



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN "



**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA
CUBIERTA DE LA CASA DE MAQUINAS DE
LA PRESA HUITES.**

MEMORIA DEL DESEMPEÑO PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

CARLOS RUIZ GARCIA

México, D.F.

1996

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

SR. CARLOS RUIZ GARCIA.
ALUMNO DE LA CARRERA DE INGENIERIA CIVIL.
P R E S E N T E :

DE ACUERDO A SU SOLICITUD PRESENTADA CON FECHA 6 DE ABRIL DE 1995 ME COMPLACE NOTIFICARLE QUE ESTA JEFATURA DEL PROGRAMA TUVO A BIEN ASIGNARLE ES SIGUIENTE TEMA DE MEMORIA DEL DESEMPEÑO PROFESIONAL: "ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CUBIERTA DE LA CASA DE MAQUINAS DE LA PRESA HUITES." EL CUAL SE DESARROLLARA COMO SIGUE:

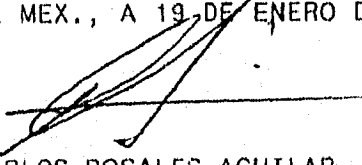
- I. - DESCRIPCION GENERAL.
- II. - ALTERNATIVA DE CONCRETO PRESFORZADO (PRETENSADO).
- III. - ALTERNATIVA DE ACERO ESTRUCTURAL.
- IV. - COMPARACION DE ALTERNATIVAS.
- V. - CONCLUSIONES.

ASI MISMO FUE DESIGNADO COMO ASESOR DE TESIS EL SR. ING. ROLANDO REYES GRECO.

PIDO A USTED TOMAR NOTA QUE EN CUMPLIMIENTO DE LO ESPECIFICADO EN LA LEY DE PROFESIONES, DEBERA PRESTAR SERVICIO SOCIAL DURANTE UN TIEMPO MINIMO DE SEIS MESES COMO REQUISITO BASICO PARA SUSTENTAR EXAMEN PROFESIONAL, ASI COMO DE LA DISPOSICION DE LA DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS ESCOLARES EN EL SENTIDO DE QUE SE IMPRIMA EN LUGAR VISIBLE DE LOS EJEMPLARES DE LA TESIS, EL TITULO DE TRABAJO REALIZADO. ESTA COMUNICACION DEBERA IMPRIMIRSE EN EL INTERIOR DE LA TESIS.

SIN MAS POR EL MOMENTO. RECIBA UN CORDIAL SALUDO.

A T E N T A M E N T E .
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
ACATLAN, EDO. DE MEX., A 19 DE ENERO DE 1996


ING. CARLOS ROSALES AGUILAR
JEFE DEL PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL



ENEP-ACATLAN
JEFATURA DEL
PROGRAMA DE INGENIERIA

DEDICO ESTE TRABAJO:

A MI MADRE SRA. ISABEL GARCIA V. POR SU GRAN CARIÑO , APOYO Y
COMPRESION.

A MI PADRE SR. JOSE C. RUIZ HERNANDEZ POR SU GRAN APOYO.

A MIS HERMANOS: CARMEN, CRISTINA, SERGIO, ELSA, ALEJANDRO,
FERNANDO Y EDUARDO POR SU CONSTANTE ESTIMULO Y TODAS SUS
CONSIDERACIONES.

A MIS SOBRINOS: ADRIANA, ANA FABIOLA, JULIO CESAR, MIRIAM GUADALUPE
Y DIANA LAURA POR SU CARIÑO.

A SERGIO ACOSTA SOTO Y ALBERTO FRAUSTO ALVAREZ POR SU APOYO.

AL M. EN I. ROLANDO REYES GRECO POR SU ASESORIA Y TIEMPO DEDICADO
A ESTE TRABAJO.

A MAC INGENIERIA CIVIL S.A. DE C. V. ESPECIALMENTE AL ING. MIGUEL
ANGEL MAGALLON PIÑA POR SU APOYO Y AL M. EN I. MARTIN HERNANDEZ
RANGEL POR LA APORTACION DE SUS CONOCIMIENTOS PARA LA
REALIZACION DE ESTE TRABAJO.

A ALICIA LOPEZ RODRIGUEZ POR SU APOYO PARA LA PRESENTACION DE
ESTE TRABAJO.

A MIS FAMILIARES Y AMIGOS POR SU COMPAÑIA Y AMISTAD.

A LA U.N.A.M. POR BRINDARME ESTA OPORTUNIDAD.

INDICE

INTRODUCCION.....	1
CAPITULO I.- DESCRIPCION GENERAL.....	2
CAPITULO II.- ALTERNATIVA DE CONCRETO PRESFORZADO (PRETENSADO).....	4
2.1 NOTACION.....	4
2.2 ESTRUCTURACION.....	5
2.3 TRABE PRESFORZADA TP-1 (PRETENSADA).....	6
2.3.1 CONSIDERACIONES GENERALES.....	6
2.3.2 ANALISIS DE CARGAS.....	8
2.3.3 REVISION LOCAL DEL PATIN SUPERIOR.....	9
2.3.3.1 FLEXION	
2.3.3.2 CORTANTE	
2.3.3.3 REFUERZO POR CONTRACCION Y TEMPERATURA	
2.3.3.4 DEFLEXION	
2.3.4 PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SECCION AL CENTRO DEL CLARO... 12	
2.3.4.1 SECCION SIMPLE	
2.3.4.2 SECCION COMPUESTA	
2.3.5 ELEMENTOS MECANICOS MAXIMOS.....	13
2.3.6 CALCULO DE ESFUERZOS AL CENTRO DEL CLARO.....	14
2.3.7 ESFUERZOS PERMISIBLES.....	18
2.3.8 REVISION DE ESFUERZOS AL CENTRO DEL CLARO.....	18
2.3.9 DISEÑO POR CORTANTE.....	19
2.3.10 DESADHERENCIA DE TORONES.....	20
2.3.11 CALCULO DE DEFLEXIONES.....	21
CAPITULO III.- ALTERNATIVA DE ACERO ESTRUCTURAL.....	28
3.1 NOTACION.....	28
3.2 ESTRUCTURACION.....	29
3.3 TRABE METALICA TM-1.....	30
3.3.1 CONSIDERACIONES GENERALES.....	31
3.3.2 REVISION DE REQUISITOS PARA TRABES ARMADAS.....	32
3.3.3 ANALISIS DE CARGAS.....	33
3.3.4 PROPIEDADES GEOMETRICAS.....	34
3.3.4.2 SECCION SIMPLE	
3.2.4.3 SECCION COMPUESTA	
3.3.5 CONDICION DE MONTAJE.....	37
3.3.5.1 ANALISIS ESTRUCTURAL	
3.3.5.2 DISEÑO ESTRUCTURAL	
3.3.5.2.1 FLEXION	
3.3.5.2.2 CORTANTE	
3.3.5.2.3 DEFLEXION	
3.3.5.2.4 PANDEO LOCAL	

3.3.6	CONDICION FINAL DE TRABAJO.....	40
3.3.6.1	ANALISIS ESTRUCTURAL	
3.3.6.2	DISEÑO ESTRUCTURAL	
3.3.6.2.1	FLEXION	
3.3.6.2.2	CORTANTE	
3.3.6.2.3	DEFLEXION	
3.3.6.2.4	PANDEO LOCAL	
3.3.6.2.5	SOLDADURA ENTRE PATINES Y ALMA	
3.3.6.2.6	CONECTORES DE CORTANTE	

CAPITULO IV.-	COMPARACION DE ALTERNATIVAS.....	47
----------------------	---	-----------

CAPITULO V.-	CONCLUSIONES.....	51
---------------------	--------------------------	-----------

INTRODUCCION.

La presa Huites se ubica dentro del municipio de Choix, en el estado de Sinaloa. Sus coordenadas geográficas son 26° 50' 32" de Latitud Norte y 108° 2' 12" de Longitud Oeste. (Figuras No.1 y No.2).

