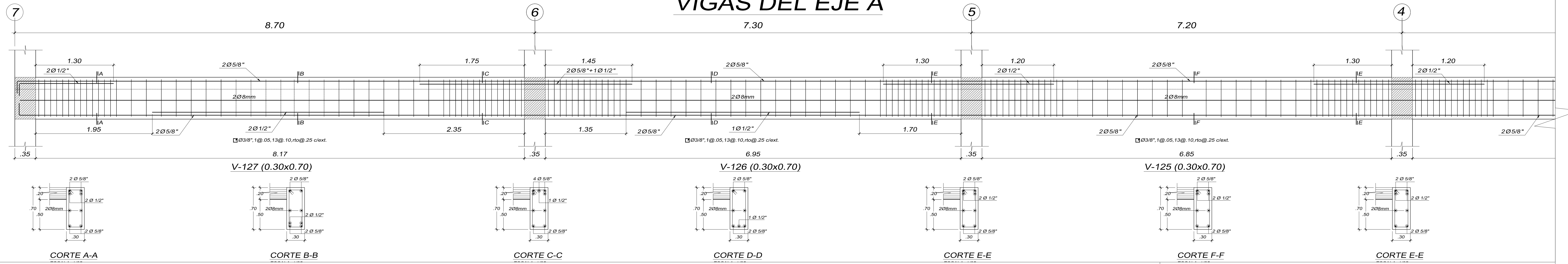
"UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO"			
PLANO :	LOSA MACIZA - BLOQUE A		
BACHILLER(es):	BACH. JUAN EFRAÍN BLAS RODRIGUEZ BACH. CARLOS DANIEL VARGAS GONZALES		
TESIS :	"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL COLISEO CERRADO MIGUEL GRAU DEL DISTRITO DE PACASMAYO - LA LIBERTAD"		
ESCALA : INDICADA	FACULTAD : INGENIERÍA	ESCUELA : ESC. PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	FECHA : MARZO 2016



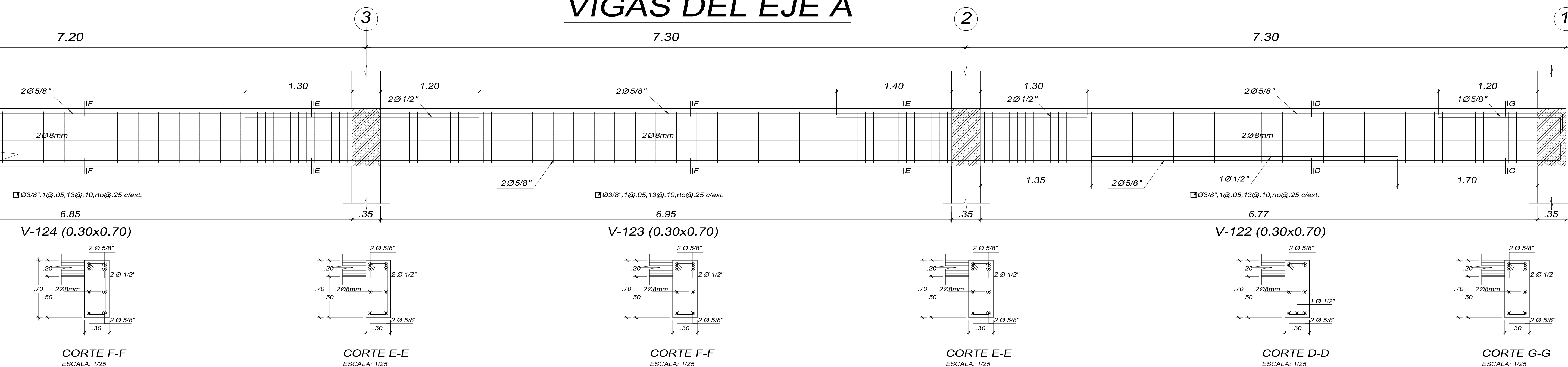
ESTRUCTURAS
LAMINA N°

E-08

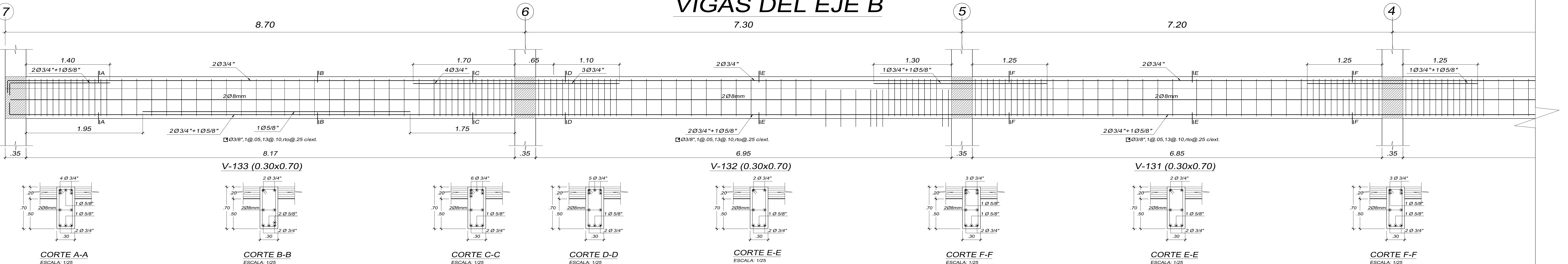
VIGAS DEL EJE A



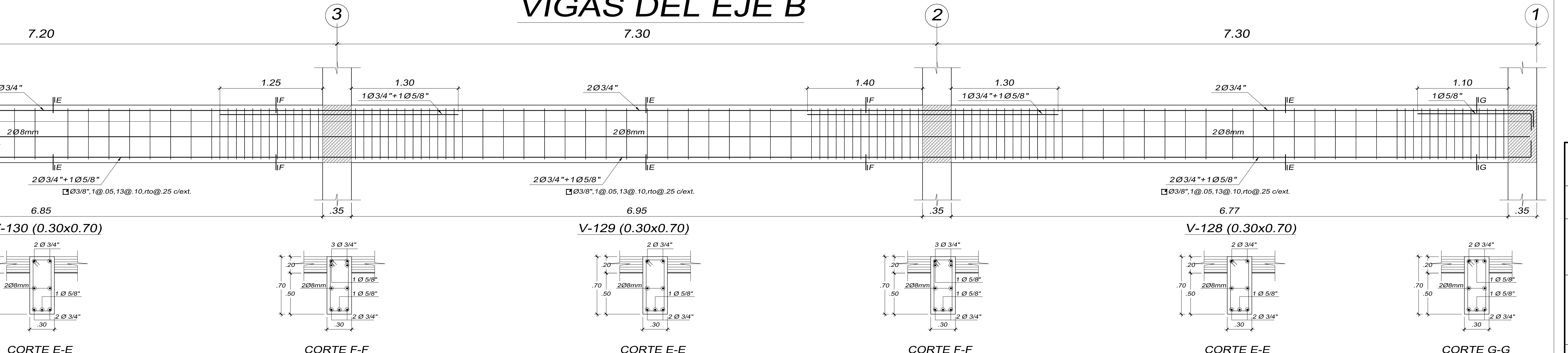
VIGAS DEL EJE A



VIGAS DEL EJE B



VIGAS DEL EJE B



"UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO"

PLANO:

VIGAS - BLOQUE A

BACHILLER(es):

BACH. JUAN EFRÁIN BLAS RODRIGUEZ
BACH. CARLOS DANIEL VARGAS GONZALES

TESIS:

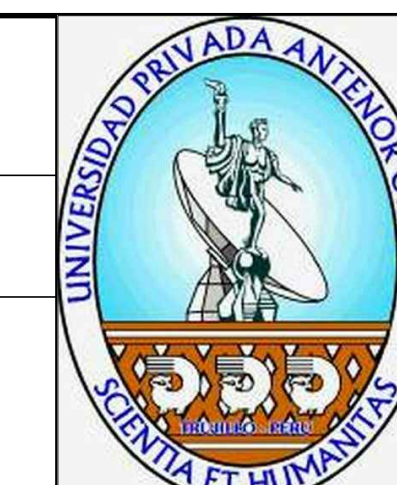
"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL COLISEO CERRADO
MIGUEL GRAU DEL DISTRITO DE PACASMAYO - LA LIBERTAD"

