

MEMORIA DE CÁLCULO
DISEÑO ESTRUCTURAL ALTAR PATRIO
PIE-PGDS-EST-012 03 2019

PROYECTO: ALTAR PATRIO

DOCUMENTO: MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL

CONTENIDO: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

ÁREA REQUIRENTE: PLATAFORMA GUBERNAMENTAL DE DESARROLLO SOCIAL

INSTITUCIÓN: SERVICIO DE GESTIÓN INMOBILIARIA DEL SECTOR PUBLICO "INMOBILIAR"

ÁREA: GERENCIA PROYECTO IMPLEMENTACIÓN DE PROYECTOS INMOBILIARIOS ESTRATÉGICOS PARA LA DISTRIBUCIÓN A NIVEL NACIONAL DE LAS INSTITUCIONES DEL SECTOR PÚBLICO.

ELABORACIÓN: ING. CARLOS AVELINO CÓRDOVA SANTAFÉ

CARGO: EXPERTO ESTRATÉGICO

FECHA: 12 de marzo de 2019

ÍNDICE DE CONTENIDOS

1	ANTECEDENTES.....	4
2	ALCANCE.....	4
3	OBJETIVO.....	4
	3.1 GENERAL.....	4
	3.2 ESPECÍFICO.....	4
4	UBICACIÓN GEOGRÁFICA.....	4
5	SISTEMA ESTRUCTURAL.....	5
	5.1 LOSA TIPO DECK.....	5
	5.2 VIGAS DE ACERO TIPO O.....	6
	5.3 COLUMNAS DE ACERO TIPO O.....	6
	5.1 ASTAS PARA BANDERAS.....	6
6	MATERIALES NORMAS Y CÓDIGOS.....	7
	6.1 MATERIALES.....	7
	6.2 NORMAS Y CÓDIGOS.....	7
7	MODELACIÓN.....	7
	7.1 DEFINICIÓN DE UNIDADES.....	7
	7.2 DEFINICIÓN DE MATERIALES.....	8
	7.3 DEFINICIÓN DE SECCIONES.....	9
	7.4 DEFINICIÓN DE LA GEOMETRÍA.....	9
8	CARGAS BÁSICAS Y COMBINACIONES.....	9
	8.1 PESO PROPIO (PP).....	10
	8.2 CARGA MUERTA (D).....	10
	8.3 CARGA VIVA (L).....	10
	8.4 COMBINACIONES DE CARGA.....	11
9	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	11
	9.1 DEFLEXIONES.....	11
	9.2 ESFUERZOS.....	13
10	DISEÑO ACERO ESTRUCTURAL.....	14
	10.1 PLACAS DE ANCLAJES.....	14
	10.1 PERNOS DE ANCLAJES.....	18
	10.2 FLEXIÓN.....	19
	10.3 FLEXO-COMPRESIÓN.....	22
	10.4 CONEXIÓN VIGA PRINCIPAL Y SECUNDARIA.....	25
11	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	25

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.	UBICACIÓN EDIFICIO PGDS, SECTOR QUITUMBE, FUENTES: GOOGLE MAPS.....	5
FIGURA 2.	LOSA TIPO DECK	6
FIGURA 3.	VIGAS Y COLUMNAS DE ACERO TIPO I.....	6
FIGURA 4.	ASTAS PARA BANDERAS.....	6
FIGURA 5.	DEFINICIÓN DE UNIDADES EN EL MODELO 3D.....	8
FIGURA 6.	DEFINICIÓN DE MATERIALES EN EL MODELO 3D	8
FIGURA 7.	MODELO 3D DEL SISTEMA.....	9
FIGURA 8.	CHEQUEO DE DEFLEXIONES.....	13
FIGURA 9.	COMPROBACIÓN DE ESFUERZOS ALTAR PATRIO	13
FIGURA 10.	COMPROBACIÓN DE ESFUERZOS ASTA DE BANDERA	14
FIGURA 11.	DIAGRAMA DE MOMENTOS	19
FIGURA 12.	RELACIÓN DE ESFUERZOS EN VIGAS.....	20
FIGURA 13.	CARGA AXIAL EN COLUMNAS.....	22
FIGURA 14.	MOMENTO EN COLUMNAS M2-2	23
FIGURA 15.	MOMENTO EN COLUMNAS M3-3	23

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1.	RESUMEN DE ARMADURA EN SECCIONES DE VIGAS	7
TABLA 2.	RESUMEN DE SECCIONES ASIGNADAS AL MODELO 3D	9
TABLA 3.	RESUMEN DE CARGAS	10
TABLA 4.	RESUMEN DE COMBINACIONES DE CARGA	11
TABLA 5.	CHEQUEO DE DEFLEXIONES.....	12
TABLA 6.	MÁXIMAS DEFLEXIONES PERMISIBLES	12
TABLA 7.	DISEÑO PLACA BASE PARA VIGA IPE 450.....	16
TABLA 8.	DISEÑO PLACA BASE PARA VIGA IPE 300.....	18
TABLA 9.	DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE	18
TABLA 10.	DISEÑO DE VIGA 100X200X3	21
TABLA 11.	DISEÑO DE VIGA 100X300X3	21
TABLA 12.	DISEÑO DE COLUMNA 100X200X3.....	24

1 ANTECEDENTES

La Gerencia del Proyecto Inmobiliario Estratégico para la Distribución a Nivel Nacional en las Instituciones del Sector Público, solicita el Diseño Estructural para la implantación de un Altar Patrio sobre el nivel $Nv=+14.70$ de la Plataforma Gubernamental de Desarrollo Social.

2 ALCANCE

El presente documento está realizado para detallar el procedimiento de análisis y diseño de los elementos estructurales para la construcción correspondiente al Altar Patrio sobre el nivel $Nv=+14.70$ de la Plataforma Gubernamental de Desarrollo Social.

3 OBJETIVO

3.1 General

Realizar el análisis y diseño estructural del Altar Patrio sobre el nivel $Nv=+14.70$ de la Plataforma Gubernamental de Desarrollo Social.

3.2 Específico

Describir los criterios, hipótesis, normas y cálculos de diseño estructural, que se deben realizar para garantizar el óptimo desempeño de la estructura.

Proveer de una propuesta de sistema estructural, de tal manera que ofrezca todas las garantías de resistencia, seguridad y ductilidad requerida, y además que cumpla con los requisitos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015, en los capítulos:

NEC-SE-AC-2015 Estructuras de Acero
NEC-SE-CG-2015 Cargas no sísmicas
NEC-SE-HM-2015 Hormigón Armado
NEC-SE-DS-2015 Peligro Sísmico
NEC-SE-RE-2015 Riesgo sísmico

Generar el Estudio Estructural.

4 UBICACIÓN GEOGRÁFICA

La Plataforma Gubernamental de Desarrollo Social se encuentra ubicada entre la Av. Quitumbe Nan, Lira Nan y Av. Amaru Nan; junto a la plaza Quitumbe, en el Distrito Metropolitano de Quito, provincia de Pichincha; ubicación geográfica Latitud: $0^{\circ}17'34.50''S$, longitud: $78^{\circ}32'43.41''W$; coordenadas UTM 773227.95m, 9967593.54m; aproximadamente a 2892.62 msnm.

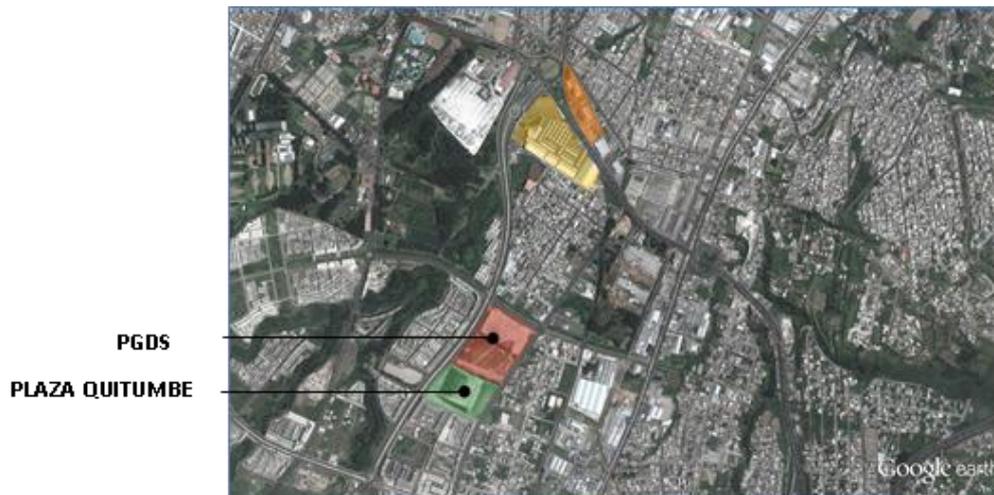


Figura 1. Ubicación edificio PGDS, sector Quitumbe, Fuentes: Google Maps

5 SISTEMA ESTRUCTURAL

Actualmente debido a las exigencias del mercado, los sistemas constructivos han ido evolucionando en función de reducir costos, tiempos de construcción y lo más importante para un diseño sísmo-resistente en la disminución del peso muerto de la estructura, y para ello, se ha visto la necesidad de insertar en la construcción, nuevos materiales alternativos livianos y que a su vez, el costo no difiera significativamente con relación a los materiales.