La presa Huites formará parte del sistema de aprovechamiento del río Fuerte, el cual cuenta actualmente con dos presas de almacenamiento, la Miguel Hidalgo y la Josefa Ortiz de Domínguez. Este conjunto de presas abastece los sistemas de riego de los valles de El Fuerte y El Carrizo con superficies de 240000 y 400000 ha, respectivamente.

Huites es un proyecto para riego, generación de energía eléctrica, y control de avenidas, que ha sido estudiado desde hace muchos años. En 1954 y 1955 se realizaron los primeros estudios de reconocimiento e investigación y posteriormente, en 1962 y 1963, se realizaron exploraciones geológicas mediante perforaciones con máquina. A partir de 1979 se hicieron otros estudios geológicos detallados de la boquilla que han dado apoyo a diferentes anteproyectos de las obras, hasta llegar al proyecto constructivo actual consistente en una presa de concreto con una planta hidroeléctrica al pie de ella.

De acuerdo al proyecto definitivo, la presa Huites será de concreto común y sección gravedad de 162 m de altura; la obra de excedencias tendrá compuertas radiales y descargará a 3 túneles de 14 m de diámetro, la obra de toma para riego se alojará en el cuerpo de la presa, y descargará directamente al río; la planta hidroeléctrica se ubicará al pie de la presa, y la obra de desvío será en tajo, excavada en la ladera derecha de la boquilla.

La cortina será de concreto convencional $f'c=200\text{kg/cm}^2$, de tipo gravedad. Su corona tendrá 8.0 m de ancho, a la elevación de 290.20 m, y en el tramo de mayor altura su desplante sobre roca sana estará a la elevación 128.0 m, aproximadamente, con una altura de 162.0 m. El paramento de aguas arriba será vertical desde la corona hasta la elevación 215.0 m y después tendrá un talud de 0.1:1 hasta la cimentación; el talud de aguas abajo será de 0.75:1.

En la margen derecha y en el cauce del río la cortina se desplantará sobre granito. En la margen izquierda, desde el cauce del río hasta la elevación 180.0 m, aproximadamente, se desplantará también en granito y desde esas cotas hasta la corona se desplantará en roca comeana.



Figura No. 1 Zona Noroeste de la República Mexicana (Ubicación de Huites)