ESCALA: INDICADA

FACULTAD: INGENIERÍA

ESCUELA: ESC. PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

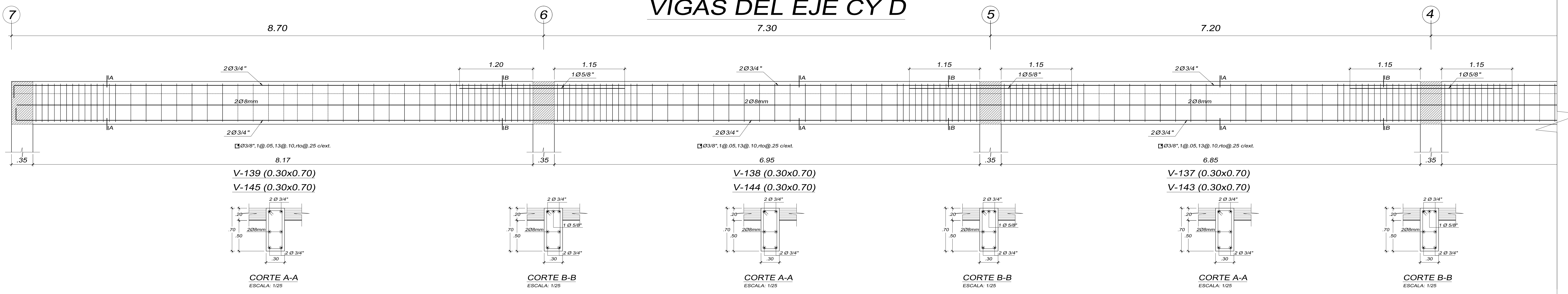
FECHA: MARZO 2016



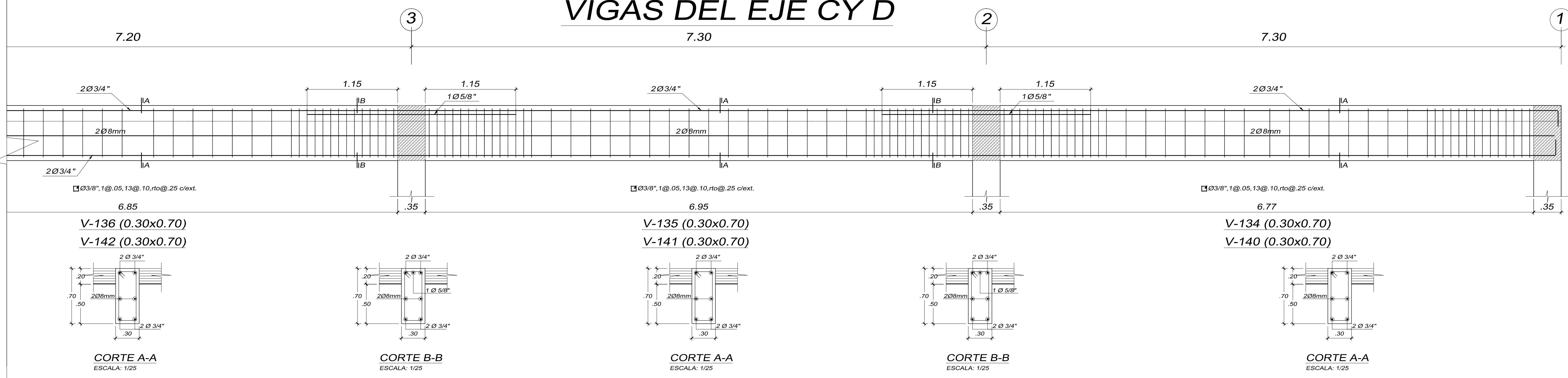
ESTRUCTURAS
LAMINA N°

E-09

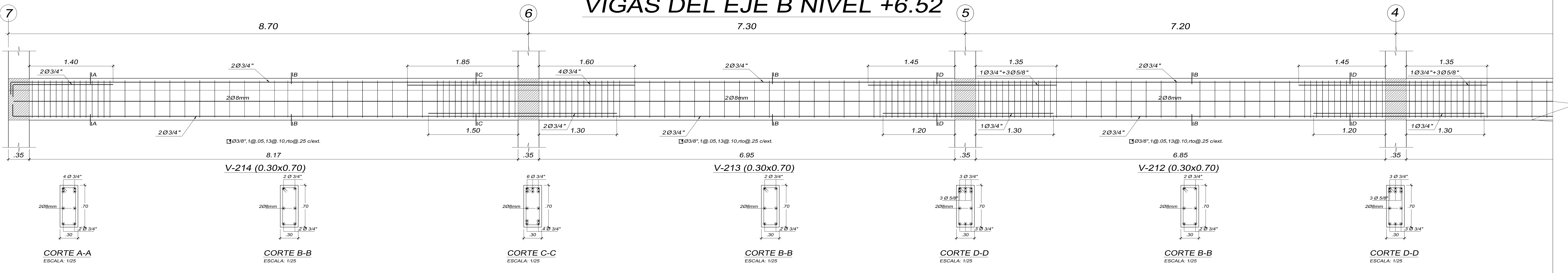
VIGAS DEL EJE CY D



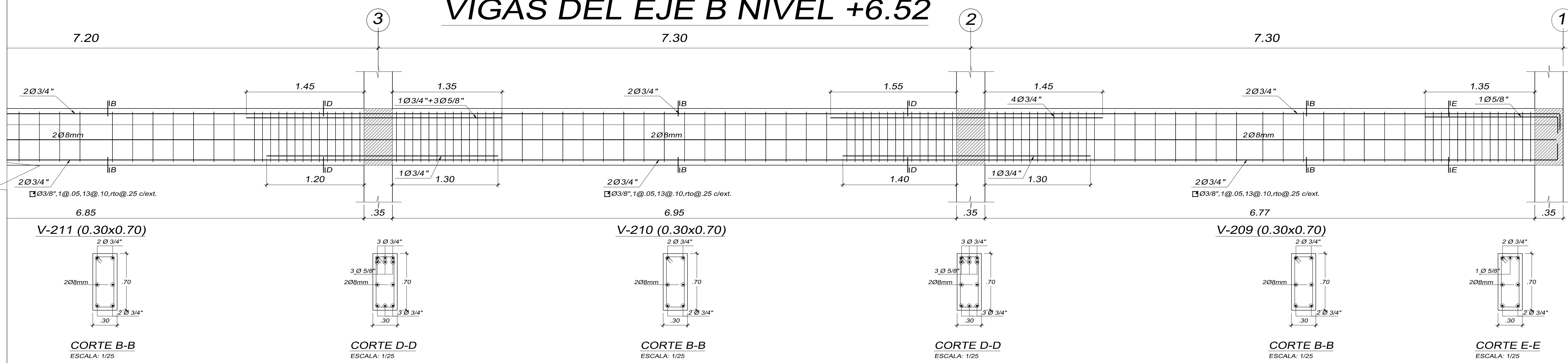
VIGAS DEL EJE CY D



VIGAS DEL EJE B NIVEL +6.52



VIGAS DEL EJE B NIVEL +6.52

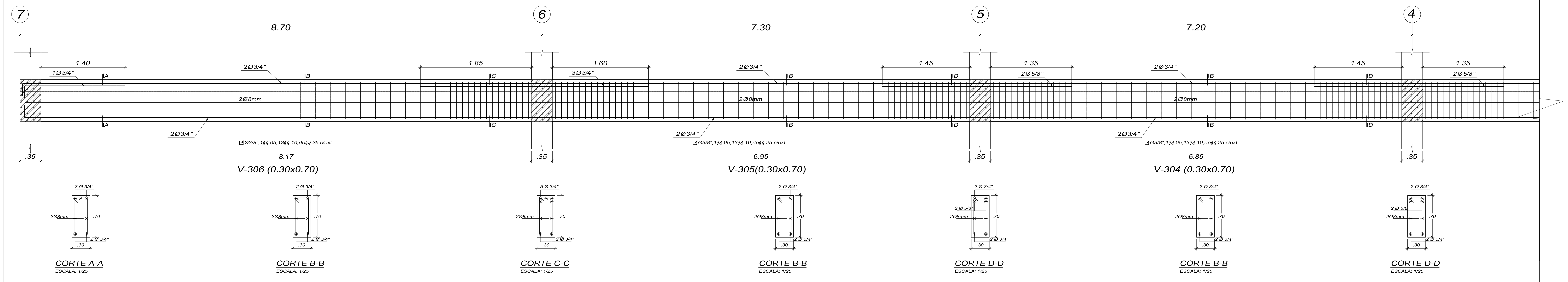


"UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO"

