



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO¹
FACULTAD DE INGENIERÍA

**Estudio de estabilidad estructural
de una Casa de Máquinas para un
turbo generador de energía
eléctrica, ubicado en La Paz, Baja
California.**

TESIS

Que para obtener el título de
Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Miguel Omar Méndez López

DIRECTOR DE TESIS

Ing. Josué Garduño Chávez



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2016



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

TESIS PROFESIONAL: ESTUDIO DE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE UNA CASA DE MÁQUINAS PARA UN TURBO GENERADOR DE ENERGÍA ELÉCTRICA UBICADO EN LA PAZ, BAJA CALIFORNIA

TESIS PROFESIONAL:

ESTUDIO DE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE UNA CASA DE MÁQUINAS PARA UN TURBO GENERADOR DE ENERGÍA ELÉCTRICA, UBICADO EN LA PAZ, BAJA CALIFORNIA SUR



CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN.....	4
2. ANTECEDENTES	6
3. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA.....	11
4. ESTRUCTURACIÓN Y GEOMETRÍA	14
5. ANÁLISIS DE CARGAS	30
6. MODELACIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA	75
7. ANÁLISIS DE RESULTADOS	86
8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	98
9. BIBLIOGRAFÍA.	100

1. INTRODUCCIÓN.

Es un hecho indudable que todos los países demandan de energía eléctrica, ya sea para la población, o para el funcionamiento de las industrias en sus procesos, en nuestro país la energía se produce en un gran porcentaje por medio de combustibles fósiles, a través de centrales térmicas, las cuales a su vez manejan diversas tecnologías como lo son las centrales de vapor, turbo gas, combustión interna, dual, geotermoeléctrica y ciclos combinados.

Todas sin excepción demandan de una turbina de gas o vapor que a su vez, necesita una estructura que la aloje y le permita su operatividad así como su mantenimiento. Y a esa estructura se le denomina “Casa de Máquinas”, el presente trabajo tiene como fin, realizar una revisión de los elementos estructurales que dan soporte a la “Casa de Máquinas de la Central de Combustión Interna Baja California III”.

Las turbinas son parte medular de una central de generación eléctrica, que además presentan una gran masa y dimensiones, por lo cual exigen estructuras tanto de soporte como de mantenimiento robustas, de ahí la importancia de tener amplio conocimiento en su diseño, las particularidades que se deben tomar en cuenta, como son: los estados de carga que las gobiernan, los estados límite de servicio y falla, las cargas accidentales a tomar en cuenta, factores de seguridad apropiados, entre otros aspectos, los cuales serán evaluados y evidenciados.

La presente tesis, lleva por título, REVISIÓN ESTRUCTURAL DE UNA CASA DE MÁQUINAS PARA UN TURBO GENERADOR DE ENERGÍA ELÉCTRICA UBICADO EN LA PAZ, BAJA CALIFORNIA, que corresponde a la central de combustión interna “Baja California III”, teniendo como marco para la revisión los Manuales de la Comisión Federal de Electricidad 2008, y el AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCCIÓN 2005.

Resumen del contenido que se presenta:

Capítulo 1 se presenta el preámbulo general del tema que se estudiará en el presente trabajo.

Capítulo 2 se da una reseña histórica de las estructuras conocidas como casas de máquinas, las características particulares que presentan, así como los elementos que generalmente las componen.

Capítulo 3 se presenta la descripción de la estructura; geometría, grupo al que pertenece, ubicación, consideraciones especiales a tomar en cuenta en función al uso y vida útil que tendrá.

Capítulo 4 se aboca a mostrar la tipología de la estructura a revisar, los miembros estructurales que la componen, esquemas que plasman las secciones tanto en planta como en elevación, y consideraciones prácticas a tomar en cuenta para la revisión.

Capítulo 5 quedan definidas las cargas para efectuar el adecuado análisis y en consecuencia una apta revisión, también se presenta con detalle la obtención de las cargas de viento y sismo de acuerdo al manual 2008 de la Comisión Federal de Electricidad, así mismo la forma en la cual se tomarán en cuenta las cargas de la grúa viajera, que en gran medida rige el diseño.

Capítulo 6 se especifica la forma en que se genera el modelo matemático en el software de cálculo STAAD.Pro; las cargas primarias y combinaciones introducidas para llevar a cabo la revisión, las

características mecánicas de los materiales y esquemas tridimensionales que reflejan el modelo matemático utilizado.

Capítulo 7 presenta la revisión de los estados límite de servicio y los estados límite de falla, apegados a lo estipulado en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad 2008 y las Bases de Diseño propias del proyecto.

Capítulo 8 se dan una serie de recomendaciones y conclusiones en función de la revisión realizada y de los resultados obtenidos de ella, con el fin de garantizar la estabilidad de la estructura en estudio.

2. ANTECEDENTES

Hablar de una casa de máquinas para una central termoeléctrica, lleva intrínseco la protección de una turbina de gas o de vapor, equipos que son medulares para dichas centrales, pues son éstos los que al girar su eje rotoriamente con el de un generador, producen energía eléctrica.

La primera central termoeléctrica fue construida por Sigmund Shuckert en la ciudad de Ettal en Baviera y entró en funcionamiento en 1878. Las primeras centrales comerciales fueron Pearl Street Station en Nueva York y la Edison Electric Light Station, en Londres, que entraron en funcionamiento en 1882. Estas primeras centrales utilizaban motores de vapor de pistones, que al igual que las actuales turbinas demandaban de una casa de máquinas en donde poder alojarse y tener un mantenimiento adecuado.

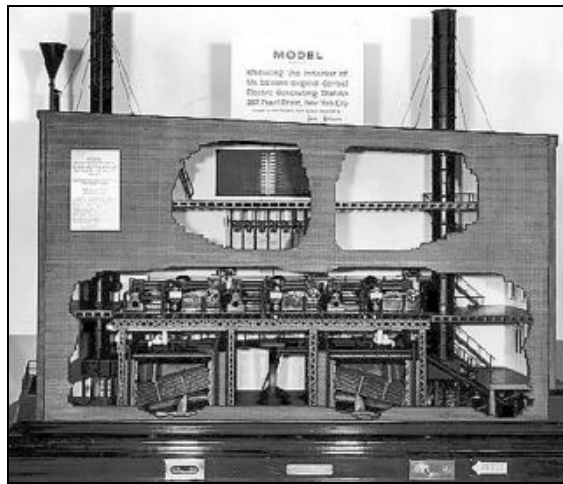


Figura 2.1. Casa de Máquinas de la Central Pearl Street Station

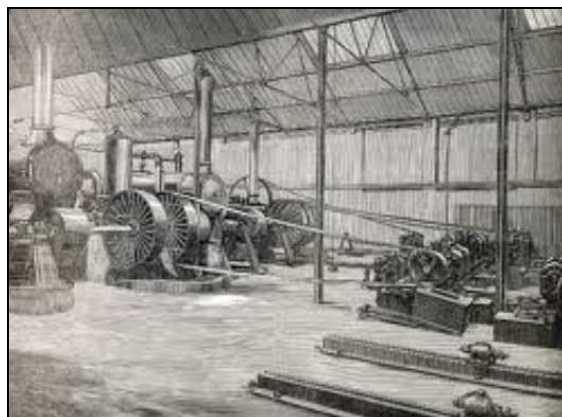


Figura 2.2. Edison Electric Light Station

En nuestro país la historia de las plantas de generación eléctrica inicia en el año de 1879, cuando se instala la primer termoeléctrica en la ciudad de León, Guanajuato. En 1889 entró en operación la primer planta hidroeléctrica en Batopilas, en el estado de Chihuahua,

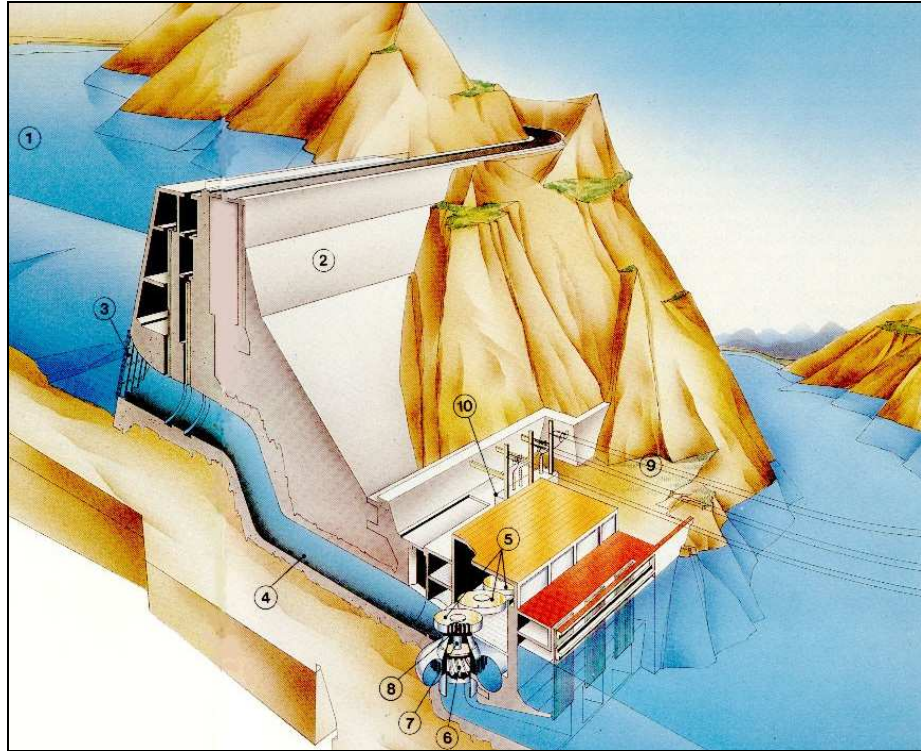


Figura 2.3. Central Hidroeléctrica Tipo: 1. Agua embalsada. 2. Presa, 3. Rejillas filtradoras, 4. Tubería forzada, 5. Conjunto turbina-alternador, 6. Turbina, 7. Eje, 8. Generador, 9. Líneas de transporte de energía eléctrica, 10. Casa de Máquinas.

La planta de Necaxa, en el estado de Puebla, fue el primer gran proyecto hidroeléctrico, inaugurada en 1905, considerada en ese entonces la mayor y más moderna planta de producción hidroeléctrica del mundo.

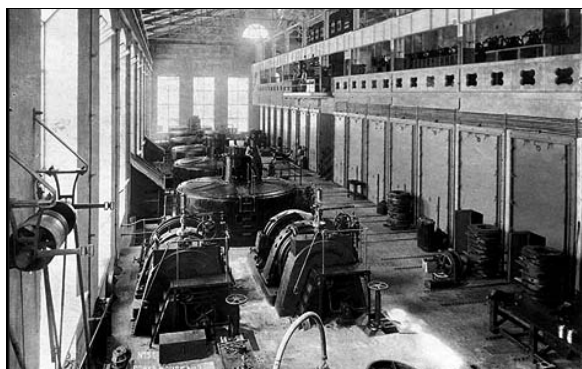


Figura 2.4. Casa de Máquinas de Hidroeléctrica Necaxa

En general las estructuras de las casas de máquinas para centrales hidroeléctricas son de concreto macivo, por la magnitud de los empujes de terreno e hidráulicos que presenta.

Un criterio estructural que se ha aplicado en centrales termoeléctricas es el de concebir estructuras pesadas de concreto para las cimentaciones de las turbinas con peraltes de 1 a 3.5 m de espesor, y estructuras de acero para las casas de máquinas.



Figura 2.5. Estructura Casa de Máquinas Ciclo Combinado “San Lorenzo”

Tabla 1.1. Cuadro comparativo entre centrales térmicas, nucleares e hidroeléctricas

PARÁMETROS	CENTRAL TERMICA	CENTRAL NUCLEAR	CENTRAL HIDROELECTRICA
COMBUSTIBLE	Combustibles fósiles: gas, carbón y fuel- oil.	Energía nuclear: fisión y fusión	Energías renovables: Hidráulica
TIEMPO INSTALACIÓN	6 meses a 1 año	5 a 10 años	1 a 4 años
FUENTE DE ENERGIA	No renovable	No renovable	Renovable
PRODUCCIÓN DE ENERGIA ELECTRICA	El vapor se genera por la combustión del carbón o de derivados del petróleo.	El calor se produce por la fisión nuclear en un reactor.	Utilizan la fuerza y velocidad del agua corriente para hacer girar las turbinas.
VENTAJAS	<p>Corto tiempo de construcción</p> <p>No dependen del clima</p> <p>Costos de inversión menores que en las hidroeléctricas lo que favorece su construcción y entrada en funcionamiento.</p> <p>Facilidad de transporte del combustible orgánico desde el lugar de su extracción hasta la central térmica.</p> <p>Progreso técnico lo que permitió diseñar grandes unidades generadoras (grandes módulos) con mejores rendimientos que las unidades pequeñas o medianas.</p>	<p>Uno de los materiales utilizados para su desintegración es el uranio, del cual quedan aún grandes reservas.</p> <p>La tecnología empleada está muy desarrollada y tiene una gran productividad, ya que con cantidades mínimas de sustancia se obtiene una gran cantidad de energía.</p> <p>Generan energía eléctrica limpia ya que no se produce emanación al medio ambiente de gases de combustión causantes de la lluvia ácida.</p>	<p>No contamina: el aire, ni agua, ya que no se requiere combustible alguno.</p> <p>Costos de mantenimiento bajos.</p>
DESVENTAJAS	<p>Como resultado del procesamiento del carbón, fue- oil y gas, éstas centrales son importantes fuentes emisoras de agentes contaminantes, calor, ruido y vibraciones.</p> <p>La peor desventaja es el terrible impacto ambiental que produce, ya que emite gases que provocan tanto el efecto invernadero como la lluvia ácida.</p> <p>En el caso del petróleo es preocupante su vertido al mar cuando se transporta, ya que crea las famosas mareas negras.</p>	<p>Posibilidad de una fuga radioactiva en caso de accidente, lo que provocaría cuantiosos daños humanos y materiales.</p> <p>Otro problema son los residuos radioactivos que genera, de difícil y costoso almacenamiento y que resultan muy peligrosos a corto y largo plazo.</p> <p>También es muy alto el coste de las instalaciones y su mantenimiento.</p>	<p>Inundaciones grandes de tierras fértiles. Deforestación.</p> <p>Migración forzada de poblaciones aledañas.</p> <p>Mayor tiempo de construcción en comparación con las Centrales Térmicas.</p>

2.1 Componentes que integran la “Casa de Máquinas”.

Los componentes que se enlistan a continuación, son los que en su gran mayoría se encuentran en una casa de máquinas de una central termoeléctrica.

- 1.- Pedestal de la Turbina: cimentación que da apoyo a la turbina de gas o vapor (1 a 3.5 m de espesor).
- 2.- Trabe Carril: viga sobre la cual correrá una grúa puente ó polipasto.
- 3.- Grúa Puente: Viga que forma un puente entre dos paredes de una nave, y sobre la cual correrá el dispositivo de anclaje ó grua.
- 4.- Marco Rígido: Elemento compuesto por vigas y columnas, cuya característica es la de tener conectado de forma continua sus componentes.
- 5.- Vigas de viento: Elementos localizados en fachadas, y cuyo trabajo es el de soportar a los largueros para que resistan las fuerzas de viento.
- 6.- Contravientos: Elementos diagonales que trabajan a compresión y tensión, y que aportan gran rigidez al marco.
- 7.- Larguero de fachada: Elementos sometidos a flexión biaxial, y que dan apoyo al sistema de paredes de la fachada del edificio.
- 8.- Larguero de cubierta: Elementos sometidos a flexión biaxial, y sirven para dar apoyo al sistema de cubierta.
- 9.- Disparos: Elementos (generalmente tuberías) que entran ó salen de la casa de maquinas y que penetran las paredes o la techumbre.

3. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA

En éste apartado se reflejan los datos geométricos que definen a la estructura de la casa de máquinas, la cual está compuesta por elementos de acero estructural A-36, presentado marcos con conexiones rígidas en el sentido transversal, y marcos contraventeados en el sentido longitudinal. Todas las columnas se apoyan en zapatas aisladas, unidas con traveses de liga longitudinalmente. La revisión estructural tiene como bases los Manuales de Sismo y Viento de la Comisión Federal de Electricidad 2008, así como los códigos de diseño; American Institute of Steel Construction (AISC) y el American Concrete Institute (ACI).

La estructura por la importancia que representa, se ha considerado dentro del Grupo A, apegándonos al capítulo 3.2.2 Tabla 2.1 del Manual de Sismo 2008 de la Comisión Federal de Electricidad, en el cual se definen las características de una estructura del Grupo A; “construcciones cuya falla estructural causaría la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales de magnitud intensa o excepcionalmente alta, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o inflamables, así como construcciones cuyo funcionamiento sea esencial a raíz de un sismo. Tal es el caso de puentes principales, sistemas de abastecimiento de agua potable, subestaciones eléctricas, centrales telefónicas, estaciones de bomberos, archivos y registros públicos, monumentos, museos, hospitales escuelas, estadios, templos, terminales de transporte, salidas de espectáculos y hoteles que tengan áreas de reunión que pueden alojar un número elevado de personas, gasolineras, depósitos de sustancias inflamables o tóxicas y locales que alojen equipo especialmente costoso. Se incluyen también todas aquellas estructuras de plantas de generación de energía eléctrica cuya falla por movimiento sísmico pondría en peligro la operación de la planta, así como las estructuras para la transmisión y distribución de energía eléctrica”.

La ubicación de la estructura está en el predio San Francisco de Asís en el km. 7+000 del libramiento Norte de la Cd. De la Paz, Baja California Sur. El terreno consiste en arenas limosas mal graduadas de compacidad suelta hasta los 7.00 m de profundidad, a partir de dicha profundidad y hasta los 23.00 m se tienen arenas gruesas empacadas en arcillas muy densas de grano grueso, presentando una compacidad muy alta. Por lo anterior las zapatas se desplantaron a más de 7.00 m de profundidad.

Por temas de normativa propias de la Comisión Federal de Electricidad para éste tipo de estructuras, todas las secciones de los elementos estructurales son abiertas, por lo que se usaron secciones IR en su mayoría, las columnas son en celosía, compuestas por dos vigas IR y unidas con diagonales y montantes a base de ángulos, la celosía remata al nivel en el cual nace la trabe carril (20.95 m).

La trabe carril soportará una grúa puente, cuyo peso, contando su estructura y la capacidad de carga que tiene suma 249 toneladas.

Para permitir una operación adecuada de la grúa puente, se dejan 5.40 m del nivel del lecho bajo de la trabe carril, hasta el nivel tope de acero de la parte más baja de la techumbre, y 6.90 m a la cumbrera.



Figura 3.1. Columnas en celosía, marco cabecero contraventeado y cubierta de armaduras tipo Pratt



Figura 3.2. Grúa puente de 180 toneladas de capacidad de carga



Figura 3.3. Casa de Máquinas y Turbogenerador



Figura 3.4. Casa de Máquinas, construcción de la cimentación

4. ESTRUCTURACIÓN Y GEOMETRÍA

Los dibujos correspondientes a la estructuración y a la geometría de la casa de máquinas, se presentan en las figuras 4.1 al 4.10 mostrando los principales elementos y secciones de la estructura principal que la describen, los datos reflejados en las figuras fue proporcionada como información de partida para poder llevar a cabo la revisión estructural.

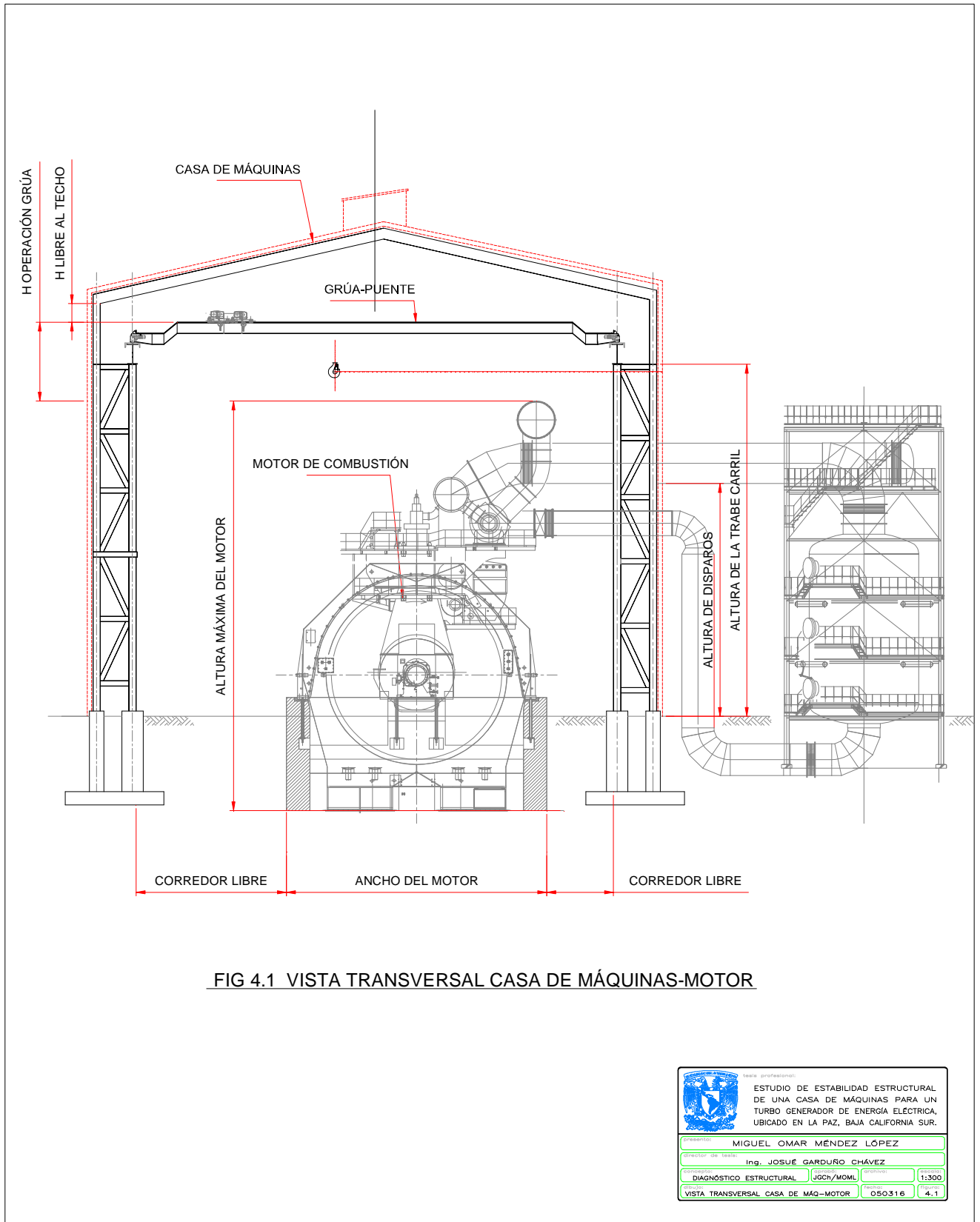



FIG 4.1 VISTA TRANSVERSAL CASA DE MÁQUINAS-MOTOR

			
ESTUDIO DE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE UNA CASA DE MÁQUINAS PARA UN TURBO GENERADOR DE ENERGÍA ELÉCTRICA, UBICADO EN LA PAZ, BAJA CALIFORNIA SUR.			
Presentado por:	MIGUEL OMAR MÉNDEZ LÓPEZ		
Director de Tesis:	Ing. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ		
Disciplina:	DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL	UdCn/MOML	Escala: 1:300
Vista:	VISTA TRANSVERSAL CASA DE MÁQ-MOTOR	050316	4.1

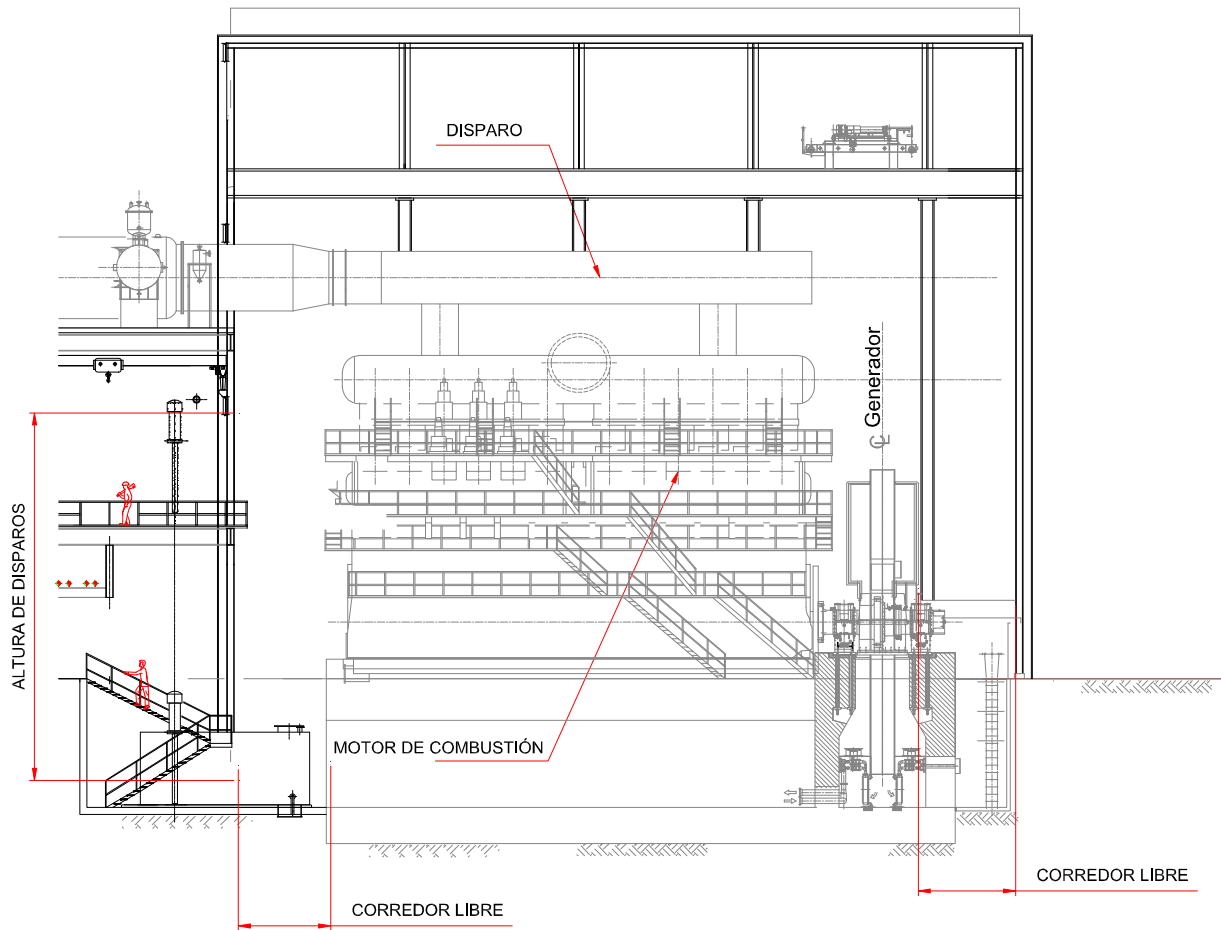



FIG. 4.2 VISTA LONGITUDINAL CASA DE MÁQUINAS-MOTOR

		Tesis profesional:	
		ESTUDIO DE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE UNA CASA DE MÁQUINAS PARA UN TURBO GENERADOR DE ENERGÍA ELÉCTRICA, UBICADO EN LA PAZ, BAJA CALIFORNIA SUR.	
MIGUEL OMAR MÉNDEZ LÓPEZ			
Director de Tesis:		Ing. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ	
DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL	JGCh/MOML	Escala:	1:300
VISTA LONGITUDINAL CASA DE MÁQ-MOTOR		Fecha:	05/03/16
		Hoja:	4.2

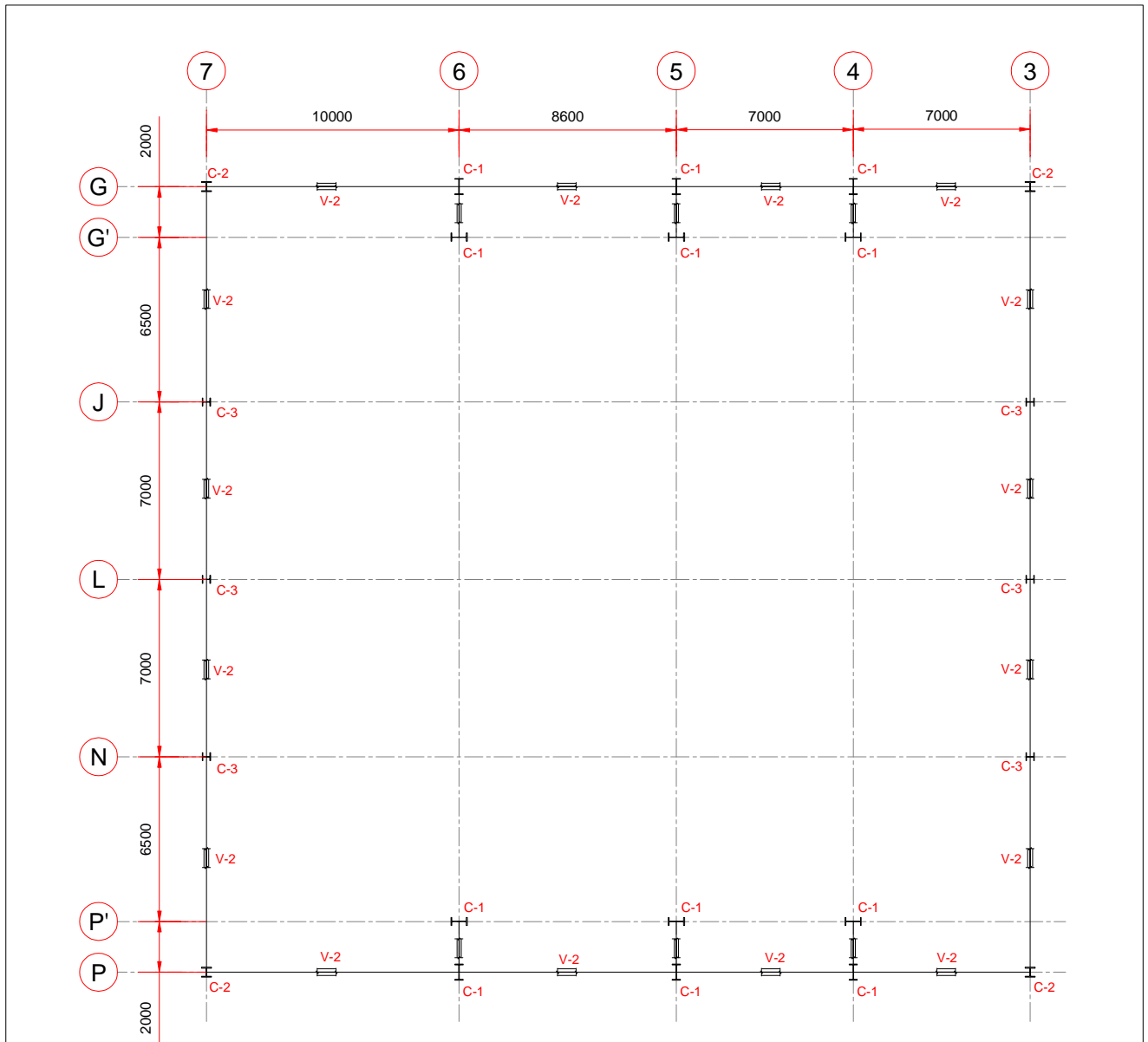


FIG. 4.3 PLANTA N.T.P +106.700


TABLA DE PERFILES						
MARCA	PERFIL	kg/m	d	bf	tf	tw
C-1	I IR-457	177.80	482	286	27	17
C-2	I IR-356	287.87	393	399	36	22
C-3	I IR-610	241.60	635	329	31	18
V-2	I IR-356	71.40	350	204	15	9

NOTAS

1. DIMENSIONES EN MILÍMETROS.
2. NIVELES EN METROS.
3. PERFILES CONFORME AL MANUAL DEL INSTITUTO MEXICANO DE LA CONSTRUCCIÓN EN ACERO (IMCA).

SIMBOLOGÍA

C	COLUMNA.
V	VIGA.
N.T.P.	NIVEL TOPE DE PERFIL.
d	PERALTE EL ELEMENTO.
bf	ANCHO DEL PERFIL.
tf	ESPESOR DEL PATÍN.
tw	ESPESOR DEL ALMA.