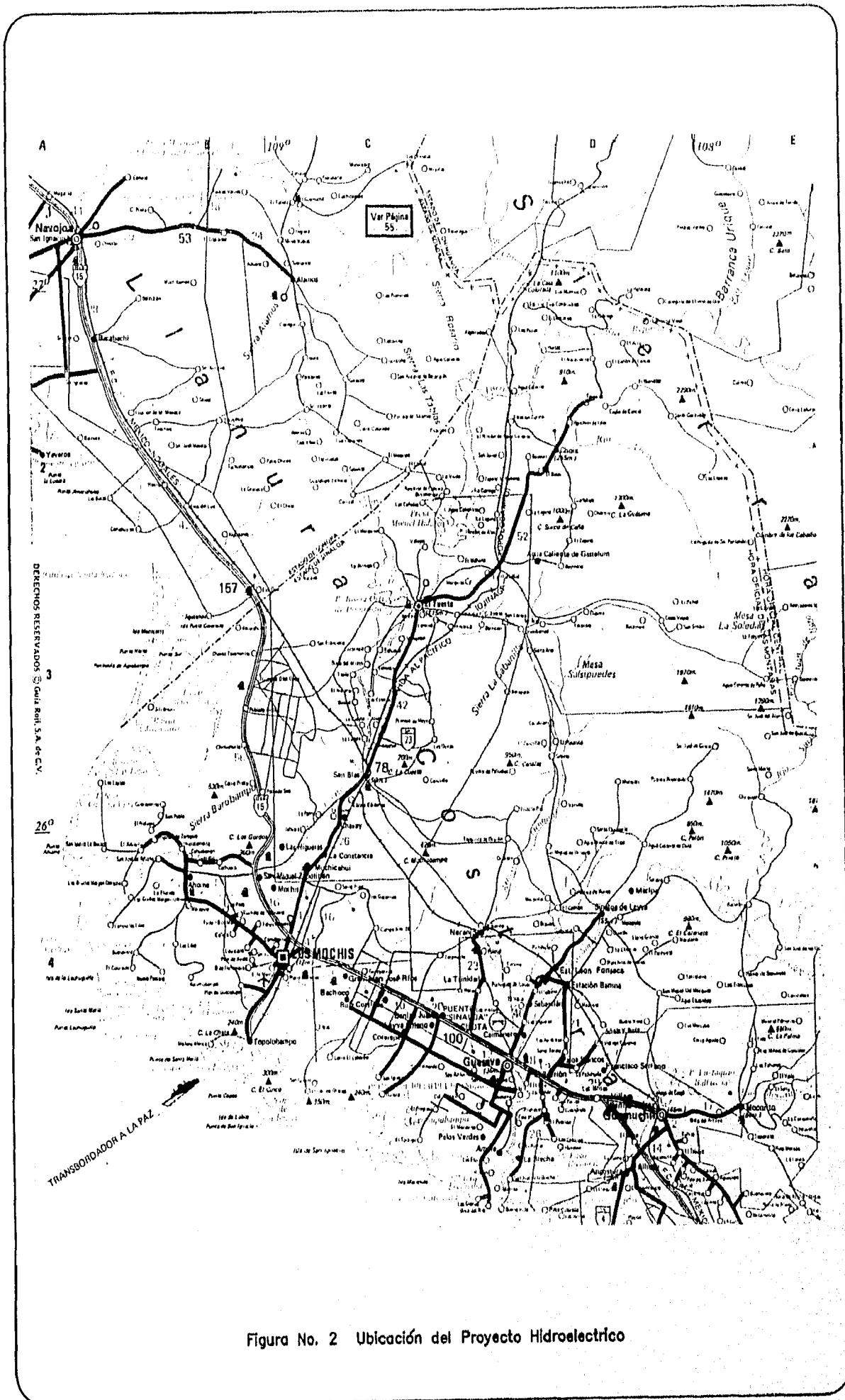


Figura No. 2 Ubicación del Proyecto Hidroeléctrico

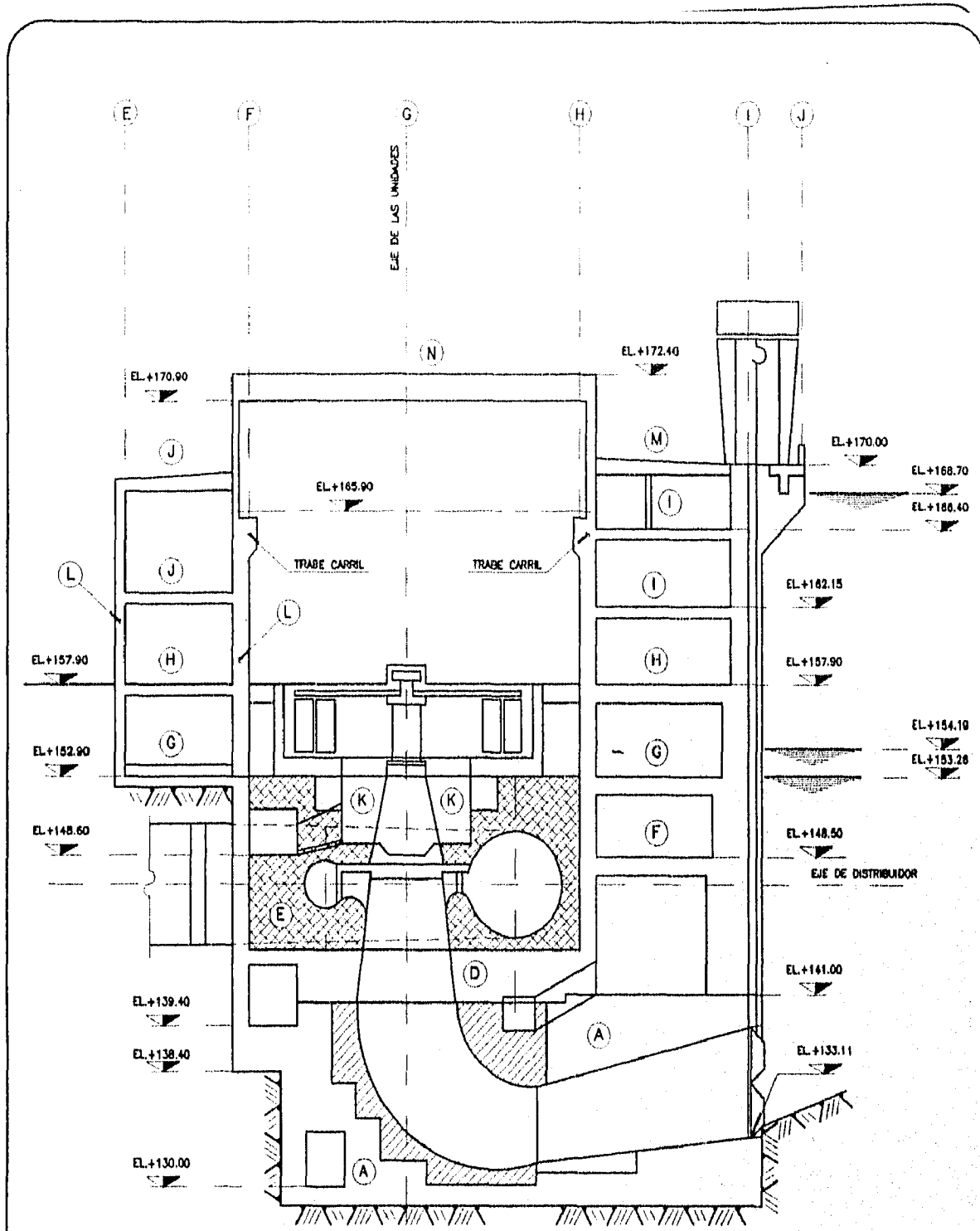
La planta hidroeléctrica estará ubicada al pie de la cortina, pero no será monolítica con ella. Ocupará una área de 39.5 m x 71.0 m y estará estructurada en la forma convencional utilizada por la Comisión Federal de Electricidad en otras centrales hidroeléctricas semejantes. (Figuras No. 3 y No.4). Las turbinas tipo Francis serán de 200 MW de capacidad, para carga de diseño de 96.3 m, velocidad de rotación de 138 rpm y gasto de diseño de 235 m³/s.

Los generadores serán de 210 MVA de capacidad, frecuencia de 60 cps, 52 polos y velocidad de rotación de 138 rpm.

La planta estará dotada de grúa viajera, obturadores para los desfogues, grúa de pórtico y los equipos complementarios.

Los transformadores se alojarán aguas arriba de la planta hidroeléctrica, en el espacio entre la casa de máquinas y el pie de la cortina, a la elevación de 172.0 m, que es la misma para la cubierta de la casa de máquinas.

La casa de máquinas estará estructurada a base de muros y losas de concreto reforzado, excepto en la cubierta, en la que se estudiarán dos alternativas: traveses de concreto presforzado (pretensado) y sistema de piso a base de losacero Romsa apoyada sobre traveses metálicos tipo "I".



- | | |
|--|--|
| A.- TUBOS DE ASPIRACION. PRIMEROS COLADOS | H.- PLANTA EL+157.90 |
| B.- TUBOS DE ASPIRACION. SEGUNDOS COLADOS | L.- PLANTAS EL+162.15 Y 168.40 |
| C.- CARCAMO DE BOMBEO Y EDIFICIO EN ESTA ZONA
HASTA EL+157.90 | J.- PLANTAS LOSAS EL+162.90 Y 167.20 |
| D.- CARCASA. PRIMEROS COLADOS | K.- CILINDRO DE GENERACION |
| E.- CARCASA. SEGUNDOS COLADOS | L.- MUROS PERIMETRALES Y APOYO TRAPE CARRIL |
| F.- PLANTA EL+148.50 | M.- PISO DE OPERACION GRUA PORTICO DE COMPUERTAS DE DESFOGUE EL+170.00 |
| F.- PLANTA EL+152.90 | N.- CUBIERTA |
| | O.- TRAPE CARRIL Y MUROS EN CAVERNA DE CASA DE MAQUINAS |

Figura No. 3 Casa de Máquinas (Corte Transversal)

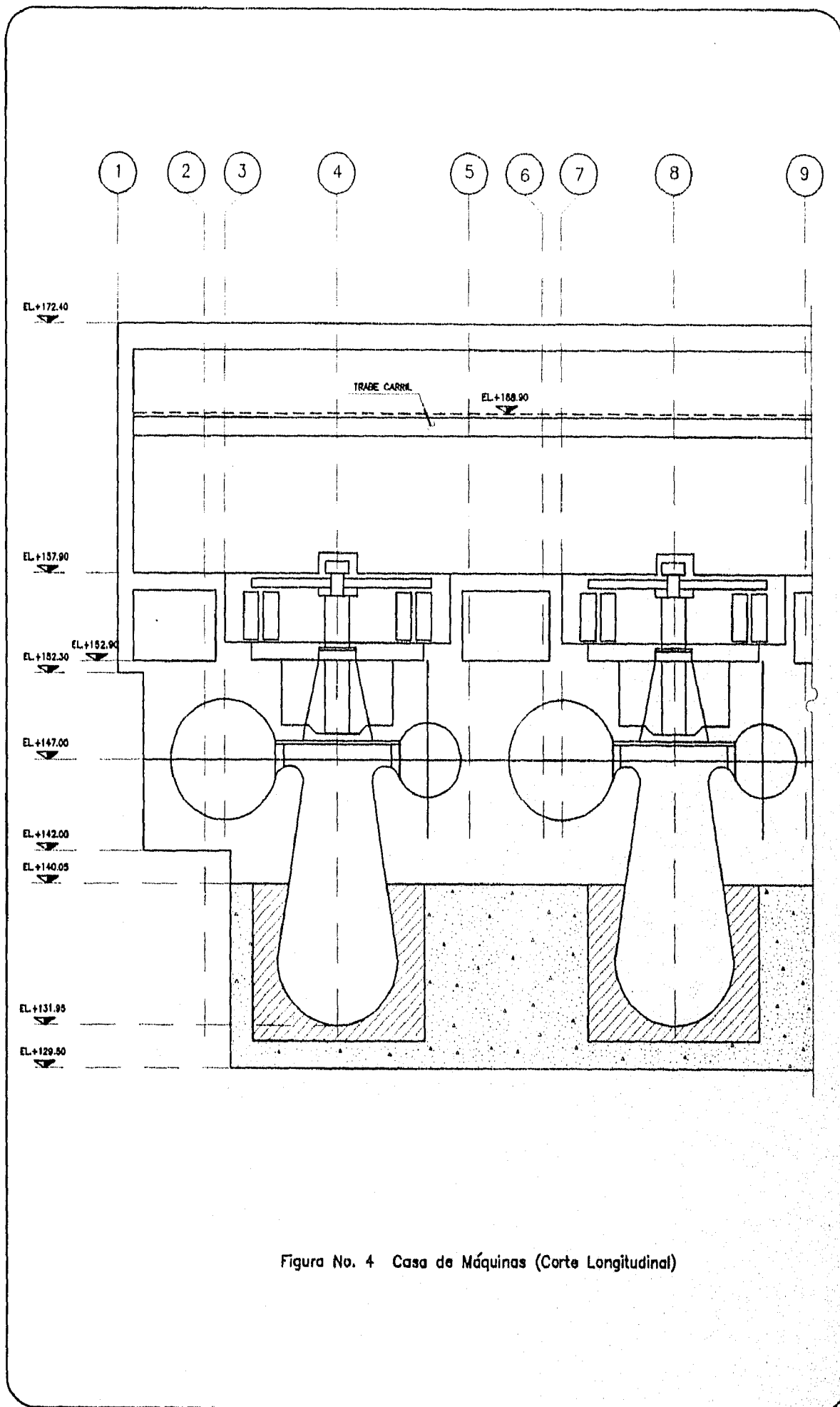


Figura No. 4 Casa de Máquinas (Corte Longitudinal)

CAPITULO I. DESCRIPCION GENERAL

La cubierta de la Casa de Máquinas de la presa Huites abarca desde los ejes 1 a 10 y entre los ejes F a H, cubriendo una área de 22.0 m x 53.0 m. (Figura No.5). El nivel inferior de la cubierta se encuentra a la elevación 170.90 m y el nivel superior de la misma se determinará en base al peralte de las trabes.