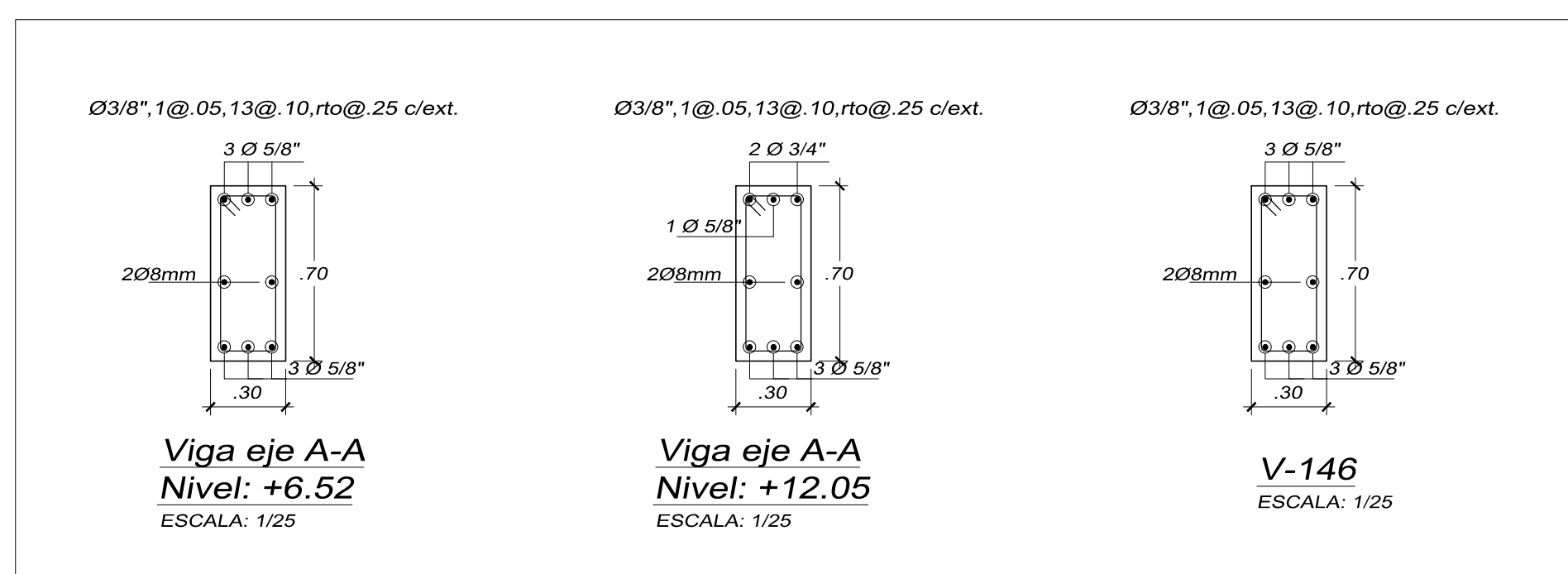
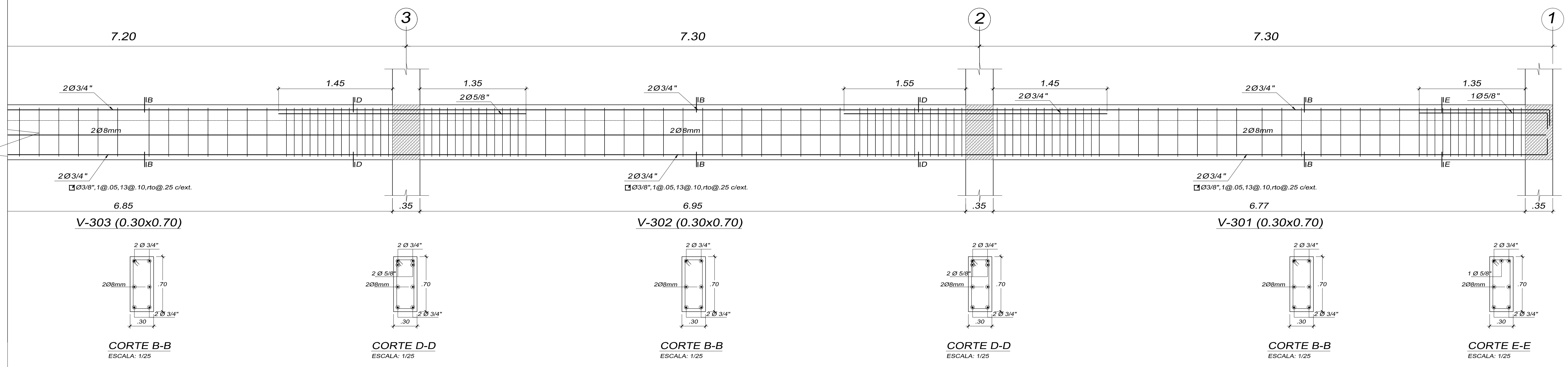
PLANO:	VIGAS - BLOQUE A		
BACHILLER(es):	BACH. JUAN EFRÁIN BLAS RODRIGUEZ BACH. CARLOS DANIEL VARGAS GONZALES		
TESIS:	"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL COLISEO CERRADO MIGUEL GRAU DEL DISTRITO DE PACASMAYO - LA LIBERTAD"		
ESCALA:	INDICADA	FACULTAD:	INGENIERÍA
		ESCUELA:	ESC. PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
		FECHA:	MARZO 2016