 Tesis profesional:	
ESTUDIO DE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE UNA CASA DE MÁQUINAS PARA UN TURBO GENERADOR DE ENERGÍA ELÉCTRICA, UBICADO EN LA PAZ, BAJA CALIFORNIA SUR.	
Presentado por:	MIGUEL OMAR MENDEZ LÓPEZ
Director de tesis:	Ing. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ
Concepto:	DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL
Uso:	JGCh/MOML
Escala:	1:300
Hoja:	PLANTA N.T.P 106.700
Fecha:	05/03/16
Figura:	4.3

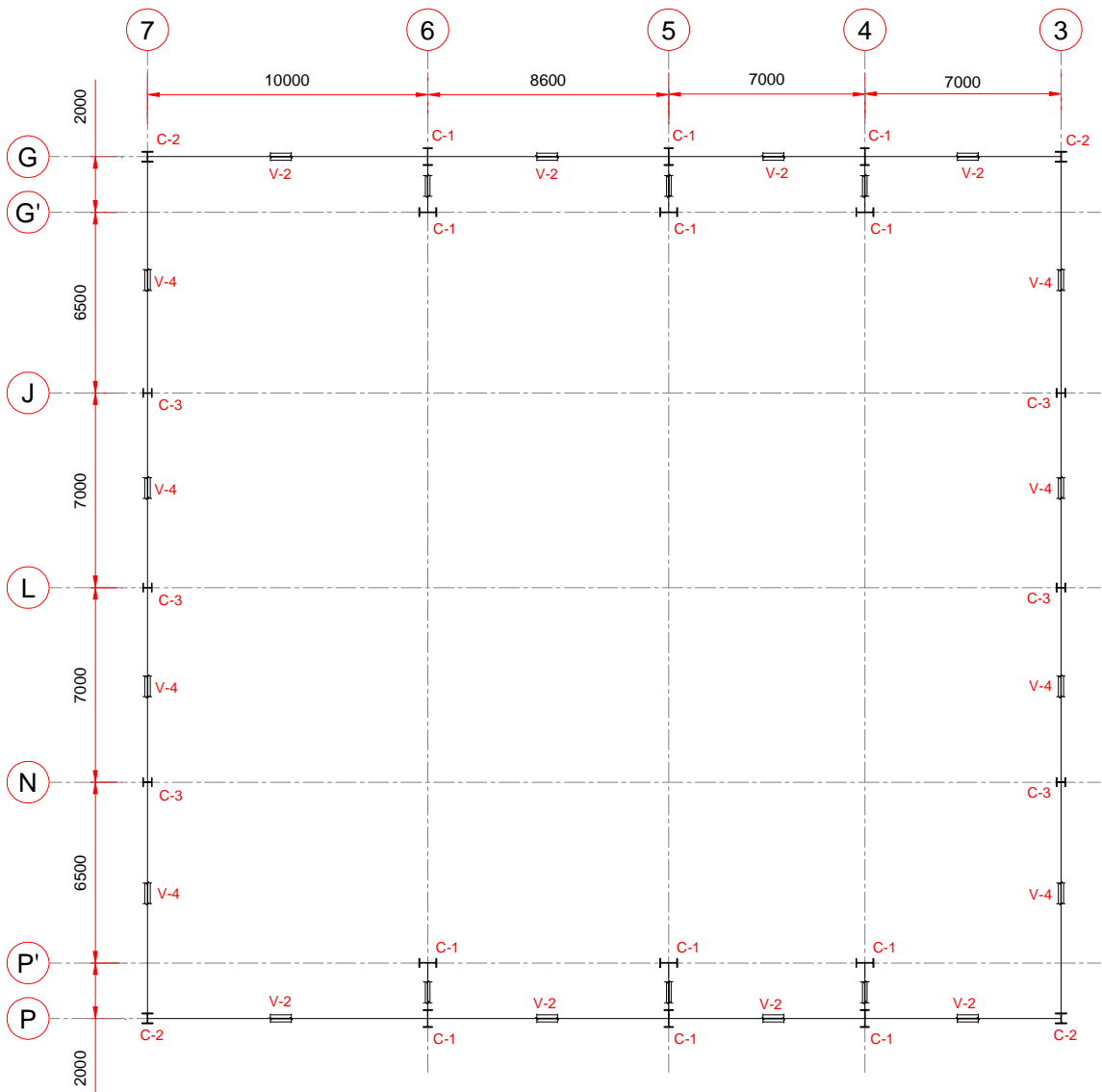


FIG. 4.4 PLANTA N.T.P +114.500


TABLA DE PERFILES						
MARCA	PERFIL	kg/m	d	bf	tf	tw
C-1	IR-457	177.80	482	286	27	17
C-2	IR-356	287.87	393	399	36	22
C-3	IR-610	241.60	635	329	31	18
V-2	IR-356	71.40	350	204	15	9
V-4	IR-457	105.30	469	194	21	13

NOTAS

1. DIMENSIONES EN MILÍMETROS.
2. NIVELES EN METROS.
3. PERFILES CONFORME AL MANUAL DEL INSTITUTO MEXICANO DE LA CONSTRUCCIÓN EN ACERO (IMCA).

SIMBOLOGÍA

- | | |
|--------|-----------------------|
| C | COLUMNA. |
| V | VIGA. |
| N.T.P. | NIVEL TOPE DE PERFIL. |
| d | PERALTE EL ELEMENTO. |
| bf | ANCHO DEL PERFIL. |
| tf | ESPESOR DEL PATÍN. |
| tw | ESPESOR DEL ALMA. |



ESTUDIO DE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE UNA CASA DE MAQUINAS PARA UN TURBO GENERADOR DE ENERGIA ELECTRICA, UBICADO EN LA PAZ, BAJA CALIFORNIA SUR.

MIGUEL OMAR MÉNDEZ LÓPEZ

Director de tesis: **Ing. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ**

Concepto: **DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL** | JGCh/MOML | Fecha: **1/3/00**

Título: **PLANTA N.T.P. +114.500** | Código: **060316** | Hoja: **4.4**

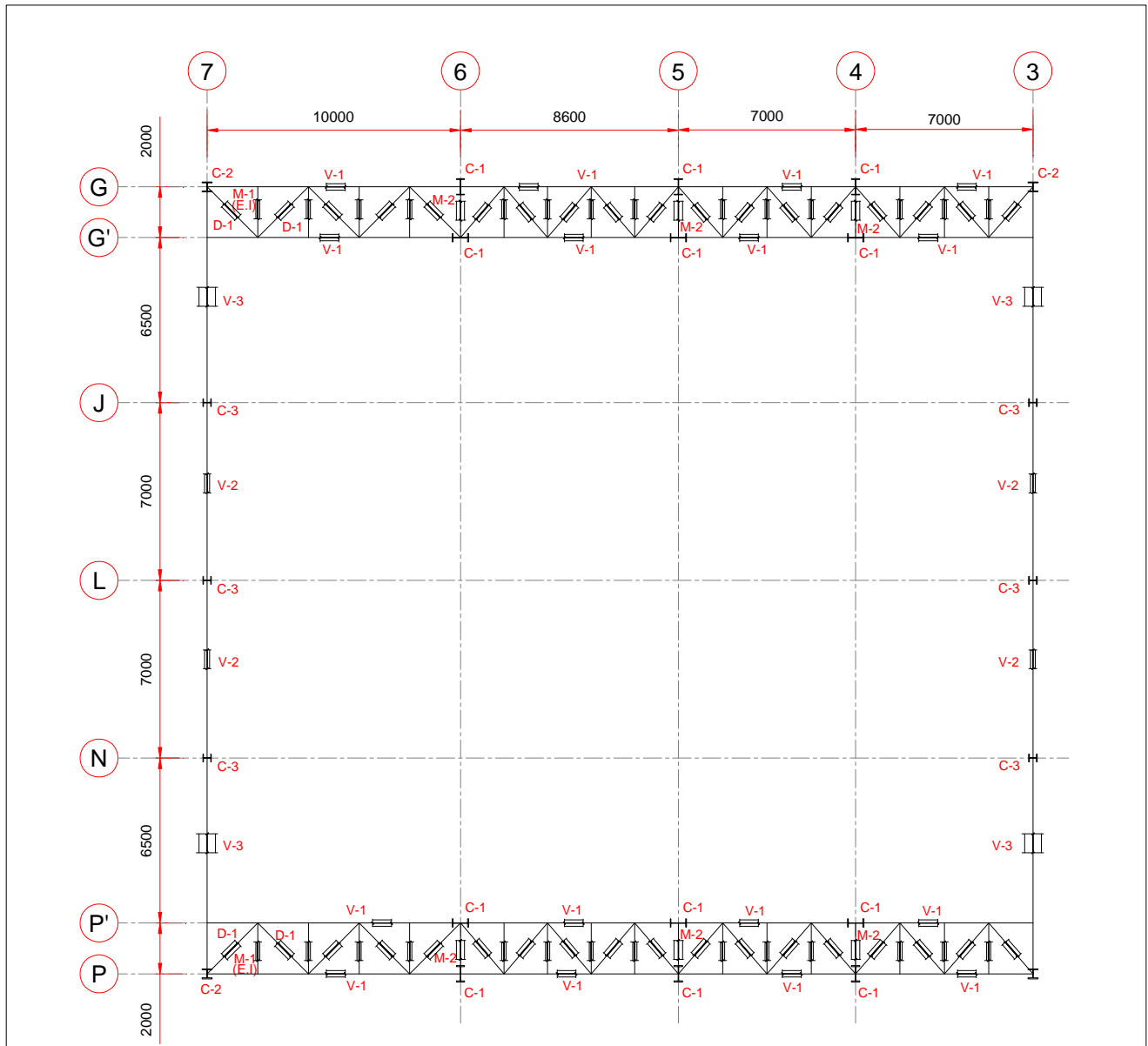


FIG. 4.5 PLANTA N.T.P +121.450


TABLA DE PERFILES						
MARCA	PERFIL	kg/m	d	bf	tf	tw
C-1	IR-457	177.80	482	286	27	17
C-2	IR-356	287.87	393	399	36	22
C-3	IR-610	241.60	635	329	31	18
V-1	IR-305	52.20	318	167	13	8
V-2	IR-356	71.40	350	204	15	9
V-3	ARMADA	-	1200	700	32	22
M-1	2LI-76	21.44	76	152	10	10
M-2	IR-457	177.80	482	286	27	17
D-1	LI-102	14.58	102	102	10	10

NOTAS

1. DIMENSIONES EN MILÍMETROS.
2. NIVELES EN METROS.
3. PERFILES CONFORME AL MANUAL DEL INSTITUTO MEXICANO DE LA CONSTRUCCIÓN EN ACERO (IMCA).

SIMBOLOGÍA

C	COLUMNA.
V	VIGA.
N.T.P.	NIVEL TOPE DE PERFIL.
d	PERALTE EL ELEMENTO.
bf	ANCHO DEL PERFIL.
tf	ESPESOR DEL PATÍN.
tw	ESPESOR DEL ALMA.



ESTUDIO DE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE UNA CASA DE MAQUINAS PARA UN TURBO GENERADOR DE ENERGÍA ELÉCTRICA, UBICADO EN LA PAZ, BAJA CALIFORNIA SUR.

PROFESOR: MIGUEL OMAR MÉNDEZ LÓPEZ

Director de Tesis: Ing. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ

PROYECTO: DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL ESCALA: JGCR/MOML ESCALA: 1:300

TÍTULO: PLANTA N.T.P. +121.450 CANTONAMIENTO: 060316 FOLIO: 4.5

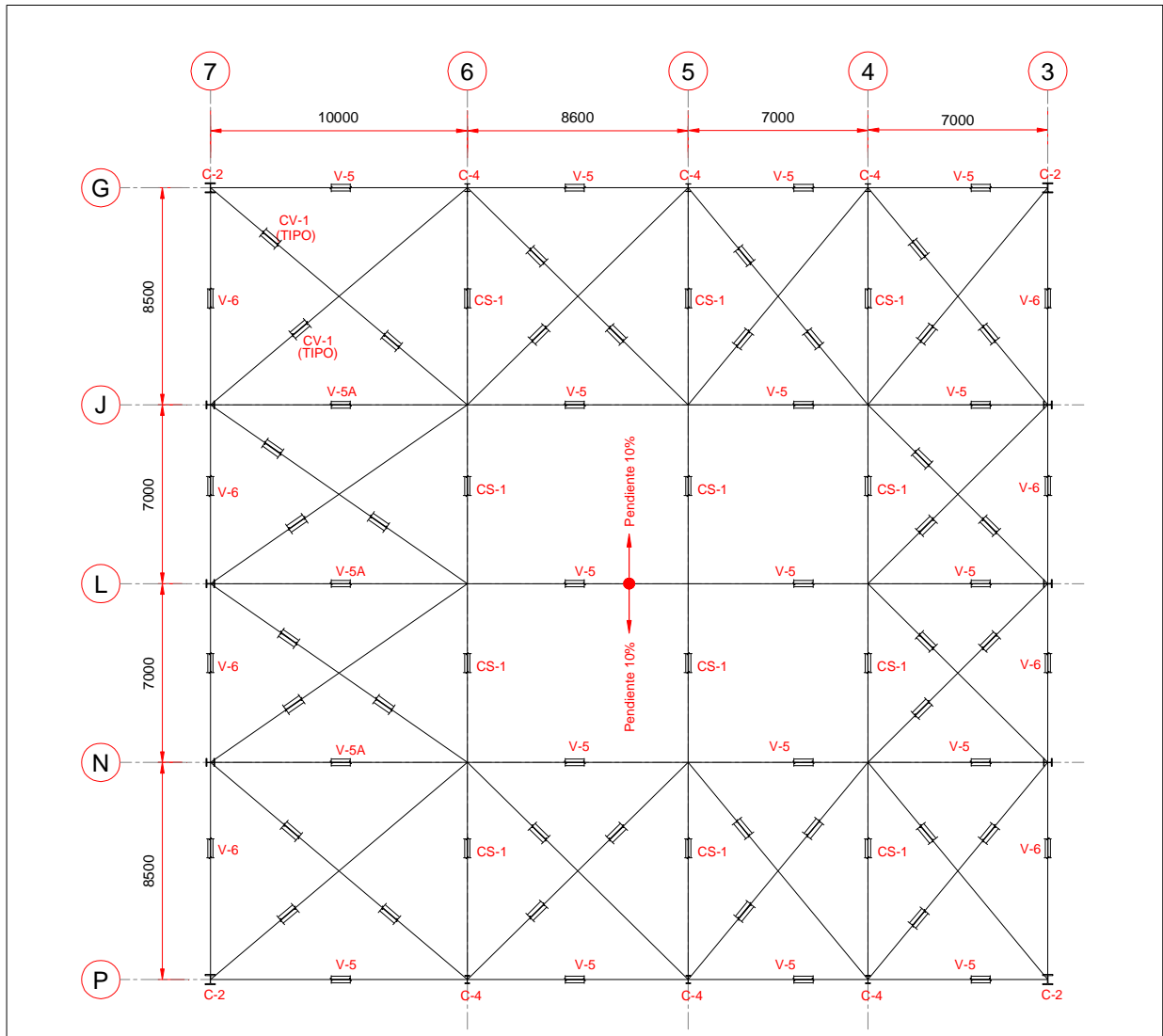


FIG. 4.6 PLANTA CUBIERTA

TABLA DE PERFILES						
MARCA	PERFIL	kg/m	d	bf	tf	tw
C-2	I IR-356	287.87	393	399	36	22
C-4	I IR-305	59.80	303	203	13	8
V-5	I IR-305	59.80	303	203	13	8
V-5A	I IR-305	74.40	310	205	16	9
V-6	I IR-406	67.40	410	179	14	9
CS-1	I IR-254	38.50	262	147	11	7
CV-1	T 2L1-152	44.34	152	304	10	10

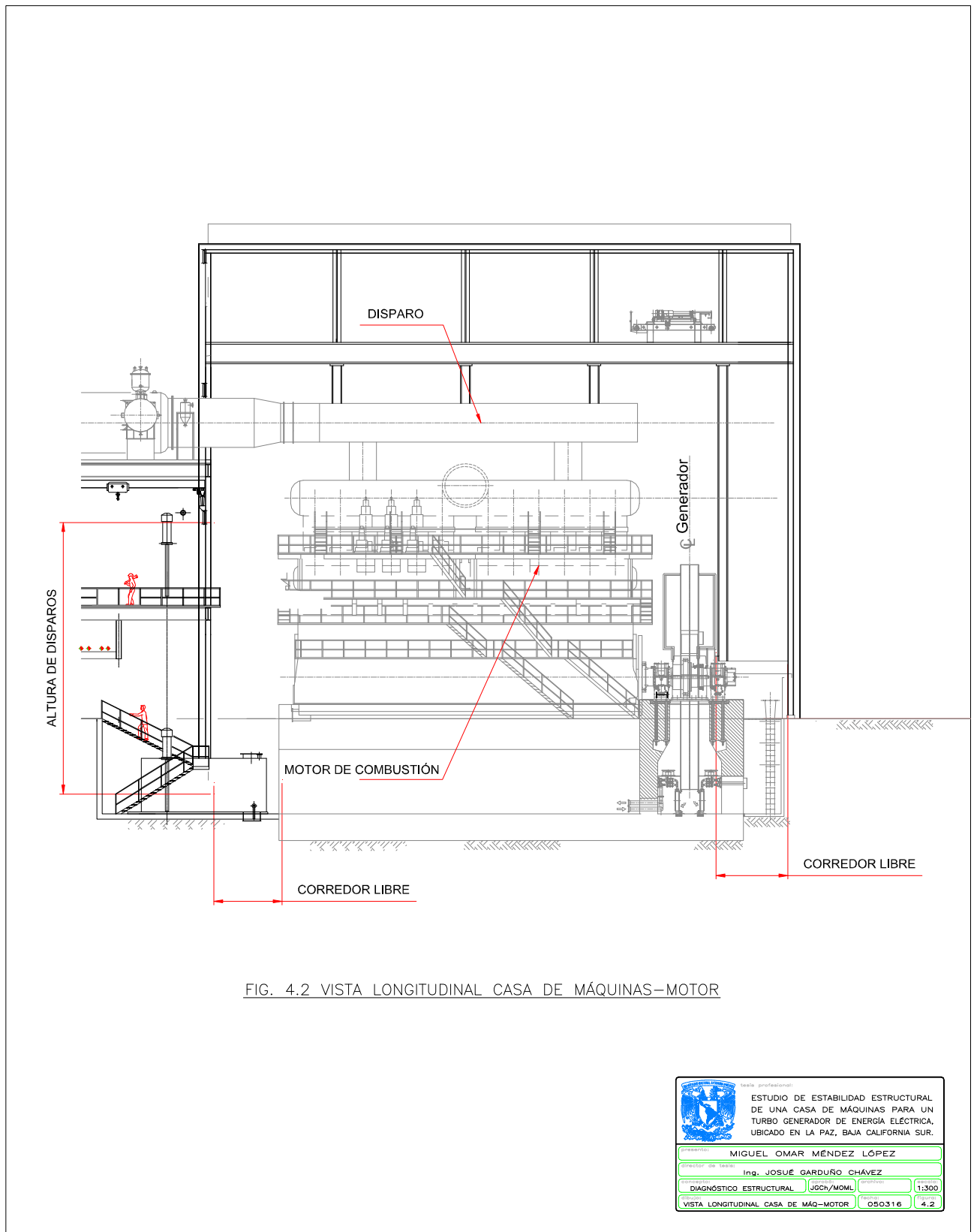
NOTAS

1. DIMENSIONES EN MILÍMETROS.
2. NIVELES EN METROS.
3. PERFILES CONFORME AL MANUAL DEL INSTITUTO MEXICANO DE LA CONSTRUCCIÓN EN ACERO (IMCA).

SIMBOLOGÍA

C	COLUMNA.
V	VIGA.
N.T.P.	NIVEL TOPE DE PERFIL
d	PERALTE EL ELEMENTO.
bf	ANCHO DEL PERFIL.
tf	ESPESOR DEL PATÍN.
tw	ESPESOR DEL ALMA.

ESTUDIO DE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE UNA CASA DE MÁQUINAS PARA UN TURBO GENERADOR DE ENERGÍA ELÉCTRICA, UBICADO EN LA PAZ, BAJA CALIFORNIA SUR.			
presentado por:	MIGUEL OMAR MÉNDEZ LÓPEZ		
elaborado por:	Ing. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ		
tipo de estudio:	DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL	IGCh/MOML	escala: 1:300
nombre del plano:	PLANTA DE CUBIERTA	060.316	4.6



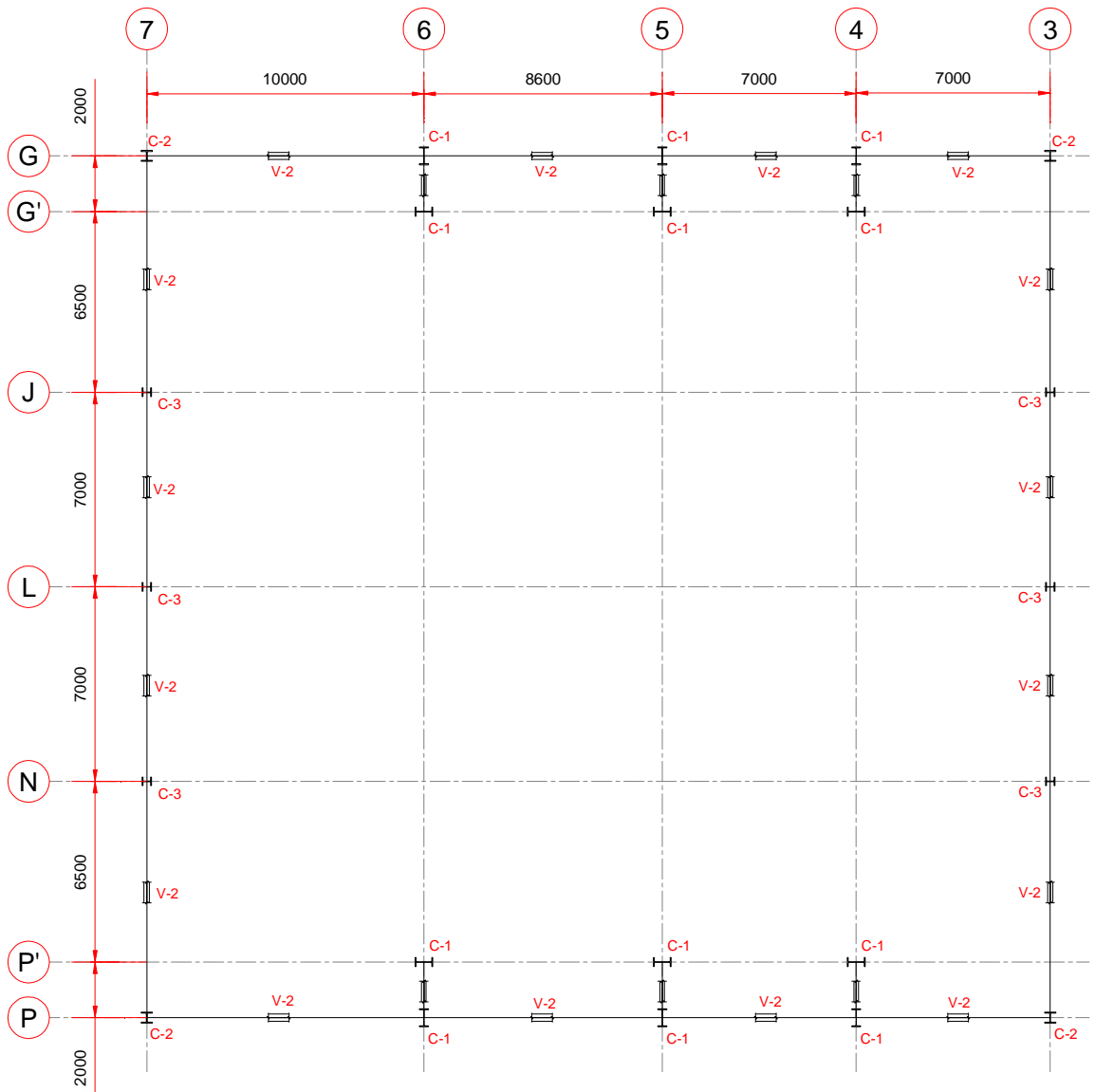


FIG. 4.3 PLANTA N.T.P. +106.700

TABLA DE PERFILES						
MARCA	PERFIL	kg/m	d	bf	tf	tw
C-1	I IR-457	177.80	482	286	27	17
C-2	I IR-356	287.87	393	399	36	22
C-3	I IR-610	241.60	635	329	31	18
V-2	I IR-356	71.40	350	204	15	9

NOTAS

1. DIMENSIONES EN MILÍMETROS.
2. NIVELES EN METROS.
3. PERFILES CONFORME AL IMCA.

SIMBOLOGÍA

C	COLUMNA.
V	VIGA.
N.T.P.	NIVEL TOPE DE PERFIL.
d	PERALTE EL ELEMENTO.
bf	ANCHO DEL PERFIL.
tf	ESPESOR DEL PATÍN.
tw	ESPESOR DEL ALMA.

tesis profesional:

ESTUDIO DE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE UNA CASA DE MÁQUINAS PARA UN TURBO GENERADOR DE ENERGÍA ELÉCTRICA, UBICADO EN LA PAZ, BAJA CALIFORNIA SUR.

MIGUEL OMAR MÉNDEZ LÓPEZ

Director de tesis: **Ing. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ**

Concepto: **DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL** UGCh/MOML Fecha: **1.3.200**

Título: **PLANTA N.T.P. 106.700** Folio: **050316** de: **4.3**

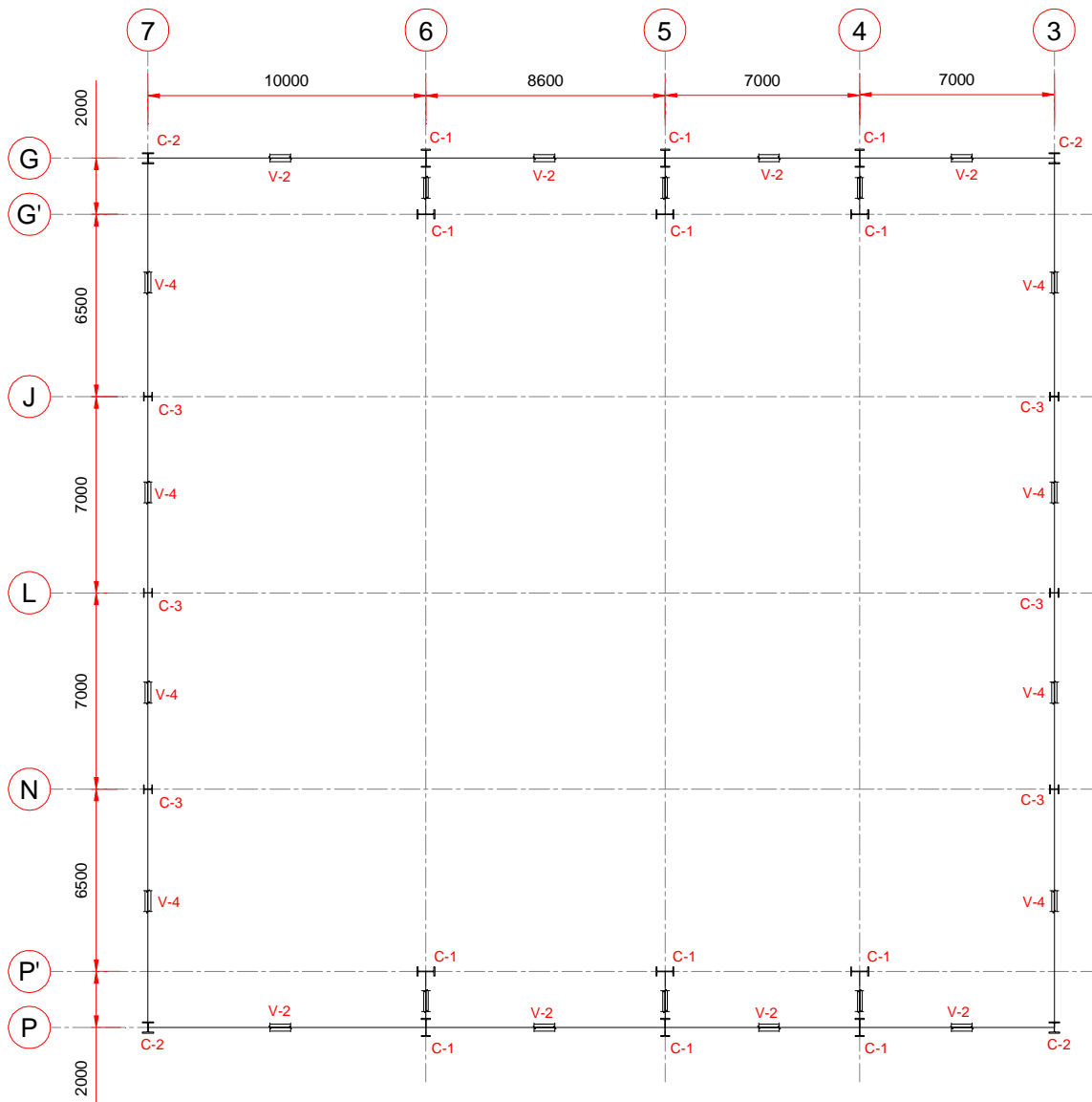


FIG. 4.4 PLANTA N.T.P. +114.500

TABLA DE PERFILES						
MARCA	PERFIL	kg/m	d	bf	tf	tw
C-1	IR-457	177.80	482	286	27	17
C-2	IR-356	287.87	393	399	36	22
C-3	IR-610	241.60	635	329	31	18
V-2	IR-356	71.40	350	204	15	9
V-4	IR-457	105.30	469	194	21	13

NOTAS

1. DIMENSIONES EN MILÍMETROS.
2. NIVELES EN METROS.
3. PERFILES CONFORME AL IMCA.

SIMBOLOGÍA

C	COLUMNA.
V	VIGA.
N.T.P.	NIVEL TOPE DE PERFIL.
d	PERALTE EL ELEMENTO.
bf	ANCHO DEL PERFIL.
tf	ESPESOR DEL PATÍN.
tw	ESPESOR DEL ALMA.

ESTUDIO DE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE UNA CASA DE MAQUINAS PARA UN TURBO GENERADOR DE ENERGIA ELÉCTRICA, UBICADO EN LA PAZ, BAJA CALIFORNIA SUR.

MIGUEL OMAR MÉNDEZ LÓPEZ

director de tesis: Inq. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ

DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL JOSCH/MOML 1:300

PLANTA N.T.P. +114.500 011113 4.4

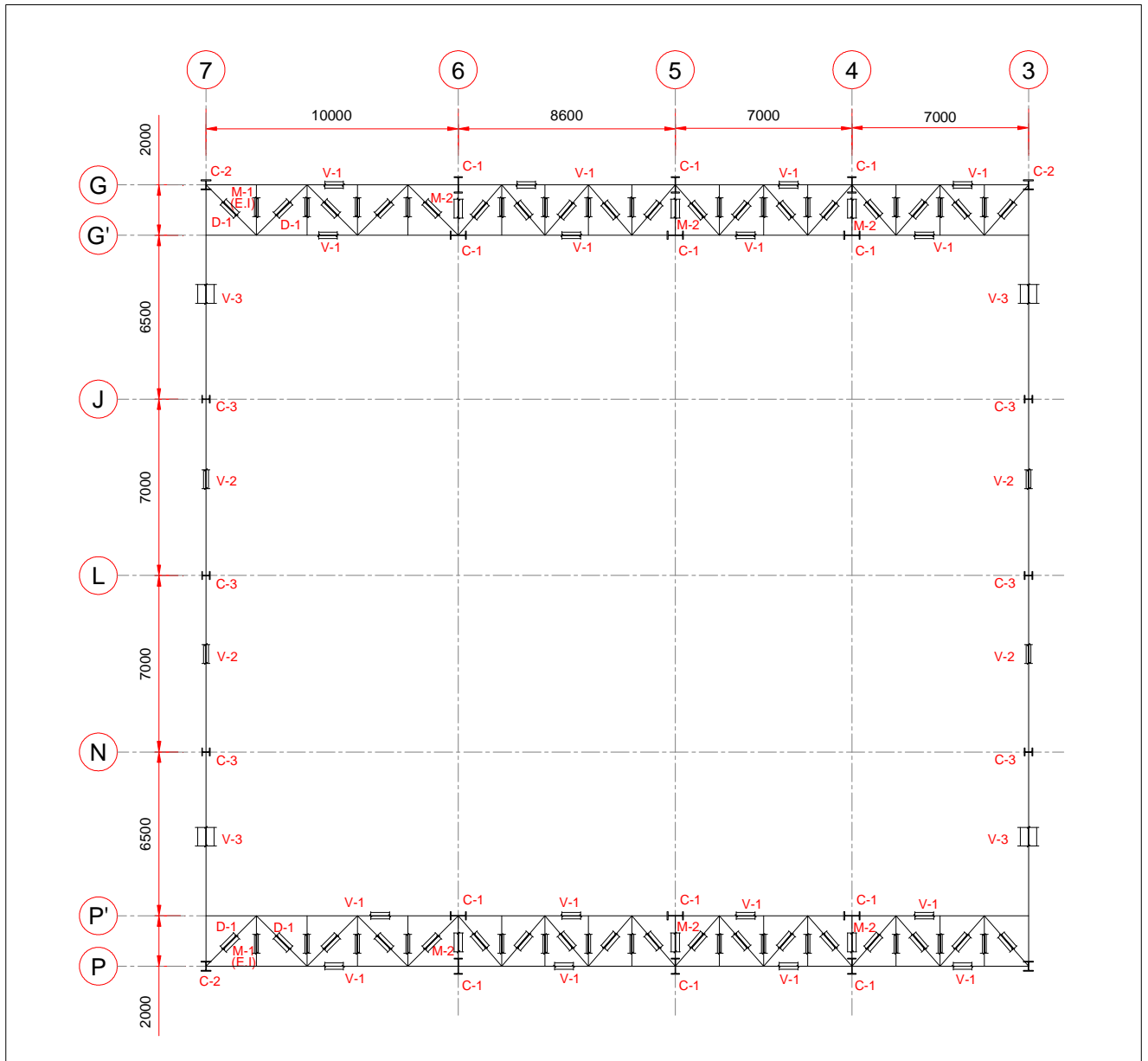


FIG. 4.5 PLANTA N.T.P. +121.450

TABLA DE PERFILES						
MARCA	PERFIL	kg/m	d	bf	tf	tw
C-1	I IR-457	177.80	482	286	27	17
C-2	I IR-356	287.87	393	399	36	22
C-3	I IR-610	241.60	635	329	31	18
V-1	I IR-305	52.20	318	167	13	8
V-2	I IR-356	71.40	350	204	15	9
V-3	I ARMADA	-	1200	700	32	22
M-1	T 2LI-76	21.44	76	152	10	10
M-2	I IR-457	177.80	482	286	27	17
D-1	r LI-102	14.58	102	102	10	10

NOTAS

1. DIMENSIONES EN MILÍMETROS.
2. NIVELES EN METROS.
3. PERFILES CONFORME AL IMCA.

SIMBOLOGÍA

C	COLUMNA.
V	VIGA.
N.T.P.	NIVEL TOPE DE PERFIL
d	PERALTE DEL ELEMENTO.
bf	ANCHO DEL PERFIL.
tf	ESPESOR DEL PATÍN.
tw	ESPESOR DEL ALMA.

ESTUDIO DE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE UNA CASA DE MÁQUINAS PARA UN TURBO GENERADOR DE ENERGÍA ELÉCTRICA, UBICADO EN LA PAZ, BAJA CALIFORNIA SUR.