Debido a la altura a la cual se encuentra la cubierta, se ha buscado un sistema estructural que sea adecuado para cubrir el claro, que es de 22.0 m, y que no requiera obra falsa (cimbra); por lo anterior y buscando una solución óptima del proyecto, se evaluarán dos alternativas: la primera alternativa será a base de trabes tipo "T" de concreto presforzado (pretensado), y la segunda alternativa será un sistema de piso a base de losacero romsa soportado por trabes tipo "I" de acero estructural. Las trabes, ya sean de concreto pretensado ó acero estructural, estarán simplemente apoyadas en los muros eje F y H, los cuales son de concreto reforzado y tienen un espesor de 0.55 m cada uno.

Se considerará como carga permanente el peso propio de las vigas, el peso de la lámina (en su caso) , el firme de compresión, el relleno (en su caso), y la impermeabilización. La carga viva en la cubierta se considerará de 250 kg/m².

Para ambas alternativas se considerarán las diferentes etapas de trabajo de las trabes, es decir; para condiciones iniciales (montaje), se considerará la sección simple de las trabes, y para condiciones finales (cargas totales), se considerará la sección compuesta de las trabes.

Todos los análisis y diseños estarán basados en los siguientes Reglamentos y Métodos: AASHTO (American Association State Highway and Transportation Officials), para elementos estructurales de concreto presforzado, se empleará el método de esfuerzos permisibles. AISC (American Institute Steel Construction), para elementos estructurales de acero estructural, se empleará el método de esfuerzos permisibles. ACI (American Concrete Institute), para elementos estructurales de concreto reforzado, se empleará el método de factores de carga.

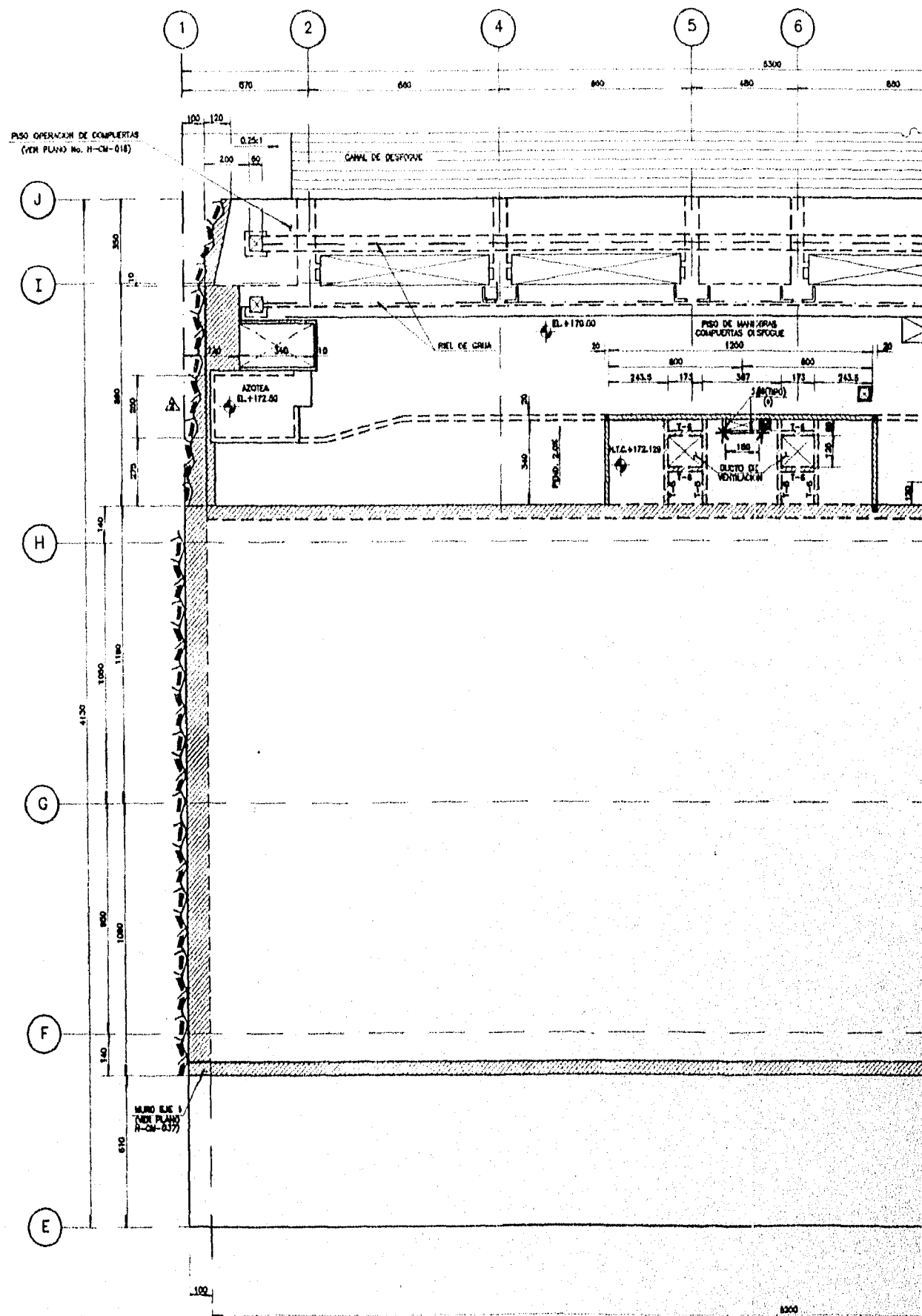


FIGURA No. 5 CUBIERTA DE LA CASA DE (PLANTA)