Se propone un sistema cuyos elementos estructurales principales consisten en vigas y columnas conectadas a través de nudos formando un sistema resistente en las dos direcciones principales de análisis, estas son eje X-X y eje Y-Y.

La estructura se conforma de un conjunto de elementos estructurales resistentes, capaces de mantener sus formas y cualidades a lo largo del tiempo, bajo la acción de las cargas y agentes exteriores a las que debe estar sometido, es decir; que deben estar diseñadas para resistir acciones verticales y horizontales simultáneamente.

5.1 Losa tipo Deck

Es una placa de acero estructural galvanizada, con doblado trapezoidal, que se utiliza para la construcción de losas en edificaciones. La interacción entre la placa y el hormigón que se vacía sobre ésta, es alcanzada mediante un sistema de resaltes dispuestos transversalmente en la placa, los cuales producen una trabazón mecánica al hormigón, evitando su desplazamiento y garantizando su unión monolítica, capaz de resistir las cargas tanto verticales como horizontales y formando lo que se denomina una losa compuesta.

El acero utilizado es ASTM A53GRB y el hormigón utilizado para la conformación de este elemento estructural tiene una resistencia característica a la compresión simple de $f_c=240\text{kg/cm}^2$. El acero de refuerzo para control de retracción y temperatura es una malla electrosoldada con una resistencia a la fluencia de 5000 kg/cm^2 , en varillas corrugadas, por estar expuesta directamente a los efectos externos de la intemperie.



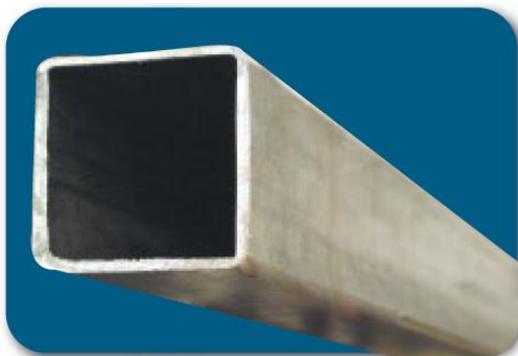
Figura 2. Losa Tipo Deck

5.2 Vigas de Acero Tipo O

Las vigas que conforman el sistema de cubierta son de acero estructural con perfiles Tipo cajón ASTM A 500 de dimensiones variables, con una resistencia a la fluencia de 2530 kg/cm².

5.3 Columnas de Acero Tipo O

Las vigas que conforman el sistema de cubierta son de acero estructural con perfiles Tipo cajón ASTM A 500 de dimensiones variables, con una resistencia a la fluencia de 2530 kg/cm².



Especificaciones Generales

Calidad	ASTM A-500
Recubrimiento	Negro o Galvanizado
Largo Normal	6.00 m
Otros Largos	Previa Consulta
Dimensiones	Desde 20.00 mm a 100.00 mm
Espesor	Desde 1.20 mm a 5.00 mm

Figura 3. Vigas y Columnas de Acero Tipo O

5.1 Astas para Banderas

Para las astas de las banderas que se ubicarán en el altar patrio sobre el nivel Nv=+14.70, se utilizó acero estructural con perfiles Tipo redondo ASTM A 500 de dimensiones variables, con una resistencia a la fluencia de 2530 kg/cm².



Especificaciones Generales

Calidad	ASTM A-500
Recubrimiento	Negro o Galvanizado
Largo Normal	6.00 m
Otros Largos	Previa Consulta
Dimensiones	Desde 7/8" hasta 3"
Espesor	Desde 1.50 mm a 3.00 mm

Figura 4. Astas para Banderas

6 MATERIALES NORMAS Y CÓDIGOS

6.1 Materiales

Como materiales predominantes en la construcción, se consideran los siguientes:

Acero Estructural ASTM A-36		Hormigón Estructural	
Peso volumétrico	w=7.845 t/m ³	Peso volumétrico	w=2.4028 t/m ³
Módulo de elasticidad	E= 2038901.92 kg/cm ²	Módulo de elasticidad	E= 15100*(f'c) ^{0.5} E=233928 kg/cm ²
Coefficiente de Poisson	μ=0.30	Coefficiente de Poisson	μ=0.20
Resistencia a la fluencia	f _y = 2530.00 kg/cm ²	Resistencia a la compresión	f'c= 240.00 kg/cm ²
Resistencia a la rotura	f _u = 4218.42 kg/cm ²		

Tabla 1. Resumen de armadura en secciones de vigas

6.2 Normas y Códigos

Para el análisis y diseño de los diferentes elementos de acero se aplicaron los criterios, comentarios, especificaciones y normas contenidas en los códigos descritos a continuación:

- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015. Requisitos generales de diseño y requisitos mínimos de cálculo para diseño sismo-resistente de las estructuras, en los capítulos:
NEC-SE-AC-2015 Estructuras de Acero
NEC-SE-CG-2015 Cargas no sísmicas
NEC-SE-HM-2015 Hormigón Armado
NEC-SE-DS-2015 Peligro Sísmico
NEC-SE-RE-2015 Riesgo sísmico
- Especificaciones para Construcciones en Acero AISC 360-10 (American Institute of Steel Construction).
- Requisitos para soldadura AWS (American Welding Society).
- Requisitos de diseño de acuerdo a la norma ACI 318-14 (American Concrete Institute) Building Code Requirements for Reinforced Concrete.

en lo que se refiere a dimensiones mínimas, porcentajes mínimos de refuerzo, recubrimientos mínimos, longitudes de traslape, colocación y figurado de las varillas, coeficientes de mayoración de cargas, combinaciones de carga, esfuerzos de los materiales, deformaciones, desplazamientos máximos, entre otros.

7 MODELACIÓN

Para realizar la modelación de la estructura se utilizó la ayuda del software denominado ETABS, considerando un análisis espacial tridimensional, manipulando elementos tipo frame para representar columnas y vigas de acero estructural y tipo shell para representar elementos placa como la losa. La modelación o idealización de la estructura se realizó de acuerdo al siguiente procedimiento:

7.1 Definición de Unidades

Es necesario definir las unidades con las cuales se va a ingresar los datos al programa de diseño denominado ETABS tales como, geometría, distancias, espesores, cargas,

entre otros. Así mismo estas unidades nos permitirán leer los valores de solicitaciones generadas por acciones externas a la estructura, de tal manera que se pueda definir el diseño final de los elementos estructurales que se desea analizar.

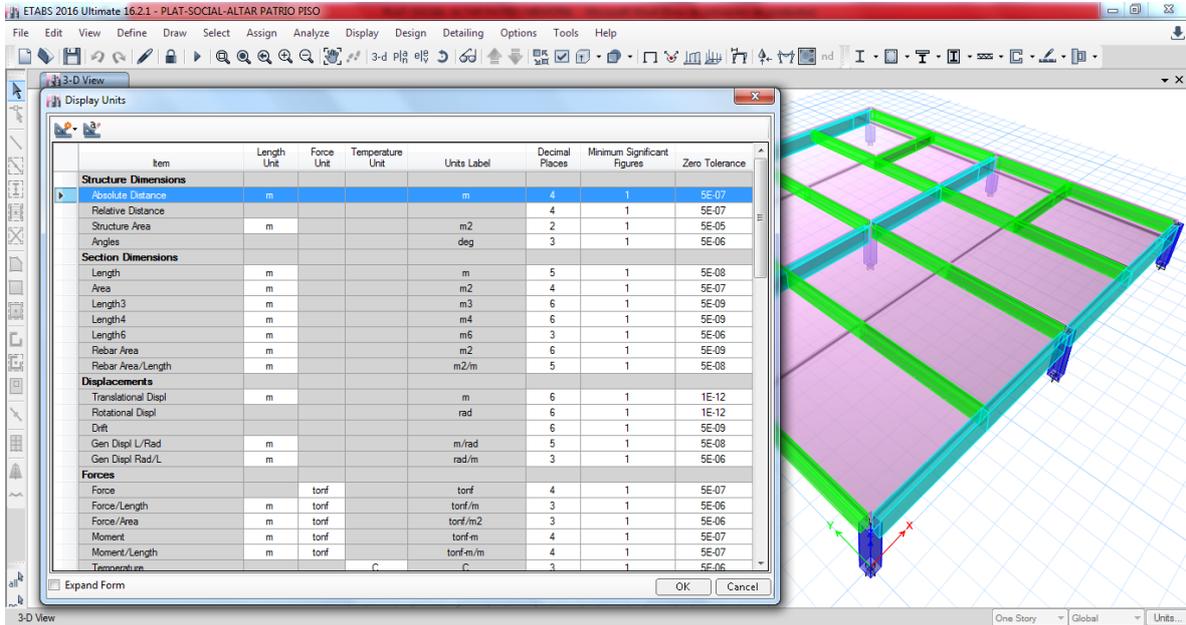


Figura 5. Definición de Unidades en el Modelo 3D

7.2 Definición de Materiales

Se definen los principales materiales que comprenden la estructura, como es acero con límite a la fluencia $f_y=2530.00 \text{ kg/cm}^2$. Con esta información se genera los materiales que se proponen utilizar para la idealización o discretización del modelo.