VIGAS DEL EJE A NIVEL +10.25



VIGAS DEL EJE A NIVEL +10.25

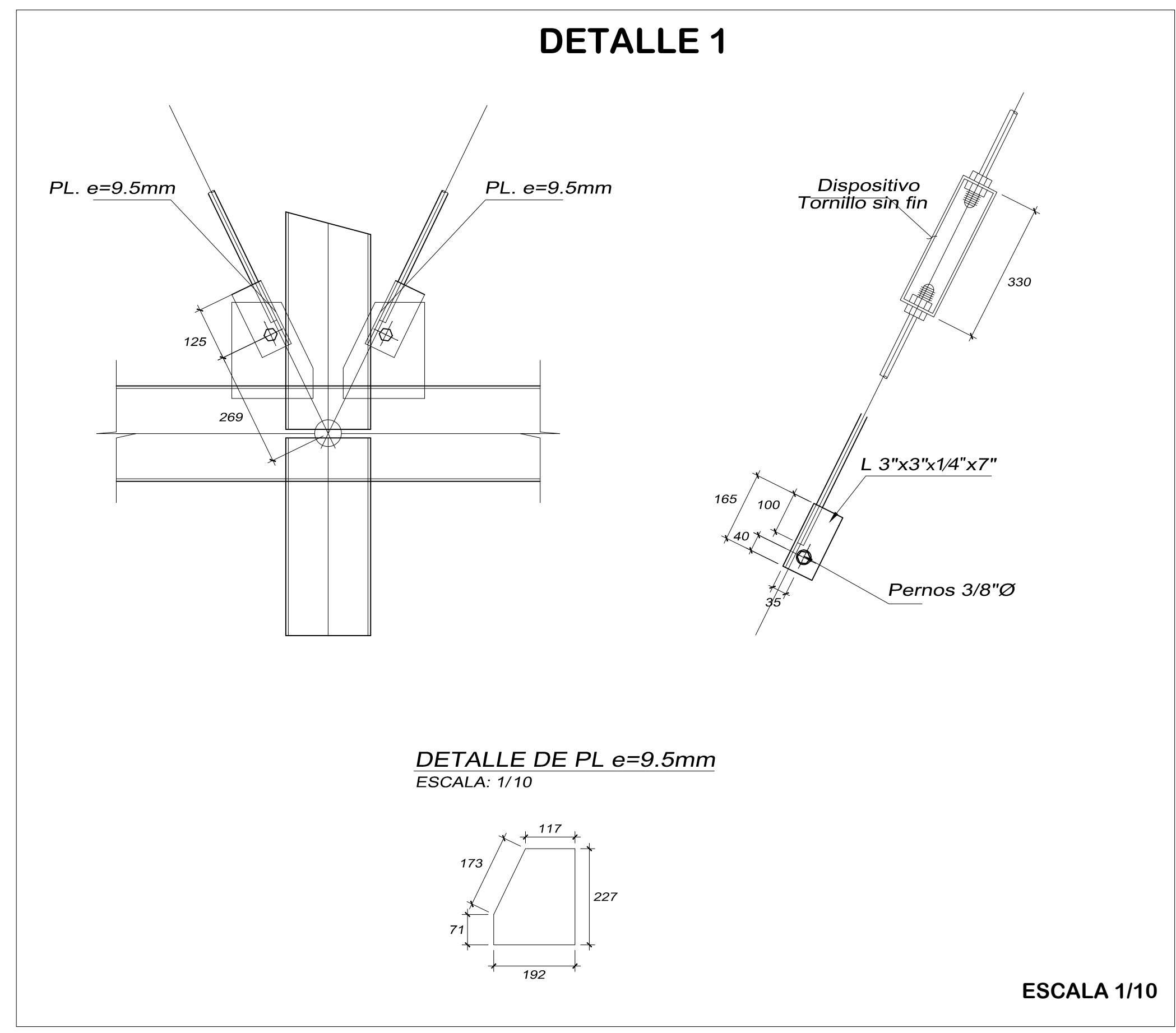
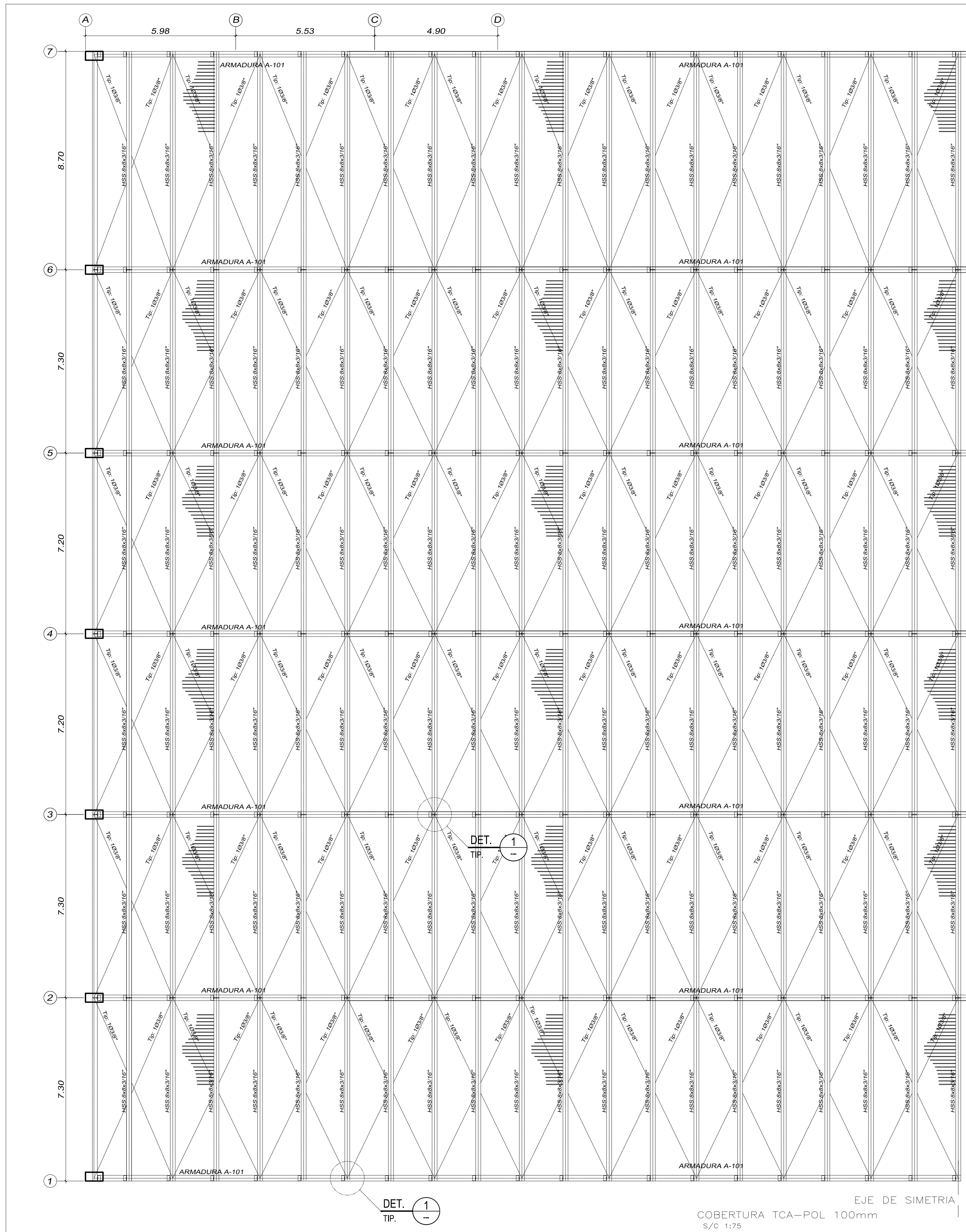


"UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO"			
PLANO: VIGAS - BLOQUE A			
BACHILLER(es): BACH. JUAN EFRAÍN BLAS RODRIGUEZ BACH. CARLOS DANIEL VARGAS GONZALES			
TESIS: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL COLISEO CERRADO MIGUEL GRAU DEL DISTRITO DE PACASMAYO - LA LIBERTAD"			
ESCALA: INDICADA	FACULTAD: INGENIERÍA	ESCUELA: ESC. PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	FECHA: MARZO 2016



ESTRUCTURAS
LAMINA N°

E-11



ESPECIFICACIONES GENERALES

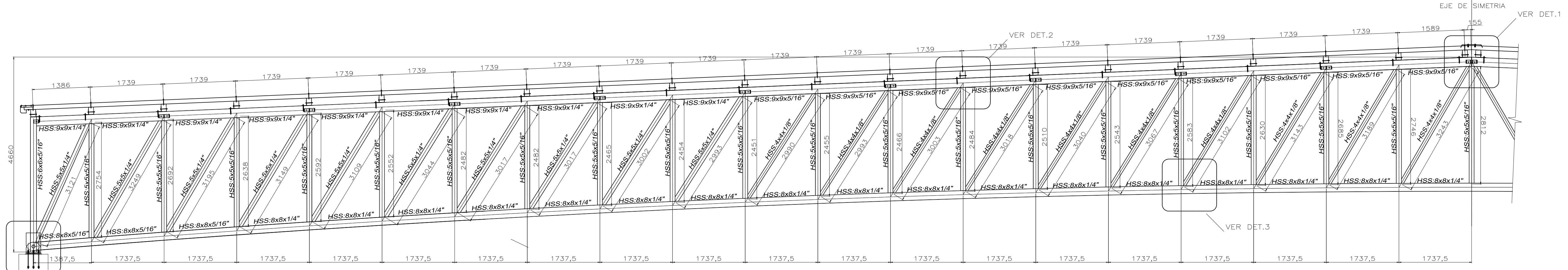
- NORMAS DE DISEÑO
 - NORMA TECNICA DE EDIFICACION E-020 (2005)
 - NORMA TECNICA DE EDIFICACION E-030 (2003)
 - NORMA TECNICA DE EDIFICACION E-090 (2004)
 - SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDING (MARZO 2005)
 - STRUCTURAL WELDING CODE - STEEL (AWS A.5.1-2004)
- MATERIALES
 - PERFILES, PLACAS Y LAMINAS : ASTM A36
 - PERFILES CONFORMADOS EN FRIJO (VIGUETAS) : ASTM A653, GRADO 50
 - PERNOS DE ALTA RESISTENCIA : ASTM A325
 - PERNOS CORRIENTES : ASTM A307 (Fu=4200 kg/cm2)
 - SOLDADURA : E-70XX
 - COBERTURA : Panel alisante
- PROTECCION: TODOS LOS ELEMENTOS DE ACERO SE PROTEGERAN CON PINTURA EPOXICA MACROPOXI O SIMILAR - 5 MILLS
- CARGAS DE DISEÑO
 - CARGA VIVA DE TECHO : s/c = 30 kg/m2
 - VELOCIDAD DE VIENTO : v = 75 km/hr

NOTAS: EL CONTRATISTA DEBE VERIFICAR EN OBRA LAS DIMENSIONES FINALES DE LA ESTRUCTURA DE CONCRETO ANTES DE PROCEDER A LA FABRICACION DE LA ESTRUCTURA METALICA. EL FABRICANTE DE LA ESTRUCTURA METALICA GARANTIZARA LA CALIDAD DE LA SOLDADURA POR MEDIO DE PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS, EN UN PORCENTAJE NO MENOR AL 10%. ESTE PORCENTAJE SERA ELEGIDO ALEATORIAMENTE POR EL SUPERVISOR. EL COSTO DE ESTAS PRUEBAS DE CALIDAD SERAN POR CUENTA DEL FABRICANTE. ANTES DEL MONTAJE FINAL, AL MENOS UN PORTICO SELECCIONADAS POR EL SUPERVISOR DEBERAN PASAR UNA PRUEBA DE RESISTENCIA Y DEFLEXION DE 24 HORAS. PARA LA FABRICACION DE LA ESTRUCTURA EL FABRICANTE DEBERA USAR OPERARIOS CALIFICADOS DEBIDAMENTE ACREDITADOS CON LOS CERTIFICADOS CORRESPONDIENTES. EN CASO QUE EL SOLDADOR NO CUENTE CON SU ACREDITACION DEBERA APROBAR UNA "ESPECIFICACION DE PRUEBA DE SOLDADORES" QUE SERA VERIFICADA POR EL SUPERVISOR. SE USARAN PERNOS ASTM A325 PARA TODAS LAS CONEXIONES, EXCEPTO QUE PODRA USARSE PERNOS ASTM A307 PARA LA FIJACION DE CORREAS.