Presentado: MIGUEL OMAR MÉNDEZ LÓPEZ

Director de tesis: Ing. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ

Asesor: DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL UGch/MOML Fecha: 1:300

Título: PLANTA N.T.P. +121.450 No. expediente: 050214 Página: 4.5

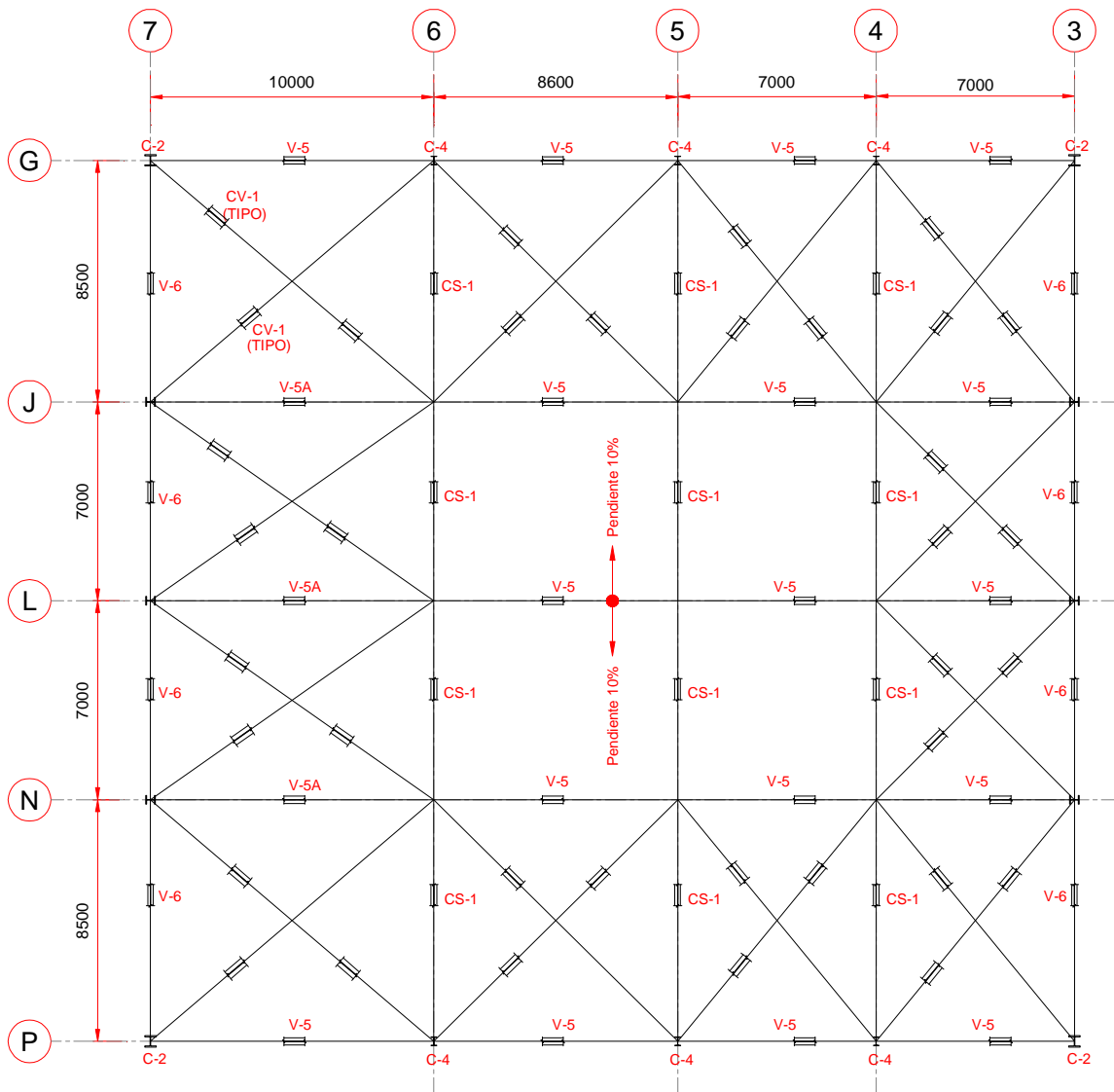


FIG. 4.6 PLANTA CUBIERTA

TABLA DE PERFILES						
MARCA	PERFIL	kg/m	d	bf	tf	tw
C-2	IR-356	287.87	393	399	36	22
C-4	IR-305	59.80	303	203	13	8
V-5	IR-305	59.80	303	203	13	8
V-5A	IR-305	74.40	310	205	16	9
V-6	IR-406	67.40	410	179	14	9
CS-1	IR-254	38.50	262	147	11	7
CV-1	2LH-152	44.34	152	304	10	10

NOTAS

1. DIMENSIONES EN MILÍMETROS.
2. NIVELES EN METROS.
3. PERFILES CONFORME AL MANUAL DEL INSTITUTO MEXICANO DE LA CONSTRUCCIÓN EN ACERO (IMCA).

SIMBOLOGÍA

C	COLUMNA.
V	VIGA.
N.T.P.	NIVEL TOPE DE PERFIL.
d	PERALTE EL ELEMENTO.
bf	ANCHO DEL PERFIL.
tf	ESPESOR DEL PATÍN.
tw	ESPESOR DEL ALMA.

Escuela profesional:

ESTUDIO DE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE UNA CASA DE MAQUINAS PARA UN TURBO GENERADOR DE ENERGÍA ELÉCTRICA, UBICADO EN LA PAZ, BAJA CALIFORNIA SUR.

MIGUEL OMAR MÉNDEZ LÓPEZ			
Director de tesis:	Ing. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ	Fecha:	Escala:
DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL	JGCh/MOML	06/03/16	1:300
Plano:		060316	4.6

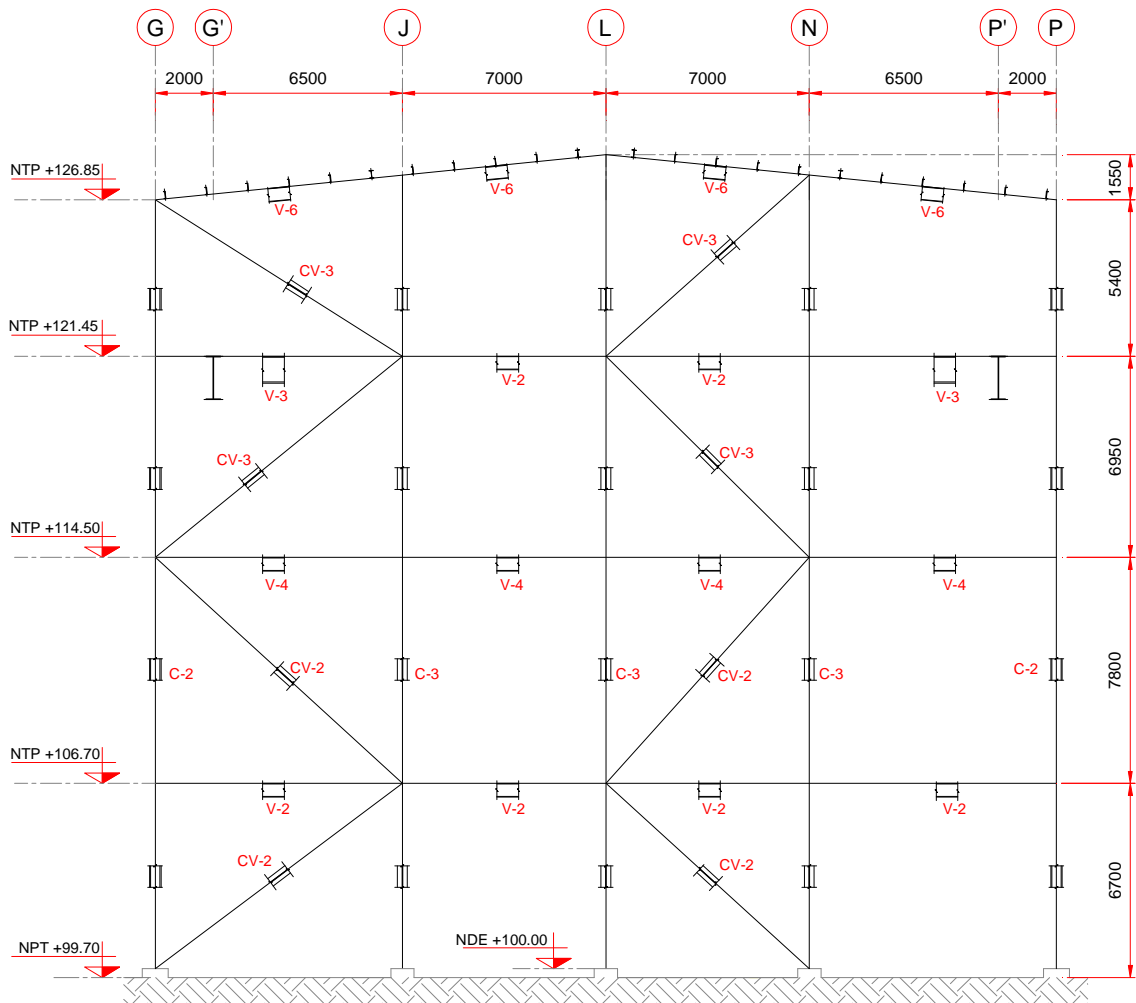


FIG. 4.7 ELEVACIÓN DE MARCO EJE 7


TABLA DE PERFILES						
MARCA	PERFIL	kg/m	d	bf	tf	tw
C-2	I IR-356	287.87	393	399	36	22
C-3	I IR-610	241.60	635	329	31	18
V-2	I IR-356	71.40	350	204	15	9
V-3	I ARMADA	-	1200	700	32	22
V-4	I IR-457	105.30	469	194	21	13
V-6	I IR-406	67.40	410	179	14	9
CV-2	T TR-419	164.60	431	401	32	20
CV-3	T TR-229	88.60	241	286	27	17

NOTAS

1. DIMENSIONES EN MILÍMETROS.
2. NIVELES EN METROS.
3. PERFILES CONFORME AL MANUAL DEL INSTITUTO MEXICANO DE LA CONSTRUCCIÓN EN ACERO (IMCA).

SIMBOLOGIA

C	COLUMNA
V	VIGA
N.T.P	NIVEL TOPE DE PERFIL
d	PERALTE DEL PERFIL
bf	ANCHO DEL ELEMENTO
tf	ESPESOR DEL PATÍN
tw	ESPESOR DEL ALMA
CV	CONTRAVENTO
NIV.	NIVEL
N.P.T	NIVEL DE PISO TERMINADO
N.D.E	NIVEL DESPLANTE DE ESTRUCTURA



ESTUDIO DE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE UNA CASA DE MÁQUINAS PARA UN TURBO GENERADOR DE ENERGÍA ELÉCTRICA, UBICADO EN LA PAZ, BAJA CALIFORNIA SUR.

Presentado: MIGUEL OMAR MÉNDEZ LÓPEZ

Director de tesis: Ing. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ

DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL USCh/MOML Escala: 1:300

Grupo: ELEVACIÓN MARCO EJE Z 060316 4.7

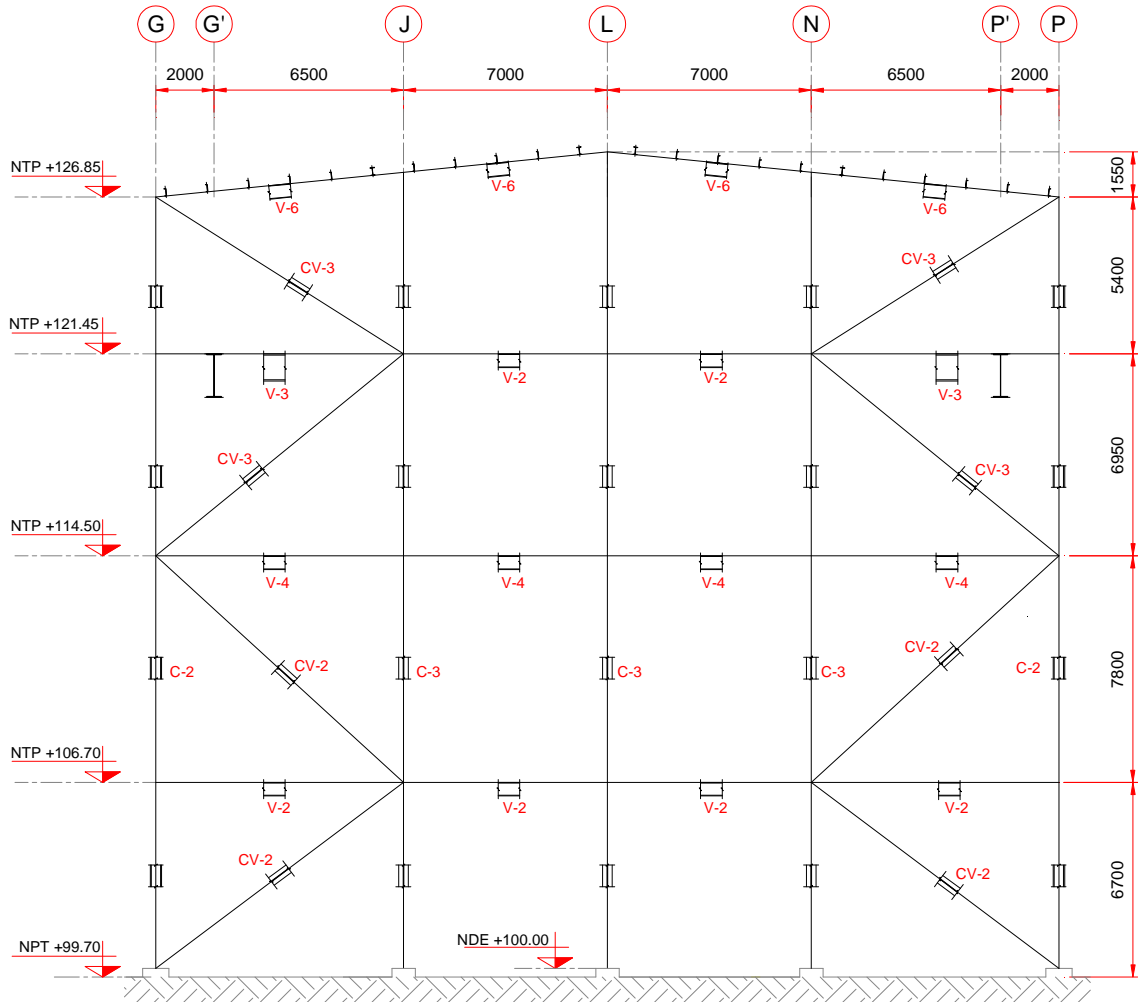


FIG. 4.8 ELEVACIÓN DE MARCO EJE 3

TABLA DE PERFILES


MARCA	PERFIL	kg/m	d	bf	tf	tw
C-2	I IR-356	287.87	393	399	36	22
C-3	I IR-610	241.60	635	329	31	18
V-2	I IR-356	71.40	350	204	15	9
V-3	I ARMADA	-	1200	700	32	22
V-4	I IR-457	105.30	469	194	21	13
V-6	I IR-406	67.40	410	179	14	9
CV-2	T TR-419	164.60	431	401	32	20
CV-3	T TR-229	88.60	241	286	27	17

NOTAS

1. DIMENSIONES EN MILÍMETROS.
2. NIVELES EN METROS.
3. PERFILES CONFORME AL MANUAL DEL INSTITUTO MEXICANO DE LA CONSTRUCCIÓN EN ACERO (IMCA).

SIMBOLOGÍA

C	COLUMNA
V	VIGA
N.T.P	NIVEL TOPE DE PERFIL
d	PERALTE DEL PERFIL
bf	ANCHO DEL ELEMENTO
tf	ESPESOR DEL ALMA
tw	ESPESOR DEL PATÍN
CV	CONTRAVIENTO
NIV.	NIVEL
N.P.T	NIVEL DE PISO TERMINADO
N.D.E	NIVEL DESPLANTE DE ESTRUCTURA


 Tesis profesional:
ESTUDIO DE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE UNA CASA DE MAQUINAS PARA UN TURBO GENERADOR DE ENERGIA ELÉCTRICA, UBICADO EN LA PAZ, BAJA CALIFORNIA SUR.

Director de tesis: **MIGUEL OMAR MÉNDEZ LÓPEZ**
 Ing. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ

Diagnóstico Estructural: **JGCh/MOML** Escala: **1:300**
 ELEVACIÓN MARCO EJE 3 Folio: **060316** de **4.8**

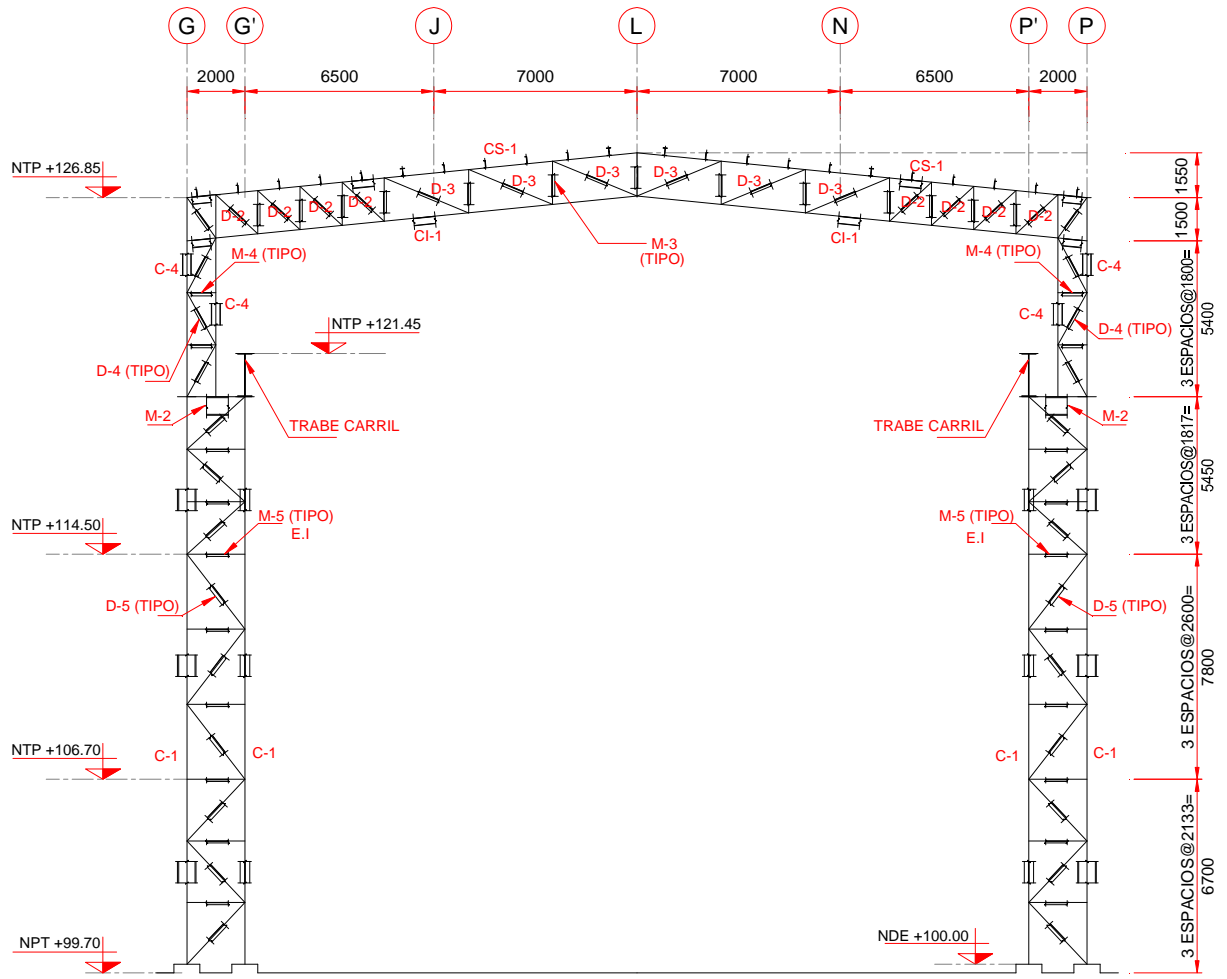


FIG.4.9 ELEVACIÓN DE MARCO EJES 4, 5 Y 6

TABLA DE PERFILES

MARCA	PERFIL	kg/m	d	bf	tf	tw
C-1	IR-457	177.80	482	286	27	17
C-4	IR-305	59.80	303	203	13	8
CS-1	IR-254	38.50	262	147	11	7
CI-1	IR-254	38.50	262	147	11	7
D-2	2LI-102	29.16	102	204	10	10
D-3	2LI-76	14.58	76	152	6	6
D-4	2LI-76	21.44	76	152	10	10
D-5	2LI-152	58.34	152	304	13	13
M-2	IR-457	177.80	482	286	27	17
M-3	2LI-76	14.58	76	152	6	6
M-4	2LI-102	24.40	102	204	8	8
M-5	2LI-76	21.44	76	152	10	10

NOTAS

1. DIMENSIONES EN MILÍMETROS.
2. NIVELES EN METROS.
3. PERFILES CONFORME AL MANUAL DEL INSTITUTO MEXICANO DE LA CONSTRUCCIÓN EN ACERO (IMCA).

SIMBOLOGÍA

C	COLUMNA
V	VIGA
N.T.P	NIVEL TOPE DE PERFIL
d	PERALTE DEL PERFIL
bf	ANCHO DEL ELEMENTO
tf	ESPESOR DEL PATÍN
tw	ESPESOR DEL ALMA
D	DIAGONAL
NIV.	NIVEL
N.P.T	NIVEL DE PISO TERMINADO
N.D.E	NIVEL DESPLANTE DE ESTRUCTURA
M	MONTANTE
CS	CUERDA SUPERIOR
CI	CUERDA INFERIOR
E.I	EXCEPTO INDICADO
@	A CADA

ESTUDIO DE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE UNA CASA DE MAQUINAS PARA UN TURBO GENERADOR DE ENERGIA ELÉCTRICA, UBICADO EN LA PAZ, BAJA CALIFORNIA SUR.

MIGUEL OMAR MÉNDEZ LÓPEZ

Director de tesis: Inq. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ

DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL (USCh/NOML) (1:300)

ELEVACIÓN MARCO EJE 4 5 Y 6 (060316) (4.9)

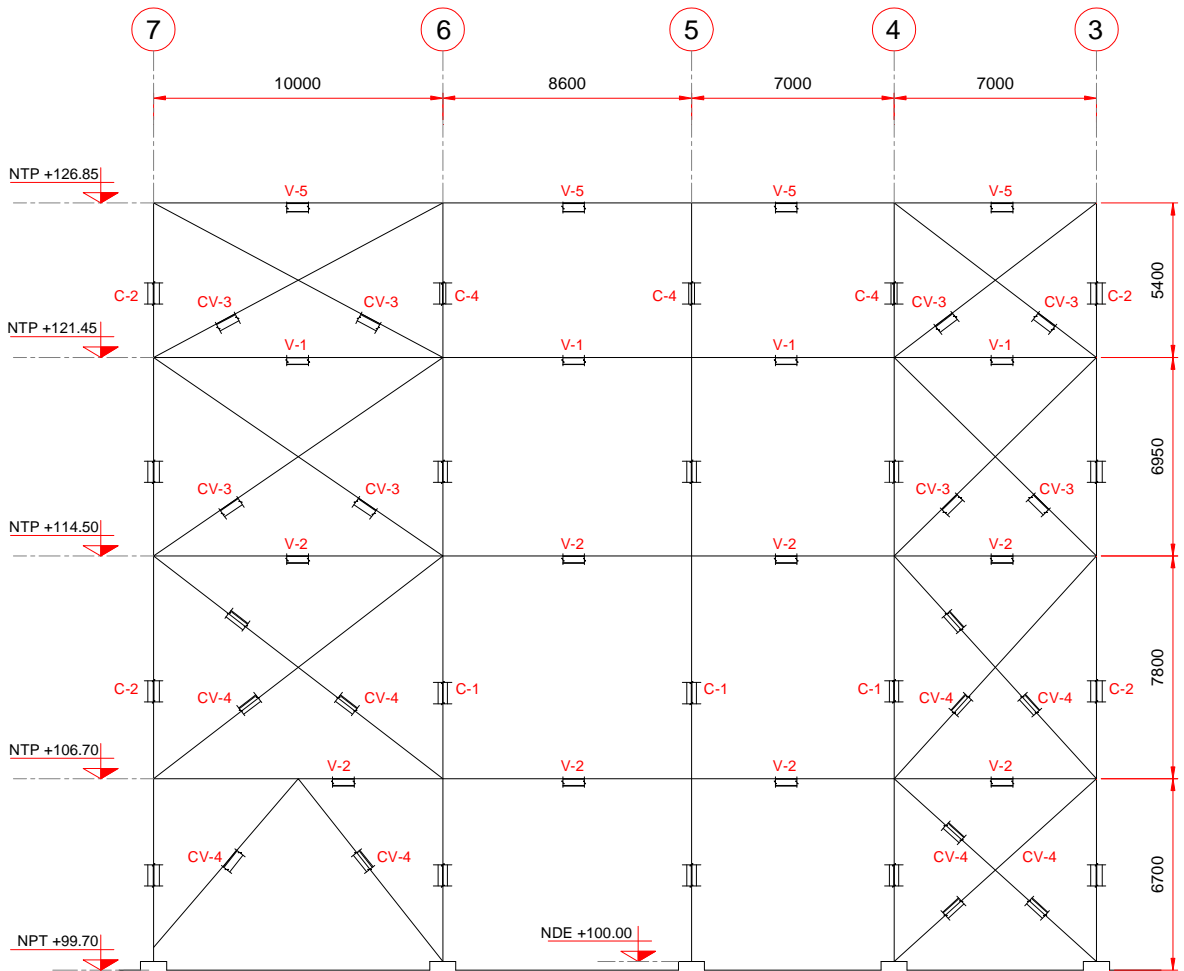


FIG. 4.10 ELEVACIÓN DE MARCO EJES P Y G

TABLA DE PERFILES						
MARCA	PERFIL	kg/m	d	bf	tf	tw
C-1	IR-457	177.80	482	286	27	17
C-2	IR-356	287.87	393	399	36	22
C-4	IR-305	59.80	303	203	13	8
V-1	IR-305	52.20	318	167	13	8
V-2	IR-356	71.40	350	204	15	9
V-5	IR-305	59.80	303	203	13	8
CV-3	TR-229	88.60	241	286	27	17
CV-4	TR-267	98.30	277	316	26	17

NOTAS

1. DIMENSIONES EN MILÍMETROS.
2. NIVELES EN METROS.
3. PERFILES CONFORME AL MANUAL DEL INSTITUTO MEXICANO DE LA CONSTRUCCIÓN EN ACERO (IMCA).

SIMBOLOGÍA

C	COLUMNA
V	VIGA
N.T.P	NIVEL TOPE DE PERFIL
d	PERALTE DEL PERFIL
bf	ANCHO DEL ELEMENTO
tf	ESPESOR DEL PATIN
tw	ESPESOR DEL ALMA
CV	CONTRAVIENTO
NIV.	NIVEL
N.P.T	NIVEL DE PISO TERMINADO
N.D.E	NIVEL DESPLANTE DE ESTRUCTURA

Tesis profesional:

ESTUDIO DE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE UNA CASA DE MAQUINAS PARA UN TURBO GENERADOR DE ENERGIA ELÉCTRICA, UBICADO EN LA PAZ, BAJA CALIFORNIA SUR.

Presentado:	MIGUEL OMAR MÉNDEZ LÓPEZ		
Director de tesis:	Ing. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ		
Concepto:	DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL	Grado:	INGENIERÍA
Alumno:	ELEVACIÓN MARCO EJES P Y G	Fecha:	06/03/16
		Escala:	1:300
			4.10

5. ANÁLISIS DE CARGAS

Todas las estructuras están sometidas a acciones externas. Por tal razón es indispensable evaluar y conocer con la mayor certeza, el grupo de fuerzas que se consideran van a estar actuando en algún momento de la estructura, lo que nos permite dimensionar elementos de soporte, así como la elección de materiales que puedan dar una estabilidad con un grado de seguridad adecuado.

En nuestro caso los estados de carga que se analizan son: carga muerta, carga viva, sismo y viento, todos bajos los lineamientos establecidos en los manuales de la Comisión Federal de Electricidad.

Un caso de carga que diferencia de forma importante a la Casa de Máquinas, y que en gran medida rige su estructura, son las fuerzas que produce la Grúa-Puente en operación, ya que sus movimientos no son en una única dirección, lo que provoca estados de carga distintos en función de las posiciones en las cuales puede estar. Por tal motivo, a éste estado de carga se le da un énfasis particular y exige una revisión exhaustiva.

A. CARGA MUERTA

Como carga muerta se considera el peso de toda la estructura, así como los acabados, en general cualquier elemento que se considere tendrá una posición fija en el tiempo, se considera dentro de éste grupo.

1. Peso propio.

Se considera el peso de: columnas, trabes, contravientos, placas de conexión, etc.

2. Instalaciones, ductos y lámparas	20.00 kg/m ²
3. Lámina para la techumbre	15.00 kg/m ²
4. Lámina para la fachada	15.00 kg/m ²
5. Largueros	16.00 kg/m ²
6. Charolas eléctricas	1200 kg/m

B. CARGA VIVA

Las fuerzas producto de las cargas vivas, están en función del uso que se le da a la estructura, no son permanentes, para el caso en estudio se han tomado las cargas que la Comisión Federal de Electricidad ha dictado en sus bases de diseño para el proyecto en estudio, siendo relevante indicar que no se ha permitido la reducción de la carga viva instantánea, respecto de la carga viva máximo, por lo tanto ambas tendrán el mismo valor.

1. Carga Viva Máxima.

Zonas de pasillos de operación.	500 kg/m ²
Cubiertas con pendientes >5%	65 kg/m ²

2. Carga Viva Instantánea.

Zonas de pasillos de operación.	500 kg/m ²
Cubiertas con pendientes >5%	65 kg/m ²

C. CARGAS DE LA GRÚA-PUENTE

Un efecto importante, y que gobierna en gran medida el diseño de la Casa de Máquinas, son los efectos que produce la Grúa-Puente durante su operación, llegan a ser tan críticos los efectos que pueden provocar el colapso de la estructura, las fuerzas producto del frenado en tres direcciones ortogonales deben ser consideradas, el fabricante de la grúa es el responsable de los datos tanto del peso propio, como de la capacidad de carga que tenga. Datos primarios que se requieren para poder involucrarlos en el análisis. A partir del plano del fabricante se obtienen los siguientes datos:

1. Peso propio de la grúa puente 72,000 kg.
2. Peso del carro 17,000 kg.
3. Capacidad de la grúa 160,000 kg.
4. Capacidad máxima por rueda (4 ruedas) 62,250 kg.
5. Impacto vertical; éstas fuerzas se determinan como sigue:

De la Asociación de Manufactureros de Grúas de América (CMAA) y del American Society of Civil Engineer (ASCE), se determina que el servicio de la grúa será "Pesado", por lo cual la fuerza producto del impacto vertical será del 25 % de la carga máxima por rueda.

$$\text{Impacto vertical} = 0.25 \times 62,250 \times 4 \quad 62,250 \text{ kg.}$$

6. Impacto lateral

Para las fuerzas producto del impacto lateral, se considera el peso de la carga más el carro, y por tratarse de una grúa de servicio “pesado”, se considera el 20% de dicho peso.

$$\text{Impacto lateral} = 0.20 \times (\text{peso carro} + \text{carga}) = 0.2 \times (17,000 + 160,000)$$

$$\text{Impacto lateral} \qquad \qquad \qquad 35,400 \text{ kg.}$$

7. Empuje longitudinal

Para determinar la fuerza de empuje longitudinal, se emplea la carga máxima en la rueda, y por tratarse de una grúa de servicio “pesado”, el porcentaje considerado es del 10%.

$$\text{Empuje longitudinal} = 0.10 \times 62,250 \times 4 \qquad \qquad \qquad 24,900 \text{ kg.}$$

CONSIDERACIONES IMPORTANTES.