A continuación se muestra los gráficos de las definiciones de los materiales principales.

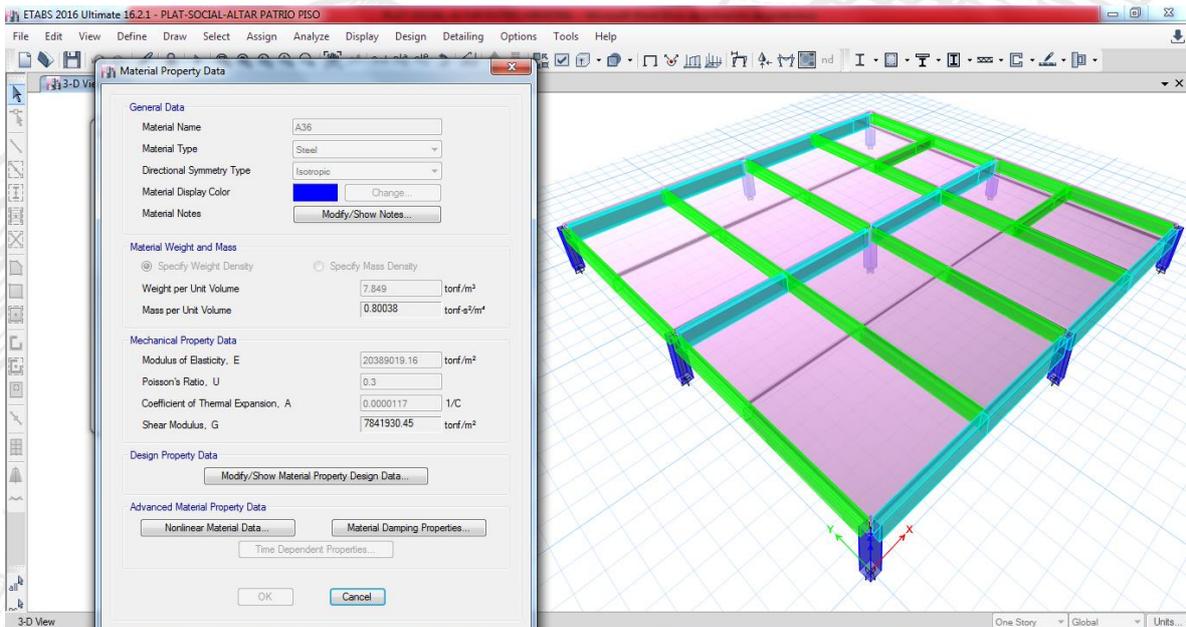


Figura 6. Definición de Materiales en el Modelo 3D

7.3 Definición de Secciones

Se define las secciones con las que se va a realizar el dibujo del modelo en el programa ETABS, en función de las herramientas para el tipo de elementos estructurales que se consideran, así para vigas y columnas se define como elementos tipo frame o barra de dimensiones variables y para la losa se define como elementos tipo shell o placa, además se considera para cada elemento el material correspondiente, de acuerdo con la definición del material que se generó en el punto anterior.

RESUMEN DE SECCIONES		
Descripción	Tipo	Sección
Columnas	Perfil de Acero Tipo Cajón	150x150x4
Vigas	Perfil de Acero Tipo Cajón	200x100x3 300x100x3
Losa	Placa Tipo Deck	120
Asta para Bandera	Perfil de Acero Tipo Redondo	4"x3

Tabla 2. Resumen de Secciones asignadas al Modelo 3D

7.4 Definición de la Geometría

En función de la distribución, cortes longitudinales y transversales, fachadas y demás información arquitectónica disponible, se debe generar la geometría en el programa ETABS, que se va analizar, de tal manera que se plasme en el modelo, lo más fiable a la realidad, cuidando todos los detalle, para que al finalizar la fase de análisis, se obtengan valores racionales para proceder a la etapa de diseño.

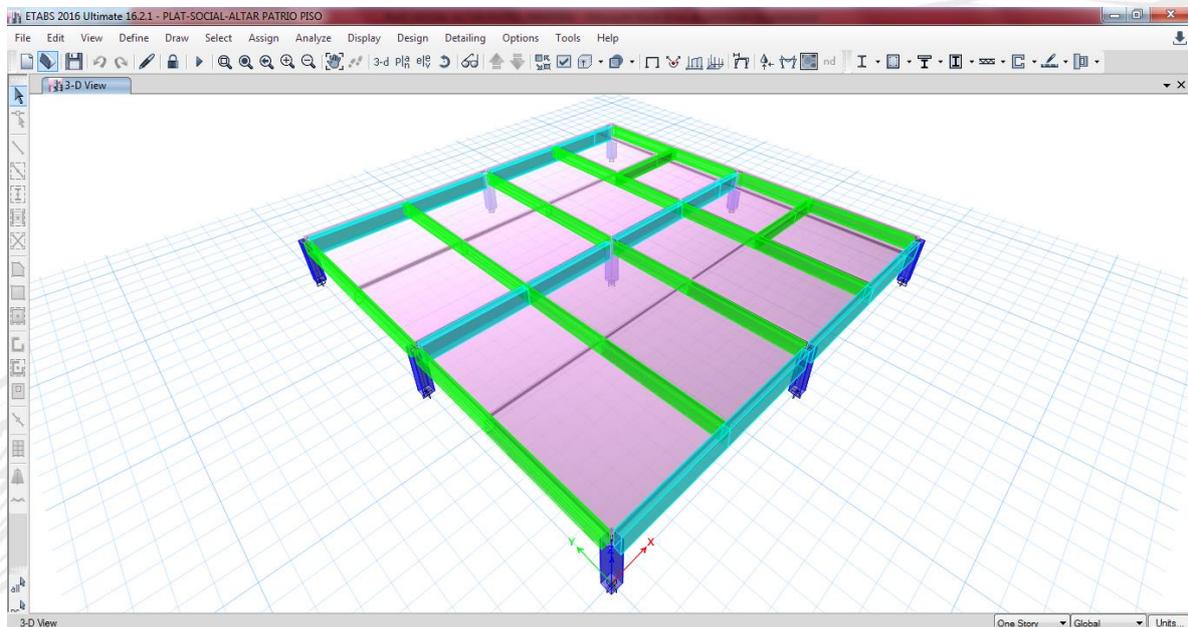


Figura 7. Modelo 3D del Sistema

8 CARGAS BÁSICAS Y COMBINACIONES

De acuerdo a la naturaleza del presente proyecto, las características, usos e importancia de la estructura a diseñarse y los códigos de diseño y construcción aplicables, se han tomado en cuenta las siguientes consideraciones:

- a) La estructura es de acero conformado con columnas y vigas principales, sistemas de piso.
- b) Los elementos deben soportar las diferentes solicitaciones, bajo las diversas condiciones de carga y sus combinaciones, considerando las más desfavorables para la etapa de diseño estructural.
- c) Para el presente caso el sistema de piso se implantará sobre el nivel $N_v=+14.70$ m, de acuerdo a la distribución arquitectónica.
- d) Se ha elaborado el modelo matemático estructural mediante elementos tipo frame y tipo shell en tres dimensiones, considerando todas las características geométricas y las acciones bajo las diferentes condiciones de funcionamiento que representa, tratando de mostrar la geometría lo más fielmente posible a la realidad y los materiales utilizados.
- e) Por tratarse de una construcción nueva, las conclusiones que aquí se manifiestan, servirían para que se efectúen la construcción de los elementos de tal manera que aseguren un comportamiento estructural adecuado y conforme a los estándares nacionales e internacionales; es decir que, se presentan los lineamientos generales y específicos para la construcción del sistema.

La estructura se analizó bajo las siguientes condiciones básicas de carga:

SOLICITACIONES	ESTADOS DE CARGA		UNIDADES
Peso Propio	PP	Peso volumétrico de los elementos que conforman la estructura y/o de cubierta modelados	[t/m ²]
Carga Muerta	D	Peso de los elementos, equipos, cargas permanentes que no se han incluido en el modelo	[t/m ²]
Carga Viva	L	Carga viva, sobrecarga por mantenimiento, operación y funcionamiento	[t/m ²]

Tabla 3. Resumen de Cargas

8.1 Peso Propio (PP)

El peso propio de los elementos estructurales depende del material con el cual se construyen, para lo cual se determinó el peso volumétrico en las unidades correspondientes utilizadas por el programa, para acero estructural un peso volumétrico de 7.849 t/m³ y para el hormigón 2.4028 t/m³.

8.2 Carga Muerta (D)

Las cargas permanentes están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales que actúan en permanencia sobre la estructura. Son elementos tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura.

Para la asignación de los diferentes tipos de carga permanente, se deben aplicar directamente sobre la cara superior de los elementos tipo shell que representan la losa, se tomó como referencia la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-215, en su Capítulo de Cargas Gravitacionales NEC-SE-CG-2015.