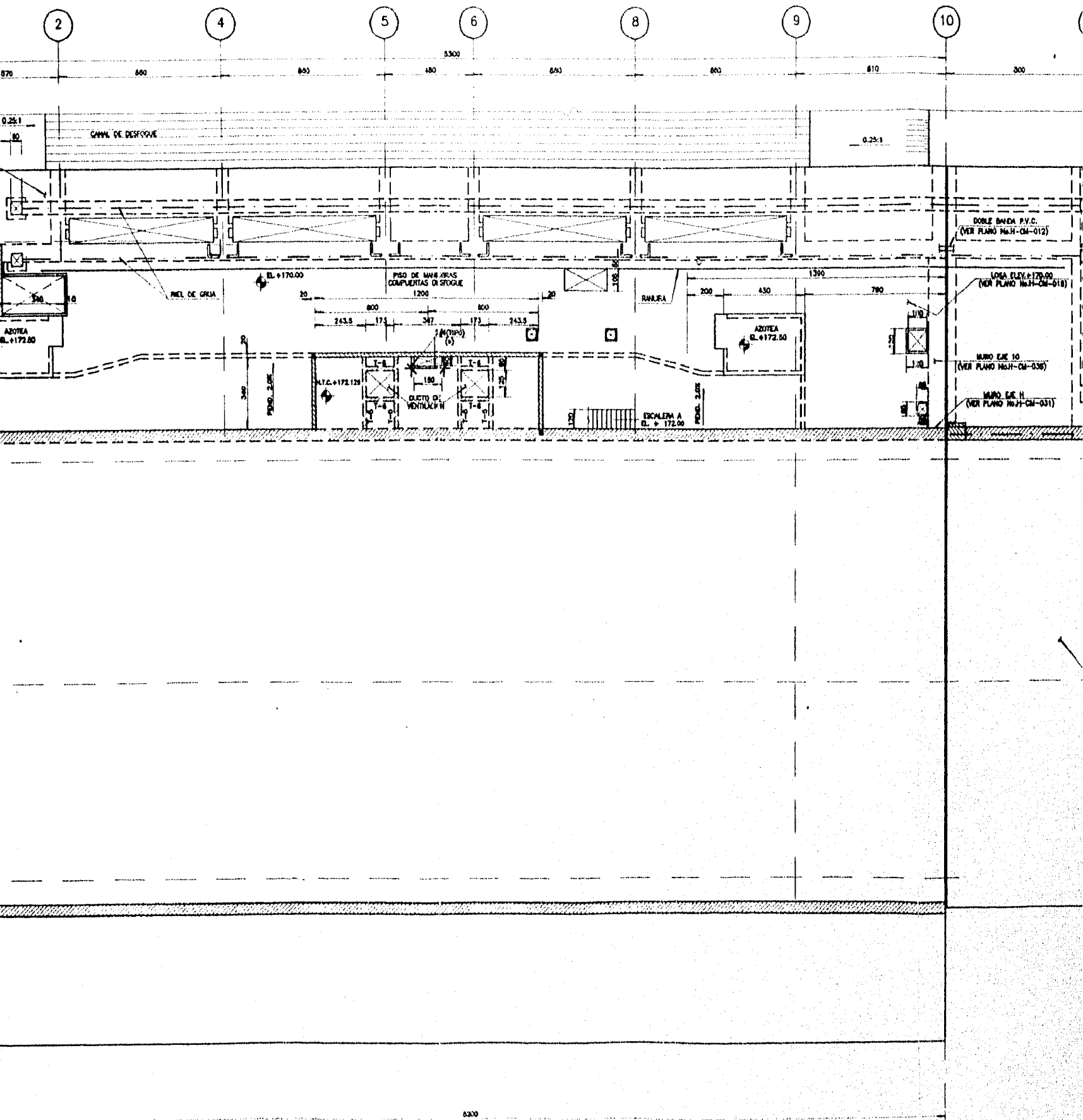
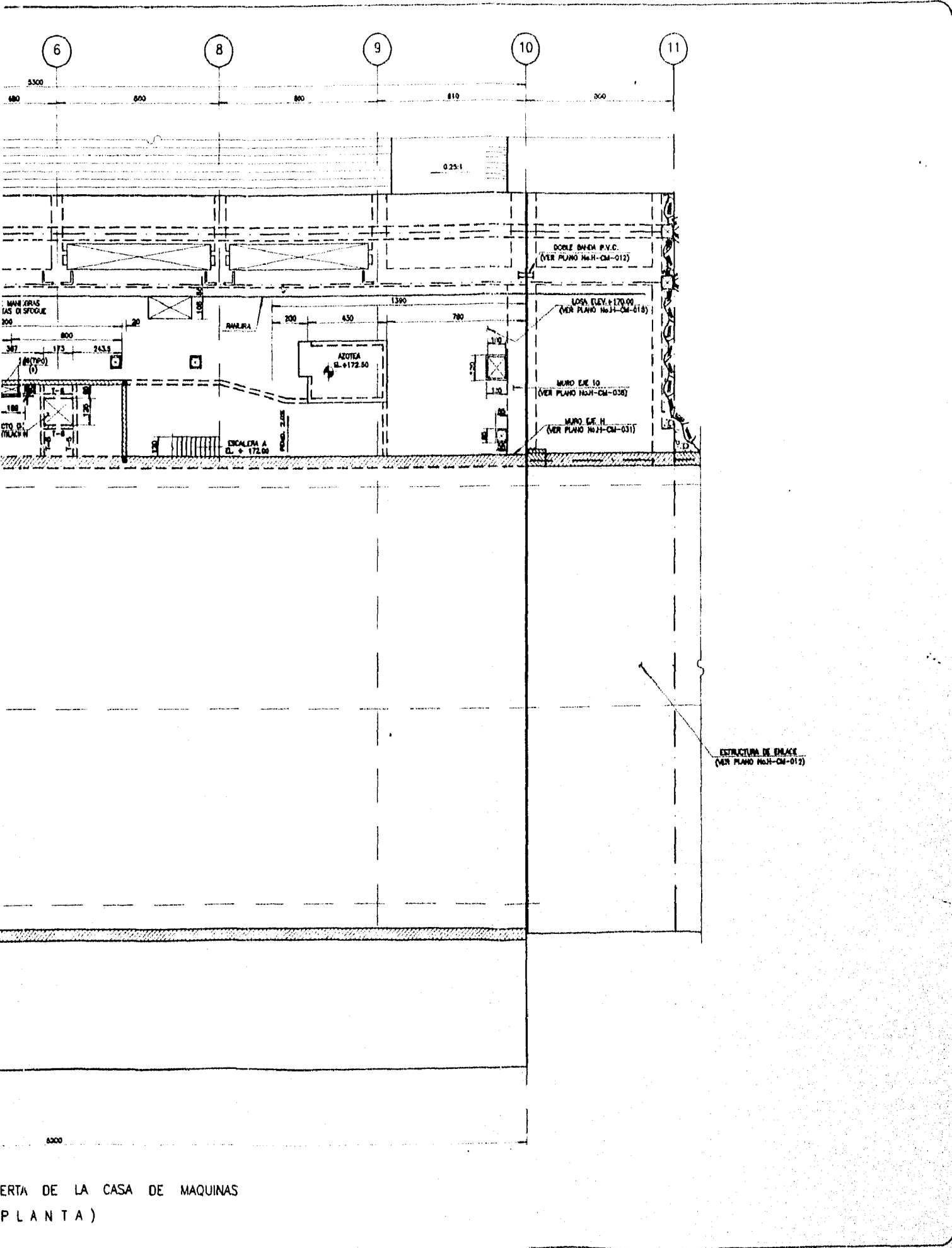


FIGURA No. 5 CUBIERTA DE LA CASA DE MAQUINAS
(PLANTA)



PLANTA DE LA CASA DE MAQUINAS
(PLANTA)

CAPITULO II. ALTERNATIVA DE CONCRETO PRESFORZADO (PRETENSADO)

2.1 NOTACION

As	Area de acero
c	Bloque de compresión
d	Peralte efectivo
Ec	Módulo de elasticidad del concreto, en kg/cm^2
E.N	Eje neutro de la sección
Es	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo, en kg/cm^2
Esp	Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo, en kg/cm^2
f'c	Resistencia a la compresión del concreto, en kg/cm^2
fcd	Esfuerzo de compresión del concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo bajo carga muerta total, excepto la carga muerta presente al aplicar la fuerza presfoezante
fcr	Esfuerzo del concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo debido a la fuerza presforzante y peso propio inmediatamente después de la transferencia
fy	Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, en kg/cm^2
fyp	Esfuerzo de fluencia del acero de presfuerzo, en kg/cm^2
I	Momento de inercia, en cm^4
Ig	Momento de inercia de la sección agrietada, en cm^4
Io	Momento de inercia parcial, en cm^4
L	Longitud de diseño del claro, en m
Mu	Momento último
MR	Momento resistente
n	Relación entre módulos de elasticidad (Es/Ec), adimensional
r	Recubrimiento
S	Módulo de sección, en cm^3
Si	Módulo de sección inferior, en cm^3
Ss	Módulo de sección superior, en cm^3
t	Espesor del firme de compresión
Te	Tensión efectiva, después de las pérdidas
Ti	Tensión inicial al tensar
Vu	Fuerza cortante última
Vcr	Fuerza cortante resistente

W	Carga distribuida
y	Distancia del centroide de la sección a alguna de sus fibras extremas
Δ_{max}	Deflexión máxima
Δ_{perm}	Deflexión permisible
γ_c	Peso volumétrico del concreto, en ton/m^3
γ_s	Peso volumétrico del acero, en ton/m^3
σ	Esfuerzo

2.2 ESTRUCTURACION

La estructuración de la Cubierta de la Casa de Máquinas para ésta alternativa, consiste en un sistema a base de traveses pretensados tipo "T" de peralte variable, $h_{max}= 1.20$ m en el centro del claro y $h_{mín}= 0.85$ m en los extremos, obteniendo con éstas variaciones de peralte una pendiente del 3 % aproximadamente. Sobre las traveses pretensadas se colocará un firme de compresión de 15 cm de espesor.