- *El peso propio de la grúa-puente se podrá distribuir 50% en cada uno de los marcos longitudinales en los cuales se mueve dicha grúa, esto es debido a su simetría, de igual forma aplica para el impacto longitudinal;*
- *El peso correspondiente al carro ya sea cargado o no, se distribuirá de acuerdo a la posición que resulte más crítica, de igual forma aplica para el Impacto Vertical y Lateral así como las fuerzas de sismo por grúa, las cuales se distribuirán cuando éste actúe longitudinalmente en dos marcos;*
- *Para una grúa de 160 ton de capacidad y 27 m de claro, la posición más crítica para un solo marco en un instante dado es cuando el carro este ubicado a 2.00 m. de una de las orillas (distancia máxima a la cual puede acercarse), por lo que el marco adyacente tomará $(27-2)/27=0.926$ (92.6%) y el marco opuesto tomara el $2/27=0.074$ (7.4%) restante.*
- *Para el caso de un marco de orilla, la posición de la grúa en la viga carril no transmitirá el 100% de su carga pues el centroide de cargas de las ruedas estará aproximadamente a 2.00 m. que es la separación mínima a la cual podrá llegar el gancho del carro, ahora bien para el claro crítico que es de 10.00 m, la descarga máxima en el marco de orilla sería $(10-2)/10=0.8$ (80%), Afectaremos todas las descargas máximas por grúa, correspondientes a: peso del carro, peso de la carga de impacto vertical, etc., por el factor 0.8 cuando se trate de un marco de orilla; y*
- *El peso de la trabe carril se supone de 300 kg/m (por corroborar una vez realizado el diseño)*

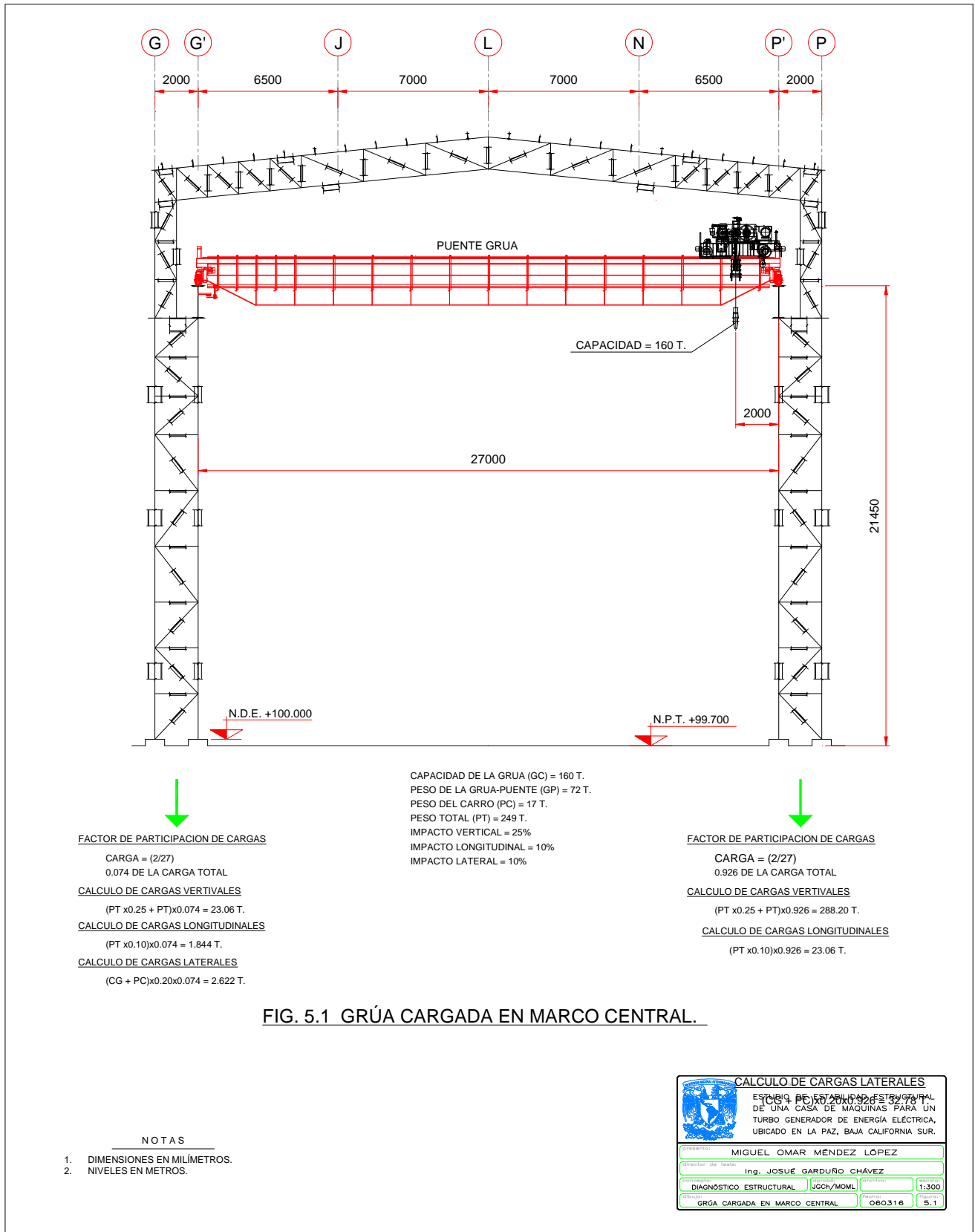
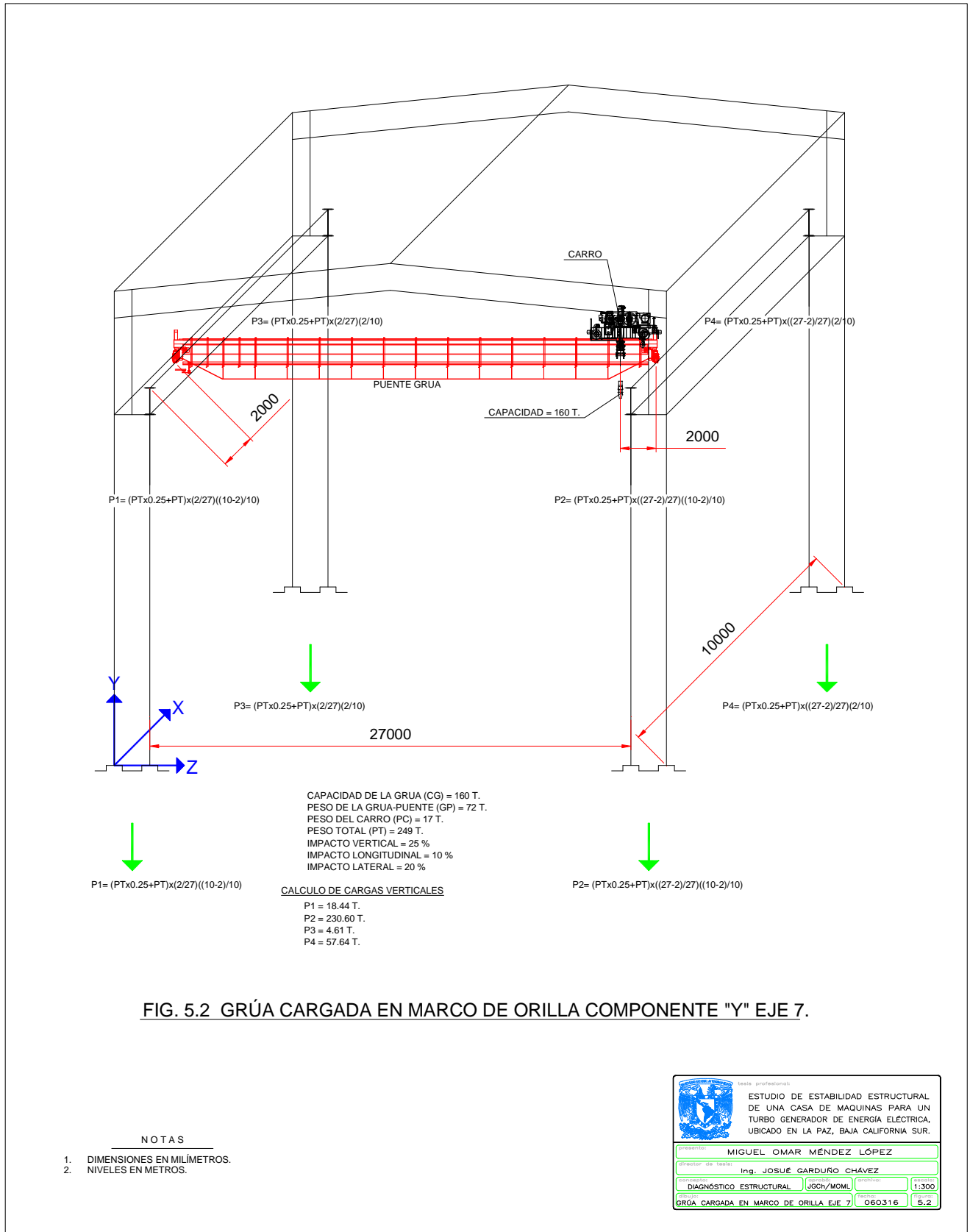


FIG. 5.1 GRÚA CARGADA EN MARCO CENTRAL.



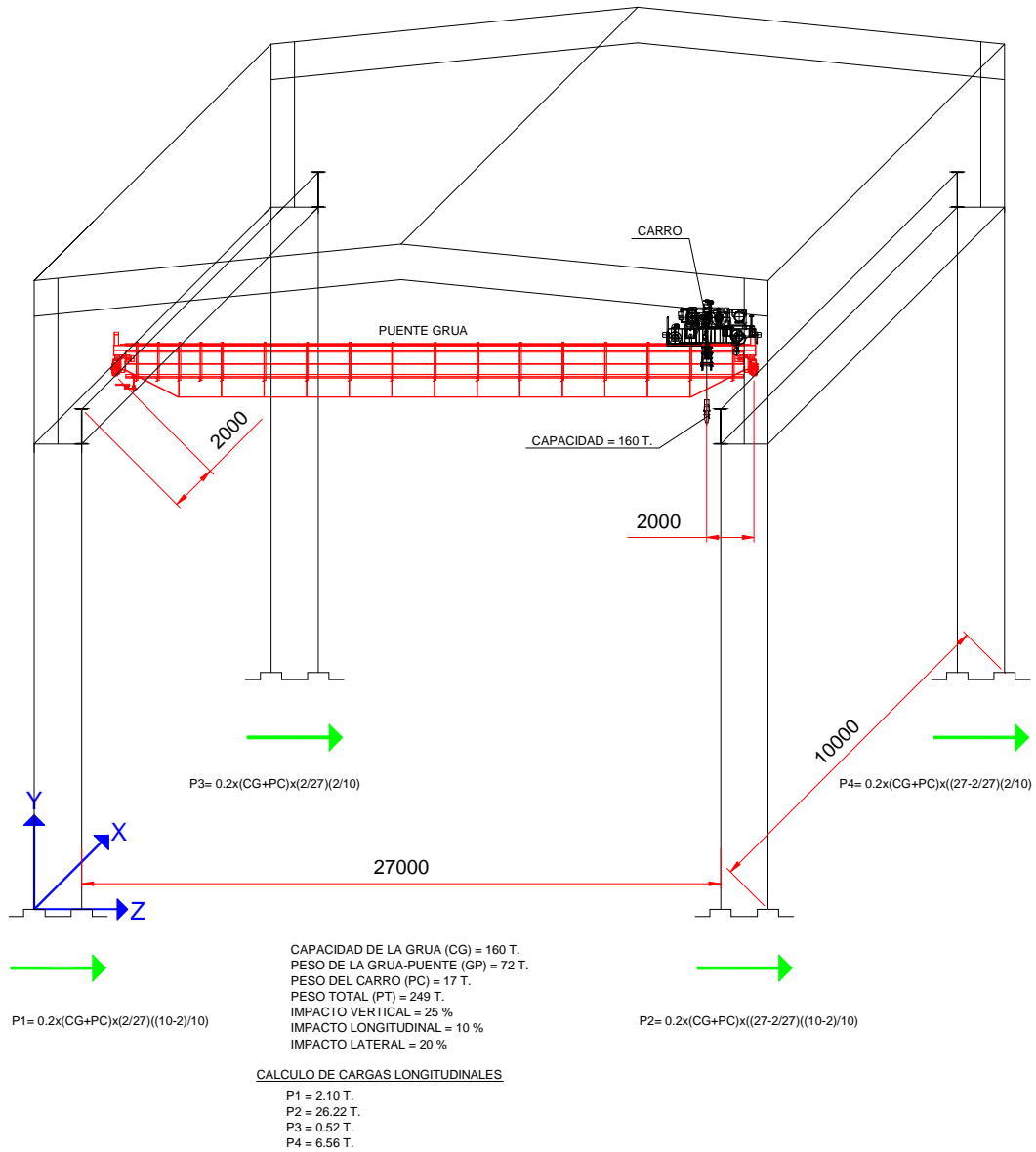

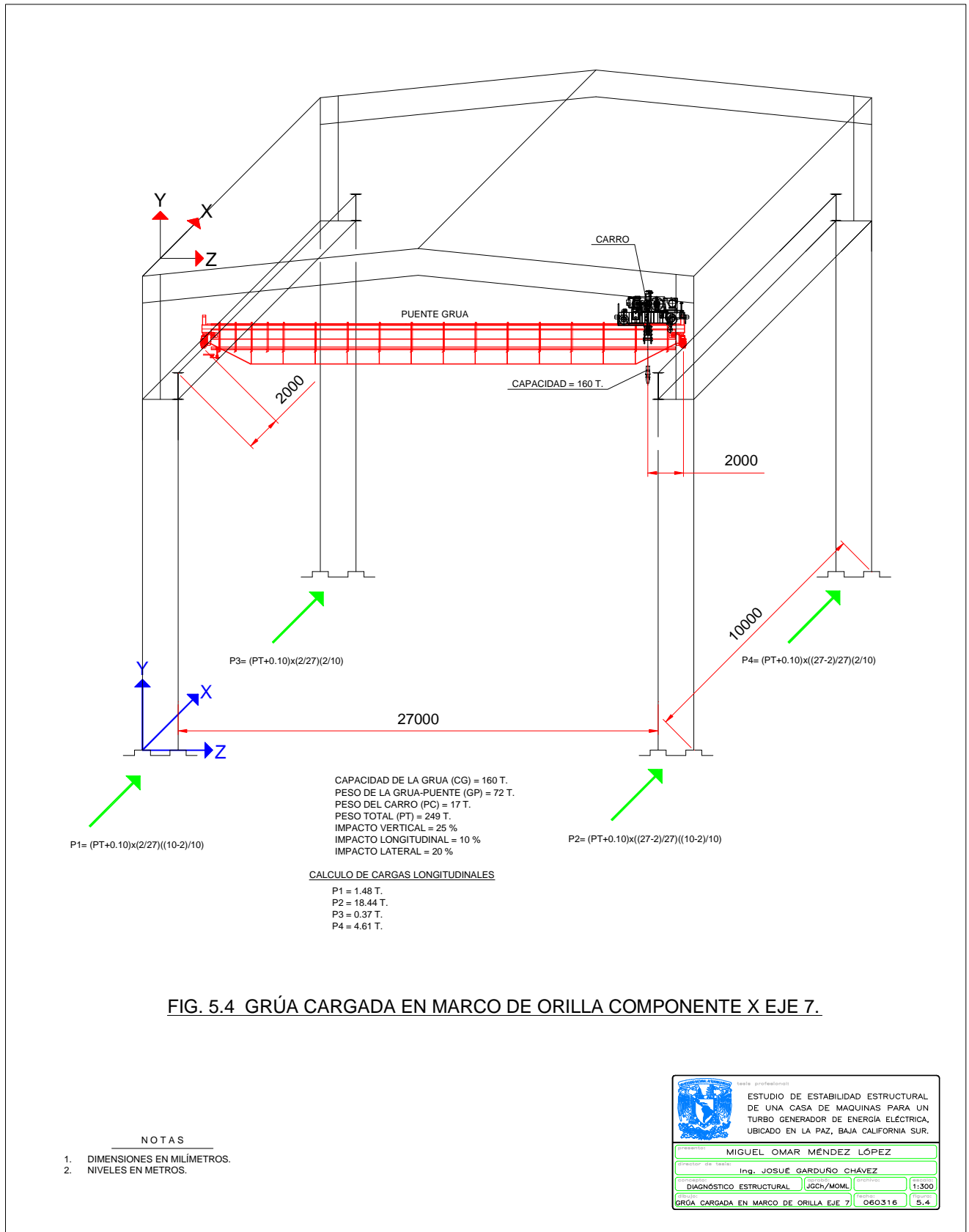


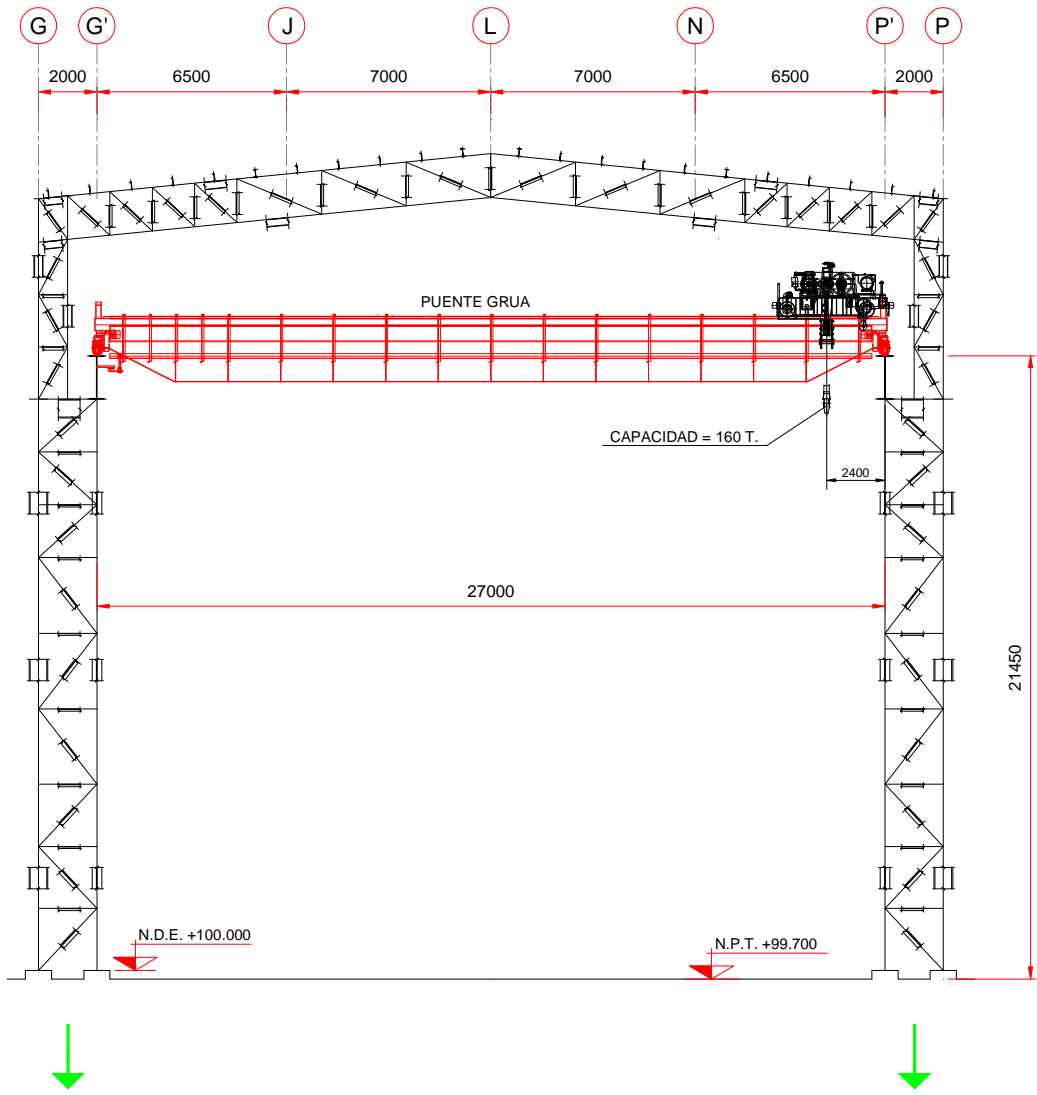
FIG. 5.3 GRÚA CARGADA EN MARCO DE ORILLA COMPONENTE "Z" EJE 7.

NOTAS

1. DIMENSIONES EN MILÍMETROS.
2. NIVELES EN METROS.

		Tesis profesional: ESTUDIO DE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE UNA CASA DE MAQUINAS PARA UN TURBO GENERADOR DE ENERGIA ELÉCTRICA, UBICADO EN LA PAZ, BAJA CALIFORNIA SUR.	
		Autor: MIGUEL OMAR MÉNDEZ LÓPEZ	
Director de Tesis: Ing. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ		Fecha: 1:300	
Tema: DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL		Código: JCC/MOML	
Título: GRÚA CARGADA EN MARCO DE ORILLA EJE 7		Fecha de Emisión: 060316	
		Hoja: 5.3	





FACTOR DE PARTICIPACION DE CARGAS

CARGA = (2/27)
0.074 DE LA CARGA TOTAL

CALCULO DE CARGAS VERTICALES

$GP/2 + (PC) \times 0.074 = 37.26 \text{ T.}$

GRUA DESCARGADA (GC) = 0 T.
PESO DE LA GRUA-PUENTE (GP) = 72 T.
PESO DEL CARRO (PC) = 17 T.
PESO TOTAL (PT) = 89 T.

FACTOR DE PARTICIPACION DE CARGAS

CARGA = (2/27)
0.926 DE LA CARGA TOTAL

CALCULO DE CARGAS VERTICALES

$GP/2 + (PC) \times 0.926 = 51.74 \text{ T.}$


FIG. 5.5 GRÚA DESCARGADA MARCO CENTRAL.

NOTAS

1. DIMENSIONES EN MILÍMETROS.
2. NIVELES EN METROS.

SIMBOLOGIA

N.P.T NIVEL DE PISO TERMINADO
N.D.E NIVEL DESPLANTE DE ESTRUCTURA

 tesis profesional: ESTUDIO DE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE UNA CASA DE MAQUINAS PARA UN TURBO GENERADOR DE ENERGIA ELECTRICA, UBICADO EN LA PAZ, BAJA CALIFORNIA SUR.			
Presentador: MIGUEL OMAR MÉNDEZ LÓPEZ			
Director de tesis: Ing. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
tema:	DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL	Ucch/MOML	escala: 1:300
grupo:	GRUA CARGADA EN MARCO DE ORILLA EJE 7	060316	5.5

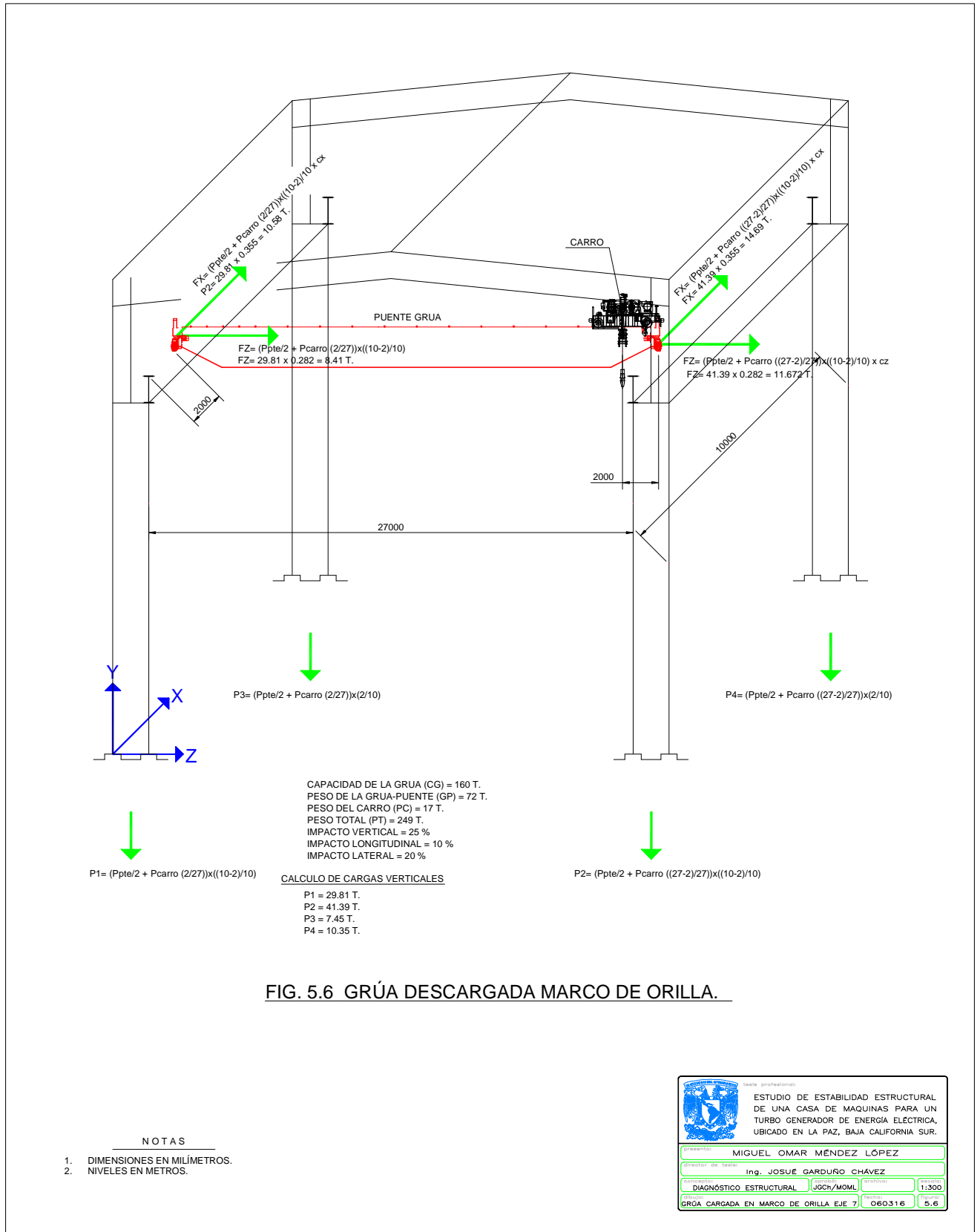


FIG. 5.6 GRÚA DESCARGADA MARCO DE ORILLA.

D. FUERZAS SÍSMICAS

La finalidad de determinar las fuerzas producto del sismo, es la de evitar fallas estructurales mayores que hagan que la estructura colapse, previniendo pérdidas económicas cuantiosas e inclusive pérdidas humanas.

Para determinar las fuerzas producto de la acción del sismo, se utilizará el método establecido en el Manual de Diseño de Obras Civiles “Diseño por Sismo 2008”.

Factores para la construcción de los espectros de diseño.

Dependen de la localización geográfica, así como de las características dinámicas del terreno.

Factores de terreno rocoso: son dos factores, la aceleración máxima del terreno en roca, que depende de las coordenadas geográficas, y el factor de distancia F_d , que es una medida de la distancia relativa a las fuentes generadoras de temblores.

$$\text{Factores-terreno-rocoso} \left\{ \begin{array}{l} a_0^r \left\{ \begin{array}{l} \text{PRODISIS} \\ \geq 0.02 \end{array} \right. \\ F_d \left\{ \begin{array}{l} = \frac{a_0^r}{a_{ref}}; a_{ref} = 400 \text{ m/s}^2 \\ \leq 1.00 \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Factores de comportamiento lineal del suelo: son dos factores, el factor de sitio F_s y el factor de respuesta F_r . Para determinarlos se requieren los factores de terreno rocoso, el periodo dominante del suelo T_s y el contraste de impedancias p_s .

$$\text{Factores-comportamiento-lineal-suelo} \left\{ \begin{array}{l} F_s \left\{ \begin{array}{l} F_s = \frac{a_0}{a_0^r} \\ \text{Tabla - 5.D.1} \end{array} \right. \\ F_r \left\{ \begin{array}{l} F_r = \frac{c}{a_0}; \\ \text{Tabla - 5.D.2} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

donde:

a_0 Aceleración máxima del terreno

c Aceleración máxima espectral

Tabla 5.D.1. Factores de sitio F_s

f_{sd} p_s	0.00	0.05	0.10	0.20	0.50	1.00	2.00	3.00
1.000	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.625	1.00	1.08	1.23	1.12	1.00	1.00	1.00	1.00
0.250	1.00	1.18	1.98	1.60	1.40	1.12	1.00	1.00
0.125	1.00	1.20	2.64	2.01	1.69	1.32	1.00	1.00
0.000	1.00	1.22	4.51	3.17	2.38	1.75	1.19	1.00

Para terreno rocoso $F_s = 1.0$

Tabla 5.D.2. Factores de respuesta F_r

T_s p_s	0.00	0.05	0.10	0.20	0.50	1.00	2.00	3.00
1.000	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
0.625	2.5	3.80	3.74	3.57	3.26	2.81	2.56	2.51
0.250	2.5	4.36	4.41	4.27	3.45	2.85	2.59	2.53
0.125	2.5	4.74	4.91	4.90	3.70	3.06	2.75	2.65
0.000	2.5	5.27	5.66	6.02	4.81	4.05	3.58	3.40

Para terreno rocoso $F_r = 2.5$

Factores de comportamiento no lineal del suelo: propician una reducción en la velocidad efectiva de propagación de ondas en el manto de suelo, idealizado homogéneo, y aumentan el amortiguamiento. Son el factor de no linealidad F_{nl} y el de velocidad F_v .

$$\text{Factores - comportamiento - no - lineal - suelo} \left\{ \begin{array}{l}
 F_{nl} \left\{ \begin{array}{l}
 1 - (1 - F'_{nl}) \frac{T_s}{T_{ref}}; \text{ si } \dots T_s \leq T_{ref} \\
 F'_{nl}; \dots \text{ si } \dots T_s > T_{ref}
 \end{array} \right. \\
 T_{ref} = 1.5s \\
 F'_{nl} \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Tabla - 5.D.3} \\
 \text{Tabla - 5.D.4}
 \end{array} \right. \\
 F_v \left\{ \begin{array}{l}
 1 - (1 - F'_v) \frac{T_s}{T_{ref}}; \text{ si } \dots T_s \leq T_{ref} \\
 F'_v; \dots \text{ si } \dots T_s > T_{ref}
 \end{array} \right. \\
 F'_v \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Tabla - 5.D.5} \\
 \text{Tabla - 5.D.6}
 \end{array} \right.
 \end{array} \right.$$

Tabla 5.D.3. Factores F'_{nl} para la determinación de F_{nl} , para suelos granulares

$\begin{matrix} F_d \\ p_s \end{matrix}$	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.75	1.00
1.000	1.00	0.97	0.93	0.90	0.86	0.83	0.75	0.71
0.625	1.00	0.95	0.91	0.89	0.85	0.82	0.71	0.68
0.250	1.00	0.93	0.87	0.82	0.77	0.73	0.63	0.56
0.125	1.00	0.92	0.84	0.75	0.67	0.64	0.58	0.53
0.000	1.00	0.90	0.78	0.66	0.58	0.54	0.53	0.50

Tabla 5.D.4. Factores F'_{nl} para la determinación de F_{nl} , para suelos arcillosos

$\begin{matrix} F_d \\ p_s \end{matrix}$	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.75	1.00
1.000	1.00	0.98	0.95	0.91	0.87	0.85	0.79	0.75
0.625	1.00	0.97	0.94	0.93	0.90	0.88	0.81	0.79
0.250	1.00	0.96	0.93	0.91	0.87	0.85	0.77	0.74
0.125	1.00	0.93	0.85	0.76	0.70	0.67	0.61	0.56
0.000	1.00	0.82	0.63	0.46	0.36	0.32	0.31	0.28

Tabla 5.D.5. Factores F'_v para la determinación de F_v , para suelos granulares

$\begin{matrix} F_d \\ p_s \end{matrix}$	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.75	1.00
1.000	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.95	0.95
0.625	1.00	0.98	0.97	0.93	0.90	0.89	0.89	0.89
0.250	1.00	0.97	0.93	0.86	0.81	0.79	0.79	0.79
0.125	1.00	0.97	0.92	0.85	0.80	0.78	0.78	0.78
0.000	1.00	0.97	0.92	0.85	0.80	0.78	0.78	0.78

Tabla 5.D.6. Factores F'_v para la determinación de F_v , para suelos arcillosos

$\begin{matrix} F_d \\ p_s \end{matrix}$	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.75	1.00
1.000	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.625	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99
0.250	1.00	0.99	0.98	0.96	0.94	0.93	0.93	0.93
0.125	1.00	0.98	0.95	0.90	0.86	0.84	0.84	0.84
0.000	1.00	0.95	0.88	0.77	0.69	0.67	0.66	0.66

Espectros de Diseño.

Es necesario revisar el cumplimiento de estados límite, agrupados en dos categorías: los de servicio (deflexiones, vibraciones, agrietamiento) ante acciones que se presentan con frecuencia, y los de falla (colapso local o global, inestabilidad, fatiga), ante condiciones excepcionales de carga.

Los espectros para la revisión del estado límite de servicio se obtienen con base en un análisis costo-beneficio, en que se optimiza el periodo fundamental de la estructura, midiendo el daño a través de la distorsión de entrepiso. Una vez que se obtiene el periodo óptimo de la estructura se calcula la aceleración que produce la distorsión de entrepiso permisible así como su periodo de retorno.

Para la construcción de los espectros de diseño, se proponen factores dependientes del sitio, con estos factores se toman en cuenta los efectos que intervienen en la amplificación dinámica de depósitos de suelo que se encuentren comúnmente en la práctica. Las ordenadas del espectro de aceleración para diseño sísmico $S_a(T_e)/g$, expresadas como fracción de la gravedad y en función del periodo estructural adquieren la siguiente forma:

$$a = \frac{S_a(T_e)}{g} = \begin{cases} a_0 + (\beta_c - a_0) \frac{T_e}{T_a}; & \text{si } T_e < T_a \\ \beta_c; & \text{si } T_a \leq T_e < T_b \\ \beta_c \left(\frac{T_b}{T_e} \right)^r; & \text{si } T_b \leq T_e < T_c \\ \beta_c \left(\frac{T_b}{T_c} \right)^r \left[k + (1-k) \left(\frac{T_c}{T_e} \right)^2 \right] \left(\frac{T_c}{T_e} \right)^2; & \text{si } T_e \geq T_c \end{cases}$$

donde:

a aceleración espectral normalizada con la aceleración de la gravedad

T_e periodo estructural

T_a límite inferior de la meseta del espectro de diseño

T_b límite superior de la meseta del espectro de diseño

$T_c = \begin{cases} 2s \dots \dots \dots \text{si } T_b < 2 \text{ s} \\ T_b \dots \dots \dots \text{si } T_b \geq 2 \text{ s} \end{cases}$ periodo de inicio de la rama descendente

r parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales para $T_b \leq T_e < T_c$,
 $0.5 \leq r \leq 1.0$

k parámetro que controla la caída las ordenadas espectrales para $T_e \geq T_c$,

$$k = \begin{cases} \min(1.5, 2 - T_s) & T_s \leq 1.65 \text{ s} \\ \max\left(0.35, \frac{\beta}{F_r}\right) & T_s > 1.65 \text{ s} \end{cases}$$

Para terreno rocoso $k = 2.0$

El factor de amortiguamiento, β , permite modificar las ordenadas espectrales para tomar en cuenta otros niveles de amortiguamiento estructural, o bien, los efectos de la interacción suelo-estructura en el amortiguamiento.

$$\beta = \left(\frac{0.05}{\xi_e}\right)^\lambda; \quad \text{con} \quad \lambda = \begin{cases} 0.45 & \text{si } T_e < T_c \\ 0.045 \left(\frac{T_c}{T_e}\right) & \text{si } T_e \geq T_c \end{cases}$$

ξ_e Amortiguamiento estructural, o bien, el amortiguamiento efectivo debido a la interacción suelo-estructura, en cuyo caso, el periodo estructural T_e debe ser el periodo efectivo

Aceleración máxima del terreno a_0

$$a_0 = \frac{F_s F_{nl} a_0^r}{981.0}; \quad \text{con} \quad F_s F_{nl} \geq 1.0$$

Aceleración máxima o coeficiente de diseño c

$$c = F_r a_0$$

Periodos característicos del espectro T_a y T_b

$$T_a = 0.35T_s' \quad T_a \geq 0.1 \text{ s}$$

$$T_a = 1.20T_s' \quad T_a \geq 0.6 \text{ s}$$

Donde:

T_s' Periodo equivalente:

$$T_s' = \frac{4H_s}{v_s'} = \frac{4H_s}{F_v v_s} = \frac{T_s}{F_v}$$

Para terreno rocoso $T_a = 0.1$ s y $T_b = 0.6$ s.

Para estructuras del grupo A y A+:

$$S a_{col}^A = 1.5 \times S a_{col}^B$$

Donde:

$S a_{col}^B$ Espectro de diseño para el estado límite de colapso

$S a_{col}^A$ Espectro de diseño para estructuras del Grupo A

El espectro de diseño para las estructuras del Grupo A+ se construirá a partir de la aceleración máxima en terreno rocoso a_0^r que suministra el programa PRODISIS.