8.3 Carga Viva (L)

La carga viva, también llamada sobrecargas de uso, que se utilizará para el análisis estructural, depende de la ocupación a la que está destinado el sistema y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición y otras.

Para la asignación de la carga viva de servicio, se deben aplicar directamente en la cara superior de los elementos tipo shell que representan la losa, se tomó como referencia la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015 en su Capítulo de Cargas Gravitacionales NEC-SE-CG-2015.

8.4 Combinaciones de Carga

Para el análisis de la estructura se consideran las combinaciones de cargas básicas necesarias a fin de determinar las condiciones de diseño críticas, de acuerdo a lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015 en su capítulo NEC-SE-CG-2015, Cargas gravitacionales y combinaciones de carga.

- 1) D+L
- 2) $1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L$

CARGAS	COMBINACIONES	
	Comb 1	Comb 4
Peso Propio	1	1.2
Muerta	1	1.2
Viva	1	1.6

Tabla 4. Resumen de Combinaciones de Carga

9 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Los resultados de las solicitaciones generadas luego del análisis estructural, para cada elemento que conforma el sistema en las dos direcciones se leyeron directamente del monitor por la facilidad que ofrece el programa para leer dichos valores en cualquier ubicación.

Los valores de momento para la zona de los apoyos en cada elemento estructural, se obtienen en la cara del apoyo, mientras que los valores de corte se obtienen a una distancia "d" de la cara del apoyo. Se presentan los diagramas de momentos y cortes máximos, considerando cargas factoradas en las dos direcciones (X-X) y (Y-Y) de todos los elementos estructurales.

Además con el sistema propuesto se verifica la estabilidad local y general, los mismos que se enuncian a continuación. Del análisis pormenorizado del modelo matemático de la estructura se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- Se minimizan las deformaciones laterales del sistema espacial.
- Los elementos estructurales han sido verificados para que resistan solicitaciones producidos por agentes externos e internos.
- Las vigas longitudinales y transversales han sido verificadas para que no sobrepasen los esfuerzos admisibles de cada elemento de acuerdo a la sección propuesta.

9.1 Deflexiones

Para el control de la deflexión, se consideraron el vano de 3.50x3.50 m, de tal forma que se generaron las deflexiones considerando cargas de servicio, mostradas a continuación.

CHEQUEO DE DEFLEXIONES	
Tabla 24.2.2—DEFLEXIÓN MÁXIMA ADMISIBLE CALCULADA	
Longitud del vano	3.50 m
Condiciones Estructurales	
Losa de Entrepiso	
Que no soporte o no esté ligado a elementos no estructurales	
Que no podrían dañarse por grandes deflexiones	360
	Deflexión admisible= 0.97 cm
	Deflexión diseño= 0.65 cm
La losa es capaz de soportar deflexiones por cargas de servicio	

Tabla 5. Chequeo de deflexiones

Tabla 24.2.2 Máximas deflexiones permisibles				
Miembros	Condición		Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas Planas	Que no soporten ni estén ligadas a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes		Deflexión inmediata debida al máximo de L_r , S y R	$l/180$
Pisos	Que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes		Deflexión inmediata debida a la carga viva L	$l/360$
Pisos o cubiertas	Que soporte o esté ligado a elementos no estructurales	Que podrían verse dañados por grandes deflexiones	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)	$l/480$
		No es probable que sufran daños por grandes deflexiones		$l/240$

El valor permisible de acuerdo con la norma del ACI 318-14 (American Concrete Institute), capítulo 24 Requisitos de Serviciabilidad.

Tabla 6. Máximas deflexiones permisibles

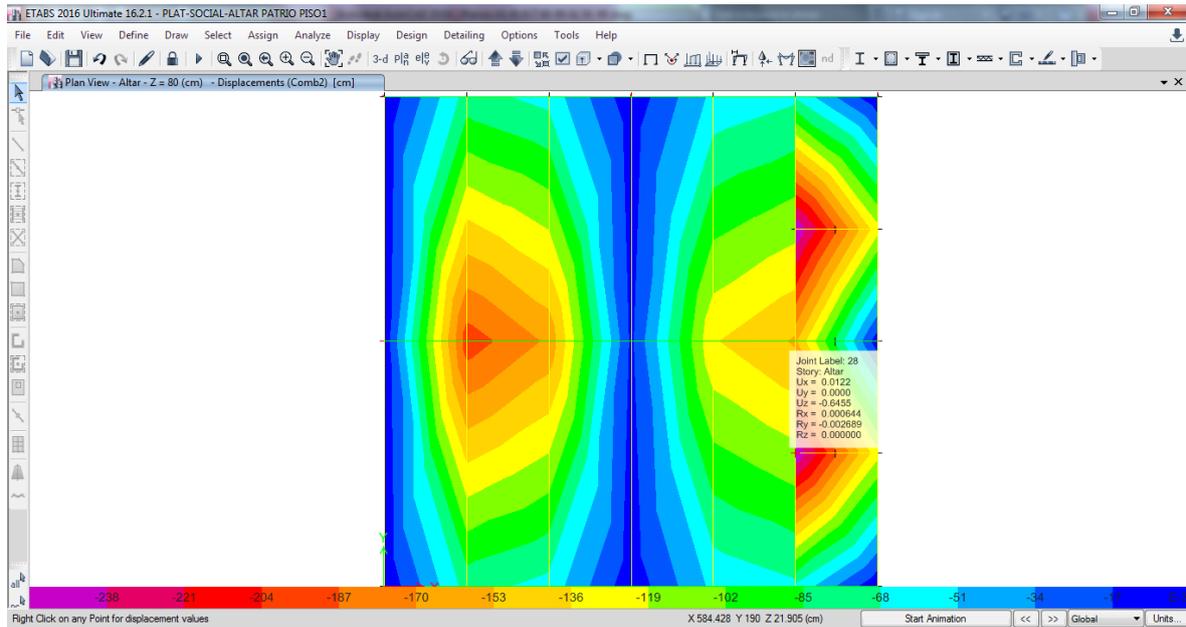


Figura 8. Chequeo de deflexiones

9.2 Esfuerzos

Luego del análisis estructural se determina el esfuerzo al cual están trabajando los elementos de acero, de tal manera que en ningún caso se excedan la relación de capacidad y sollicitación de cada unidad.

A continuación se muestra un resumen de la relación de esfuerzos para los elementos principales y secundarios de la estructura.

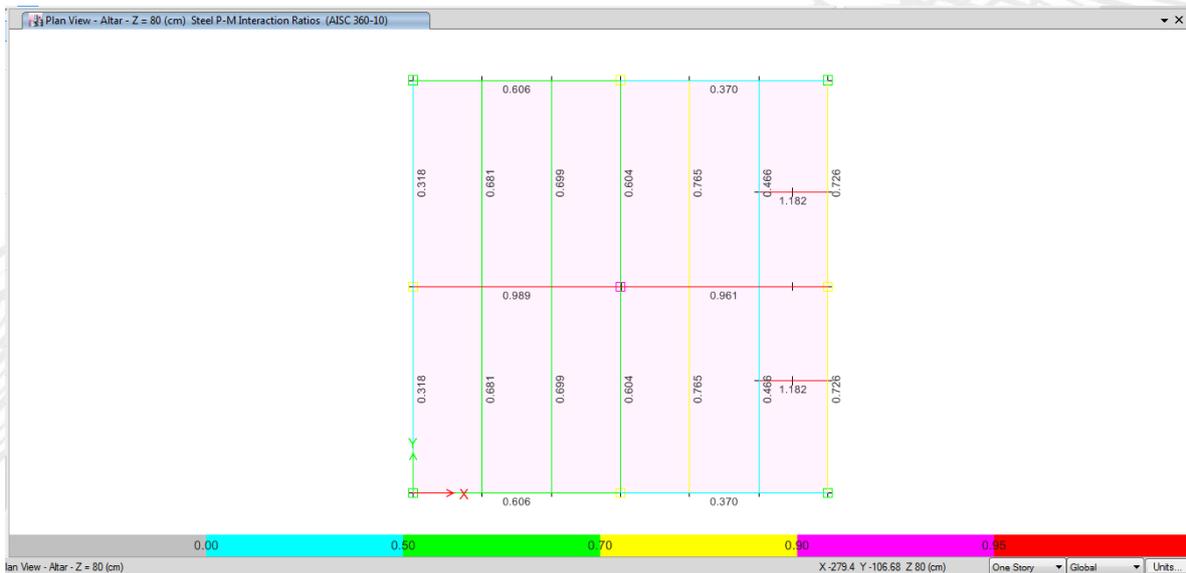


Figura 9. Comprobación de Esfuerzos Altar Patrio

A continuación se muestra un resumen de la relación de esfuerzos para los elementos que conforman el asta para las banderas que se ubicarán en el altar Patrio sobre el nivel $N_v=14.70$ m.