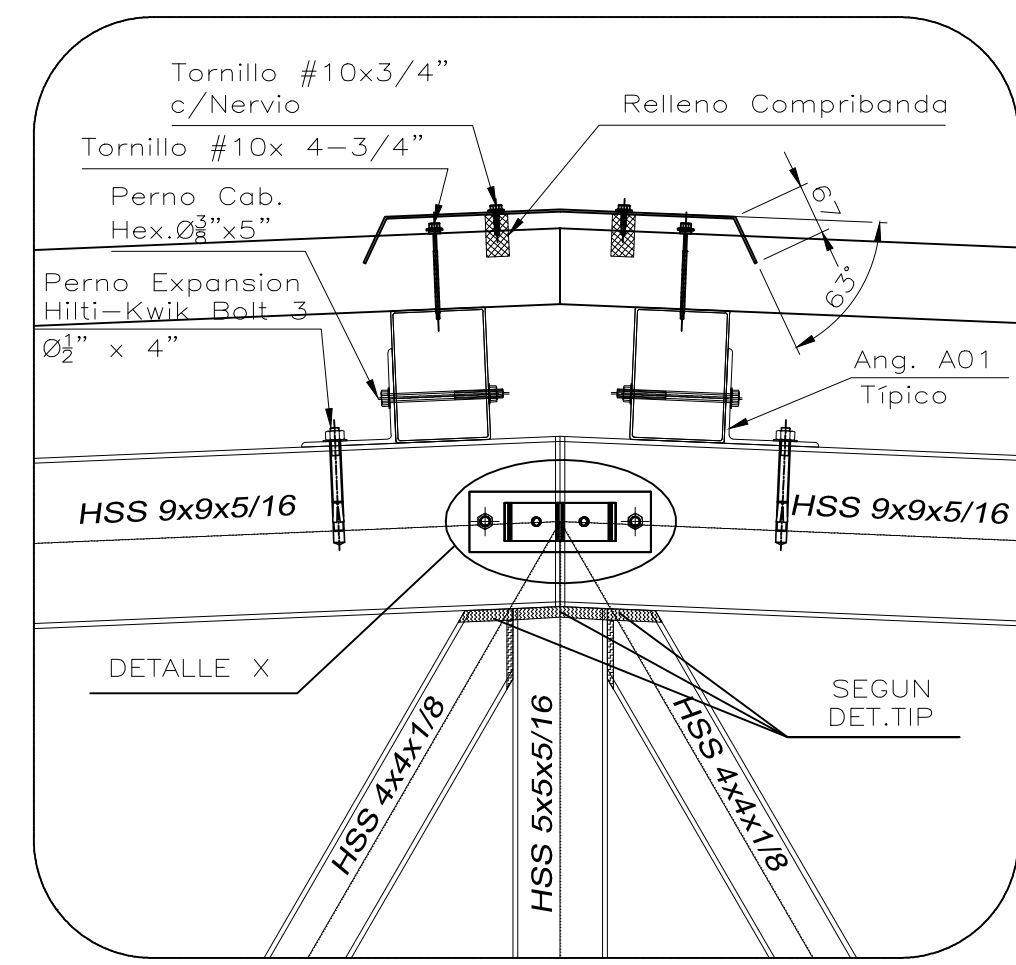
"UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO"			
PLANO :	COBERTURA METÁLICA - BLOQUE A		
BACHILLER(es):	BACH. JUAN EFRÁIN BLAS RODRIGUEZ BACH. CARLOS DANIEL VARGAS GONZALES		
TESIS :	"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL COLISEO CERRADO MIGUEL GRAU DEL DISTRITO DE PACASMAYO - LA LIBERTAD"		
ESCALA :	FACULTAD :	ESCUELA :	FECHA :
INDICADA	INGENIERÍA	ESC. PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	MARZO 2016

ESTRUCTURAS
LAMINA N°
E-12

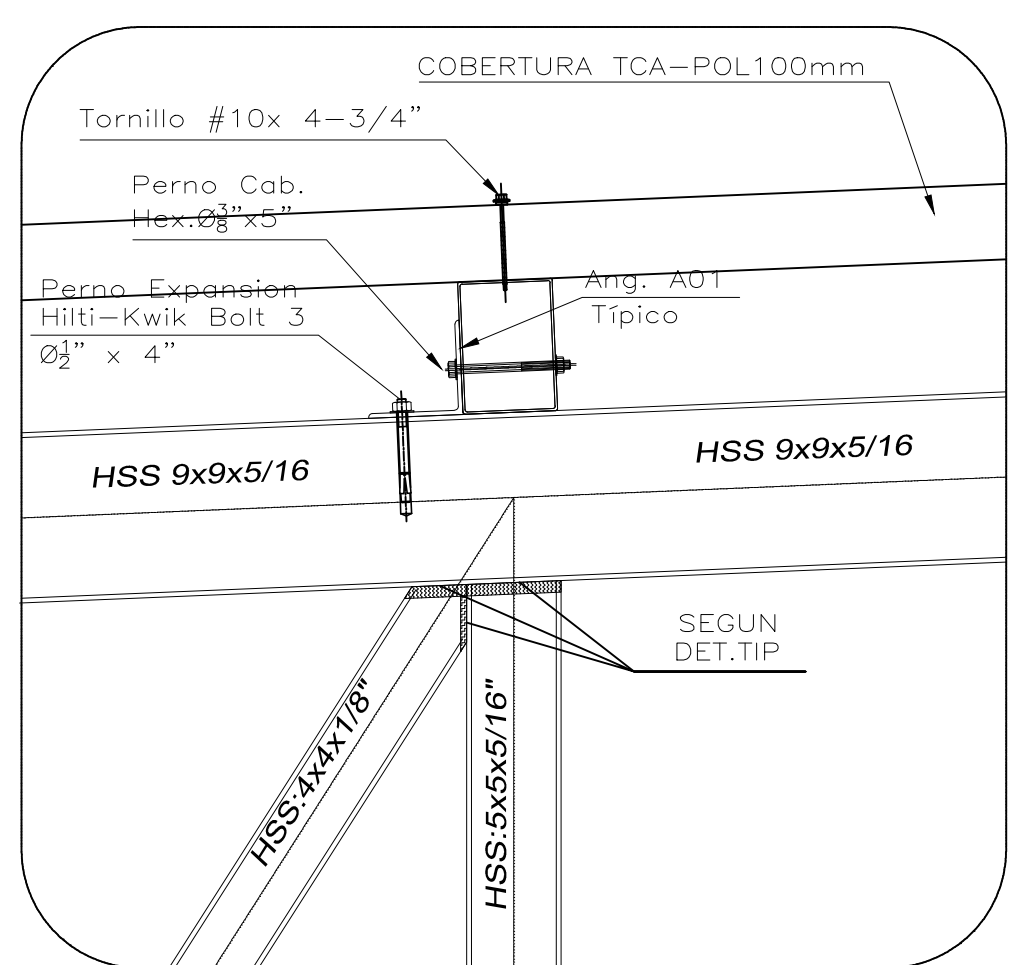
EJE DE SIMETRIA
COBERTURA TCA-POL 100mm
S/C 1:75