Espectros de diseño para el estado límite de servicio: Para el estado límite de servicio se tomará como referencia la construcción del espectro de colapso para estructuras del Grupo B tomando en cuenta un factor de reducción de 5.5 y considerando que no existen efectos no lineales en el comportamiento del suelo, es decir, que los factores relacionados con el comportamiento no lineal son unitarios.

$$a_0 = \frac{F_s a_0^r}{981.0 \times 5.5}$$

$$T_a = 0.35 T_s \quad T_a \geq 0.1 \text{ s}$$

$$T_a = 1.20 T_s \quad T_a \geq 0.6 \text{ s}$$

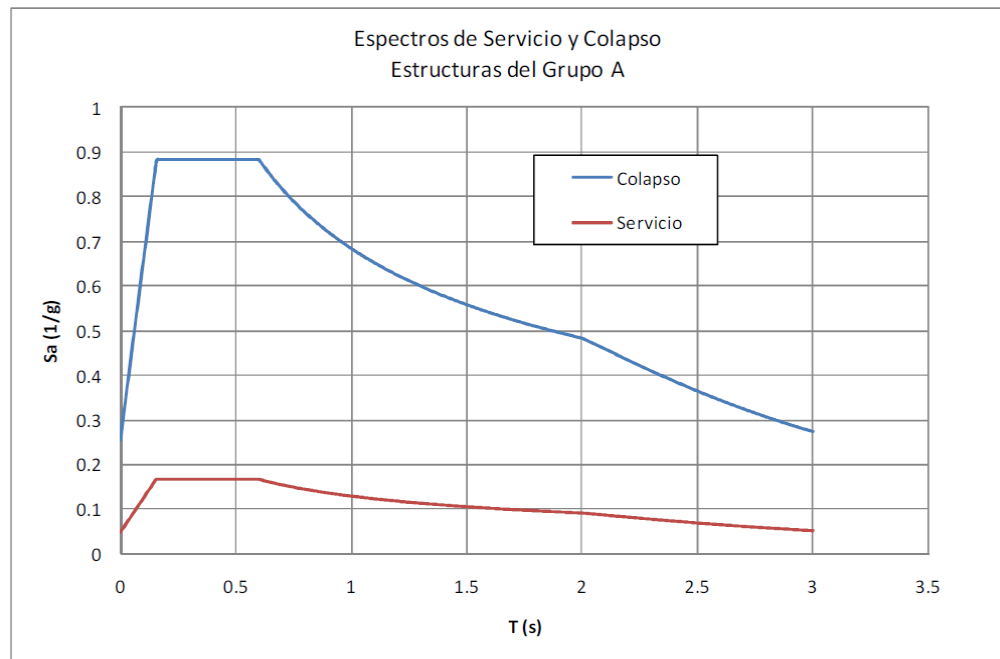


Figura 5.7. Espectros de Colapso y Servicio

Por las características que presenta la estructura analizada, se adopta la teoría aplicable a Edificios y por el nivel de importancia que tiene se clasifica en el grupo A.

Periodo natural de la estructura T_e .

Los periodos de vibrar de una estructura se calculan a partir de los valores de las masas y rigideces de la misma; más explícitamente dependen de la relación de masas a rigideces. En nuestro caso se realiza un modelo tridimensional en el software de cálculo STAAD.Pro, con las características geométricas de los elementos estructurales, así como las características mecánicas de los materiales y las cargas (masas) a las cuales estará solicitado ante un evento sísmico. En la tabla 4 se especifica el valor de las masas a aplicar por columna, en las dos direcciones horizontales, x y z.

Tabla 5.D.7. Tabla de masas aplicadas por columna

NIVEL	hi	Wi	# DE COLUMNAS	MASA X COLUMNA
	(m)	(T)		(T)
4		207.95	16.00	13
	6.95			
3		167.74	16.00	10.48
	6.95			
2		275.98	16.00	17.25
	7.8			
1		83.28	16.00	5.21
	6.7			
0				

Los periodos correspondientes a cada dirección son:

$$T_x = 0.35 \text{ s.}$$

$$T_z = 0.43 \text{ s.}$$

Factor de ductilidad Q'.

Para fines de diseño, se tendrá en cuenta el comportamiento inelástico de la estructura, aunque sea de manera aproximada. Para ello, las ordenadas espectrales se dividirán por el factor de reducción por ductilidad Q' a fin de obtener las fuerzas sísmicas reducidas.

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta T_e}{k T_b}}; & \text{si } T_e \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}; & \text{si } T_e > T_b \end{cases}$$

$$p = k + (1 - k) \left(\frac{T_b}{T_e} \right)^2$$

Para nuestro caso y por las características geométricas de la estructura se considera un factor de ductilidad Q = 2 en ambas direcciones.

$$T_{ex} = 0.35 \text{ s.} \quad T_{ez} = 0.43 \text{ s.} \quad (\text{Obtenidos con el programa STAAD.Pro})$$

$$T_b = 0.6 \text{ s.}$$

Dado que $T_e < T_b$ en ambas direcciones, se tiene:

$$Q'_x = 1 + (2-1)\sqrt{\frac{1}{1.5}} \times \frac{0.35}{0.6} = 1.48$$

$$Q'_z = 1 + (2-1)\sqrt{\frac{1}{1.5}} \times \frac{0.43}{0.6} = 1.59$$

Reducción por sobre-resistencia, R.

Existen diversos factores que hacen que las estructuras tengan una sobre-resistencia. La opción más práctica de tomar en cuenta este aspecto consiste en aplicar un factor reductor de lado de las acciones. La reducción por sobre-resistencia está dada por el factor R, como:

$$R = \begin{cases} R_0 + 0.5 \left(1 - \sqrt{\frac{T_e}{T_a}} \right) & \text{si } T_e \leq T_a \\ R_0 & \text{si } T_e > T_a \end{cases}$$

$$T_{ex} = 0.35 \text{ s.} \quad T_{ez} = 0.43 \text{ s.}$$

$$T_a = 0.156 \text{ s}$$

Dado que $T_e > T_a$ en ambas direcciones

$$R_x = R_z = R_0 = 2$$

$R_0 = 2$ cuando se presentan marcos de acero estructural con $Q = 2$, contraventeados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero.

Factor por redundancia ρ .

Para cada dirección ortogonal de análisis, la redundancia de la estructuración empleada se tomará en cuenta mediante el factor ρ .

$\rho_x = 0.8$ en estructuras con al menos dos marcos o líneas de defensa paralelas en la dirección de análisis. Para nuestro caso tal condición se cumple en el sentido longitudinal

$\rho z = 1.0$ en estructuras con al menos dos marcos o líneas de defensa paralelas en la dirección de análisis y que cada marco o línea de defensa disponga de al menos dos crujeías. Para nuestro caso tal condición se cumple en el sentido transversal.

Condiciones de regularidad.

Para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer simultáneamente las siguientes condiciones:

1.- La distribución en planta de masas, muros y otros elementos resistentes, es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales. Estos elementos son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.

En nuestro caso los marcos de acero son los que aportan la resistencia a la estructura, guardan simetría con respecto a dos ejes ortogonales, por lo que se cumple la primera condición de regularidad.

2.- La relación entre la altura y la dimensión menor de la base no es mayor que 2.5.

$H/\text{dimensión menor} = 28.40 \text{ m} / 31.00 \text{ m} = 0.92 < 2.5$; se está cumpliendo la limitante entre altura y la dimensión menor de la base.

3.- La relación entre largo y ancho de la base no excede de 2.5.

$\text{Largo} / \text{Ancho} = 32.60 / 31.00 = 1.05 < 2.5$; se está cumpliendo la limitante entre largo y ancho.

4.- En planta no se tienen entrantes ni salientes cuya dimensión exceda 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considere la entrante o saliente.

La planta de cubierta de la casa de máquinas es rectangular, sin salientes, por lo que se cumple la condición de regularidad en planta.

5.- En cada nivel se tiene un sistema de techo o piso rígido resistente.

La cubierta se cubre con un sistema de lámina multytecho, material que no forma un diafragma rígido, por lo que no se satisface ésta condición de regularidad.

6.- No se tienen aberturas en los sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera la abertura. Las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro y el área total de aberturas no excede, en ningún nivel, 20% del área de la planta.

No se cuenta con un sistema de cubierta rígido, por lo que éste punto no se cumple.

7.- El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110% ni menor que 70% del correspondiente al piso inmediato inferior. El último nivel de la construcción está exento de condiciones de peso mínimo.

Una de las cargas que inciden de forma importante el diseño de la estructura, es la que produce la capacidad de carga de la grúa, ésta carga es móvil y se concentra en la parte superior de la estructura, por lo que no se puede considerar que se cumple éste punto de regularidad.

8.- Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110% ni menor que 70% de la del piso inmediato inferior. El último piso de la construcción está exento de condiciones de área mínima. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50% a la menor de los pisos inferiores.

No se cuenta con un sistema de piso, por lo que ésta condición no se cumple.

9.- En todos los pisos, todas las columnas están restringidas en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por traveses o losa planas.

Los marcos cabeceros están restringidos en ambas direcciones, sin embargo los marcos centrales no están restringidos en el sentido corto del edificio en toda la altura, por ésta condición no se cumple con ésta condición de regularidad.

10.- La rigidez y la resistencia al corte de cada entrepiso no excede en más de 50% a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de esta condición.

La rigidez hasta la altura de la Grúa Puente es la misma, éste punto se cumple.

11.- En cada entrepiso, la excentricidad torsional calculada estáticamente no excede en más de 10% su dimensión en planta, medida paralelamente a la excentricidad torsional.

La excentricidad torsional en planta no excede del 10% , por lo que se cumple éste punto.

Corrección por irregularidad.

A las estructuras que no satisfagan las condiciones de regularidad descritas, el factor reductor por ductilidad Q' , se multiplicará por el factor α

Factor correctivo por irregularidad α

Tabla 5.D.8. Factores correctivos por irregularidad

FACTOR CORRECTIVO α	TIPO DE IRREGULARIDAD
0.9	Cuando no se cumpla una condición de regularidad
0.8	Cuando no se cumplan dos o más condiciones de regularidad, o no se cumpla con la condición 10 o 11
0.7	Estructura fuertemente irregulares

Para nuestro caso $\alpha_x = \alpha_z = 0.8$

Una vez determinados los parámetros: R (reducción por sobrerresistencia), ρ (factor por redundancia), Q' (factor de ductilidad) y α (corrección por irregularidad), es posible determinar el espectro de diseño, al multiplicar las ordenadas del espectro de colapso por el factor $\frac{1}{Q' R \alpha \rho}$.

En la dirección longitudinal x : $\frac{1}{1.48 \times 2 \times 0.8 \times 0.8} = 0.53$

En la dirección transversal z: $\frac{1}{1.59 \times 2 \times 0.8 \times 1} = 0.40$

Tabla 5.D.9. Factores correctivos por irregularidad

	Espectro de Colapso	Espectro Diseño x	Espectro Diseño z
T (s)	Sa (1/g)	0.53	0.4
0.000	0.257	0.136	0.103
0.100	0.658	0.349	0.263
0.200	0.884	0.468	0.353
0.300	0.884	0.468	0.353
0.400	0.884	0.468	0.353
0.500	0.884	0.468	0.353
0.600	0.884	0.468	0.353
0.700	0.818	0.434	0.327
0.800	0.765	0.406	0.306
0.900	0.722	0.382	0.289
1.000	0.685	0.363	0.274
1.100	0.653	0.346	0.261
1.200	0.625	0.331	0.250
1.300	0.600	0.318	0.240
1.400	0.579	0.307	0.231
1.500	0.559	0.296	0.224
1.700	0.525	0.278	0.210
1.900	0.497	0.263	0.199
2.200	0.435	0.230	0.174
2.400	0.388	0.205	0.155
2.600	0.345	0.183	0.138
3.000	0.275	0.146	0.110

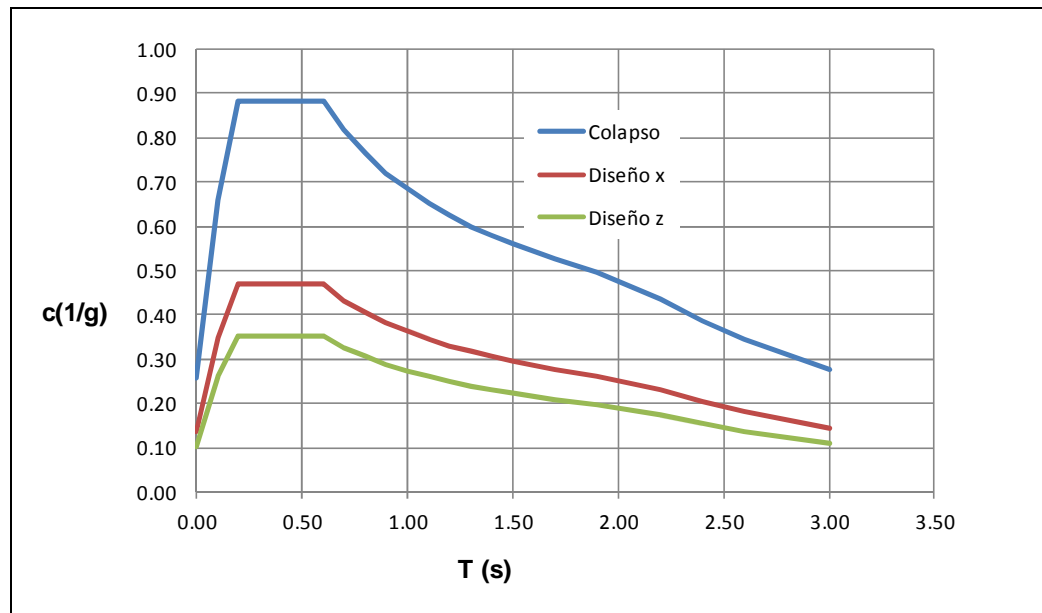


Figura 5.8. Gráfica espectro de colapso vs espectro de diseño

La fuerza lateral que actúa en el centro de masa del nivel n es igual a:

$$P_n = W_n h_n \frac{\sum_{n=1}^{N_e} W_n}{\sum_{n=1}^{N_e} W_n h_n} \times \frac{c\beta}{Q'R\rho}$$

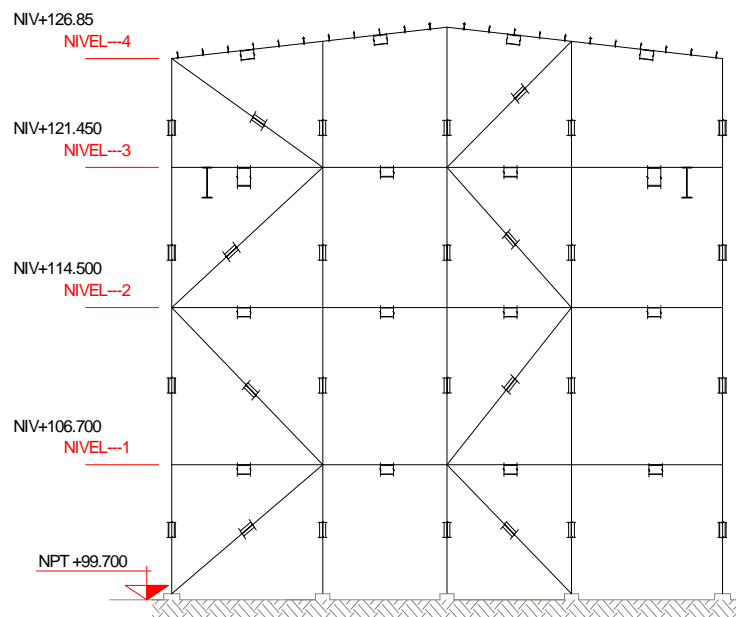


Figura 5.9. Niveles considerados

Tabla 5.D.8. Resumen de fuerzas sísmicas estáticas en dirección x

Fuerzas en dirección longitudinal (x) de la estructura en estudio $c = 0.468$

NIVEL	hi	Wi	Hi	WiHi	Fi	# DE COLUMNAS	FZA x COLUMNA
	(m)	(T masa)	(m)	(T.m)	(T)		(T)
4	6.95	207.95	28.40	5905.87	144.44	16.00	9.03
3	6.95	167.74	21.45	3598.07	88.00	16.00	5.50
2	7.8	275.98	14.50	4001.73	97.87	16.00	6.12
1	6.7	83.28	6.70	557.99	13.65	16.00	0.85
0							
SUM Wi=		734.96	SUM WiHi=		14063.66		

Tabla 5.D.9. Resumen de fuerzas sísmicas estáticas en dirección z

Fuerzas en dirección transversal (z) de la estructura en estudio $c = 0.353$

NIVEL	hi	Wi	Hi	WiHi	Fi	# DE COLUMNAS	FZA x COLUMNA
	(m)	(T masa)	(m)	(T.m)	(T)		(T)
4	6.95	207.95	28.40	5905.87	108.95	16.00	6.81
3	6.95	167.74	21.45	3598.07	66.38	16.00	4.15
2	7.8	275.98	14.50	4001.73	73.82	16.00	4.61
1	6.7	83.28	6.70	557.99	10.29	16.00	0.64
0							
SUM Wi=		734.96	SUM WiHi=		14063.66		

Cálculo de los momentos torsionantes.

El efecto de torsión en cada entrepiso de una estructura se genera por el momento torsionante debido a una fuerza cortante sísmica multiplicada por la excentricidad estática (e_s) que es considerada como la distancia entre el centro de masas (CM) y el centro de torsión (CT).

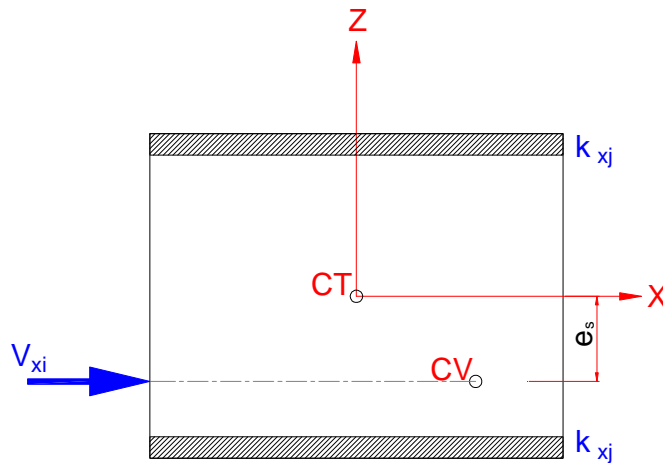


Figura 5.10. Entrepiso i de una estructura con fuerza cortante sísmica actuando en el CV

De la figura 5.10.

La fuerza sísmica en cada elemento resistente j es:

$$V_{xj} = k_{xj} \Delta_{xj} \quad (5.1)$$

$$\Rightarrow \Delta_{xj} = \frac{V_{xj}}{k_{xj}} \quad (5.2)$$

Donde k_{xj} es la rigidez del elemento resistente j y Δ_{xj} es su desplazamiento.

Para todos los elementos resistentes del entrepiso:

$$V_{xi} = \sum F_{xj} = \sum k_{xj} \Delta_{xj} \quad (5.3)$$

$$\Rightarrow \Delta_{xj} = \frac{V_{xj}}{\sum k_{xj}} \quad (5.4)$$

$$\frac{F_{xj}}{k_{xj}} = \frac{V_{xi}}{\sum k_{xj}} \quad (5.5)$$

Por lo tanto se obtiene el cortante directo del entrepiso

$$F_{Xj} = \frac{k_{Xj}}{\sum k_{Xj}} V_{xi} \quad (5.6)$$

Por otro lado, para calcular el momento torsionante, se considera el desplazamiento del entrepiso i de la estructura debido a la aplicación de la fuerza cortante sísmica en el CV Figura 5.10.

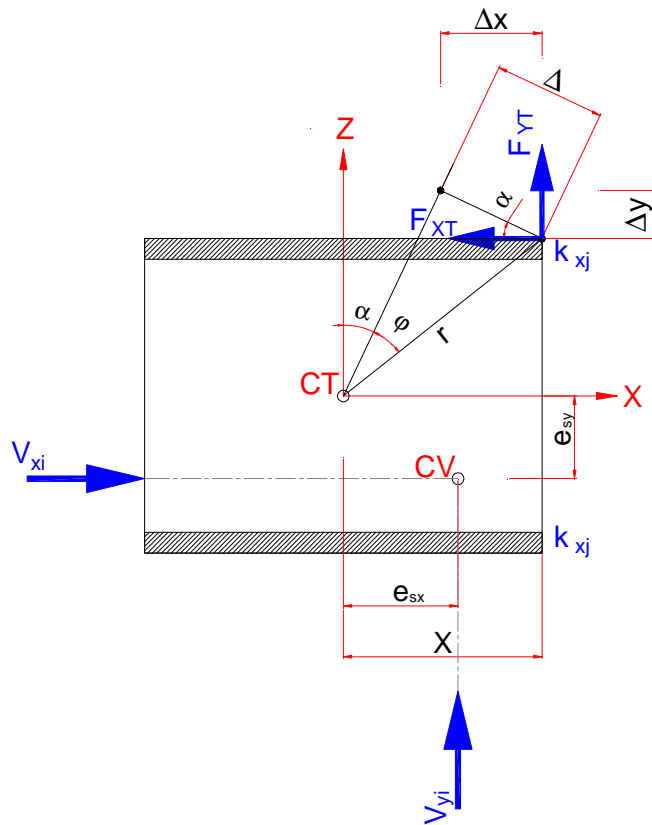


Figura 5.11. Desplazamiento del entrepiso i debido a la fuerza cortante sísmica aplicada en el CV

El momento por torsión debido a la cortante sísmica y a la excentricidad estructural en ambas direcciones es:

$$M_{TX} = V_{xi} e_{sy} \quad (5.7)$$

$$M_{TY} = V_{yi} e_{sx} \quad (5.8)$$

La fuerza en cada elemento resistente en las dos direcciones es:

$$F_{XTj} = k_{Xj} \Delta_x \quad (5.9)$$

$$F_{YTj} = k_{yj}\Delta_y \quad (5.10)$$

Por trigonometría:

$$\Delta_x = \Delta \cos \alpha \quad (5.11)$$

$$\Delta_y = \Delta \operatorname{sen} \alpha \quad (5.12)$$

Sustituyendo las ecuaciones 5.11 y 5.12 en 5.9 y 5.10 se tiene:

$$F_{XTj} = k_{xj}\Delta \cos \alpha \quad (5.13)$$

$$F_{YTj} = k_{yj}\Delta \operatorname{sen} \alpha \quad (5.14)$$

Pero, si Θ es pequeño:

$$\cos \alpha = \frac{y_{jt}}{r} \quad (5.15)$$

$$\operatorname{sen} \alpha = \frac{x_{jt}}{r} \quad (5.16)$$

Se sustituyen las ecuaciones 5.15 y 5.16 en 5.13 y 5.14

$$F_{XTj} = k_{xj}\Delta \frac{y_{jt}}{r} \quad (5.17)$$

$$F_{YTj} = k_{yj}\Delta \frac{x_{jt}}{r} \quad (5.18)$$

$$Y : \quad \Delta = \theta r \quad (5.19)$$

Sustituyendo la ecuación 5.19 en 5.17 y 5.18 se tiene:

$$F_{XTj} = k_{xj}\theta y_{jt} \quad (5.20)$$

$$F_{YTj} = k_{yj}\theta x_{jt} \quad (5.21)$$

El momento de torsión de cada una de estas fuerzas con respecto al CT de entrepiso es:

$$M_{xi} = F_{XTj}y_{jt} \quad (5.22)$$

$$M_{yi} = F_{YTj}x_{jt} \quad (5.23)$$

Sustituyendo las ecuaciones 5.20 y 5.21 en 5.22 y 5.23 se tiene:

$$M_{xi} = k_{xj} \theta y_{jt}^2 \quad (5.24)$$

$$M_{yi} = k_{yj} \theta x_{jt}^2 \quad (5.25)$$

El momento de torsión interno será:

$$M_T = M_{xi} + M_{yi} = k_{xj} \theta y_{jt}^2 + k_{yj} \theta x_{jt}^2 \quad (5.26)$$

En general, para todos los elementos resistentes del entrepiso:

$$M_T = \sum k_{xj} \theta y_{jt}^2 + \sum k_{yj} \theta x_{jt}^2 = \theta (\sum k_{xj} y_{jt}^2 + \sum k_{yj} x_{jt}^2) \quad (5.27)$$

De donde, el giro del entrepiso será:

$$\theta = \frac{M_T}{(\sum k_{xj} y_{jt}^2 + \sum k_{yj} x_{jt}^2)} \quad (5.28)$$

Sustituyendo la ecuación 5.28 en 5.20 y 5.21 se obtiene el cortante por torsión para la dirección x en el j-ésimo elemento resistente como:

$$F_{xTj} = k_{xj} \theta y_{jt} = \left(\frac{M_{TX}}{\sum k_{xj} y_{jt}^2 + \sum k_{yj} x_{jt}^2} \right) k_{xj} y_{jt} \quad (5.29)$$

$$F_{yTj} = k_{yj} \theta x_{jt} = \left(\frac{M_{TY}}{\sum k_{xj} y_{jt}^2 + \sum k_{yj} x_{jt}^2} \right) k_{yj} x_{jt} \quad (5.30)$$

Finalmente, el cortante sísmico de diseño en el j-ésimo elemento resistente del i-ésimo entrepiso será la suma del cortante directo más el cortante por torsión, esto es:

$$V_{xi} = F_{xj} + F_{xTj} = \frac{k_{xj}}{\sum k_{xj}} V_{xi} + \left(\frac{M_{TX}}{\sum k_{xj} y_{jt}^2 + \sum k_{yj} x_{jt}^2} \right) k_{xj} y_{jt} \quad (5.31)$$

$$V_{yi} = F_{yj} + F_{yTj} = \frac{k_{yj}}{\sum k_{yj}} V_{yi} + \left(\frac{M_{TY}}{\sum k_{xj} y_{jt}^2 + \sum k_{yj} x_{jt}^2} \right) k_{yj} x_{jt} \quad (5.32)$$

Aplicando las ecuaciones anteriores se obtienen las fuerzas producto de la torsión en la estructura en estudio.

Se determina el centro de masas de cada nivel.

Tabla 5.D.10. Centros de masas

NIVEL	ELEVACIÓN	Xm (m)	Zm (m)
4	26.85	16.30	15.50
3		16.30	15.50
2		16.30	15.50
1		16.30	15.50
0	6.7		

Tabla 5.D.11. Posición del cortante sísmico

NIVEL	ENTREPISO	CORTANTES				CENTRO DE GRAVEDAD		POSICIÓN CORTANTE					
		Fix (T)	Fiz (T)	Vx (T)	Vz (T)	Z (m)	X (m)	FixZ (T.m)	FiyX (T.m)	Σ FixZ (T.m)	Σ FiyX (T.m)	$Y=\Sigma$ FixZ / Vx (m)	$X=\Sigma$ FizX / Vz (m)
4	4	144.44	108.95	144.44	108.95	15.50	16.30	2238.86	1775.87	2238.86	1775.87	15.5	16.3
3	3	88.00	66.38	232.44	175.32	15.50	16.30	1363.99	1081.92	3602.85	2857.79	15.5	16.3
2	2	97.87	73.82	330.31	249.15	15.50	16.30	1517.02	1203.30	5119.86	4061.09	15.5	16.3
1	1	13.65	10.29	343.96	259.44	15.50	16.30	211.53	167.78	5331.39	4228.88	15.5	16.3

Tablas 5.D.12. Fuerzas por torsión (Nivel 4)

EJE	kix	Zi	kixZi	Zit	kixZit	kixZit ²	DIRECTO	EFECTO DE Vx		TOTAL	EF.DE Vz
								TORSION	TORSION		TOTAL
GX	97.47	0	0	-15.97	-1556.26	24849.23	44.38	-2.11	4.24	48.62	0
JX	37.31	8.5	317.16	-7.47	-278.63	2080.59	16.99	-0.38	0.76	17.75	0.66
LX	37.59	15.5	582.71	-0.47	-17.57	8.21	17.12	-0.02	0.05	17.17	1.21
NX	38.24	22.5	860.42	6.53	249.82	1632.00	17.41	0.34	-0.68	17.75	1.78
PX	106.61	31	3304.90	15.03	1602.64	24092.06	48.54	2.18	-4.36	50.72	6.85
Σ	317.22		5065.20			52662.09					

$$Yit = \sum kixZi / \sum kix = 15.97 \text{ m} \quad ex = -0.47 \text{ m}$$

$$\sum kixZit^2 + \sum kizXit^2 = 98860.56$$

$$TORSION X = MtxKixZit / (\sum kixZit^2 + \sum kizXit^2)$$

EJE	kiz	Xi	kizXi	Xit	kizXit	kizXit ²	DIRECTO	EFECTO DE Vz		TOTAL	EF.DE Vx
								TORSION	TORSION		TOTAL
7Y	86.21	0	0	-16.08	-1386.20	22289.91	40.04	-2.87	2.20	42.24	0
6Y	25.00	10	250.00	-6.08	-152.00	924.13	11.61	-0.31	0.24	11.85	0.34
5Y	23.81	18.6	442.86	2.52	60.00	151.21	11.06	0.12	-0.10	11.18	0.60
4Y	23.81	25.6	609.52	9.52	226.67	2157.92	11.06	0.47	-0.36	11.53	0.83
3Y	75.76	32.6	2469.70	16.52	1251.52	20675.30	35.18	2.59	-1.99	37.78	3.35
Σ	234.58		3772.08			46198.46					

$$Xit = \sum kizXi / \sum kiz = 16.08 \text{ m} \quad ez = 0.22 \text{ m}$$

$$B = 32.60 \text{ m}$$

$$L = 31.00 \text{ m}$$

$$ex(exc) = 1.5es + 0.05B = 0.93$$

$$ex(exc) = 0.5es - 0.05B = -1.86$$

$$ez(exc) = 1.5es + 0.05L = 1.88$$

$$ez(exc) = 0.5es - 0.05L = -1.44$$

$$Mtx = Vx * ex(exc) = 134.20$$

$$Mtx = Vx * ex(exc) = -269.19$$

$$Mtz = Vz * ez(exc) = 204.84$$

$$Mtz = Vz * ez(exc) = -156.88$$

Tabla 5.D.13. Fuerzas por torsión (Nivel 3)

EJE	kix	Zi	kixZi	Zit	kixZit	kixZit ²	DIRECTO	EFECTO DE Vx		TOTAL	EF.DE Vz
								TORSION	TORSION		TOTAL
GX	217.39	0	0	-15.98	-3472.91	55481.00	76.73	-3.68	7.49	84.21	0
JX	86.96	8.5	739.13	-7.48	-650.03	4859.24	30.69	-0.69	1.40	32.09	0.88
LX	30.30	15.5	469.70	-0.48	-14.41	6.85	10.70	-0.02	0.03	10.73	0.56
NX	85.84	22.5	1931.33	6.52	560.05	3654.14	30.30	0.59	-1.21	30.89	2.31
PX	238.10	31	7380.95	15.02	3577.29	53747.47	84.03	3.79	-7.71	87.82	8.83

$$\Sigma \quad 658.58 \qquad 10521.11 \qquad 117748.69$$

$$Yit = \frac{\Sigma kixZi}{\Sigma kix} = 15.98 \quad m \qquad ex = -0.48 \quad m$$

$$\Sigma kixZit^2 + \Sigma kizXit^2 = 201399.12$$

$$TORSION X = \frac{MtxKixZit}{(\Sigma kixZit^2 + \Sigma kizXit^2)}$$

EJE	kiz	Xi	kizXi	Xit	kizXit	kizXit ²	DIRECTO	EFECTO DE Vz		TOTAL	EF.DE Vx
								TORSION	TORSION		TOTAL
7Y	151.52	0	0	-16.08	-2436.35	39176.21	63.57	-2.91	3.41	66.99	0
6Y	43.48	10	434.78	-6.08	-264.34	1607.18	18.24	-0.32	0.37	18.61	0.46
5Y	40.00	18.6	744.00	2.52	100.80	254.04	16.78	0.12	-0.14	16.90	0.79
4Y	40.00	25.6	1024.00	9.52	380.80	3625.30	16.78	0.46	-0.53	17.24	1.08
3Y	142.86	32.6	4657.14	16.52	2360.02	38987.70	59.94	2.82	-3.30	62.76	4.93

$$\Sigma \quad 417.85 \qquad 6859.93 \qquad 83650.42$$

$$Xit = \frac{\Sigma kizXi}{\Sigma kiz} = 16.42 \quad m \qquad ez = -0.12 \quad m$$

$$B = 32.60 \quad m$$

$$L = 31.00 \quad m$$

$$ex(exc) = 1.5es + 0.05B = 0.92$$

$$ex(exc) = 0.5es - 0.05B = -1.87$$

$$ez(exc) = 1.5es + 0.05L = 1.37$$

$$ez(exc) = 0.5es - 0.05L = -1.61$$

$$Mtx = Vx * ex(exc) = 213.13$$

$$Mtx = Vx * ex(exc) = -434.13$$

$$Mtz = Vz * ez(exc) = 240.94$$

$$Mtz = Vz * ez(exc) = -282.02$$

Tabla 5.D.14. Fuerzas por torsión (Nivel 2)

EJE	kix	Zi	kixZi	Zit	kixZit	kixZit ²	DIRECTO	EFECTO DE Vx		TOTAL	EF.DE Vz
								TORSION	TORSION		TOTAL
GX	186.57	0	0	-15.62	-2914.89	45541.69	85.75	-6.58	7.71	93.46	0
JX	166.67	8.5	1416.67	-7.12	-1187.30	8458.11	76.60	-2.68	3.14	79.74	2.69
LX	6.45	15.5	100.00	-0.12	-0.80	0.10	2.97	0.00	0.00	2.97	0.19
NX	166.67	22.5	3750.00	6.88	1146.03	7880.33	76.60	2.59	-3.03	79.19	7.13
PX	192.31	31	5961.54	15.38	2956.96	45466.77	88.39	6.68	-7.82	95.06	11.33

$$\Sigma \quad 718.66 \quad 11228.21 \quad 107347.00$$

$$Y_{it} = \Sigma kixZi / \Sigma kix = 15.62 \quad m \quad ex = -0.12 \quad m$$

$$\Sigma kixZit^2 + \Sigma kizXit^2 = 211333.43$$

$$TORSION X = MtxKixZit / (\Sigma kixZit^2 + \Sigma kizXit^2)$$

EJE	kiz	Xi	kizXi	Xit	kizXit	kizXit ²	DIRECTO	EFECTO DE Vz		TOTAL	EF.DE Vx
								TORSION	TORSION		TOTAL
7Y	192.31	0	0	-16.26	-3126.63	50834.14	96.56	-5.94	5.64	102.20	0
6Y	43.48	10	434.78	-6.26	-272.11	1702.97	21.83	-0.52	0.49	22.32	0.46
5Y	39.92	18.6	742.51	2.34	93.47	218.87	20.04	0.18	-0.17	20.22	0.79
4Y	42.55	25.6	1089.36	9.34	397.51	3713.38	21.37	0.76	-0.72	22.12	1.15
3Y	177.94	32.6	5800.71	16.34	2907.75	47517.06	89.34	5.53	-5.24	94.87	6.14

$$\Sigma \quad 496.20 \quad 8067.37 \quad 103986.43$$

$$X_{it} = \Sigma kizXi / \Sigma kiz = 16.26 \quad m \quad ez = 0.04 \quad m$$

$$B = 32.60 \quad m$$

$$L = 31.00 \quad m$$

$$ex(exc) = 1.5es + 0.05B \quad 1.44$$

$$ex(exc) = 0.5es - 0.05B \quad -1.69$$

$$ez(exc) = 1.5es + 0.05L \quad 1.61$$

$$ez(exc) = 0.5es - 0.05L \quad -1.53$$

$$Mtx = Vx * ex(exc) = 477.07$$

$$Mtx = Vx * ex(exc) = -558.86$$

$$Mtz = Vz * ez(exc) = 401.70$$

$$Mtz = Vz * ez(exc) = -381.00$$

Tabla 5.D.15. Fuerzas por torsión (Nivel 1)

EJE	kix	Zi	kixZi	Zit	kixZit	kixZit ²	DIRECTO	EFECTO DE Vx		TOTAL	EF.DE Vz
								TORSION	TORSION		TOTAL
GX	684.93	0	0	-16.00	-10958.43	175327.35	160.36	-6.84	14.58	174.95	0
JX	6.90	8.5	58.62	-7.50	-51.72	387.86	1.61	-0.03	0.07	1.68	0.09
LX	4.08	15.5	63.27	-0.50	-2.04	1.02	0.96	0.00	0.00	0.96	0.10
NX	68.97	22.5	1551.72	6.50	448.32	2914.41	16.15	0.28	-0.60	16.43	2.40
PX	704.23	31	21830.99	15.00	10563.87	158465.27	164.88	6.59	-14.06	171.47	33.78

$$\Sigma \quad 1469.10 \quad 23504.60 \quad 337095.91$$

$$Zit = \Sigma kixZi / \Sigma kix = 16.00 \quad m \quad ex = -0.50 \quad m$$

$$\Sigma kixZit^2 + \Sigma kizXit^2 = 485814.09$$

$$TORSION X = MtxKixZit / (\Sigma kixZit^2 + \Sigma kizXit^2)$$

EJE	kiy	Xi	kiyXi	Xit	kiyXit	kiyXit ²	DIRECTO	EFECTO DE Vz		TOTAL	EF.DE Vx
								TORSION	TORSION		TOTAL
7Y	294.12	0	0	-15.40	-4529.82	69765.65	88.25	-7.01	2.66	90.91	0
6Y	122.70	10	1226.99	-5.40	-662.75	3579.77	36.81	-1.03	0.39	37.20	0.77
5Y	119.05	18.6	2214.29	3.20	380.79	1217.98	35.72	0.59	-0.22	36.31	1.38
4Y	120.48	25.6	3084.34	10.20	1228.75	12531.49	36.15	1.90	-0.72	38.05	1.92
3Y	208.33	32.6	6791.67	17.20	3583.04	61623.28	62.51	5.55	-2.11	68.05	4.24

$$\Sigma \quad 864.68 \quad 13317.28 \quad 148718.17$$

$$Xit = \Sigma kizXi / \Sigma kiz = 15.40 \quad m \quad ez = 0.90 \quad m$$

$$B = 32.60 \quad m$$

$$L = 31.00 \quad m$$

$$ex(exc) = 1.5es + 0.05B = 0.88$$

$$ex(exc) = 0.5 es - 0.05B = -1.88$$

$$ez (exc) = 1.5es + 0.05L : 2.90$$

$$ez (exc) = 0.5 - 0.05L = -1.10$$

$$Mtx = Vx * ex(exc) = 303.04$$

$$Mtx = Vx * ex(exc) = -646.53$$

$$Mtz = Vz * ez(exc) = 751.83$$

$$Mtz = Vz * ez(exc) = -285.57$$

La masa de la grúa, por estar supeditada a la aceleración que pueda presentar la estructura principal de la nave, se considera tendrá como componentes horizontales (producto de una aceleración sísmica), el producto de la masa por el coeficiente sísmico obtenido c , que corresponde a la meseta del espectro de diseño generado para la nave principal.