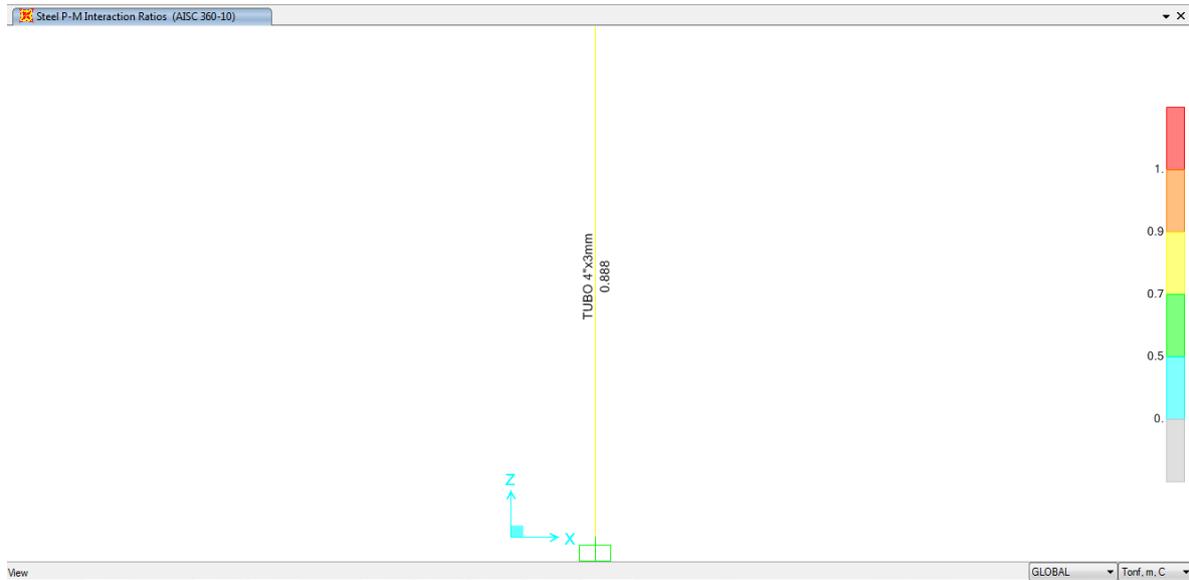


Figura 10. Comprobación de Esfuerzos Asta de Bandera

10 DISEÑO ACERO ESTRUCTURAL

Una vez superada la fase de análisis, se continúa con la verificación de esfuerzos (*diseño*) de los elementos de acuerdo con la capacidad de cada uno de ellos. Se utiliza la opción de diseño del programa ETABS por cuanto los datos de entrada han sido cuidadosamente verificados y se puede confiar en los resultados que se obtienen.

Se escoge la opción para diseñar los elementos de acuerdo a la metodología del AISC 360-10 para elementos de acero estructural.

En general el chequeo de esfuerzos en elementos tipo barra (frame), deben resaltarse las facilidades de diseño gráfico del programa ETABS, que a través de un código de colores permite al diseñador encontrar las secciones o elementos que no satisfacen los requisitos de diseño, de tal forma que buena parte de los chequeos se los realiza directamente en pantalla, para las diferentes combinaciones de carga, evitando así la generación de extensos listados de resultados para verificar las condiciones óptimas de diseño.

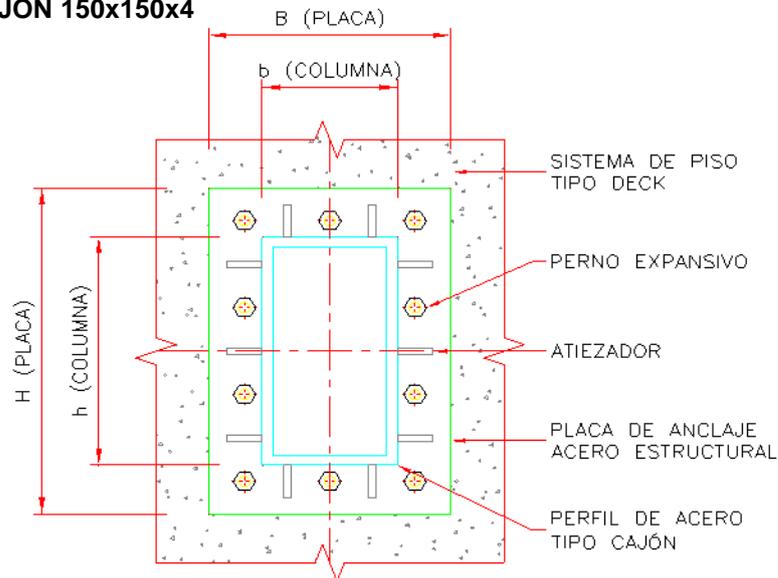
10.1 Placas de Anclajes

Placa de acero colocada entre un soporte y el elemento constructivo que recibe el esfuerzo, para reducir las tensiones sobre este elemento y realizar un empotramiento efectivo mediante rigidizadores u otros elementos.

A continuación se muestra el diseño de las placas de anclaje que se necesitan para el proyecto.

DISEÑO DE PLACA BASE PARA ANCLAJE DE VIGAS METÁLICAS

COLUMNA TIPO CAJÓN 150x150x4



1.- MATERIALES

$f'c =$	240	kg/cm ²	$E_c =$	232,379	kg/cm ²	$n =$	9.04
$f_y =$	2,530	kg/cm ²	(Acero placa, ASTM A-36)	$E_s =$	2,100,000	kg/cm ²	

2.- CONEXIÓN

2.1.- CARGAS APLICADAS

Las cargas incluyen solicitaciones por viento o sismo? **NO** Factor= 1.00

Solicitaciones del Análisis Estructural

$P =$ 18.93 t
 $M =$ 2.27 t*m

Solicitaciones del Análisis Estructural Corregidas

$P_{dis} =$ 18.93 t
 $M_{dis} =$ 2.27 t*m

2.2.- GEOMETRÍA DE VIGA

$B =$ 150 mm (Ancho columna)
 $H =$ 150 mm (Altura columna)

2.3.- GEOMETRÍA DE PLACA

$H_{cal} =$ 295 mm (Largo placa base)
 $B_{calc} =$ 295 mm (Ancho placa base)
 $f_p =$ 16 mm (Diámetro pernos anclaje)
 $N_p =$ 4 u (Número de pernos)
 $N =$ 10 (Nro. Labrados/pulgada)
 $e_p =$ 16 mm (Espesor mínimo placa base)

$m =$ 76
 $n =$ 88

2.4.- ESFUERZOS ADMISIBLES

$f_{c adm} =$ 42.71 kg/cm²
 $f_e =$ 1,897.50 kg/cm²

3.- COMPROBACIÓN DE ESFUERZOS

e = 119.92 mm (Excentricidad)
D/6 = 49.17 mm

3.1.- PRIMERA CONDICIÓN (n > m)

SI APLICA

fc = 21.75 kg/cm² **OK**
Mp = 24,564.88 kg*cm
ep = 16.23 mm (espesor de placa requerido)

3.2.- SEGUNDA CONDICIÓN (e ≤ D/6)

NO APLICA, e > D/6

3.3.- TERCERA CONDICIÓN (e > D/6)

SI APLICA

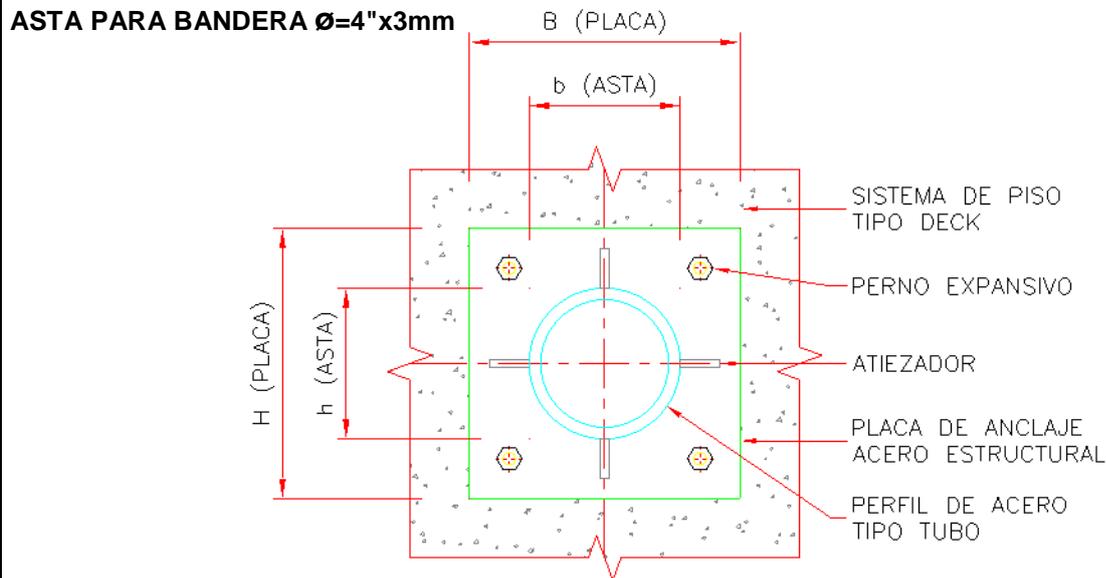
At = 157.95 mm²
b = 147.50 mm
K1 = -82.75 mm
K2 = 7,766.00 mm²
K3 = ##### mm³