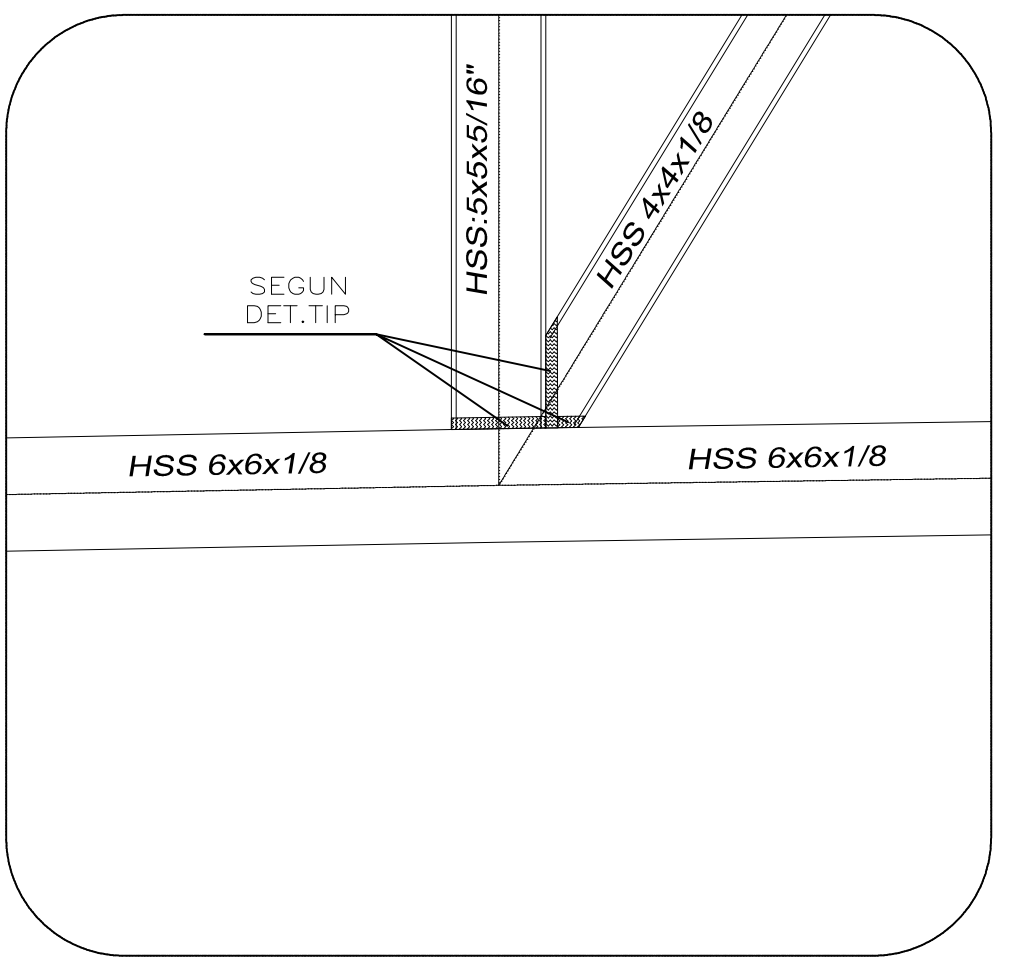
ARMADURA A101
S/C 1:50



DETALLE 1
ESCALA: 1/10



DETALLE 2
ESCALA: 1/10



DETALLE 3
ESCALA: 1/10

ESPECIFICACIONES GENERALES

- NORMAS DE DISEÑO**
 - NORMA TECNICA DE EDIFICACION E-020 (2005)
 - NORMA TECNICA DE EDIFICACION E-030 (2003)
 - NORMA TECNICA DE EDIFICACION E-090 (2004)
 - SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDING (MARZO 2005)
 - STRUCTURAL WELDING CODE - STEEL (AWS A5.1-2004)
- MATERIALES**
 - PERFILES, PLACAS Y LAMINAS : ASTM A36
 - PERFILES CONFORMADOS EN FRIJO (VIGUETAS) : ASTM A553, GRADO 50
 - PERNOS DE ALTA RESISTENCIA : ASTM A325
 - PERNOS CORRIENTES : ASTM A307 (Fu=4200 kg/cm2)
 - SOLDADURA : E-70XX
 - COBERTURA : Panel aislante
- PROTECCION:** TODOS LOS ELEMENTOS DE ACERO SE PROTEGERAN CON PINTURA EPOXICA MACROPOXI O SIMILAR - 5 MILLS
- CARGAS DE DISEÑO**
 - CARGA VIVA DE TECHO : s/c = 30 kg/m2
 - VELOCIDAD DE VIENTO : V = 75 km/hr

NOTAS: EL CONTRATISTA DEBE VERIFICAR EN OBRA LAS DIMENSIONES FINALES DE LA ESTRUCTURA DE CONCRETO ANTES DE PROCEDER A LA FABRICACION DE LA ESTRUCTURA METALICA. EL FABRICANTE DE LA ESTRUCTURA METALICA GARANTIZARA LA CALIDAD DE LA SOLDADURA POR MEDIO DE PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS, EN UN PORCENTAJE NO MENOR AL 10%. ESTE PORCENTAJE SERA ELEJIDO ALEATORIAMENTE POR EL SUPERVISOR. EL COSTO DE ESTAS PRUEBAS DE CALIDAD SERAN POR CUENTA DEL FABRICANTE. ANTES DEL MONTAJE FINAL, AL MENOS UN PORTIJO SELECCIONADO POR EL SUPERVISOR DEBERAN PASAR UNA PRUEBA DE RESISTENCIA Y DEFLEXION DE 24 HORAS. PARA LA FABRICACION DE LA ESTRUCTURA EL FABRICANTE DEBERA USAR OPERARIOS CALIFICADOS DEBIDAMENTE ACREDITADOS CON LOS CERTIFICADOS CORRESPONDIENTES. EN CASO QUE EL SOLDADOR NO CUENTE CON LA ACREDITACION DEBERA APROBAR UNA "ESPECIFICACION DE PRUEBA DE SOLDADORES" QUE SERA VERIFICADA POR EL SUPERVISOR. SE USARAN PERNOS ASTM A325 PARA TODAS LAS CONEXIONES, EXCEPTO QUE PODRA USARSE PERNOS ASTM A307 PARA LA FIJACION DE CORREAS.

REFERENCIAS Y SIMBOLOGIA

Para la representación de los símbolos de soldaduras se consideran las indicaciones de la norma ANSI/AWS A2.4-98 "STANDARD SYMBOLS FOR WELDING, BRAZING, AND NONDESTRUCTIVE EXAMINATION".

MÉTODO DE REPRESENTACIÓN DE SOLDADURAS

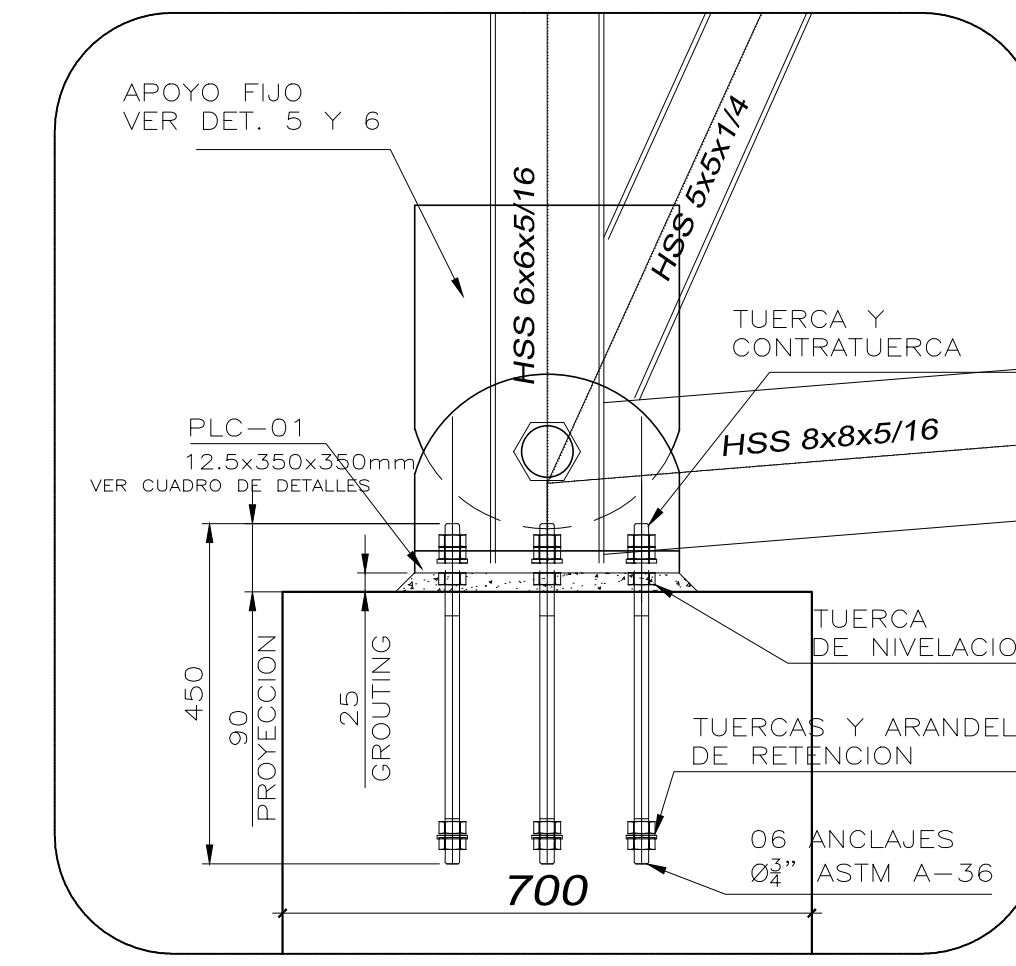
Conforme a la figura 2 de ANSI/AWS A2.4-98 y a los tipos de soldaduras empleadas en este proyecto, se desarrolla el siguiente esquema de representación de una soldadura:

Referencias:
1: flecha (conexión entre 2 y 6)
2: línea de referencia
3: símbolo de soldadura
4: símbolo soldadura perimetral
5: símbolo de soldadura en el lugar de montaje
6: línea del dibujo que identifica la unión propuesta.
S: profundidad del bisel. En soldaduras en ángulo, # el lado del cordón de soldadura.
E: tamaño del cordón en soldaduras a tope.
L: longitud efectiva del cordón de soldadura.
D: dato suplementario. En general, la serie de electrodos a utilizar y el proceso precalificado de soldado.