Masa de la grúa = Masa del puente + masa del carro

$$= 72 \text{ T.} + 17 \text{ T.} = 89 \text{ T.}$$

Coeficiente sísmico en $x = 0.468$

Fuerza de sismo producto de la grúa en $x = 89 \times 0.468 = 41.65 \text{ T.}$

Coeficiente sísmico en $z = 0.353$

Fuerza de sismo producto de la grúa en $z = 89 \times 0.353 = 31.42 \text{ T.}$

Las fuerzas serán aplicadas tal y como se muestra en los siguientes esquemas.

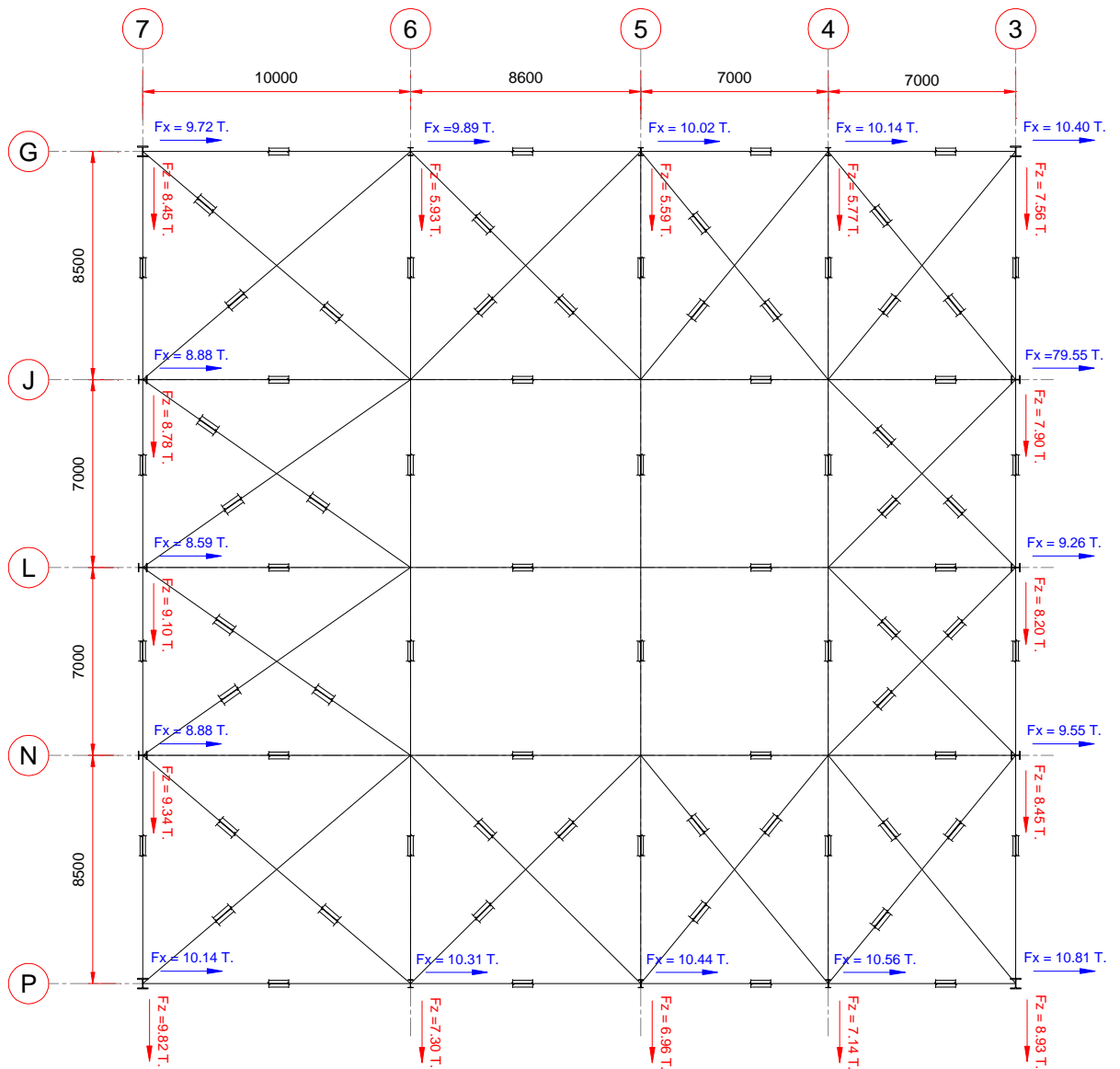
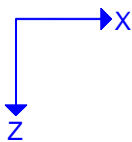


FIG. 5.9 FUERZAS DE SISMO EN CUBIERTA (NIVEL 4)



NOTAS

1. DIMENSIONES EN MILÍMETROS.
2. NIVELES EN METROS.
3. FUERZAS EN TONELADAS.

		tesis profesional: ESTUDIO DE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE UNA CASA DE MÁQUINAS PARA UN TURBO GENERADOR DE ENERGÍA ELÉCTRICA, UBICADO EN LA PAZ, BAJA CALIFORNIA SUR.
autor:	MIGUEL OMAR MÉNDEZ LÓPEZ	
director de tesis:	Ing. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ	
tema:	DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL	escala: 1:300
fecha:	FUERZAS DE SISMO EN NIVEL 4	060316 5.9

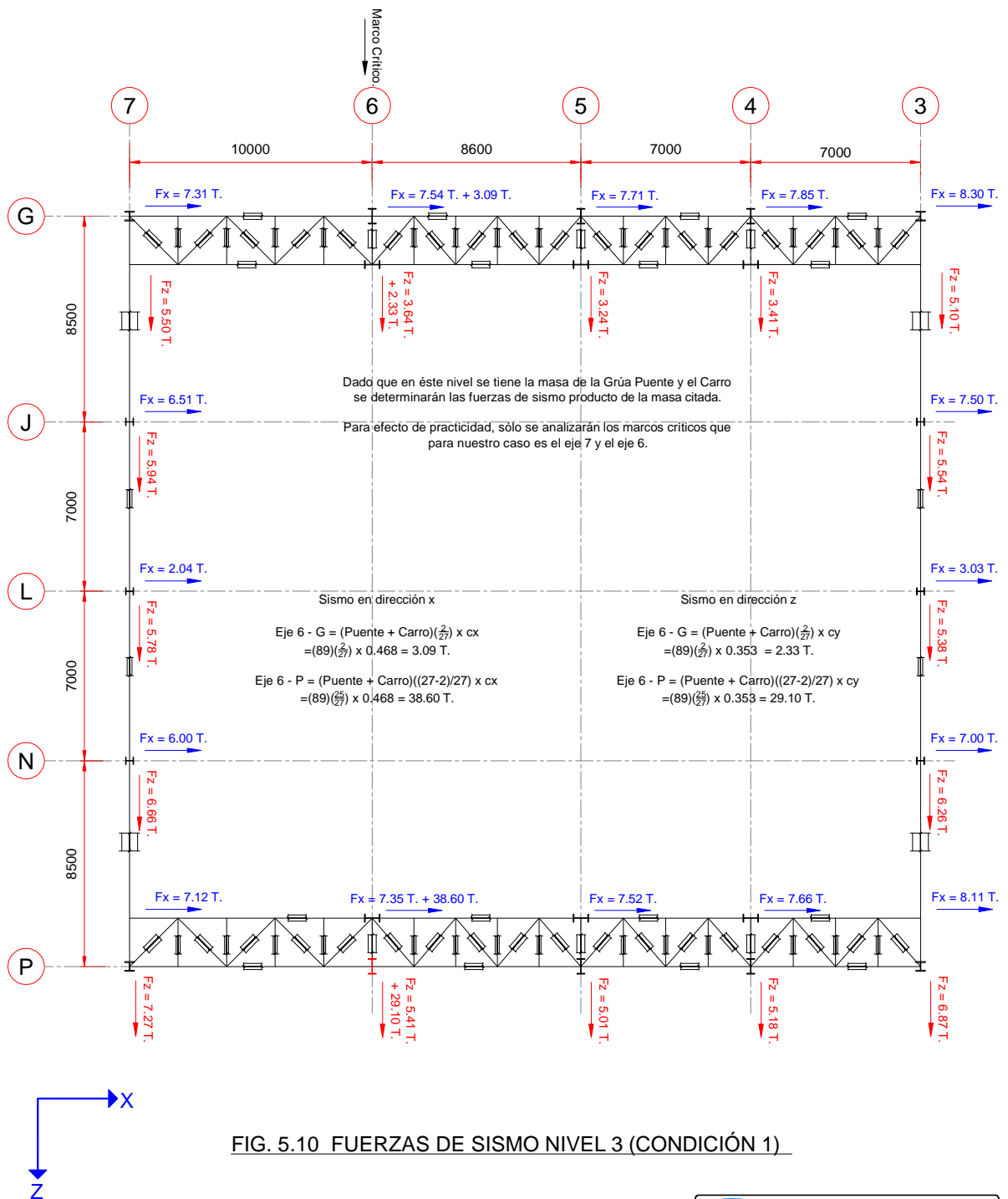

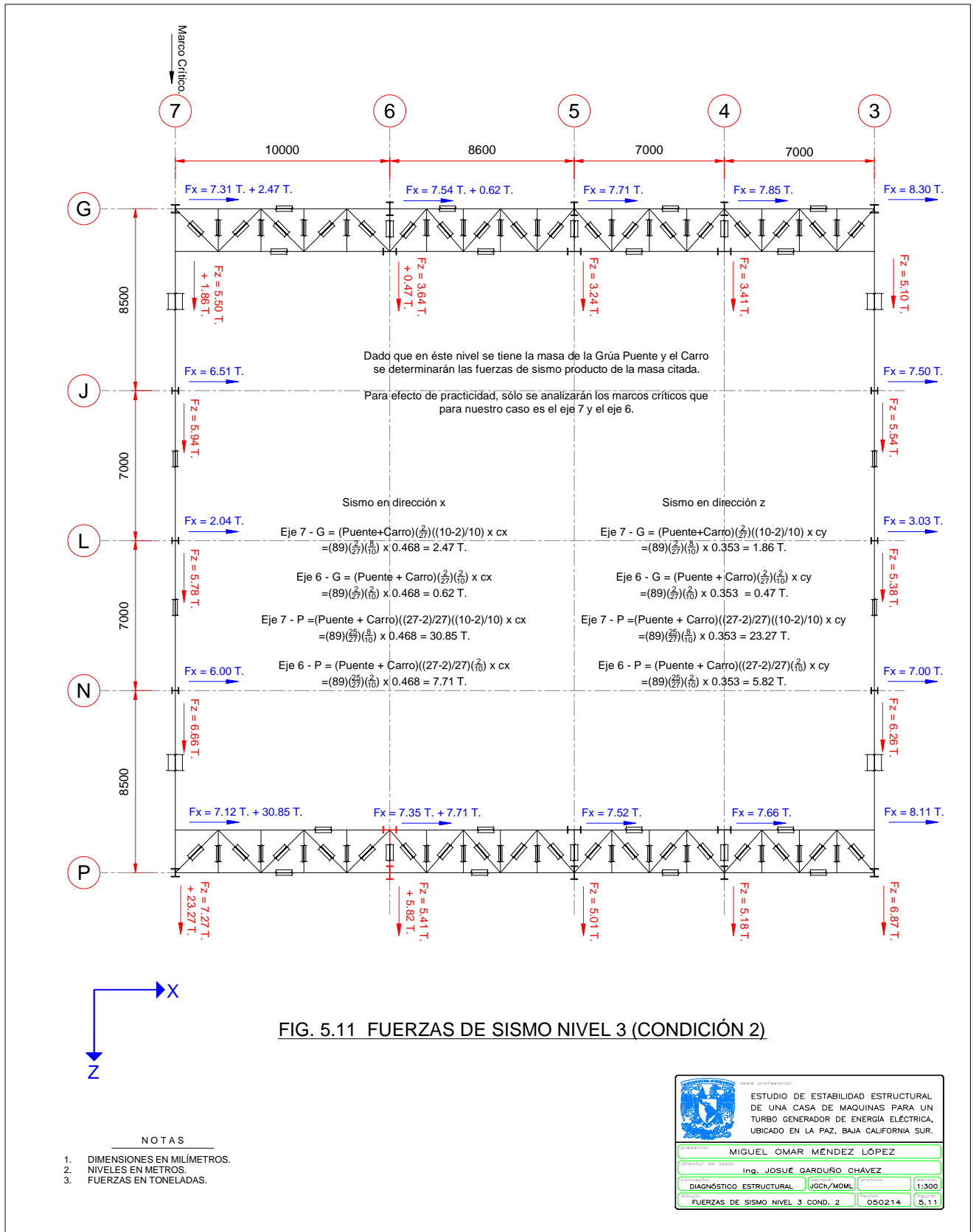


FIG. 5.10 FUERZAS DE SISMO NIVEL 3 (CONDICIÓN 1)

NOTAS

1. DIMENSIONES EN MILÍMETROS.
2. NIVELES EN METROS.
3. FUERZAS EN TONELADAS.

 tesis profesional ESTUDIO DE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE UNA CASA DE MAQUINAS PARA UN TURBO GENERADOR DE ENERGÍA ELÉCTRICA, UBICADO EN LA PAZ, BAJA CALIFORNIA SUR.			
Director de tesis: MIGUEL OMAR MENDEZ LÓPEZ			
Ing. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
Diagnóstico Estructural	JGCh/MOML	Fecha:	Hora:
FUERZAS DE SISMO NIVEL 3 COND. 1	060316	1:300	5.10



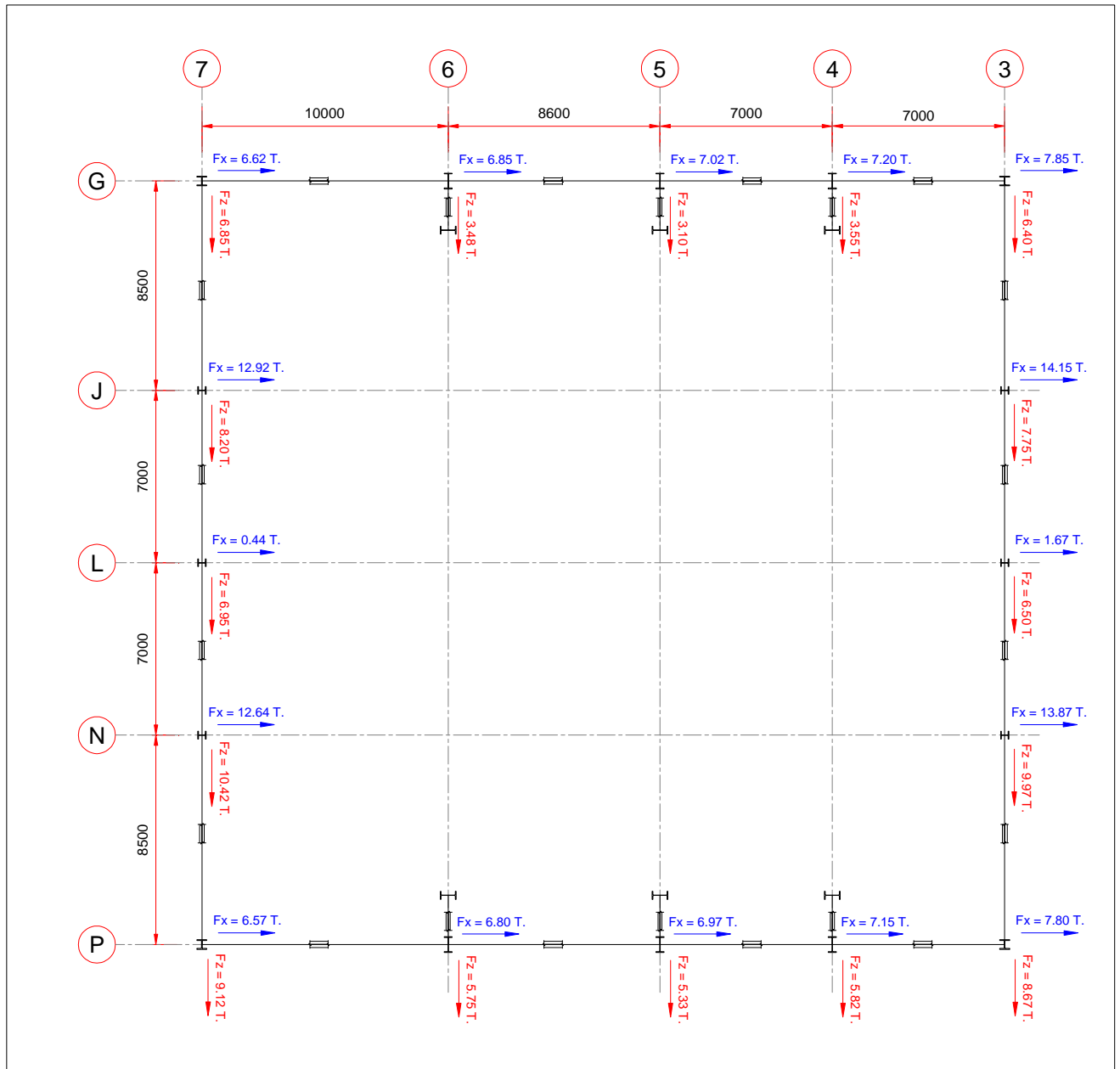
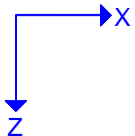



FIG. 5.12 FUERZAS DE SISMO NIVEL 2



NOTAS

1. DIMENSIONES EN MILÍMETROS.
2. NIVELES EN METROS.
3. FUERZAS EN TONELADAS.

 ESTUDIO DE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE UNA CASA DE MAQUINAS PARA UN TURBO GENERADOR DE ENERGÍA ELÉCTRICA, UBICADO EN LA PAZ, BAJA CALIFORNIA SUR.	
Presentado por:	MIGUEL OMAR MÉNDEZ LÓPEZ
Director de tesis:	Ing. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ
Asesorado por:	DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL JGCh/MOML
Fecha:	11/300
Grupo:	FUERZAS DE SISMO NIVEL 2 OSO214 5.12

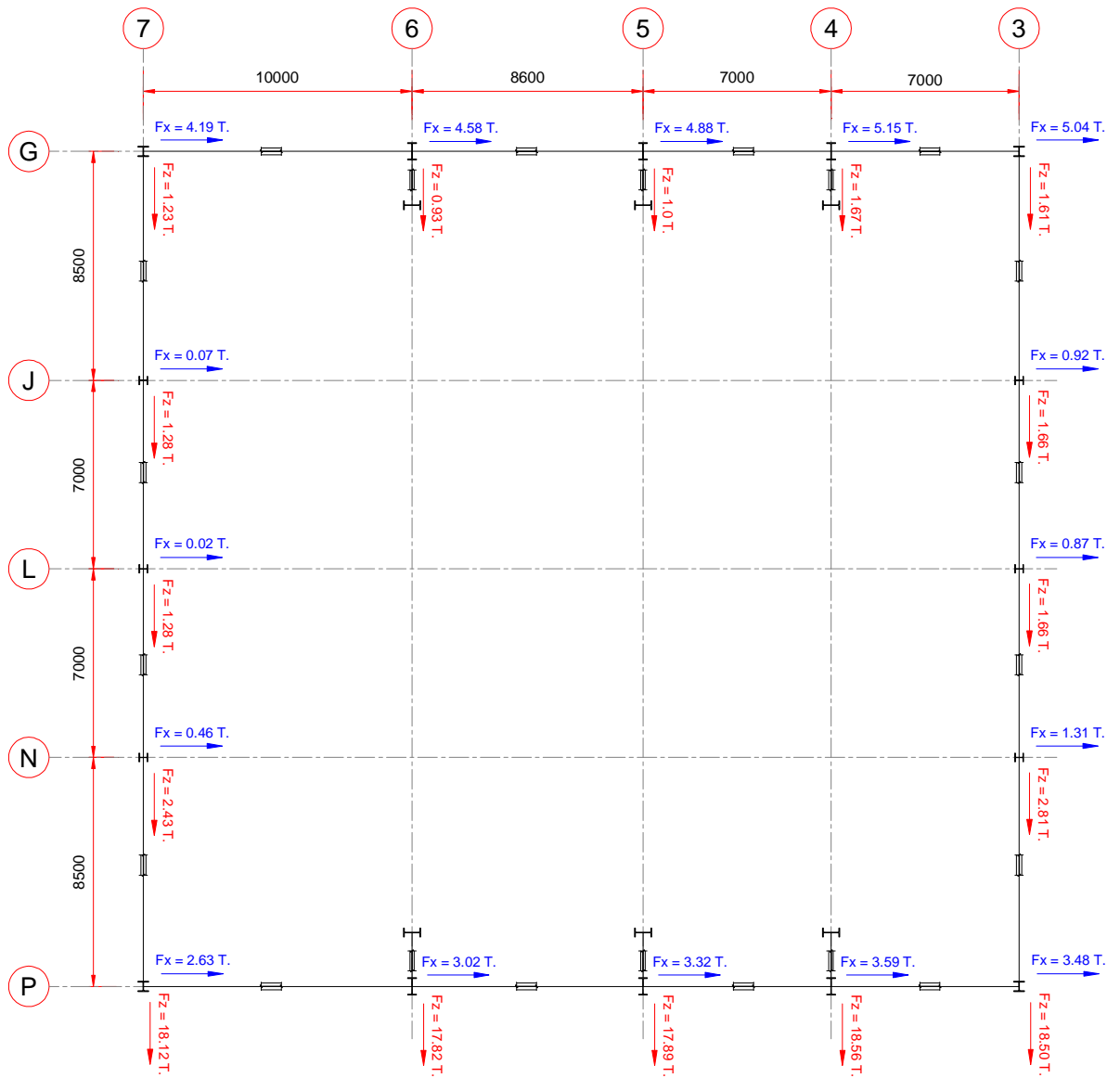
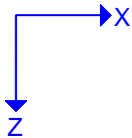


FIG. 5.13 FUERZAS DE SISMO NIVEL 1



NOTAS

1. DIMENSIONES EN MILÍMETROS.
2. NIVELES EN METROS.
3. FUERZAS EN TONELADAS.

ESTUDIO DE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE UNA CASA DE MAQUINAS PARA UN TURBO GENERADOR DE ENERGÍA ELÉCTRICA, UBICADO EN LA PAZ, BAJA CALIFORNIA SUR.		
Presentador:	MIGUEL OMAR MÉNDEZ LÓPEZ	
Director de Tesis:	Ing. JOSUE GARDUÑO CHAVEZ	
Asesor:	JGCh/MOML	Escalera: 1:300
Título:	FUERZAS DE SISMO NIVEL 1	050214 5.13

E. FUERZAS EÓLICAS

El viento provocará a la estructura esfuerzos que deben ser considerados, ya que bajo ciertas condiciones, pueden llegar a ser los que rijan el diseño. Para la estructura en estudio, las fuerzas de viento fueron calculadas de acuerdo al Manual de Diseño de Obras Civiles “Diseño por Viento” 2008, la revisión consideró la acción estática del viento, tomando como base los siguientes parámetros.

Importancia de la estructura	Grupo A
Respuesta ante la acción del viento	Tipo 1
Factor de topografía	$F_T = 1$
Categoría de terreno	$C_T = 2$
Factor de exposición	

Establece la variación de la velocidad del viento con la altura, en función de la categoría del terreno.

$$F_{rz} = c \quad \text{si} \quad z \leq 10$$

$$F_{rz} = c \left(\frac{z}{10} \right)^\alpha \quad \text{si} \quad 10 < z < \delta$$

$$F_{rz} = c \left(\frac{\delta}{10} \right)^\alpha \quad \text{si} \quad z \geq \delta$$

Velocidad regional para la ciudad de La Paz con un periodo de retorno de 200 años

$$V_R = 197 \text{ km/h}$$

La velocidad de diseño es:

$$V_D = F_T F_{rz} V_R$$

Para $z \leq 10$ $V_D = 197 \text{ km/h}$

Para $z = 19.95m$ $V_D = 215.21 \text{ km/h}$

Para $z = 27.00m$ $V_D = 223.71 \text{ km/h}$

Presión dinámica de base:

$$q_z = 0.0048GV_D^2 \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right)$$

V_D Velocidad básica de diseño, en km/h.

q_z Presión dinámica a una altura z sobre el nivel del terreno en kg/m^2

G Factor de corrección por temperatura y por altura respecto al nivel del mar.

El valor de G se obtiene con la siguiente expresión: $G = \frac{0.392\Omega}{273 + \tau}$

Ω Presión barométrica = 760 mm de Hg

τ Temperatura ambiental = 23.30 °C

Para $z \leq 10$ $q_z = 187.30 \text{ kg}/\text{m}^2$

Para $z = 19.95m$ $q_z = 223.53 \text{ kg}/\text{m}^2$

Para $z = 27.00m$ $q_z = 241.53 \text{ kg}/\text{m}^2$

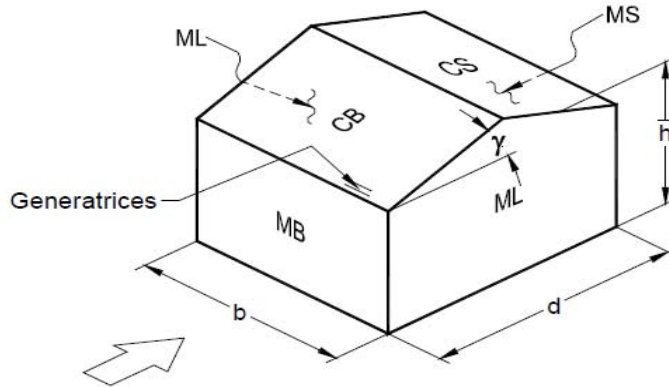
Fuerzas sobre construcciones cerradas.

$$F_{es} = p_z A_z$$

$$p_z = (p_e - p_i)$$

$$p_e = C_{pe} K_A K_L q_z$$

Presiones exteriores con viento normal a las generatrices.



$h = 27.60 \text{ m}$

$d/b = 0.73$

$d = 31.00 \text{ m}$

$\gamma = 6$

$b = 42.60 \text{ m}$

$h/d = 0.89$ (se tomará el valor de 1.0)

De los datos anteriores se tiene:

$C_{pe} = 0.80$ Muro de barlovento

$C_{pe} = -0.50$ Muro sotavento

$C_{pe} = -0.65$ Muros laterales de 0.00 m a 27.60 m

$C_{pe} = -0.50$ Muros laterales de 27.60 m a 55.30 m

$C_{pe} = -0.35$ Muros laterales de 55.30 m a 82.90 m

$C_{pe} = -0.20$ Muros laterales de > 82.90 m

$C_{pe} = -1.30$ Cubierta 0.00 m a 13.80 m

$C_{pe} = -0.70$ Cubierta > 27.60 m

Los elementos principales cuentan con área tributarias mayores a 100 m^2 por tanto:

$K_A = 0.8$

$K_L = 1.0$

Presiones de viento aplicadas al modelo, cuando el viento actúa normal a las generatrices.

Tabla 5.E.1. Presiones para $H < 10.00$ m.

Cpe	KA	KL	qz kg/cm2	Pe kg/cm2	Area de Afectación	
0.80	0.8	1	187.30	119.87	Muro Barlovento	
-0.43	0.8	1	187.30	-63.83	Muro Sotavento	
-0.65	0.8	1	187.30	-97.40	Muros Laterales	0 a 27.6 m
-0.50	0.8	1	187.30	-74.92	Muros Laterales	27.6 a 55.3 m
-0.30	0.8	1	187.30	-44.95	Muros Laterales	55.3 a 82.9 m
-0.20	0.8	1	187.30	-29.97	Muros Laterales	mayor a 82.9 m
-1.3	0.8	1	187.30	-194.79	Cubierta	0 a 13.8 m
-0.7	0.8	1	187.30	-104.89	Cubierta	mayor a 13.8 m

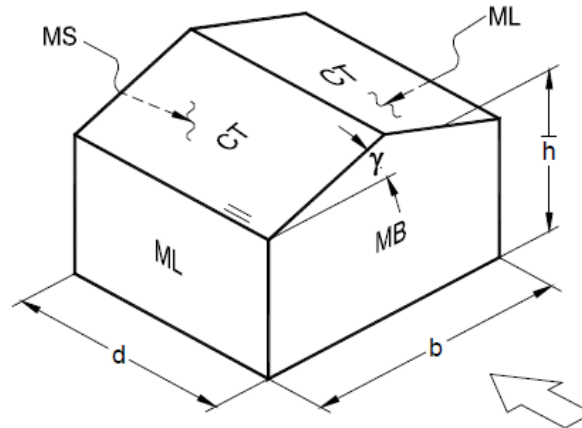
Tabla 5.E.2. Presiones para 10.00 m $< H < 19.95$ m.

Cpe	KA	KL	qz kg/cm2	Pe kg/cm2	Area de Afectación	
0.80	0.8	1	223.53	143.06	Muro Barlovento	
-0.43	0.8	1	223.53	-76.18	Muro Sotavento	
-0.65	0.8	1	223.53	-116.23	Muros Laterales	0 a 27.6 m
-0.50	0.8	1	223.53	-89.41	Muros Laterales	27.6 a 55.3 m
-0.30	0.8	1	223.53	-53.65	Muros Laterales	55.3 a 82.9 m
-0.20	0.8	1	223.53	-35.76	Muros Laterales	mayor a 82.9 m
-1.30	0.8	1	223.53	-232.47	Cubierta	0 a 13.8 m
-0.70	0.8	1	223.53	-125.17	Cubierta	mayor a 13.8 m

Tabla 5.E.3. Presiones para 19.95 m $< H < 27.00$ m.