Y = 141.86
T = 1,505.50 kg
fc = 97.67 kg/cm²
fa = 45.17 kg/cm²
Mp1 = 68.75 t*m
Mp2 = 5.74 t*m
Mp = 68.75 t*m
ep = 17.15 mm (espesor de placa requerido)

e = 16 mm (Espesor de placa)

Tabla 7. Diseño Placa Base para Viga IPE 450

DISEÑO DE PLACA BASE PARA ANCLAJE DE VIGAS METÁLICAS



1.- MATERIALES

$f'c =$	240	kg/cm ²	$E_c =$	232,379	kg/cm ²	$n =$	9.04
$f_y =$	2,530	kg/cm ²		$E_s =$	2,100,000	kg/cm ²	
		(Acero placa, ASTM A-36)					

2.- CONEXIÓN

2.1.- CARGAS APLICADAS

Las cargas incluyen solicitaciones por viento o sismo ? **NO** Factor= 1.00

Solicitaciones del Análisis Estructural	Solicitaciones del Análisis Estructural Corregidas
$P =$ 0.11 t	$P_{dis} =$ 0.11 t
$M =$ 0.57 t*m	$M_{dis} =$ 0.57 t*m

2.2.- GEOMETRÍA DE VIGA

$B =$ 102 mm (Ancho columna)
 $H =$ 102 mm (Altura columna)

2.3.- GEOMETRÍA DE PLACA

$H_{calc} =$	187 mm	(Largo placa base)	$m =$	45
$B_{calc} =$	187 mm	(Ancho placa base)	$n =$	53
$f_p =$	10 mm	(Diámetro pernos anclaje)		
$N_p =$	4 u	(Número de pernos)		
$N =$	10	(Nro. Labrados/pulgada)		
$e_p =$	10 mm	(Espesor mínimo placa base)		

2.4.- ESFUERZOS ADMISIBLES

$f_{c adm} =$ 45.74 kg/cm²
 $f_e =$ 1,897.50 kg/cm²

3.- COMPROBACIÓN DE ESFUERZOS

$e =$ 5,277.78 mm (Excentricidad)
 $D/6 =$ 31.10 mm

3.1.- PRIMERA CONDICIÓN ($n > m$)

SI APLICA

fc =	0.31 kg/cm ²	OK
Mp =	80.25 kg*cm	
ep =	1.17 mm	(espesor de placa requerido)
3.2.- SEGUNDA CONDICIÓN (e<=D/6)		
		NO APLICA, e>D/6
3.3.- TERCERA CONDICIÓN (e>D/6)		
		SI APLICA
At =	39.70 mm ²	
b =	93.30 mm	
K1 =	15,553.43 mm	
K2 =	61,987.87 mm ²	
K3 =	##### mm ³	
	#	
Y =	25.33	<input type="text" value="0.00"/> Solver
T =	3,148.00 kg	
fc =	137.77 kg/cm ²	
fa =	-107.18 kg/cm ²	
Mp1 =	10.62 t*m	
Mp2 =	11.99 t*m	
Mp =	11.99 t*m	
ep =	11.26 mm	(espesor de placa requerido)
e=	10 mm	(Espesor de placa)

Tabla 8. Diseño Placa Base para Viga IPE 300

10.1 Pernos de Anclajes

Los pernos de anclaje son de acero colocados entre un soporte y la placa de anclaje que recibe el esfuerzo, para reducir las tensiones sobre este elemento y realizar un empotramiento efectivo.

A continuación se muestra el diseño de los pernos de anclaje que se necesitan para el proyecto.

DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE															
ELEM ENTO	PLACA BASE		MOME NTO		ANÁLISIS X-X			ANÁLISIS Y-Y			PERNO A 307				CRITE RIO
	H (m m)	B (m m)	M x (T- m)	M y (T- m)	No. exte rior	No. inte rior	T ra (t)	No. exte rior	No. inte rior	T ra (t)	fy (kg/c m ²)	Ø (")	T resist encia 66% (t)	T solicita ción (t)	
Colum na 150x15 0x3	295	295	2. 27	2. 27	2		7. 46	2		7. 46	4210. 00	5/ 8	11.00	> 10.55	OK 95.93%
Asta 4"x3	187	187	0. 56	0. 56	2		2. 78	2		2. 78	4210. 00	3/ 8	3.96	> 3.93	OK 99.13%

Tabla 9. Diseño de Pernos de Anclaje

10.2 Flexión

Para el diseño de los elementos estructurales analizados a flexión (*vigas*), la resistencia nominal de la sección transversal (M_n) se debe reducir aplicando el factor de resistencia (Φ) a fin de obtener la resistencia de diseño (ΦM_n) de la sección. La resistencia de diseño (ΦM_n) debe ser mayor o igual que la resistencia requerida (M_u).

$$\begin{aligned} (\text{Solicitud}) &< (\text{Resistencia}) \\ (M_u) &< (\Phi M_n) \end{aligned}$$

Las vigas son elementos que están principalmente sometidos a una carga perpendicular a su eje longitudinal, que produce momentos y fuerzas cortantes y prácticamente no hay carga axial.

Una viga está bajo un momento flector constante, se trata de encontrar los esfuerzos, deformaciones y curvaturas en cualquier nivel, medidos desde el eje neutro. Para ello se requiere cinemática, equilibrio y las leyes constitutivas del material

A continuación se presenta el resumen de gráficos de momentos de las solicitaciones en vigas principales, analizados, mediante el programa ETABS.

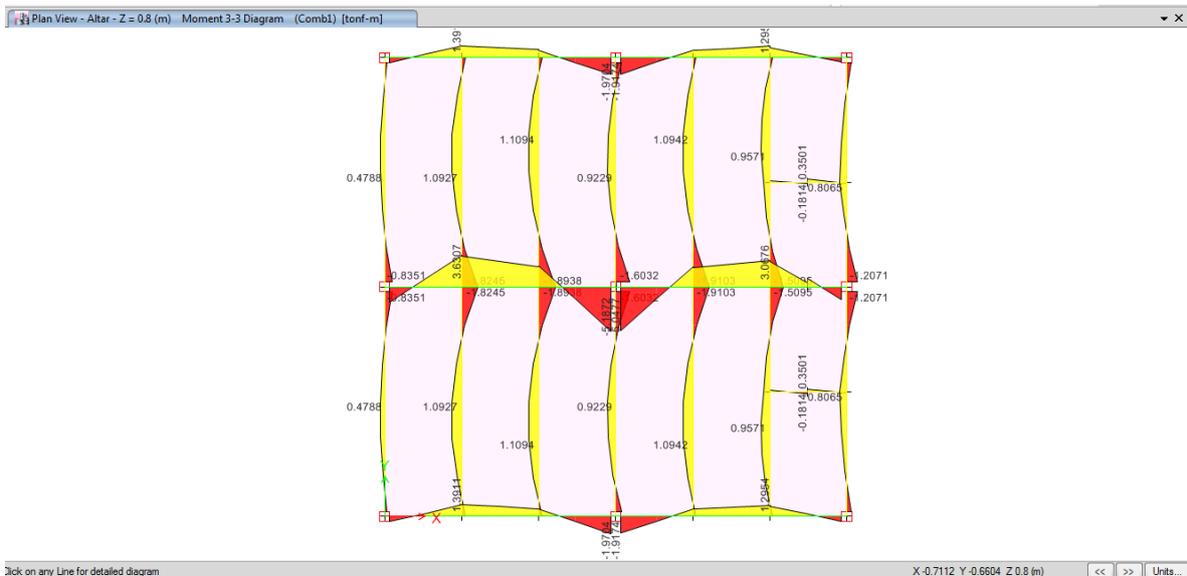


Figura 11. Diagrama de Momentos

Toda sección sujeta a flexión se diseñará de manera que siempre la combinación de esfuerzos actuantes, sea menor que las combinaciones de momento flector resistentes.

A continuación se muestran los gráficos de relación de esfuerzos que se obtuvieron del programa de análisis estructural denominado ETABS.



Figura 12. Relación de Esfuerzos en Vigas

A continuación se muestran las tablas del diseño de los elementos estructurales analizados, en el que se muestran su capacidad de resistir efectos de sollicitaciones internas y externas.