El área que se cubrirá con éstas traveses, abarca desde el paño interior del muro eje 1, hasta el eje 10, lo que significa una distancia de 52 m, por lo que se colocarán 34 traveses con un ancho de 1.53 m cada una; en el sentido corto abarca desde el muro eje F al muro eje H, entre los que existe una distancia referida a sus paños exteriores de 22.80 m (Ver figura No. 6).

Como se mencionó anteriormente las traveses pretensadas tipo "T" estarán simplemente apoyadas en los muros eje F y eje H, los cuales tienen un espesor de 0.55 m cada uno y la longitud libre que existe entre ellos (a paños interiores) es de 21.70 m. Se considerarán 0.35 m como longitud de apoyo de las traveses en cada muro, por lo que la longitud total de las traveses será de 22.40 m, pero la longitud de diseño de éstas se considerará al centro de los apoyos, por lo tanto la longitud de diseño será de 22.05 m.

Se considerarán dos etapas de trabajo de las traveses pretensadas: la primera es la etapa inicial de trabajo, en la cual se revisarán los esfuerzos en las traveses producidos por la fuerza presforzante y el peso propio de las traveses, ésta condición se revisará con la sección simple de las traveses; la segunda es la etapa final de trabajo, en la cual se revisarán los esfuerzos en las traveses producidos por la fuerza presforzante, el peso propio de las traveses, el firme de compresión, la

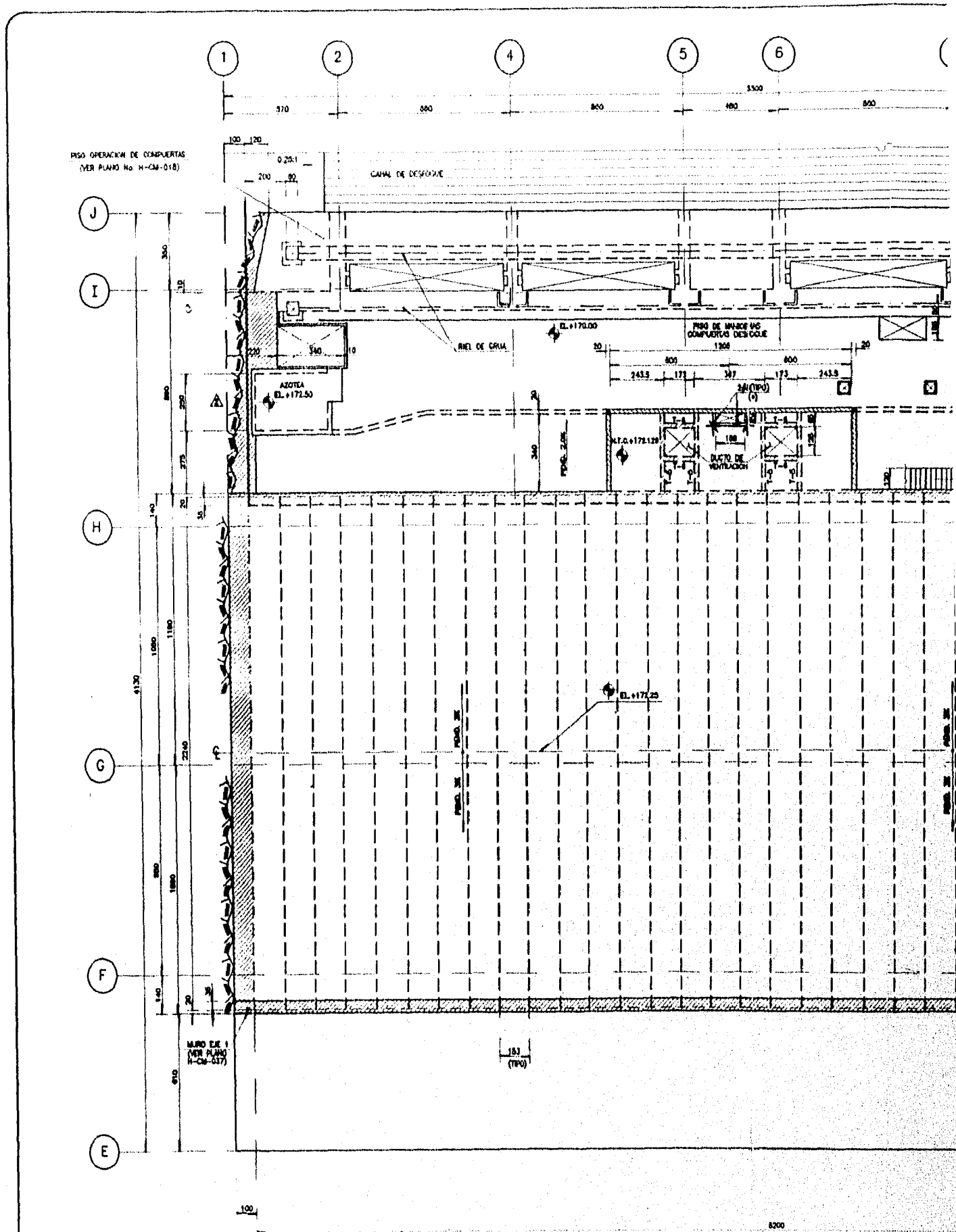


FIGURA No. 6 ESTRUCTURACION DE LA ALTERNATIVA DE CONCRETO PRESFO (PLANTA)