Cpe	KA	KL	qz kg/cm2	Pe kg/cm2	Area de Afectación	
0.80	0.8	1	241.53	154.58	Muro Barlovento	
-0.43	0.8	1	241.53	-82.31	Muro Sotavento	
-0.65	0.8	1	241.53	-125.60	Muros Laterales	0 a 27.6 m
-0.50	0.8	1	241.53	-96.61	Muros Laterales	27.6 a 55.3 m
-0.30	0.8	1	241.53	-57.97	Muros Laterales	55.3 a 82.9 m
-0.20	0.8	1	241.53	-38.64	Muros Laterales	mayor a 82.9 m
-1.30	0.8	1	241.53	-251.19	Cubierta	0 a 13.8 m
-0.70	0.8	1	241.53	-135.26	Cubierta	mayor a 13.8 m

Presiones exteriores con viento paralelo a las generatrices.



$h = 27.60 \text{ m}$

$d/b = 1.37$

$d = 42.60 \text{ m}$

$\gamma = 6$

$b = 31.00 \text{ m}$

De los datos anteriores se tiene:

$C_{pe} = 0.80$ Muro de barlovento

$C_{pe} = -0.43$ Muro sotavento

$C_{pe} = -0.65$ Muros laterales de 0.00 m a 27.60 m

$C_{pe} = -0.50$ Muros laterales de 27.60 m a 55.30 m

$C_{pe} = -0.30$ Muros laterales de 55.30 m a 82.90 m

$C_{pe} = -0.20$ Muros laterales de > 82.90 m

$C_{pe} = -1.30$ Cubierta 0.00 m a 13.80 m

$C_{pe} = -0.70$ Cubierta > 27.60 m

Los elementos principales cuentan con área tributarias mayores a 25 m^2 por tanto:

$K_A = 0.8$

$K_L = 1.0$

Presiones de viento aplicadas al modelo, cuando el viento actúa paralelo a las generatrices.

Tabla 5.E.4. Presiones para $H < 10.00$ m.

Cpe	KA	KL	qz kg/cm2	Pe kg/cm2	Area de Afectación	
0.80	0.8	1	187.30	119.87	Muro Barlovento	
-0.43	0.8	1	187.30	-63.83	Muro Sotavento	
-0.65	0.8	1	187.30	-97.40	Muros Laterales	0 a 27.6 m
-0.50	0.8	1	187.30	-74.92	Muros Laterales	27.6 a 55.3 m
-0.30	0.8	1	187.30	-44.95	Muros Laterales	55.3 a 82.9 m
-0.20	0.8	1	187.30	-29.97	Muros Laterales	mayor a 82.9 m
-1.3	0.8	1	187.30	-194.79	Cubierta	0 a 13.8 m
-0.7	0.8	1	187.30	-104.89	Cubierta	mayor a 13.8 m

Tabla 5.E.5. Presiones para 10.00 m < $H < 19.95$ m.

Cpe	KA	KL	qz kg/cm2	Pe kg/cm2	Area de Afectación	
0.80	0.8	1	223.53	143.06	Muro Barlovento	
-0.43	0.8	1	223.53	-76.18	Muro Sotavento	
-0.65	0.8	1	223.53	-116.23	Muros Laterales	0 a 27.6 m
-0.50	0.8	1	223.53	-89.41	Muros Laterales	27.6 a 55.3 m
-0.30	0.8	1	223.53	-53.65	Muros Laterales	55.3 a 82.9 m
-0.20	0.8	1	223.53	-35.76	Muros Laterales	mayor a 82.9 m
-1.30	0.8	1	223.53	-232.47	Cubierta	0 a 13.8 m
-0.70	0.8	1	223.53	-125.17	Cubierta	mayor a 13.8 m

Tabla 5.E.6. Presiones para 19.95 m < $H < 27.00$ m.

Cpe	KA	KL	qz kg/cm2	Pe kg/cm2	Area de Afectación	
0.80	0.8	1	241.53	154.58	Muro Barlovento	
-0.43	0.8	1	241.53	-82.31	Muro Sotavento	
-0.65	0.8	1	241.53	-125.60	Muros Laterales	0 a 27.6 m
-0.50	0.8	1	241.53	-96.61	Muros Laterales	27.6 a 55.3 m
-0.30	0.8	1	241.53	-57.97	Muros Laterales	55.3 a 82.9 m
-0.20	0.8	1	241.53	-38.64	Muros Laterales	mayor a 82.9 m
-1.30	0.8	1	241.53	-251.19	Cubierta	0 a 13.8 m
-0.70	0.8	1	241.53	-135.26	Cubierta	mayor a 13.8 m

Presiones interiores.

Las presiones interiores se determinan como: $p_i = C_{pi} q_z$

$$C_{pi} = -0.20$$

Para $10 \text{ m} < H$

$$p_i = C_{pi} q_z = -0.20 \times 187.30 = 37.46 \text{ kg/m}^2$$

Para $10 \text{ m} < H < 19.95 \text{ m}$

$$p_i = C_{pi} q_z = -0.20 \times 223.53 = 44.71 \text{ kg/m}^2$$

Para $19.95 \text{ m} < H < 27.00 \text{ m}$

$$p_i = C_{pi} q_z = -0.20 \times 241.53 = 48.31 \text{ kg/m}^2$$

6. MODELACIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA

Una vez fijadas las características tanto geométricas como de carga, que tendrá la “Casa de Máquinas”, se procede a generar el modelo matemático que pueda representarla, para poder determinar el comportamiento que tendrá ante las cargas y las combinaciones de las mismas, a las cuales estará sometida la estructura durante su vida útil.

La cimentación se resuelve con zapatas aisladas, y desplantadas en terreno firme, razón por la cual no se ha generado un modelo que implique la interacción del suelo-estructura, considerando que un análisis de solo la superestructura es representativo y adecuado.

A. MODELO TRIDIMENSIONAL DE LA ESTRUCTURA

La estructura se diseñó con marcos de acero estructural (vigas, columnas, contravientos, etc.), que en conjunto y conectados de forma apropiada, proporcionan la estabilidad de la estructura. Las columnas son armadas en celosía, y las vigas de los niveles 1 al 3 son de secciones IR, para la techumbre, fue necesario introducir armaduras, por el claro tan generoso que se presenta.

Los efectos que la Grúa Puente genera, fueron aplicados en la trabe carril, tratando así de simular lo más real la estructura.

Se realizó un modelo para el análisis y diseño estructural en el STAADPro-V8i, considerando hipótesis de comportamiento lineal de los materiales, para la revisión de los elementos estructurales se ha utilizado el Método de Factores de Carga y Resistencia Última, tomando como marco de diseño el código del American Institute of Steel Construction (AISC).

El modelo matemático se desarrolló con 451 nodos y 918 elementos (vigas, columnas y contravientos), de forma gráfica se puede observar en las figuras 6.1 a 6.3.

B. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS.

Las propiedades geométricas de los elementos que forman a la estructura y sus características, se presentan en tres tablas, separando los elementos que conforman a las columnas, vigas y contravientos.

- 6.B.1 Elementos en columnas.
- 6.B.2 Elementos en vigas.
- 6.B.3 Tabla de contravientos.

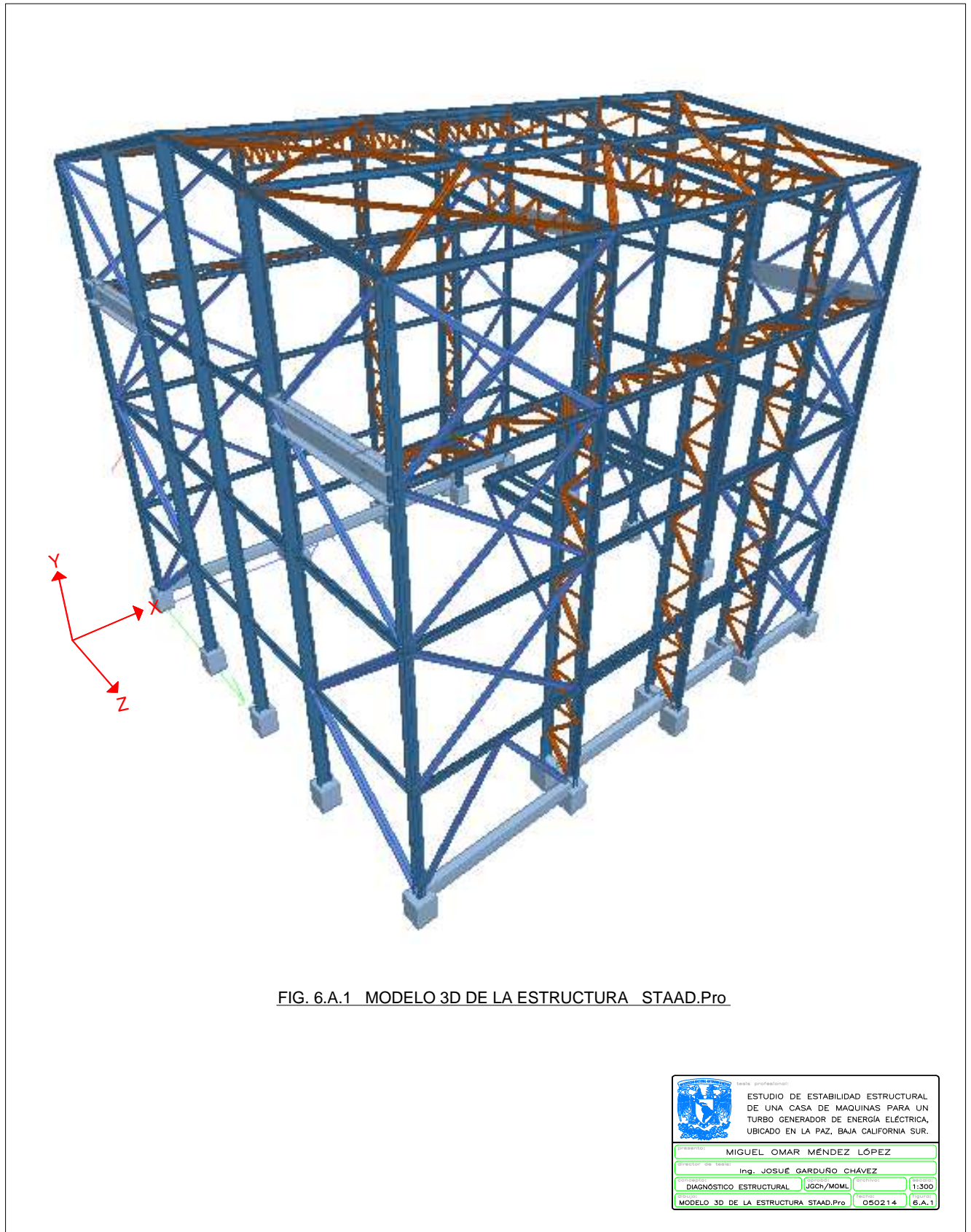
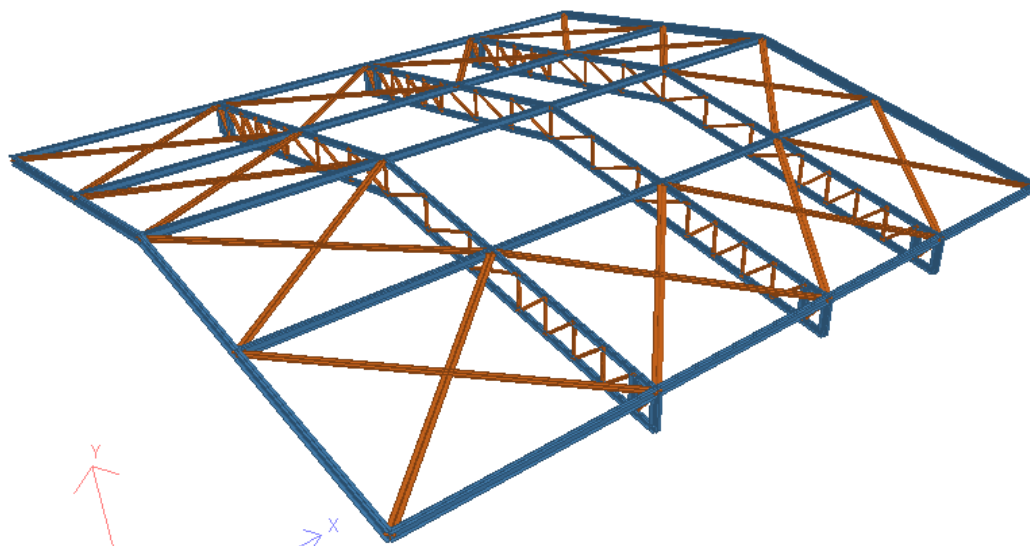
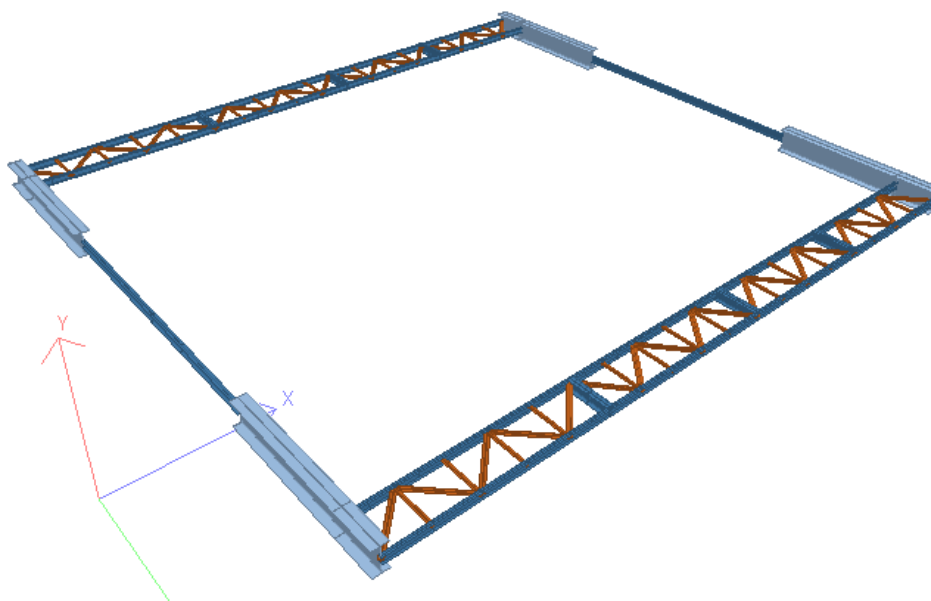


FIG. 6.A.1 MODELO 3D DE LA ESTRUCTURA STAAD.Pro




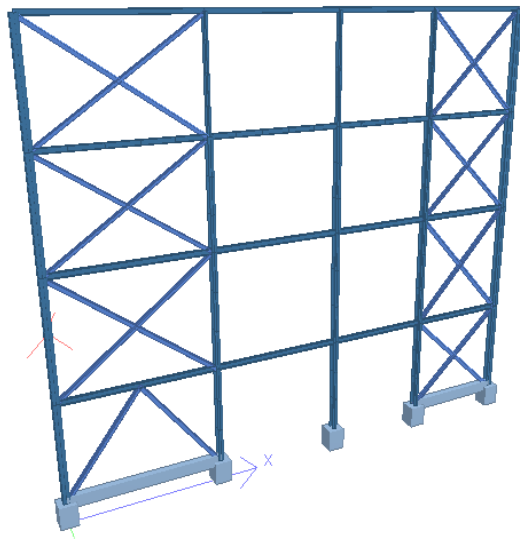
PLANTA DE CUBIERTA STAAD.Pro



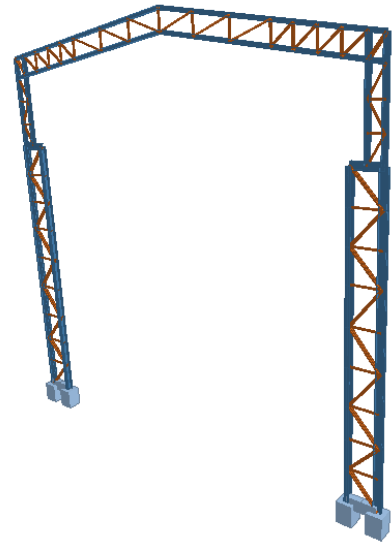
PLANTA NIVEL TRABE CARRIL +121.450 STAAD.Pro

FIG. 6.A.2 PLANTAS

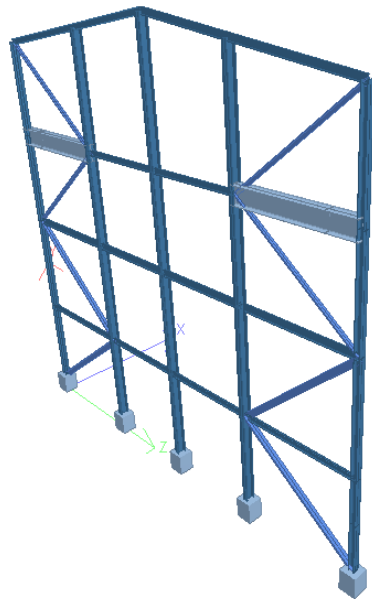
 ESTUDIO DE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE UNA CASA DE MÁQUINAS PARA UN TURBO GENERADOR DE ENERGÍA ELÉCTRICA, UBICADO EN LA PAZ, BAJA CALIFORNIA SUR.			
Presentado por:	MIGUEL OMAR MENDEZ LÓPEZ		
Director de Tesis:	Ing. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ		
Temática:	DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL	Ugch/MOML	1:300
Hoja:	ELEV. MARCO EJE 3 Y 7 PLANTA CUB.	050214	6.A.2



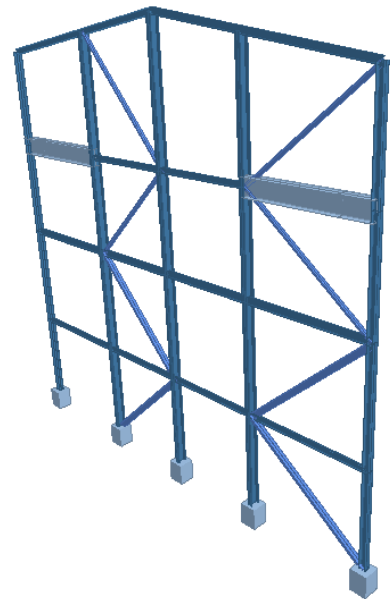
ELEVACIÓN MARCO EJE G Y P STAAD.Pro



ELEVACIÓN MARCO EJE 4, 5 Y 6 STAAD.Pro



ELEVACIÓN MARCO EJE 3 STAAD.Pro



ELEVACIÓN MARCO EJE 7 STAAD.Pro

FIG. 6.A.3 ELEVACIONES DE MARCOS


 Tesis profesional: ESTUDIO DE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE UNA CASA DE MAQUINAS PARA UN TURBO GENERADOR DE ENERGIA ELÉCTRICA, UBICADO EN LA PAZ, BAJA CALIFORNIA SUR.			
Autor: MIGUEL OMAR MENDEZ LÓPEZ			
Director de tesis: Ing. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
Concepto: DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL	Autor: JGGH/MOML	Escala: 1:300	Fecha: 05/05/14
Título: ELEVACIONES DE MARCOS		Folio: 050214	Total: 6.A.3

Tabla 6.B.1. Secciones de columnas.

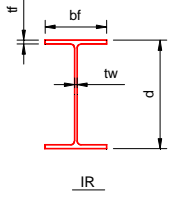
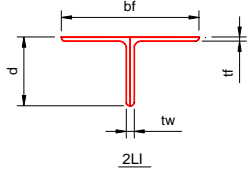
TABLA DE ELEMENTOS EN COLUMNAS										
 <p style="text-align: center;">IR</p>					 <p style="text-align: center;">2LI</p>					
MARCA	PERFIL		d (mm)	bf (mm)	tf (mm)	tw (mm)	A (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	J (cm ⁴)
C-1	I	IR-457	482	286	27	17	226.50	91154	10531	441
C-2	I	IR-356	393	399	36	22	366.50	99895	38751	1448
C-3	I	IR-610	635	329	31	18	307.80	215191	18439	770
C-4	I	IR-305	303	203	13	8	76.10	12903	1836	40
D-4	T	2LI-76	76	152	10	10	27.22	146.50	352.92	8.51
D-5	T	2LI-152	152	304	13	13	74.19	1657.25	3352	40.76
M-4	T	2LI-102	102	204	8	8	31.05	309.64	604.93	6.67
M-5	T	2LI-76	76	152	10	10	27.22	146.50	352.92	8.51

Tabla 6.B.2. Secciones de vigas.

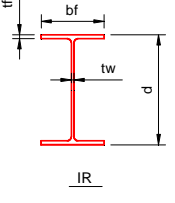
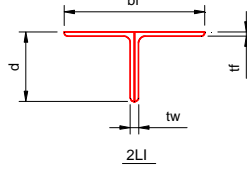
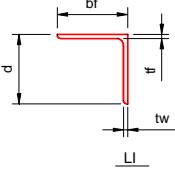
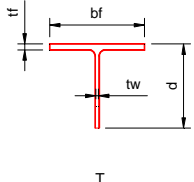
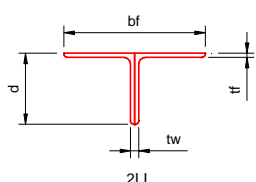
TABLA DE ELEMENTOS EN VIGAS										
 <p style="text-align: center;">IR</p>					 <p style="text-align: center;">2LI</p>					
 <p style="text-align: center;">LI</p>										
MARCA	PERFIL		d (mm)	bf (mm)	tf (mm)	tw (mm)	A (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	J (cm ⁴)
V-1	I	IR-305	318	167	13	8	66.50	11863	1020	30.80
V-2	I	IR-356	350	204	15	9	91.00	20187	2139	60.80
V-3	I	ARMADA	1200	700	32	22	91.00	20187	2139	60.80
V-4	I	IR-457	469	194	21	13	697.92	1797080	183034	1932.38
V-5	I	IR-305	303	203	13	8	76.10	12903	1836	39.50
V-5A	I	IR-305	310	205	16	9	94.80	16400	2343	74.10
V-6	I	IR-406	410	179	14	9	85.80	24391	1365	46.20
CS-1	I	IR-254	262	147	11	7	49.10	5994	587	16.60
CI-1	I	IR-254	262	147	11	7	49.10	5994	587	16.60
D-1	T	LI-102	102	102	10	10	18.45	181.50	181.50	11.43
D-2	T	2LI-102	102	204	10	10	36.89	362.84	787.12	11.43
D-3	T	2LI-76	76	152	6	6	18.55	103.58	209.54	2.55
M-1	T	2LI-76	76	152	10	10	27.21	146.49	352.92	8.51
M-2	I	IR-457	482	286	27	17	226.50	91154	10531	441
M-3	T	2LI-76	76	152	6	6	18.55	103.58	209.54	2.55

Tabla 6.B.3. Elementos en contravientos.

TABLA DE ELEMENTOS EN CONTRAVIENTOS										
 <p>T</p>					 <p>2LI</p>					
MARCA	PERFIL		d (mm)	bf (mm)	tf (mm)	tw (mm)	A (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	J (cm ⁴)
CV-1	T	2LI-152	152	304	10	10	56.25	1280	2504	17.29
CV-2	T	TR-419	431	401	32	20	209.70	33257	17482	579
CV-3	T	TR-229	241	286	27	17	112.90	4953	5245	228
CV-4	T	TR-267	277	316	27	17	125.20	7533	6909	241

C. PROPIEDADES MECÁNICAS

Para llevar a cabo el análisis estructural y poder tener una revisión adecuada, se asignan las propiedades mecánicas a los elementos, en función del material con el cual están fabricados, en función de ello se tiene:

En elementos de la superestructura: columnas, vigas, diagonales, montantes y contravientos, se ha considerado según la American Society for Testing and Materials (ASTM) acero A-36, con las siguientes características mecánicas.

Esfuerzo de fluencia	$F_y =$	2530 kg/cm ²
Módulo de elasticidad	$E =$	2039000 kg/cm ²
Peso volumétrico	$\gamma =$	7.85 ton/m ³
Constante de Poisson	$\mu =$	0.30

D. CONDICIONES BÁSICAS DE CARGA

Las condiciones primarias o básicas de carga, son las que se han calculado en el capítulo 5, enlistándolas son las siguientes:

- 1.) Carga Muerta (D)
- 2.) Carga Viva Máxima (L)
- 3.) Carga Viva Reducida (Lo)
- 4.) Grúa Cargada en un extremo del puente en marco central (EJE 6) (GCC6)
- 5.) Grúa Cargada en un extremo del puente en marco de orilla (EJE 7) (GCO7)
- 6.) Grúa descargada en marco central (EJE 6) (GDC6)
- 7.) Grúa descargada en marco de orilla (EJE 7) (GDO7)
- 8.) Grúa cargada en un extremo del puente en marco de orilla (EJE 3) (GCO3)
- 9.) Grúa descargada en marco de orilla (EJE 3) (GDO3)
- 10.) Carga de sismo en x (EX)
- 11.) Carga de sismo en z (EZ)
- 12.) Sismo en X por grúa en marco central (EJE 6) (EG CX6)
- 13.) Sismo en X por grúa en marco de orilla (EJE 7) (EGOX7)
- 14.) Sismo en X por grúa en marco de orilla (EJE 3) (EGOX3)
- 15.) Sismo en Z por grúa en marco central (EJE 6) (EGCZ6)
- 16.) Sismo en Z por grúa en marco de orilla (EJE 7) (EGOZ7)
- 17.) Sismo en Z por grúa en marco de orilla (EJE 3) (EGOZ3)
- 18.) Viento en dirección X paralelo a las generatrices (WX)
- 19.) Viento en dirección Z normal a las generatrices (WZ)
- 20.) Viento en dirección -X paralelo a las generatrices (-WX)
- 21.) Viento en dirección -Z normal a las generatrices (-WZ)

E. COMBINACIONES DE CARGA: Revisión de estados límite de servicio.

- 50.) $D + GDC$
- 51.) $D + GDO7$
- 52.) $D + GDO3$
- 53.) $D + L + GCC$
- 54.) $D + L + GCO7$
- 55.) $D + L + GCO3$
- 56.) $D + GDC + LO + RAIZ (EX^2 + EZ^2) + EGCX6$
- 57.) $D + GDC + LO + RAIZ (EX^2 + EZ^2) + EGCZ6$
- 58.) $D + GDO7 + LO + RAIZ (EX^2 + EZ^2) + EGOX7$
- 59.) $D + GDO3 + LO + RAIZ (EX^2 + EZ^2) + EGOX3$
- 60.) $D + GDO7 + LO + RAIZ (EX^2 + EZ^2) + EGOZ7$
- 61.) $D + GDO3 + LO + RAIZ (EX^2 + EZ^2) + EGOZ3$
- 62.) $D + GDC + RAIZ (EX^2 + EZ^2) + EGCX6$
- 63.) $D + GDC + RAIZ (EX^2 + EZ^2) + EGCZ6$
- 64.) $D + GDO7 + RAIZ (EX^2 + EZ^2) + EGOX7$
- 65.) $D + GDO3 + RAIZ (EX^2 + EZ^2) + EGOX3$
- 66.) $D + GDO7 + RAIZ (EX^2 + EZ^2) + EGOZ7$
- 67.) $D + GDO3 + RAIZ (EX^2 + EZ^2) + EGOZ3$
- 68.) $D + GDC + LO - RAIZ (EX^2 + EZ^2) - EGCX6$
- 69.) $D + GDC + LO - RAIZ (EX^2 + EZ^2) - EGCZ6$
- 70.) $D + GDO7 + LO - RAIZ (EX^2 + EZ^2) - EGOX7$
- 71.) $D + GDO3 + LO - RAIZ (EX^2 + EZ^2) - EGOX3$
- 72.) $D + GDO7 + LO - RAIZ (EX^2 + EZ^2) - EGOZ7$
- 73.) $D + GDO3 + LO - RAIZ (EX^2 + EZ^2) - EGOZ3$
- 74.) $D + GDC - RAIZ (EX^2 + EZ^2) - EGCX6$
- 75.) $D + GDC - RAIZ (EX^2 + EZ^2) - EGCZ6$
- 76.) $0.9 (D + GDO7) - RAIZ (EX^2 + EZ^2) - EGOX7$
- 77.) $0.9 (D + GDO3) - RAIZ (EX^2 + EZ^2) - EGOX3$
- 78.) $0.9 (D + GDO7) - RAIZ (EX^2 + EZ^2) - EGOZ7$
- 79.) $0.9 (D + GDO3) - RAIZ (EX^2 + EZ^2) - EGOZ3$
- 80.) $D + GDO7 + L + WX$

- 81.) $D + GDO7 + L + WZ$
- 82.) $D + GDO7 + L - WX$
- 83.) $D + GDO7 + L - WZ$
- 84.) $D + GDO3 + L + WX$
- 85.) $D + GDO3 + L + WZ$
- 86.) $D + GDO3 + L - WX$
- 87.) $D + GDO3 + L - WZ$
- 88.) $D + GDC + L + WX$
- 89.) $D + GDC + L + WZ$
- 90.) $D + GDC + L - WX$
- 91.) $D + GDC + L - WZ$
- 92.) $0.9 (D + GDO7) + WX$
- 93.) $0.9 (D + GDO7) + WZ$
- 94.) $0.9 (D + GDO7) - WX$
- 95.) $0.9 (D + GDO7) - WZ$
- 96.) $0.9 (D + GDO3) + WX$
- 97.) $0.9 (D + GDO3) + WZ$
- 98.) $0.9 (D + GDO3) - WX$
- 99.) $0.9 (D + GDO3) - WZ$
- 100.) $0.9 (D + GDC) + WX$
- 101.) $0.9 (D + GDC) + WZ$
- 102.) $0.9 (D + GDC) - WX$
- 103.) $0.9 (D + GDC) - WZ$

F. COMBINACIONES DE CARGA: Revisión de estados límite de falla.

- 200.) 1.4 (D + GDC)
- 201.) 1.4 (D + GDO7)
- 202.) 1.4 (D + GDO3)
- 203.) 1.2 (D) + 1.6 (L + GCC)
- 204.) 1.2 (D) + 1.6 (L + GCO7)
- 205.) 1.2 (D) + 1.6 (L + GCO3)
- 206.) 1.2 (D + GDC) + LO + 1.5 RAIZ ($EX^2 + EZ^2$) + 1.5 EGCX6
- 207.) 1.2 (D + GDC) + LO + 1.5 RAIZ ($EX^2 + EZ^2$) + 1.5 EGCZ6
- 208.) 1.2 (D + GDO7) + LO + 1.5 RAIZ ($EX^2 + EZ^2$) + 1.5 EGOX7
- 209.) 1.2 (D + GDO3) + LO + 1.5 RAIZ ($EX^2 + EZ^2$) + 1.5 EGOX3
- 210.) 1.2 (D + GDO7) + LO + 1.5 RAIZ ($EX^2 + EZ^2$) + 1.5 EGOZ7
- 211.) 1.2 (D + GDO3) + LO + 1.5 RAIZ ($EX^2 + EZ^2$) + 1.5 EGOZ3
- 212.) 0.9 (D + GDC) + 1.5 RAIZ ($EX^2 + EZ^2$) + 1.5 EGCX6
- 213.) 0.9 (D + GDC) + 1.5 RAIZ ($EX^2 + EZ^2$) + 1.5 EGCZ6
- 214.) 0.9 (D + GDO7) + 1.5 RAIZ ($EX^2 + EZ^2$) + 1.5 EGOX7
- 215.) 0.9 (D + GDO3) + 1.5 RAIZ ($EX^2 + EZ^2$) + 1.5 EGOX3
- 216.) 0.9 (D + GDO7) + 1.5 RAIZ ($EX^2 + EZ^2$) + 1.5 EGOZ7
- 217.) 0.9 (D + GDO3) + 1.5 RAIZ ($EX^2 + EZ^2$) + 1.5 EGOZ3
- 218.) 1.2 (D + GDC) + LO - 1.5 RAIZ ($EX^2 + EZ^2$) - 1.5 EGCX6
- 219.) 1.2 (D + GDC) + LO - 1.5 RAIZ ($EX^2 + EZ^2$) - 1.5 EGCZ6
- 220.) 1.2 (D + GDO7) + LO - 1.5 RAIZ ($EX^2 + EZ^2$) - 1.5 EGOX7
- 221.) 1.2 (D + GDO3) + LO - 1.5 RAIZ ($EX^2 + EZ^2$) - 1.5 EGOX3
- 222.) 1.2 (D + GDO7) + LO - 1.5 RAIZ ($EX^2 + EZ^2$) - 1.5 EGOZ7
- 223.) 1.2 (D + GDO3) + LO - 1.5 RAIZ ($EX^2 + EZ^2$) - 1.5 EGOZ3
- 224.) 0.9 (D + GDC) - 1.5 RAIZ ($EX^2 + EZ^2$) - 1.5 EGCX6
- 225.) 0.9 (D + GDC) - 1.5 RAIZ ($EX^2 + EZ^2$) - 1.5 EGCZ6
- 226.) 0.9 (D + GDO7) - 1.5 RAIZ ($EX^2 + EZ^2$) - 1.5 EGOX7
- 227.) 0.9 (D + GDO3) - 1.5 RAIZ ($EX^2 + EZ^2$) - 1.5 EGOX3
- 228.) 0.9 (D + GDO7) - 1.5 RAIZ ($EX^2 + EZ^2$) - 1.5 EGOZ7
- 229.) 0.9 (D + GDO3) - 1.5 RAIZ ($EX^2 + EZ^2$) - 1.5 EGOZ3
- 230.) 1.2 (D + GDO7) + L + 1.3WX

- 231.) $1.2 (D + GDO7) + L + 1.3WZ$
- 232.) $1.2 (D + GDO7) + L - 1.3WX$
- 233.) $1.2 (D + GDO7) + L - 1.3WZ$
- 234.) $1.2 (D + GDO3) + L + 1.3WX$
- 235.) $1.2 (D + GDO3) + L + 1.3WZ$
- 236.) $1.2 (D + GDO3) + L - 1.3WX$
- 237.) $1.2 (D + GDO3) + L - 1.3WZ$
- 238.) $1.2 (D + GDC) + L + 1.3WX$
- 239.) $1.2 (D + GDC) + L + 1.3WZ$
- 240.) $1.2 (D + GDC) + L - 1.3WX$
- 241.) $1.2 (D + GDC) + L - 1.3WZ$
- 242.) $0.9 (D + GDO7) + 1.3WX$
- 243.) $0.9 (D + GDO7) + 1.3WZ$
- 244.) $0.9 (D + GDO7) - 1.3WX$
- 245.) $0.9 (D + GDO7) - 1.3WZ$
- 246.) $0.9 (D + GDO3) + 1.3WX$
- 247.) $0.9 (D + GDO3) + 1.3WZ$
- 248.) $0.9 (D + GDO3) - 1.3WX$
- 249.) $0.9 (D + GDO3) - 1.3WZ$
- 250.) $0.9 (D + GDC) + 1.3WX$
- 251.) $0.9 (D + GDC) + 1.3WZ$
- 252.) $0.9 (D + GDC) - 1.3WX$
- 253.) $0.9 (D + GDC) - 1.3WZ$

7. ANÁLISIS DE RESULTADOS

En ésta sección se revisa con base en el Manual de la Comisión Federal de Electricidad 2008, y el American Institute of Steel Construction (AISC), los parámetros de seguridad y servicio permitidos por la reglamentación señalada, con el fin de determinar algún modo de comportamiento inaceptable en la construcción.