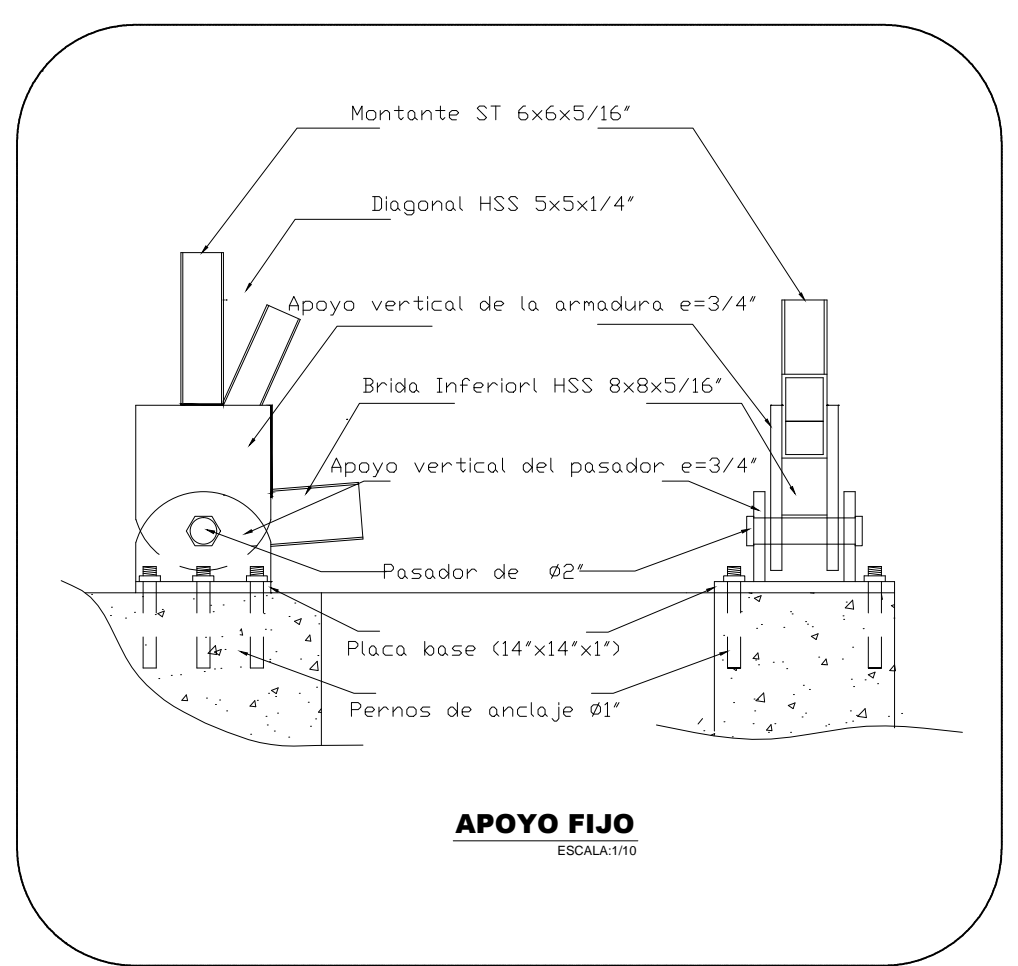
La información relacionada con el lado de la unión soldada a la que apunta la flecha, se coloca por debajo de la línea de referencia, mientras que para el lado opuesto, se indica por encima de la línea de referencia.

Donde:
OS(Other Side): es el otro lado de la flecha
AS(Arrow Side): es el lado de la flecha