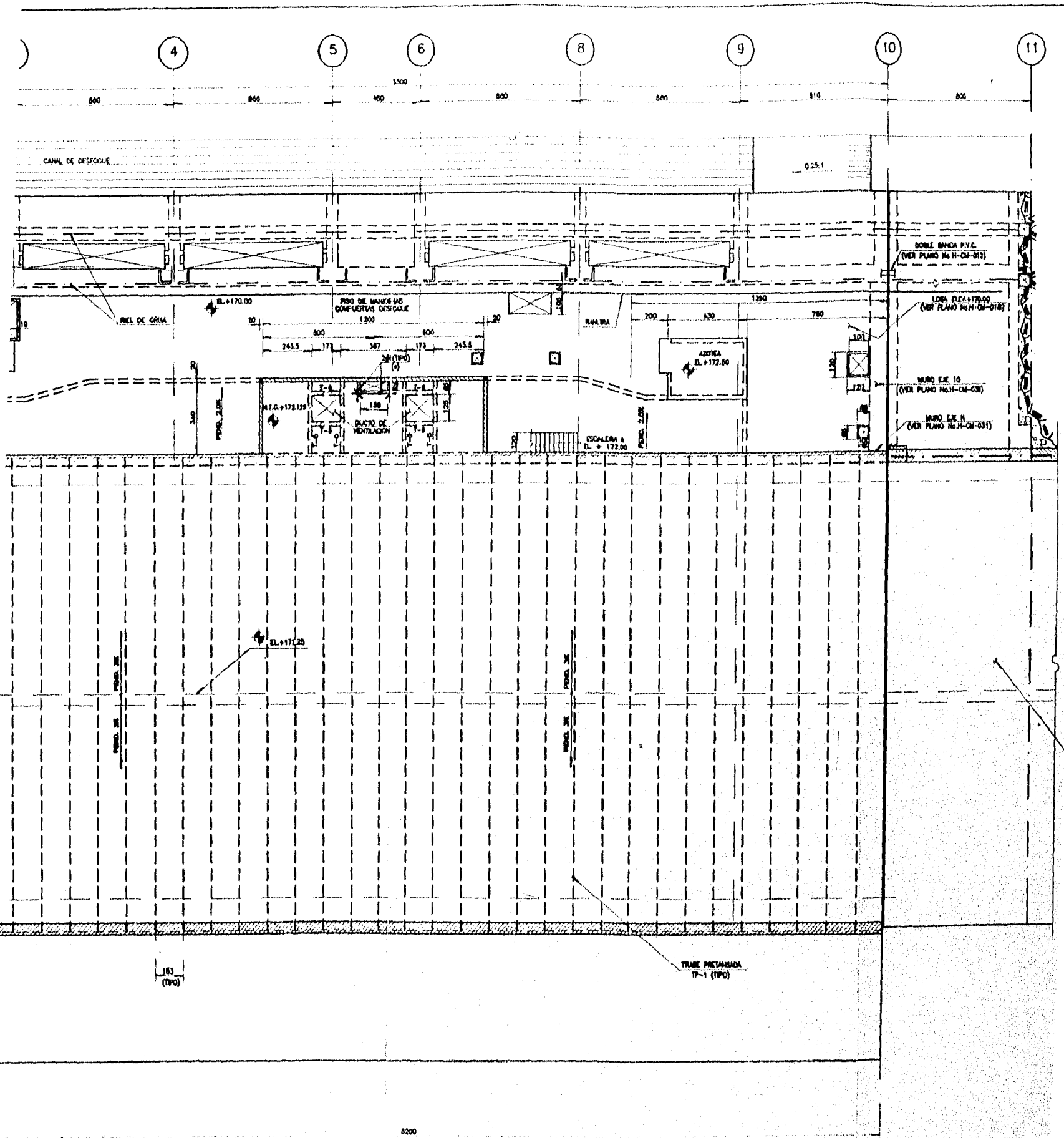


FIGURA No. 6 ESTRUCTURACION DE LA ALTERNATIVA DE CONCRETO PRESFORZADO (PRETENSADO)
(PLANTA)

8

9

10

11

800 800 810 820

0.25/1

DOBLE BANCA P.V.E.
(VER PLANO No.H-CM-012)

LOSA ELEV. +170.00
(VER PLANO No.H-CM-018)

MURO EJE 10
(VER PLANO No.H-CM-030)

MURO EJE 11
(VER PLANO No.H-CM-031)

ESCALERA A
EL. + 172.50

AZOTEA
EL. + 172.50

BAÑERA

200

150

1300

700

1.00

1.00

1.00

1.20

ESTRUCTURA DE ENLACE
(VER PLANO No.H-CM-012)

TRABE PRETENSADA
T-1 (TPO)

CONCRETO PRESFORZADO (PRETENSADO)

impermeabilización y la carga viva, ésta condición se revisará con la sección compuesta de las trabes, ya que en ésta etapa estará colado el firme de compresión y habrá alcanzado su resistencia de diseño ($f'c= 200 \text{ kg/cm}^2$), por lo que se considerará que éste actúa en conjunto con las trabes pretensadas.

2.3 TRABE PRESFORZADA TP-1 (PRETENSADA)

Debido a que las 34 trabes pretensadas tipo "T" tendrán las mismas propiedades geométricas y estarán sujetas a las mismas solicitaciones (cargas), se tipificarán y se designarán como TP-1, y solamente será necesario realizar el análisis y diseño de una de ellas.

2.3.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Se propone una sección de peralte variable de 1.20 m a 0.85 m, ancho de 1.53 m, ancho del alma de 0.20 m y espesor de patines variable de 0.08 m a 0.12 m.

Se considerarán las siguientes cargas:

Firme de concreto de 15 cm de espesor

Impermeabilización de 19.6 kg/m^2

Carga viva de 250 kg/m^2

Características de los materiales:

Concreto

$f'c= 200 \text{ kg/cm}^2$ (firme de compresión)

$f'c= 350 \text{ kg/cm}^2$ (trabes pretensadas)

$E_c= 15100 f'c^{0.5}$

$\gamma_c= 2.4 \text{ ton/m}^3$

Acero de refuerzo

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

Acero de presfuerzo

$$f_{yp} = 19000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Area de 1 torón de } \phi = 1/2", A = 0.987 \text{ cm}^2$$

El firme de compresión tendrá un espesor de 15 cm y se le colocará un armado en forma de retícula en el lecho superior de varilla del # 4 a 30 cm.

Longitud de diseño de la trabe TP-1, $L = 22.05 \text{ m}$.

Para las trabes de concreto pretensado se utilizará el método de esfuerzos permisibles.

$FR = 0.6$, factor de reducción de resistencia para flexión, después de considerar pérdidas de presfuerzo.

Para las revisiones locales de la trabe de concreto reforzado se utilizará el método de factores de carga.

$FR = 0.9$, factor de reducción de resistencia para flexión

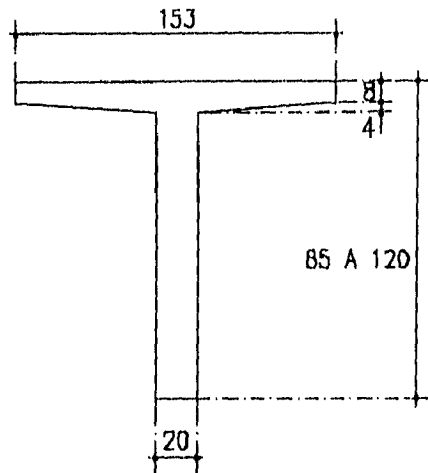
$FR = 0.85$, factor de reducción de resistencia para fuerza cortante

$FC = 1.4$, factor de cargas muertas

$FC = 1.7$, factor de cargas vivas

2.3.2 ANALISIS DE CARGAS

Este análisis se refiere a las cargas que deberá soportar la trabe TP-1 a lo largo de toda su longitud.



Peso propio (sección variable)

Area al centro del claro = 0.373 m^2 , Area en los apoyos = 0.303 m^2

$$w = \left(\frac{0.373 \cdot \text{m}^2 + 0.303 \cdot \text{m}^2}{2} \right) \cdot 2.4 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$
$$w = 0.811 \text{ ton/m}$$

Firme de compresión

$$w = (1.53 \cdot \text{m}) \cdot (0.15 \cdot \text{m}) \cdot 2.4 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$
$$w = 0.55 \text{ ton/m}$$

Impermeablización

$$w = (1.53 \cdot \text{m}) \cdot 0.0196 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$
$$w = 0.030 \text{ ton/m}$$

Carga viva

$$w = (1.53 \cdot \text{m}) \cdot 0.250 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$
$$w = 0.383 \text{ ton/m}$$

2.3.3 REVISION LOCAL DEL PATIN SUPERIOR

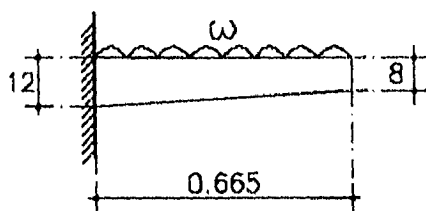
Esta revisión se realizará tomando una franja de un ancho unitario de 1 m.

Firme de concreto $w = (0.15 \cdot m) \cdot (1.0 \cdot m) \cdot 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$ $w = 0.36 \text{ ton/m}$

Impermeabilización $w = 1.0 \cdot m \cdot 0.0196 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$ $w = 0.0196 \text{ ton/m}$

Carga viva $w = 1.0 \cdot m \cdot 0.250 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$ $w = 0.250 \text{ ton/m}$

Peso propio



$$w = \left(\frac{0.12 \cdot m + 0.08 \cdot m}{2} \right) \cdot (1.0 \cdot m) \cdot 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

$$w = 0.24 \text{ ton/m}$$

Carga muerta total $w = 0.24 + 0.36 + 0.0196$ $w = 0.62 \text{ ton/m}$

2.3.3.1 FLEXION

$$M_u = \frac{(0.62 \cdot 1.4 + 0.25 \cdot 1.7) \cdot 0.665^2}{2}$$

$$M_u = 0.29 \text{ ton-m}$$

$$MR = FRbd^2f'c w(1 - 0.59w)$$

$$w = p f_y / f'c$$

$$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2 \quad b = 1.0 \text{ m} \quad FR = 0.9$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad d = 8 \text{ cm}$$

$$p = \frac{0.8475 \cdot f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 \cdot M_u}{FR \cdot b \cdot d^2 \cdot f'c}} \right)$$

$$p = \frac{0.8475 \cdot 350}{4200} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 \cdot 0.29 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 100 \cdot 8^2 \cdot 350}} \right)$$

$$p = 0.001209$$

$$p_{\text{mín}} = \frac{14}{f_y} \quad p_{\text{mín}} = 0.00333 > p$$

$$p \cdot 1.33 = 0.001209(1.33) = 0.0016 < p_{\text{mín}}, \text{ por lo tanto usamos } p = 0.0016$$

$$A_s = pbd = 0.0016(100)(8) = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$\text{Para varilla del \# 3, } 1.28 \text{ cm}^2 / 0.71 \text{ cm}^2 = 1.8 \text{ varillas/m, } 100 \text{ cm} / 1.8 = 55 \text{ cm}$$