CAPACIDAD DE SECCIONES TUBULARES	
1.- Datos Iniciales	
	<p>H= 200 mm</p> <p>e_H= 3 mm</p> <p>B= 100 mm</p> <p>e_B= 3 mm</p> <p>f_y= 2530 kg/cm²</p> <p>$(E/f_y)^{.5}$ = 28.42</p> <p>k_c = 0.50 eH Correcto</p> <p>k = 1.00</p> <p>L= 3.5 m</p>
2.- Condiciones de los Elementos	
Eje (X-X)	Eje (Y-Y)
$H/e = 64.67$	$H/e = 64.67$
$B/e = 31.33$	$B/e = 31.33$
ELEMENTO COMPACTO AISC 360-10	
Alma Compacta	Patín no Compacto
Patín Sísmicamente Compacto	Alma Sísmicamente Compacta
ELEMENTO DÚCTIL AISC 341-10	
Alma Dúctil	Patín No Dúctil
Patín Altamente Dúctil	Alma Altamente Dúctil
3.- Propiedades Geométricas	
Área= 17.64 cm ²	Peso= 13.85 kg/m
Inercia I _{xx} = 947.25 cm ⁴	Inercia I _{yy} = 323.89 cm ⁴

J=	745.21 cm ⁴	Cw=	0.00 cm ⁶
rx=	7.33 cm	ry=	4.28 cm
Sx=	94.72 cm ³	Sy=	70.08 cm ³
Zx=	115.55 cm ³	Zy=	71.45 cm ³

4.- Resistencia a Flexión

ØMnx=	2.08 t*m
Max=	1.24 t*m

Tabla 10. Diseño de Viga 100x200x3

CAPACIDAD DE SECCIONES TUBULARES																	
1.- Datos Iniciales																	
	<table> <tr> <td>H=</td> <td>300 mm</td> </tr> <tr> <td>e_H=</td> <td>3 mm</td> </tr> <tr> <td>B=</td> <td>100 mm</td> </tr> <tr> <td>e_B=</td> <td>3 mm</td> </tr> <tr> <td>f_y=</td> <td>2530 kg/cm²</td> </tr> <tr> <td>(E/f_y)^{0.5}</td> <td>28.42</td> </tr> <tr> <td>k_c</td> <td>0.40</td> </tr> <tr> <td>k</td> <td>1.00</td> </tr> </table> <p style="text-align: right; color: green;">eH Correcto</p>	H=	300 mm	e _H =	3 mm	B=	100 mm	e _B =	3 mm	f _y =	2530 kg/cm ²	(E/f _y) ^{0.5}	28.42	k _c	0.40	k	1.00
H=	300 mm																
e _H =	3 mm																
B=	100 mm																
e _B =	3 mm																
f _y =	2530 kg/cm ²																
(E/f _y) ^{0.5}	28.42																
k _c	0.40																
k	1.00																
L= 3.5 m																	
2.- Condiciones de los Elementos																	
Eje (X-X)	Eje (Y-Y)																
ELEMENTO COMPACTO AISC 360-10																	
Alma no Compacta Patín Sísmicamente Compacto	Patín Esbelto Alma Sísmicamente Compacta																
ELEMENTO DÚCTIL AISC 341-10																	
Alma Dúctil Patín Altamente Dúctil	Patín No Dúctil Alma Altamente Dúctil																
3.- Propiedades Geométricas																	
Área=	23.64 cm ²	Peso=	18.56 kg/m														
Inercia I _{xx} =	2,593.79 cm ⁴	Inercia I _{yy} =	465.07 cm ⁴														
J=	1,263.90 cm ⁴	Cw=	0.00 cm ⁶														
rx=	10.47 cm	ry=	4.44 cm														
Sx=	172.92 cm ³	Sy=	102.22 cm ³														
Zx=	218.75 cm ³	Zy=	100.55 cm ³														
4.- Resistencia a Flexión																	
ØMnx=	3.54 t*m																
Max=	2.12 t*m																

Tabla 11. Diseño de Viga 100x300x3

10.3 Flexo-Compresión

La fuerza axial es la que va en la dirección del eje del elemento estructural analizado y puede ser de tracción o de compresión. Según esta tendencia depende el tipo de diseño a utilizar, así mismo este diseño varía según el tipo de material; siendo los más empleados el hormigón armado y el acero estructural.

El diseño de un elemento comprimido se basa fundamentalmente en la resistencia de su sección transversal, solicitada a una combinación de flexión y carga axial debe satisfacer tanto la condición de equilibrio de fuerzas como la condición de compatibilidad de las deformaciones.

Luego la resistencia a la combinación de carga axial y momento (P_n , M_n) se multiplica por el factor de reducción de la resistencia (Φ) que corresponda para determinar la resistencia de diseño (ΦP_n , ΦM_n) de la sección. La resistencia de diseño debe ser mayor que la resistencia requerida.

$$\begin{aligned} (\text{Solicitud}) &< (\text{Resistencia}) \\ (P_u, M_u) &< (\Phi P_n, \Phi M_n) \end{aligned}$$

El procedimiento general es suponer un perfil y luego calcular su resistencia de diseño. Si la resistencia es muy pequeña (insegura) o demasiado grande (antieconómica), deberá hacerse otro tanteo. Un enfoque sistemático para hacer la selección de tanteos es como sigue:

- Seleccionar un perfil del cual se debe obtener las propiedades geométricas.
- Calcular la resistencia de la sección seleccionada.
- Comprobar si la resistencia calculada del perfil seleccionado inicialmente es muy cercana al valor de la solicitud. De otra manera, repita todo el procedimiento hasta conseguir una convergencia razonable.

A continuación se muestra los gráficos de carga axial en cada eje para las columnas analizadas mediante el programa ETABS.

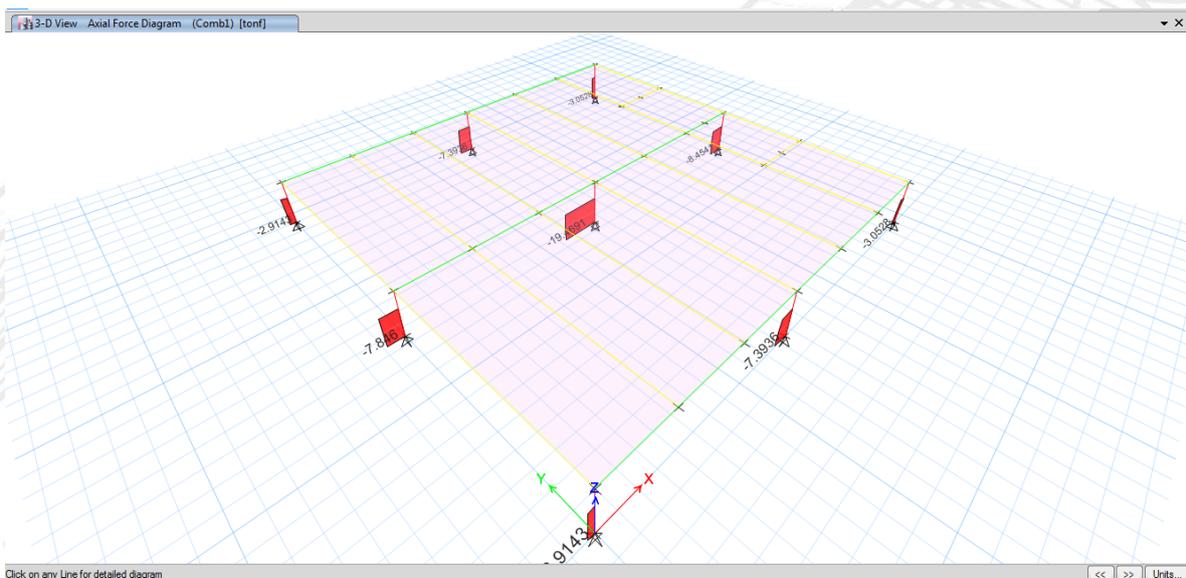


Figura 13. Carga Axial en Columnas

A continuación se muestra los gráficos de momento en las columnas analizadas mediante el programa ETABS.