La superestructura se diseñó con elementos de acero estructural A-36, conectados de forma tal que puedan cumplir con los requerimientos que las acciones permanentes y accidentales demandan. La fuerza que puede considerarse como principal es la generada por la Grúa Puente, por la magnitud que presenta y por apoyarse en dos puntos.

Todos los elementos principales fueron incluidos dentro del modelo, utilizando el programa de análisis y diseño estructural STAAD.Pro V8i, con el fin de obtener los elementos mecánicos que estarán actuando en los miembros de la estructura, y poder llevar a cabo la revisión final de cada elemento. El análisis se basó en hipótesis de comportamiento elástico-lineal, tomando como base de diseño el Método de Factores de Carga y Resistencia última (LRFD)

Para tener certeza del adecuado o no comportamiento, se revisan dos grupos de combinaciones de carga, el primer grupo comprende las cargas 50 a 103, cuya finalidad es la de determinar los estados límite de servicio, los cuales incluyen temas de vibración, desplazamientos, agrietamientos, daños económicos o la presencia de alguna condición que impida la adecuada función para la cual fue proyectada la estructura.

En un segundo grupo de combinaciones de cargas que van de la 200 a la 253, se utilizan para obtener los esfuerzos que pueden agotar la capacidad de carga de la estructura en conjunto ó localmente, lo que puede ocasionar un colapso total o un daño considerable que afecte de forma importante la resistencia, lo que le impida sea funcional ante la aplicación de nuevas cargas.

A continuación se revisan cada una de las dos situaciones: Estados Límite de Servicio y Estados Límite de Falla.

A. REVISIÓN DE ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Para la presente revisión, se toma como marco de referencia lo establecido en el Manual de Diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad 2008, en su apartado 3.3.7, así como los criterios fijados en el Manual de Diseño por Viento de la Comisión Federal de Electricidad 2008, el American Institute of Steel Construction (AISC 318-8) y Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, haciendo énfasis en el tema de desplazamientos.

DESPLAZAMIENTOS

Del Manual de Diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad, en la sección 3.3.7.1 se limitan los desplazamientos horizontales por limitación de daños a elementos no estructurales.

Desplazamiento entre dos niveles relativos multiplicados por el factor

$$\frac{Q R \rho}{F_{ser}} < 0.004H ; \quad \text{donde H es la altura de entrepiso.}$$

De las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, en la sección 4.1 se limitan los desplazamientos verticales en vigas.

Desplazamiento vertical al centro de vigas: $L/240 + 0.5$ (cm), donde L es el claro de la viga.

Tabla 7.A.1. Desplazamientos horizontales calculados vs permitidos.

DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES						
NIVEL	CC	$\Delta_{x \max}$ (cm)	$\Delta_{PERMITIDA}$ (cm)	CC	$\Delta_{z \max}$ (cm)	$\Delta_{PERMITIDA}$ (cm)
1	56	5.37	2.80	57	1.63	2.80
2	62	3.02	3.12	57	2.24	3.12
3	56	3.96	2.78	57	1.68	2.78
4	56	1.01	2.16	61	1.43	2.16

CC: Combinación de Carga.

Tabla 7.A.2. Desplazamientos verticales calculados vs permitidos.

DESPLAZAMIENTOS VERTICALES			
NIVEL	VIGA	$\Delta_{y \max}$ (cm)	$\Delta_{PERMITIDA}$ (cm)
1	106	0.38	3.41
2	676	2.00	4.1
3	892	1.00	3.21
4	364	1.00	3.21

B. REVISIÓN DE ESTADOS LÍMITE DE FALLA

Se conoce por estado límite de falla a cualquier situación de esfuerzos que agote la capacidad de carga de cualquier elemento estructural, ya sea una zapata, columna, viga, contraviento, etc. Para llevar a cabo la revisión de los elementos estructurales metálicos se utilizó el método de Diseño en acero por factores de carga y resistencia (LRFD), tomando como marco la normativa del AISC - 308-08 LRFD.

El diseño de cada elemento se basa en las siguientes igualdades:

TENSIÓN:

El problema central de cualquier diseño, es encontrar una sección transversal para la cual la suma de las cargas factorizadas no exceda la resistencia del miembro, es decir;

$$\sum \gamma Q \leq \phi R_n$$

Para miembros en tensión, tenemos:

$$P_u \leq \phi_t P_n$$

Para prevenir la fluencia,

$$0.90 F_y A_g \geq P_u$$

Para evitar la fractura

$$0.75 F_u A_e \geq P_u$$

La limitación geométrica recomendada para elementos a tensión es:

$$r \geq \frac{L}{300}$$

Donde:	P_u	Suma de las cargas a tensión factorizadas.
	P_n	Resistencia nominal
	$\phi_t P_n$	Resistencia de diseño
	F_y	Esfuerzo de fluencia mínimo del acero especificado
	F_u	Esfuerzo mínimo a la ruptura por tensión del acero
	A_e	Área neta efectiva
	A_g	Área total

CORTANTE:

Para perfiles armados y laminados se tiene:

Para $\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_y}}$, no hay inestabilidad del alma, y

$$V_n = 0.6F_y A_w$$

Para $\frac{418}{\sqrt{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq \frac{523}{\sqrt{F_y}}$, puede ocurrir pandeo inelástico del alma, y

$$V_n = 0.6F_y A_w \frac{418/\sqrt{F_y}}{h/t_w}$$

Para $\frac{523}{\sqrt{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 260$, el estado límite es el pandeo elástico del alma.

$$V_n = \frac{132000A_w}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2}$$

Donde: V_n Resistencia nominal por cortante.

A_w Área del alma

h Ancho del alma

t_w Espesor del alma

Nota: para $\frac{h}{t_w} > 260$, se requieren atiesadores del alma.

El cortantes es rara vez un problema en las vigas roladas de acero; la práctica usual es diseñar una viga por flexión y luego revisarla por cortante.

COMPRESIÓN:

Los requisitos para miembros a compresión se resumen como sigue:

$$P_u \leq \phi_c P_n$$

$$P_n = A_g F_{cr}$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Para $\lambda_c \leq 1.5$

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$

Para $\lambda_c > 1.5$

$$F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} F_y$$

Donde:	P_u	Suma de las cargas a compresión factorizadas.
	P_n	Resistencia nominal por compresión
	F_{cr}	Esfuerzo crítico de pandeo
	λ_c	Frontera entre columnas elásticas e inelásticas
	K	Factor de longitud efectiva
	L	Longitud real del elemento
	r	Radio de giro
	$\frac{KL}{r}$	Relación de esbeltez.

Se recomienda una relación de esbeltez máxima KL/r de 200 para elementos a compresión.

FLEXIÓN:

Para determinar la resistencia nominal a flexión de perfiles I y H, se sigue la siguiente secuencia:

1.- Se determina si el perfil es compacto.

2.- Si el perfil es compacto, se revisa por pandeo lateral torsionante como sigue:

Si $L_b \leq L_p$, no hay pandeo lateral torsionante, y $M_n = M_p = F_y Z$

Si $L_p < L_b \leq L_r$, habrá pandeo lateral torsionante inelástico, entonces:

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

Si $L_b > L_r$, habrá pandeo lateral torsionante:

$$M_n = C_b \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b} \right)^2 I_y C_w} \leq M_p$$

3.- Si el perfil es no compacto debido al patín, el alma o ambos, la resistencia nominal será la más pequeña de las resistencias correspondientes al pandeo local del patín, al pandeo local del alma y el pandeo lateral torsionante.

a. Pandeo local del patín.

Si $\lambda \leq \lambda_p$, no hay pandeo lateral del patin.

Si $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$, el patín es no compacto, y

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \leq M_p$$

b. Pandeo local del alma.

Si $\lambda \leq \lambda_p$, no hay pandeo lateral del alma.

Si $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$, el patín es no compacta, y

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \leq M_p$$

c. Pandeo lateral torsionante.

Si $L_b \leq L_p$, no hay pandeo lateral torsionante.

Si $L_p < L_b \leq L_r$ se tiene pandeo lateral torsionante inelástico:

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

Si $L_b > L_r$, se tiene pandeo lateral torsionante elástico:

$$M_n = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b} \right)^2 I_y C_w} \leq M_p$$

FLEXO-COMPRESIÓN:

Para flexión y compresión axial, la interacción será:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_n} \leq 1.0$$

Para la flexión biaxial, habrá dos razones de flexión:

$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2$$

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

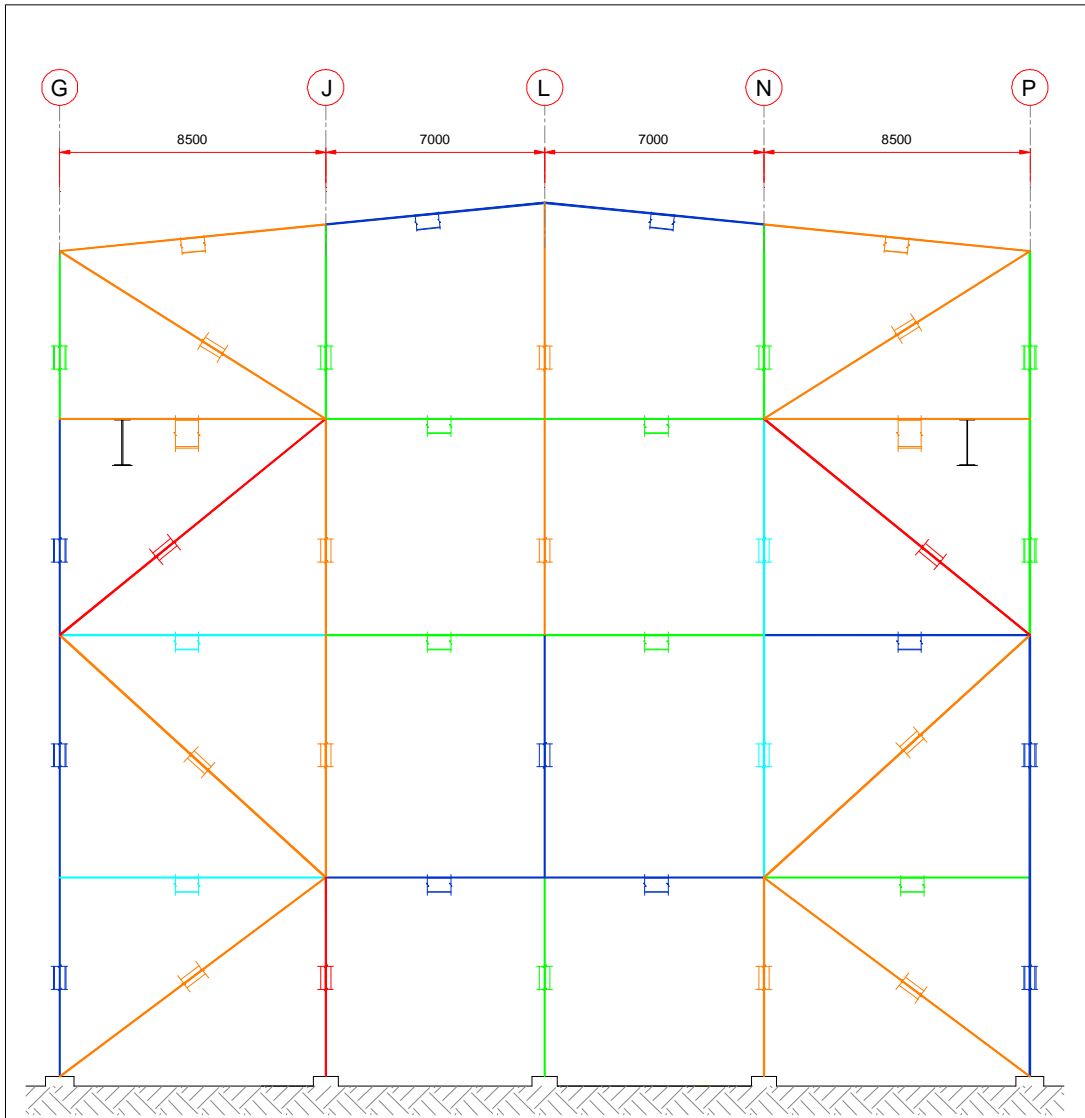



FIG. 7.B.1 RELACIÓN DE TRABAJO MARCO EJE 3

LEYENDA	
0.0 <=	ESFUERZO ACTUANTE / ESFUERZO RESISTENTE <= 0.4
0.4 <=	ESFUERZO ACTUANTE / ESFUERZO RESISTENTE <= 0.6
0.6 <=	ESFUERZO ACTUANTE / ESFUERZO RESISTENTE <= 0.8
0.8 <=	ESFUERZO ACTUANTE / ESFUERZO RESISTENTE <= 1.05
1.05 <	ESFUERZO ACTUANTE / ESFUERZO RESISTENTE

NOTAS
1. DIMENSIONES EN MILÍMETROS.

 ESTUDIO DE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE UNA CASA DE MÁQUINAS PARA UN TURBO GENERADOR DE ENERGÍA ELÉCTRICA, UBICADO EN LA PAZ, BAJA CALIFORNIA SUR.	
MIGUEL OMAR MENDEZ LÓPEZ Director de Tesis	
Ing. JOSUE GARDUÑO CHAVEZ	
DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL	UOCH/MOML
RELACIÓN DE TRABAJO MARCO EJE 3	180414 7.B.1

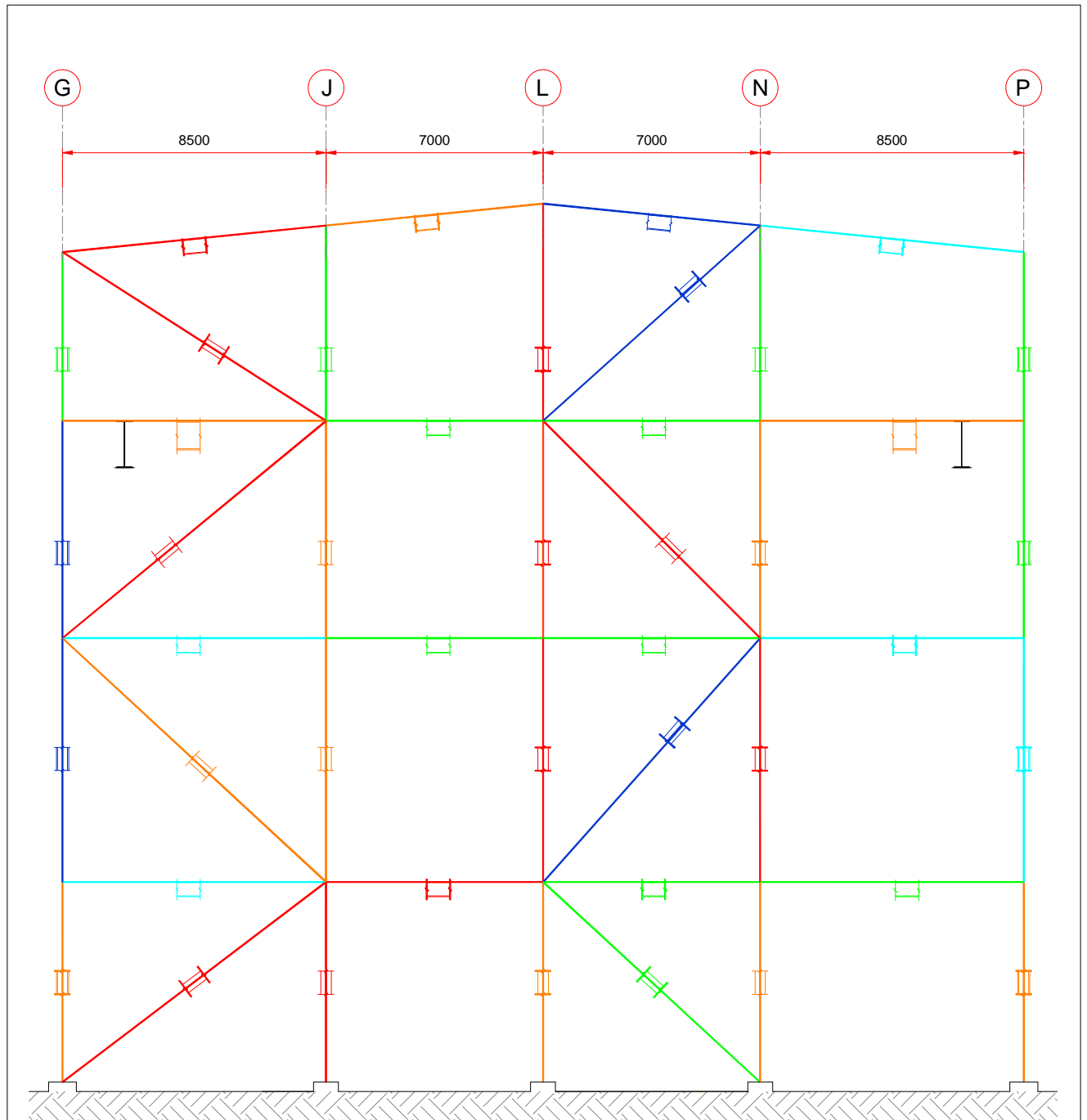



FIG. 7.B.2 RELACIÓN DE TRABAJO MARCO EJE 7

LEYENDA

—	0.0 < ESFUERZO ACTUANTE / ESFUERZO RESISTENTE ≤ 0.4
—	0.4 < ESFUERZO ACTUANTE / ESFUERZO RESISTENTE ≤ 0.6
—	0.6 < ESFUERZO ACTUANTE / ESFUERZO RESISTENTE ≤ 0.8
—	0.8 < ESFUERZO ACTUANTE / ESFUERZO RESISTENTE ≤ 1.05
—	1.05 < ESFUERZO ACTUANTE / ESFUERZO RESISTENTE

NOTAS

1. DIMENSIONES EN MILÍMETROS.

		
ESTUDIO DE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE UNA CASA DE MÁQUINAS PARA UN TURBO GENERADOR DE ENERGÍA ELÉCTRICA, UBICADO EN LA PAZ, BAJA CALIFORNIA SUR.		
MIGUEL OMAR MÉNDEZ LÓPEZ		
Ing. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ		
DIRECTOR DE TRABAJO	JGC/MOML	160414
RELACIÓN DE TRABAJO MARCO EJE 7		
7.B.2		

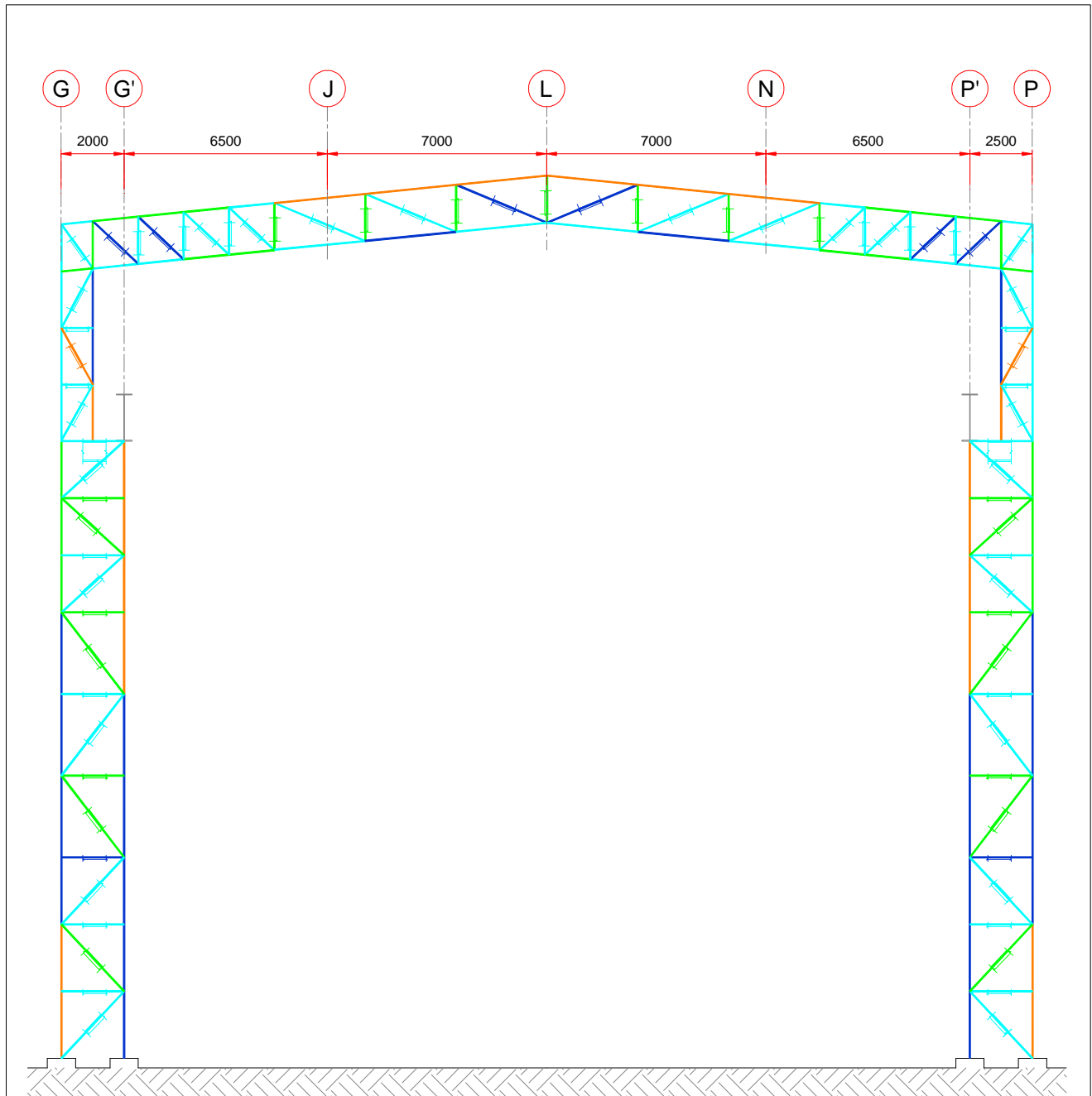


FIG. 7.B.3 RELACIÓN DE TRABAJO MARCO EJE 4 5 y 6

LEYENDA

—	0.0 < ESFUERZO ACTUANTE	≤ 0.4
—	ESFUERZO RESISTENTE	
—	0.4 < ESFUERZO ACTUANTE	≤ 0.6
—	ESFUERZO RESISTENTE	
—	0.6 < ESFUERZO ACTUANTE	≤ 0.8
—	ESFUERZO RESISTENTE	
—	0.8 < ESFUERZO ACTUANTE	≤ 1.05
—	ESFUERZO RESISTENTE	
—	1.05 < ESFUERZO ACTUANTE	
—	ESFUERZO RESISTENTE	

NOTAS

1. DIMENSIONES EN MILÍMETROS.

ESTUDIO DE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE UNA CASA DE MÁQUINAS PARA UN TURBO GENERADOR DE ENERGÍA ELÉCTRICA, UBICADO EN LA PAZ, BAJA CALIFORNIA SUR.	
Presentador: MIGUEL OMAR MÉNDEZ LÓPEZ	
Director de tesis: Ing. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ	
Asesorador: DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL	JGCh/MOML
RELACIÓN DE TRABAJO MARCO EJE 4 5 Y 6	160414 7.B.3

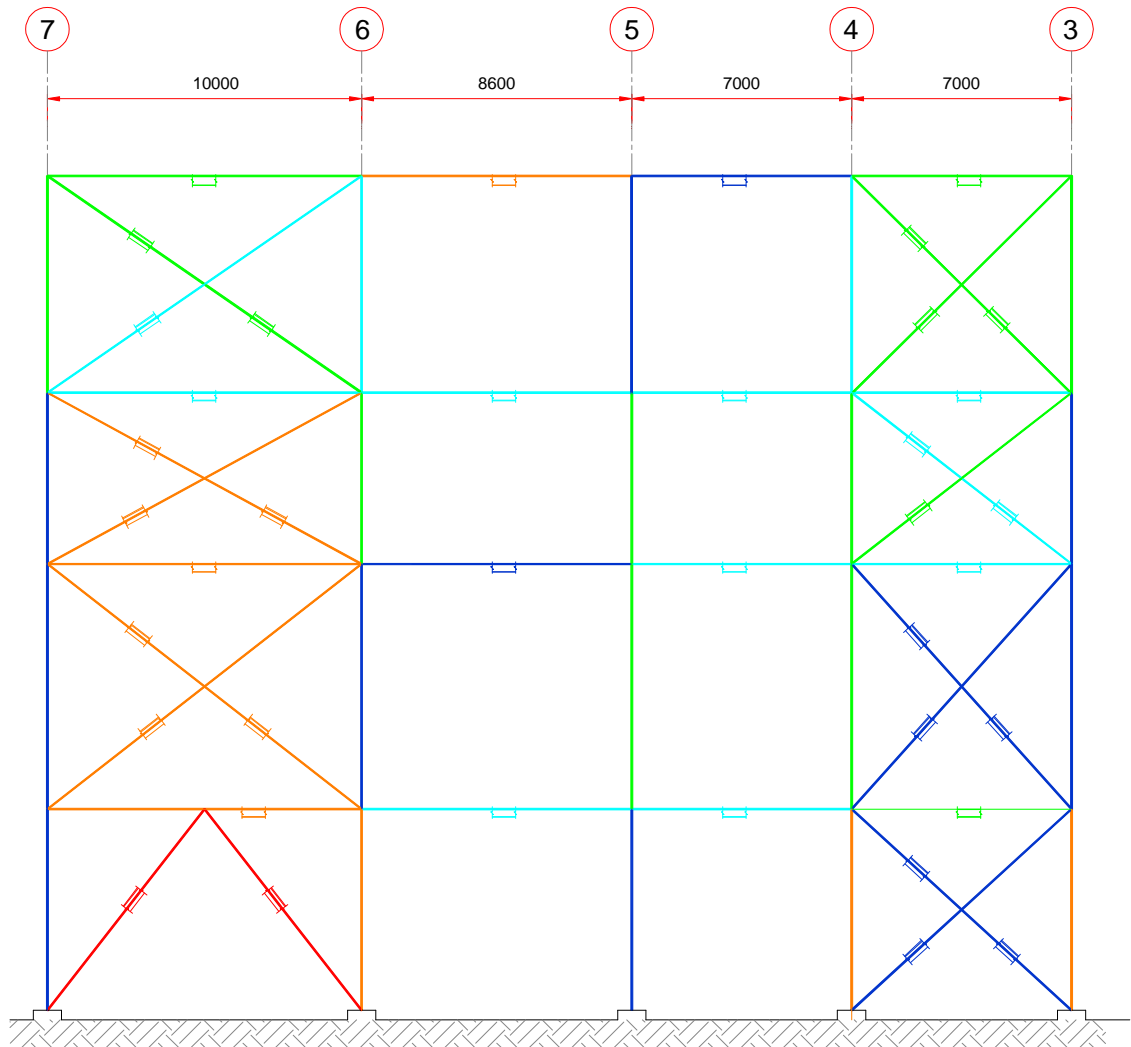


FIG. 7.B.4 RELACIÓN DE TRABAJO MARCO EJE G y P

LEYENDA	
Green line	$0.0 < \frac{\text{ESFUERZO ACTUANTE}}{\text{ESFUERZO RESISTENTE}} \leq 0.4$
Cyan line	$0.4 < \frac{\text{ESFUERZO ACTUANTE}}{\text{ESFUERZO RESISTENTE}} \leq 0.6$
Blue line	$0.6 < \frac{\text{ESFUERZO ACTUANTE}}{\text{ESFUERZO RESISTENTE}} \leq 0.8$
Orange line	$0.8 < \frac{\text{ESFUERZO ACTUANTE}}{\text{ESFUERZO RESISTENTE}} \leq 1.05$
Red line	$1.05 < \frac{\text{ESFUERZO ACTUANTE}}{\text{ESFUERZO RESISTENTE}}$

NOTAS
1. DIMENSIONES EN MILÍMETROS.

	ESTUDIO DE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE UNA CASA DE MÁQUINAS PARA UN TURBO GENERADOR DE ENERGÍA ELÉCTRICA, UBICADO EN LA PAZ, BAJA CALIFORNIA SUR.
Profesional	MIGUEL OMAR MÉNDEZ LÓPEZ
Profesor de Trabajo	Ing. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ
DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL	JGCh/MOML
RELACIÓN DE TRABAJO MARCO EJE G y P	180414 7.B.4

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

El objetivo principal del presente trabajo, es el de evaluar la estabilidad de la estructura que corresponde a la Casa de Máquinas para un turbo generador de energía eléctrica, construida en La Paz, Baja California Sur, para tal labor, fue necesario realizar un modelo matemático con el software de cálculo STAAD.Pro V8i, en el cual se consideraron los efectos de las cargas críticas actuando en los elementos estructurales, para evaluar las cargas de sismo y viento, el marco regulatorio utilizado fueron los manuales de Comisión Federal de Electricidad de Viento y Sismo 2008, lo mismo para evaluar los estados límite de servicio. Para la revisión de los estados límite de falla la Normativa utilizada fue la del American Institute of Steel Construction.

Los resultados obtenidos de dicha evaluación son enlistados en el siguiente apartado de conclusiones.

A. CONCLUSIONES

1. La estructura de la Casa de Máquinas es a base de marcos de acero estructural ASTM A-36, con una resistencia a la fluencia $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$, los marcos de las fachadas son de columnas en celosía, atados con vigas IR y contraventeados en las cuatro fachadas, el ancho de la estructura es de 31 m. por 32.60 m de longitud, con una altura libre de 25.45m.
2. La grúa para extraer al turbogenerador y darle mantenimiento, se soportará por dos traveses carril, estará soportado a 19.95m de altura, y tendrá una capacidad de carga de 160 T, el peso propio (grúapunte + carro) es de 89 T, lo que origina un peso total de 249 T más 25% de impacto vertical, 10% de impacto longitudinal y 10% de impacto lateral.
3. Para efectuar el análisis estructural que proporciona los elementos mecánicos últimos para lograr la revisión de los elementos estructurales, se consideraron las siguientes cargas: Cargas Muertas, Cargas Vivas, Fuerzas Sísmicas y Fuerzas de viento determinadas con el Manual de Comisión Federal de Electricidad 2008, Fuerzas productos de la Grúa proporcionadas por el proveedor del Equipo. Dichas cargas fueron combinadas conforme Especificaciones de la Comisión Federal de Electricidad, dando como resultado 53 combinaciones de carga para la revisión de los estados límite de servicio y 53 combinaciones para los estados límite de falla.
4. El análisis de la estructura se hizo considerando hipótesis de comportamiento elástico-lineal, y la revisión de los elementos de acero estructural se realizó por el Método de Factores de Carga y Resistencia Última.
5. Para generar el modelo matemático de la estructura, se utilizó el software de cálculo estructural STAAD.Pro V8i, con 436 nodos y 899 barras que representan columnas, vigas, diagonales, montantes y contravientos.

6. Para la revisión de los estados límite de servicio, se tomó en cuenta lo especificado en los manuales de Diseño por Viento y Sismo de la Comisión Federal de Electricidad edición 2008, se calcularon los desplazamientos que se presentarán en los cuatro entresijos considerados por el arreglo de vigas. En el entresijo primero y tercero, se exceden los desplazamientos horizontales de los permitidos en la dirección longitudinal del edificio. En la dirección transversal y en el sentido vertical, los desplazamientos son los adecuados.
7. Los estados límite de falla fueron también revisados, tomando como lineamientos, lo especificado en el manual AISC LRFD (American Institute of Steel Construction Load Resistant and Factor Design), para la mayoría de los elementos se presenta una resistencia adecuada, fijando como límite una relación de trabajo de 1.10, con el propósito de tomar en cuenta el fenómeno de endurecimiento del acero por deformación y la posible resistencia plástica de los elementos. Sin embargo se presentan elementos con relaciones mayores a ésta: en el marco eje 3 la columna del eje N y los dos contravientos del entresijo 3; en el marco eje 7 las columnas de los ejes J L y N, un contraviento el primero, tercer y cuarto entresijo; en los marcos ejes G y P, dos contravientos del primer entresijo.
8. La trabe carril presenta un comportamiento adecuado, tanto en condiciones de servicio: desplazamientos verticales y horizontales, como por resistencia.

B. RECOMENDACIONES

1. Se deben reforzar con cubreplacas los elementos que no están cumpliendo con el estado límite de falla, las columnas de viento y algunos contravientos.
2. Se requiere rigidizar la planta baja y el tercer nivel, por lo que se recomienda estudiar la posibilidad de poder colocar una línea más de contravientos.
3. Es recomendable generar un programa específico de inspección de los elementos estructurales, que permitan evaluar y prevenir problemas de corrosión y fractura de columnas, vigas, contravientos y armaduras, poner énfasis en la trabe carril.
4. Verificar nivelaciones, en caso de ser visible un asentamiento, se verificarán con una topografía la verticalidad de la estructura, para garantizar que no excede los límites permitidos.

9. BIBLIOGRAFÍA.

- Manual de diseño de obras civiles “diseño por sismo”
Comisión Federal de Electricidad 2008
- Manual de diseño de obra civiles “diseño por viento”
Comisión Federal de Electricidad 2008
- Diseño Sísmico de Edificios
Enrique Bazán, Roberto Meli
Editorial LIMUSA, México 1998
- Diseño de estructuras de acero con LRFD
Willian T. Segui
International Thomson Editores 2000.
- Diseño de estructuras de acero, Método LRFD
Mc Cormac.
México, Editorial Alfaomega 1991
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, Manual of Steel
construction / load & resistance factor design: Tomos I y II, Nueva York.
- Manual de construcción en acero IMCA
Diseño por esfuerzos permisibles 4ta. Edición
México, Limusa Noriega editores.
- Manual técnico Industrias electromecánicas GH grúas