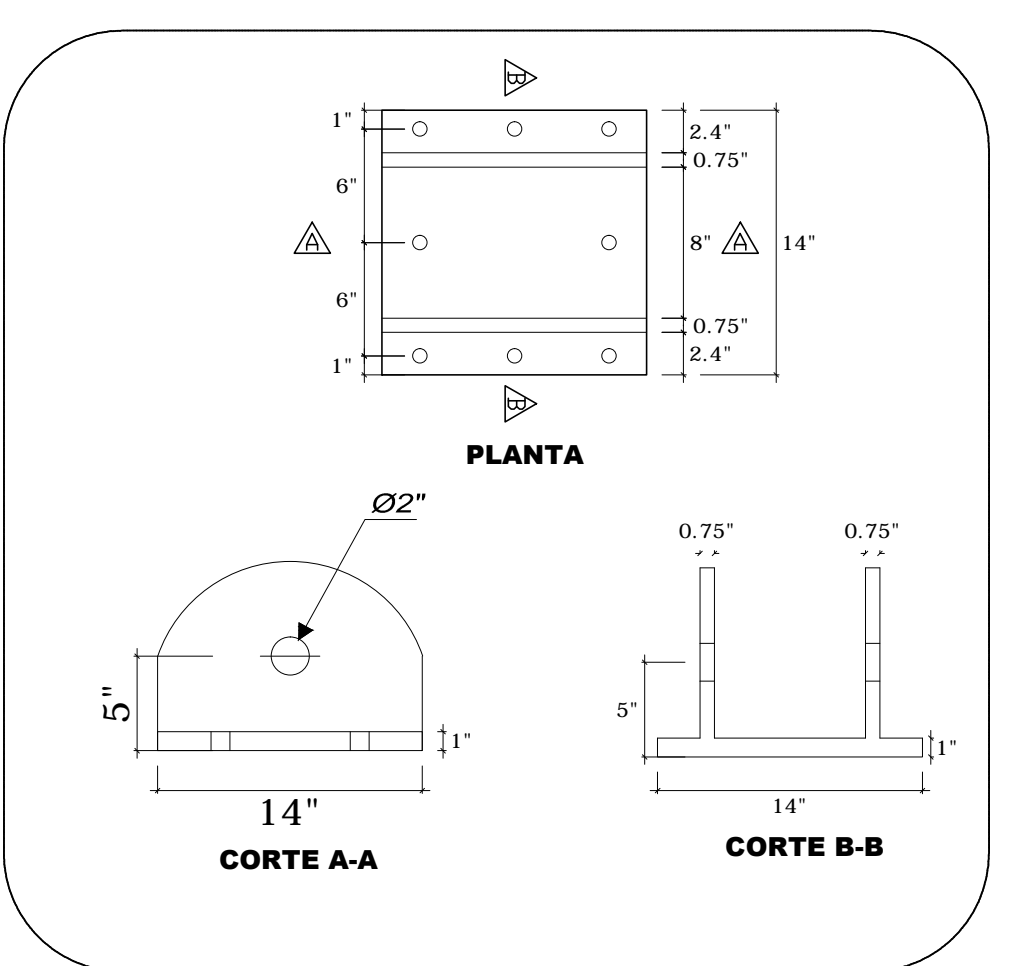
Referencia 3



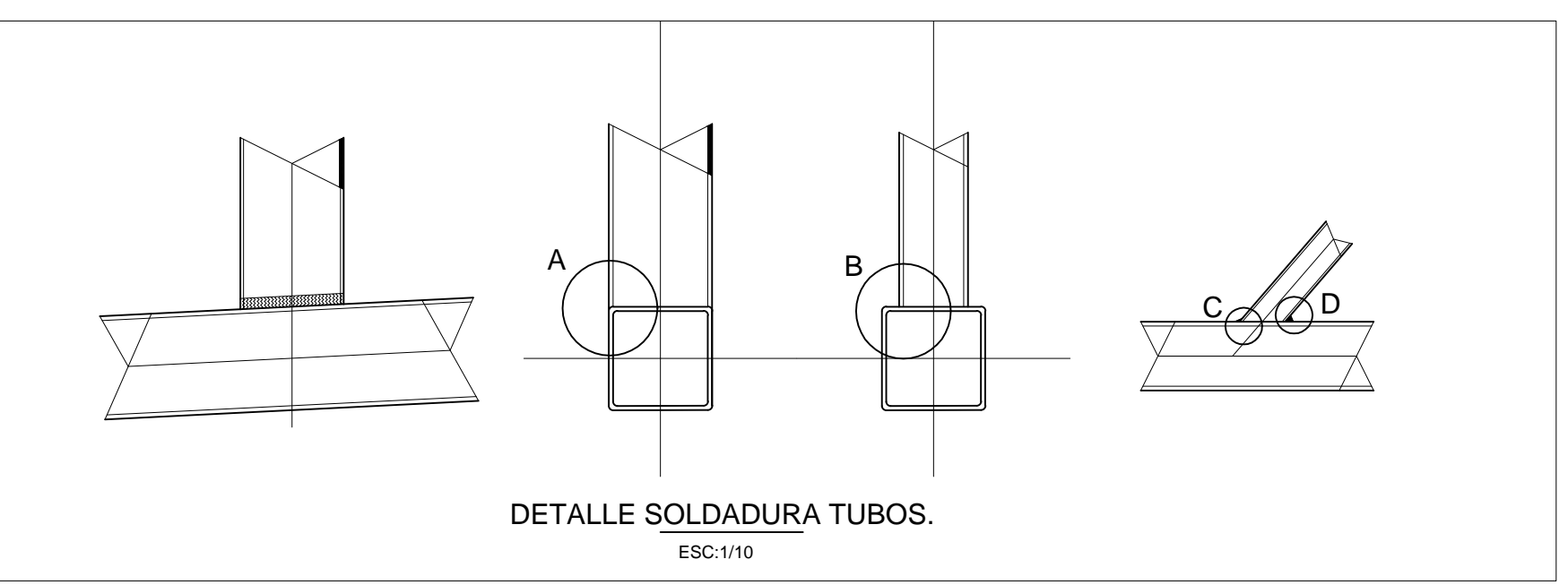
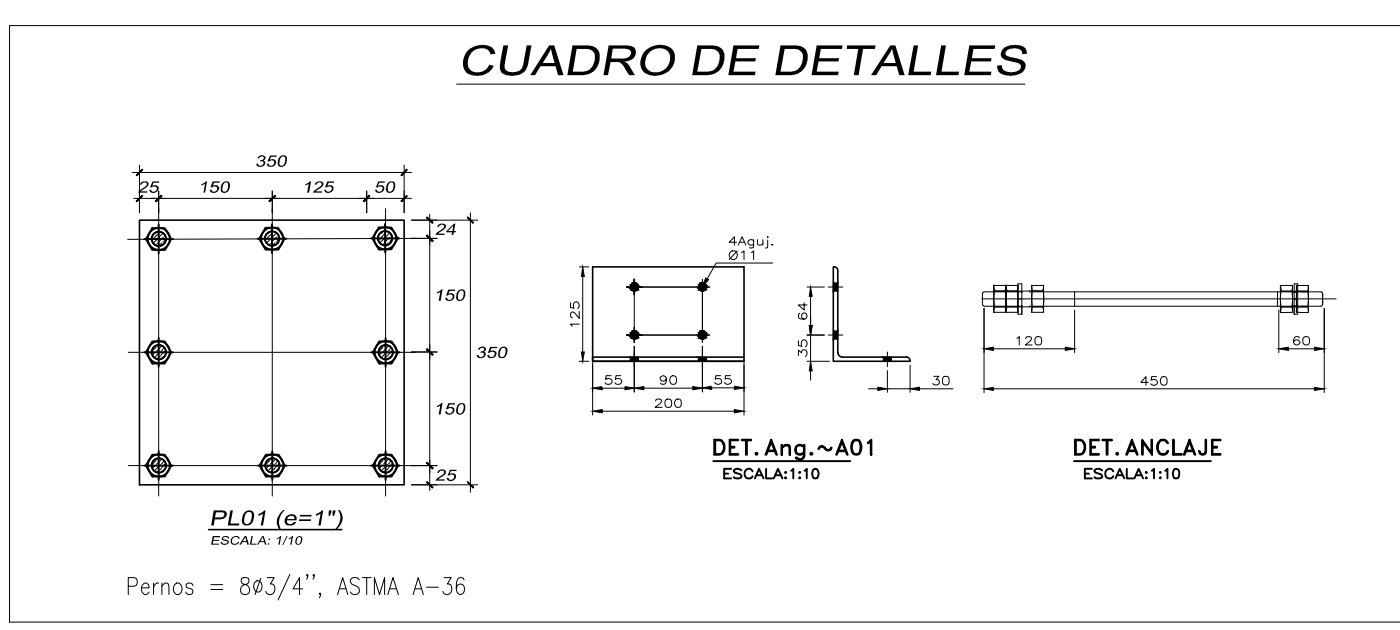
DETALLE 4
ESCALA: 1/10



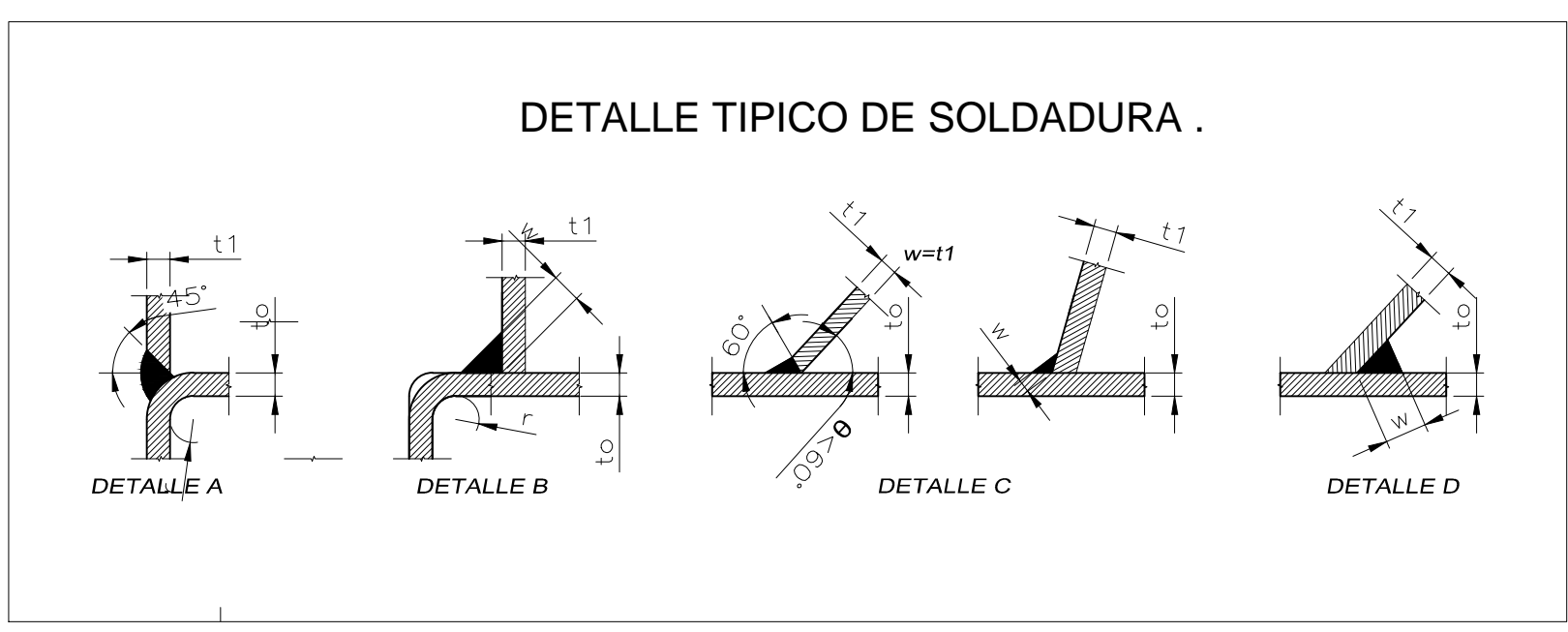
DETALLE 5
ESCALA: 1/10



DETALLE 6
ESCALA: 1/10



DETALLE SOLDADURA TUBOS.
ESC: 1/10



DETALLE TIPICO DE SOLDADURA.

"UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO"

PLANO : **ARMADURA Y DETALLES METÁLICOS**

BACHILLER(es): **BACH. JUAN EFRAÍN BLAS RODRIGUEZ
BACH. CARLOS DANIEL VARGAS GONZALES**

TESIS : **"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL COLISEO CERRADO
MIGUEL GRAU DEL DISTRITO DE PACASMAYO - LA LIBERTAD"**

ESCALA: **INDICADA** FACULTAD: **INGENIERÍA** ESCUELA: **ESC. PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL** FECHA: **MARZO 2016**

ESTRUCTURAS
LAMINA N°
E-13