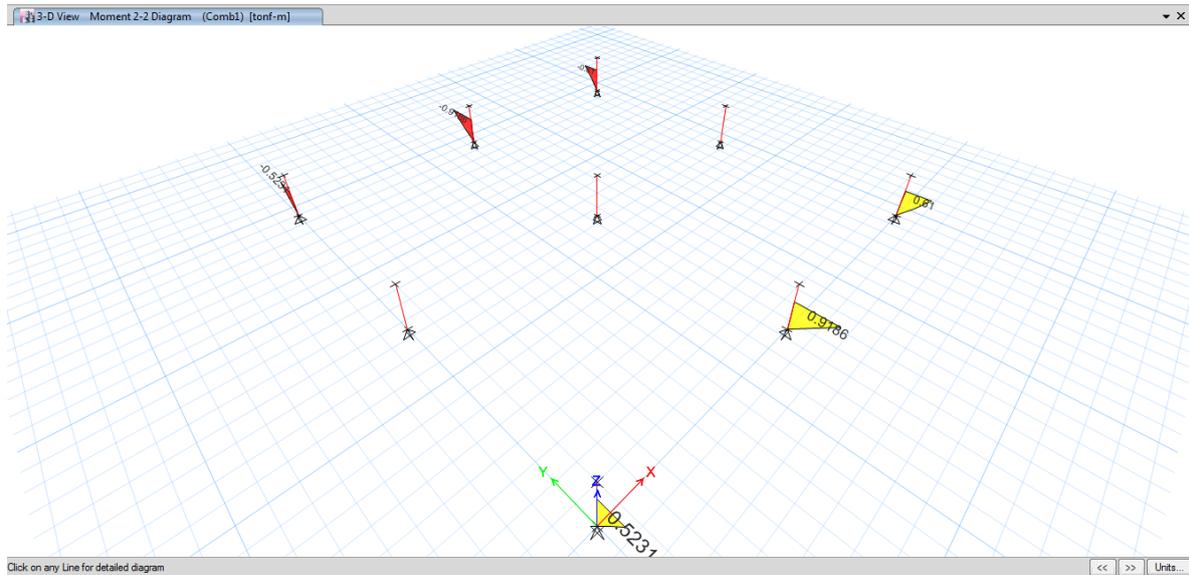


Figura 14. Momento en Columnas M2-2

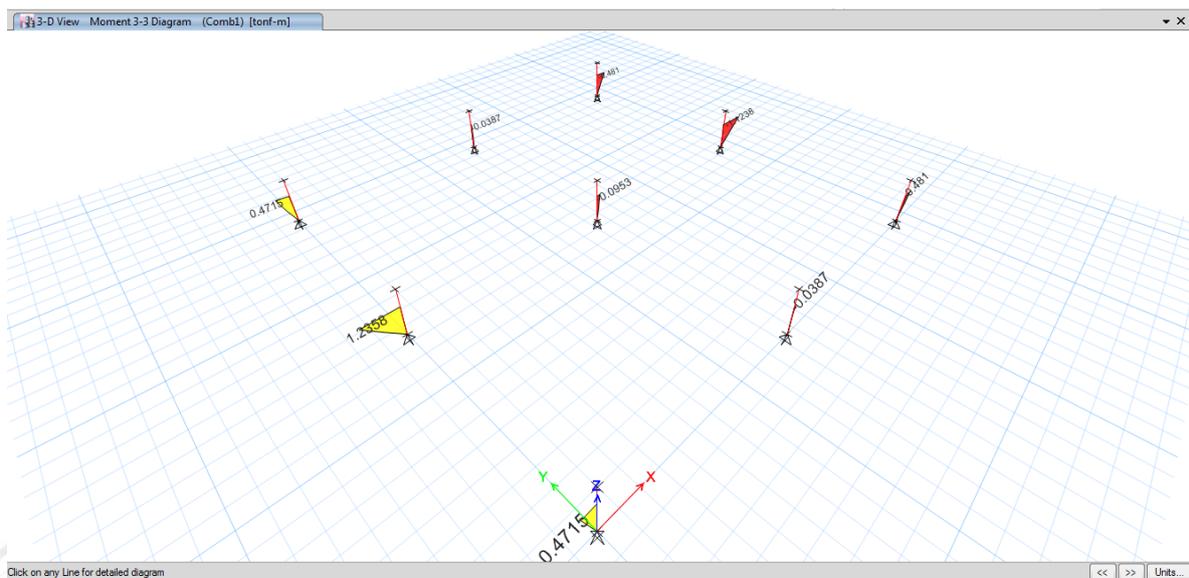


Figura 15. Momento en Columnas M3-3

Toda sección sujeta a flexo-compresión se diseñará de manera que siempre la combinación de esfuerzos actuantes, sea menor que los esfuerzos resistentes.

A continuación se muestran las tablas del diseño de los elementos estructurales analizados, en el que se muestran su capacidad de resistir efectos de sollicitaciones internas y externas.

CAPACIDAD DE SECCIONES TUBULARES																	
1.- Datos Iniciales																	
	<table> <tr><td>H=</td><td>150 mm</td></tr> <tr><td>e_H=</td><td>4 mm</td></tr> <tr><td>B=</td><td>150 mm</td></tr> <tr><td>e_B=</td><td>4 mm</td></tr> <tr><td>f_y=</td><td>2530 kg/cm²</td></tr> <tr><td>(E/f_y)^{0.5} =</td><td>28.42</td></tr> <tr><td>k_c =</td><td>0.67</td></tr> <tr><td>k =</td><td>1.00</td></tr> </table>	H=	150 mm	e _H =	4 mm	B=	150 mm	e _B =	4 mm	f _y =	2530 kg/cm ²	(E/f _y) ^{0.5} =	28.42	k _c =	0.67	k =	1.00
H=	150 mm																
e _H =	4 mm																
B=	150 mm																
e _B =	4 mm																
f _y =	2530 kg/cm ²																
(E/f _y) ^{0.5} =	28.42																
k _c =	0.67																
k =	1.00																
L=	0.8 m																
2.- Condiciones de los Elementos																	
	H/e= 35.50 B/e= 35.50																
Eje (X-X)	Eje (Y-Y)																
ELEMENTO COMPACTO AISC 360-10																	
Alma Sísmicamente Compacta Patín Compacto	Patín Compacto Alma Sísmicamente Compacta																
ELEMENTO DÚCTIL AISC 341-10																	
Alma Altamente Dúctil Patín Moderadamente Dúctil	Patín Moderadamente Dúctil Alma Altamente Dúctil																
3.- Propiedades Geométricas																	
Área= 23.36 cm ²	Peso= 18.34 kg/m																
Inercia I _{xx} = 830.53 cm ⁴	Inercia I _{yy} = 830.53 cm ⁴																
J= 1,244.85 cm ⁴	C _w = 0.00 cm ⁶																
r _x = 5.96 cm	r _y = 5.96 cm																
S _x = 110.74 cm ³	S _y = 110.74 cm ³																
Z _x = 127.93 cm ³	Z _y = 127.93 cm ³																
4.- Resistencia Axial																	
Pandeo Flexural	<table> <tr><td>ØP_{nx}=</td><td>52.69 t</td></tr> <tr><td>P_{ax}=</td><td>31.55 t</td></tr> <tr><td>ØP_{ny}=</td><td>52.69 t</td></tr> <tr><td>P_{ay}=</td><td>31.55 t</td></tr> </table>	ØP _{nx} =	52.69 t	P _{ax} =	31.55 t	ØP _{ny} =	52.69 t	P _{ay} =	31.55 t								
ØP _{nx} =	52.69 t																
P _{ax} =	31.55 t																
ØP _{ny} =	52.69 t																
P _{ay} =	31.55 t																
Pandeo Torso-Flexural	<table> <tr><td>ØP_{nz}=</td><td>53.10 t</td></tr> <tr><td>P_{az}=</td><td>31.79 t</td></tr> </table>	ØP _{nz} =	53.10 t	P _{az} =	31.79 t												
ØP _{nz} =	53.10 t																
P _{az} =	31.79 t																
5.- Resistencia a Flexión																	
	<table> <tr><td>ØM_{nx}=</td><td>2.42 t*m</td></tr> <tr><td>Max=</td><td>1.45 t*m</td></tr> <tr><td>ØM_{ny}=</td><td>2.42 t*m</td></tr> <tr><td>May=</td><td>1.45 t*m</td></tr> </table>	ØM _{nx} =	2.42 t*m	Max=	1.45 t*m	ØM _{ny} =	2.42 t*m	May=	1.45 t*m								
ØM _{nx} =	2.42 t*m																
Max=	1.45 t*m																
ØM _{ny} =	2.42 t*m																
May=	1.45 t*m																

Tabla 12. Diseño de Columna 100x200x3

10.4 Conexión Viga Principal y Secundaria

Existen varios tipos de conexiones viga columna, dentro de este amplio grupo destacan tres tipos básicos de conexiones viga columna:

- Cuando una conexión cuenta con una resistencia completa a momento y por lo tanto, a la rotación se le llama conexión rígida.
- Una conexión que no opone ninguna resistencia a la rotación se conoce como simple.
- Existe además otro tipo de conexiones cuyas características rotacionales caen en algún punto entre las de los dos tipos antes mencionados; este tipo de conexiones recibe el nombre de semirrígidas.

En la práctica resulta imposible lograr que una conexión sea totalmente rígida o flexible, es por esa razón que para clasificarlas se ha considerado el porcentaje de restricción total a momento - rotación que se desarrolla en la conexión.

En los planos de la Ingeniería Estructural se puntualizaran los detalles constructivos de estos elementos.

11 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se analizaron las estructuras, tal como se pretende construir, el comportamiento es el adecuado.

Se analizaron las estructuras, considerando que no tenga afectación con los diseños arquitectónicos.

Se realizó el diseño de los elementos estructurales principales y secundarios, considerando los elementos más esforzados para verificar que su capacidad esté dentro de los rangos aceptables razonables de resistencia.

El constructor deberá proveer el sistema de conexiones, de tal manera que se cumpla la filosofía de diseño estructural, garantizando que las vigas sean agotadas en flexión, evitando de esta manera el colapso de la estructura, frente a las acciones de fuerzas horizontales equivalente producidas por eventuales movimientos sísmicos.

El proveedor del sistema de piso, deberá indicar el sistema constructivo adecuado en cuanto a ubicación de conectores de cortante y además garantizar que el comportamiento del sistema sea el adecuado frente al aumento de esfuerzos producidos por eventuales movimientos sísmicos, siguiendo las recomendaciones estipuladas en las publicaciones del Steel Deck Institute.

Se recomienda que antes de proceder a ejecutar los trabajos preliminares propuesto en el presente documento, se realice una visita técnica para conocer las condiciones reales de implantación del proyecto, de esta manera comprobar y ratificar los parámetros de diseño.

Ing. Carlos Avelino Córdova Santafé
EXPERTO ESTRATÉGICO
PROYECTO INMOBILIARIO ESTRATÉGICO
SERVICIO DE GESTIÓN INMOBILIARIA DEL SECTOR PÚBLICO INMOBILIAR