Usar varillas # 3 a 20 cm, para revisar posteriormente la deflexión

2.3.3.2 CORTANTE

$$V_u = (0.62 \cdot 1.4 + 0.25 \cdot 1.7) \cdot 0.665 \quad V_u = 0.86 \text{ ton}$$

$$V_{cr} = FR \cdot 0.53 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'c} \quad V_{cr} = 6742 \text{ kg} = 6.742 \text{ ton}$$

$V_{cr} > V_u$ (BIEN)

2.3.3.3 REFUERZO POR CONTRACCION Y TEMPERATURA

$$h = \frac{12 + 8}{2} \quad h = 10 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.0018 \cdot b \cdot h \quad A_s = 0.0018 \cdot 100 \cdot 10 \quad A_s = 1.8 \text{ cm}^2$$

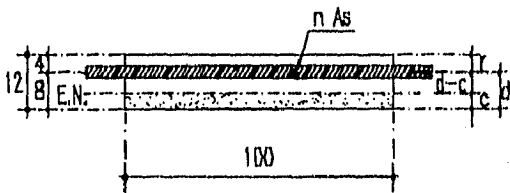
Para varilla del # 3, $1.8 \text{ cm}^2 / 0.71 \text{ cm}^2 = 2.54$ varillas/m, $100 \text{ cm} / 2.54 = 39 \text{ cm}$

Usar varillas # 3 a 20 cm, para revisar posteriormente la deflexión

2.3.3.4 DEFLEXION

Para la revisión de la deflexión se tomará en cuenta la sección transformada agrietada y para el cálculo de la deflexión diferida se considerará que la carga viva sostenida es el 50 % de la carga viva total

Sección transformada agrietada (lg).



$$E_s = 2.039 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 15100 \cdot \sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad n = 7.218$$

$$A_s = \# 3 \text{ a } 30 / \text{m}$$

$$A_s = 3.55 \text{ cm}^2$$

Tomamos momentos con respecto al eje neutro de la sección, para determinar el bloque de compresión (c).

$$bc(c/2) = nA_s(d-c)$$

$$100c^2/2 = 7.218(3.55)(8-c)$$

$$50c^2 + 25.624c - 204.991 = 0$$

$$c = 1.78 \text{ cm}$$

$$I_g := \frac{b \cdot c^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - c)^2$$

$$I_g = \frac{100 \cdot 1.78^3}{3} + 7.218 \cdot (3.55) \cdot (8 - 1.78)^2$$

$$I_g = 1179.339 \text{ cm}^4$$

Deflexión diferida, bajo la carga muerta + la carga viva sostenida (50% de la carga viva total).

$$\epsilon := 2 \quad \rho := 0 \quad (\text{cuantía en compresión de la sección})$$

$$\lambda := \frac{\epsilon}{1 + 50 \cdot \rho}$$

$$\lambda := \frac{2}{1 + 50 \cdot (0)} \quad \lambda = 2$$

$$\text{Carga viva sostenida} \quad w := 0.250 \cdot (0.50) \quad w = 0.125 \text{ ton/m} \quad L := 22.05 \text{ m}$$

$$\Delta_{dif} := \frac{w \cdot L^4}{8 \cdot (E_c) \cdot (I_g)} \cdot \lambda$$

$$\Delta_{dif} = \frac{(6.2 + 1.25) \cdot 66.5^4}{8 \cdot (15100 \cdot \sqrt{350}) \cdot (1179.339)} \cdot 2 \quad \Delta_{dif} = 0.109 \text{ cm}$$

Deflexión inmediata, bajo la carga viva total

$$\Delta_{inm} := \frac{(2.5) \cdot 66.5^4}{8 \cdot (15100 \cdot \sqrt{350}) \cdot (1179.339)} \quad \Delta_{inm} = 0.018 \text{ cm}$$

Deflexión total

$$\Delta_{tot} := \Delta_{dif} + \Delta_{inm} \quad \Delta_{tot} = 0.128 \text{ cm}$$

Deflexión permisible $l := 66.5$

$$\Delta_{perm} := \frac{l}{480} \quad \Delta_{perm} = 0.139 \text{ cm}$$

$$\Delta_{perm} > \Delta_{tot} \quad (\text{BIEN})$$

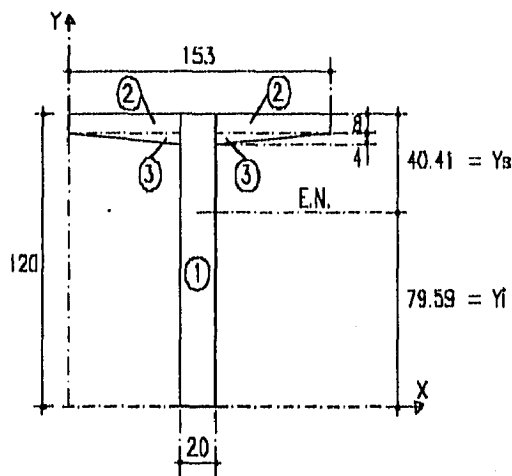
2.3.4 PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SECCION AL CENTRO DEL CLARO

Se determinarán las propiedades geométricas de la sección simple y la sección compuesta, para revisar las diferentes etapas de trabajo de la viga: etapa inicial y etapa final de trabajo. Estas propiedades geométricas se determinarán utilizando el teorema de los ejes paralelos:

$$I = I_0 + Ad^2$$

$$S = I/C$$

2.3.4.1 SECCION SIMPLE (en cm)

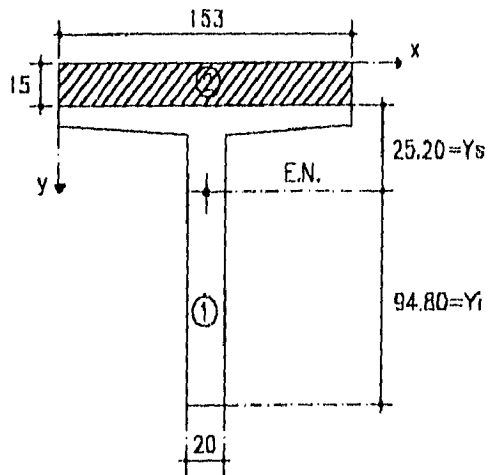


ELEM	A	y	Ay	d	Ad ²	I ₀
1	2400	60	144000	19.59	921043	2880000
2	1064	116	123424	36.41	1410532	5675
3	266	110.7	29446.2	31.11	257443	236
<hr/>						
	3730		296870.2		2589018	2885911

$$YI = 79.59 \text{ cm} \quad I = 5474929 \text{ cm}^4 \quad SI = 68789.1 \text{ cm}^3 = 0.0687891 \text{ m}^3$$

$$Ys = 40.41 \text{ cm} \quad Ss = 135484.5 \text{ cm}^3 = 0.1354845 \text{ m}^3$$

2.3.4.2 SECCION COMPUESTA (en cm)



Debido a que la resistencia a la compresión de el firme es diferente a la de la trabe TP-1, se debe calcular un ancho equivalente de el firme de compresión, éste ancho se puede evaluar con la siguiente expresión:

$$b_{\text{equival}} = 153 \cdot \sqrt{\frac{200}{350}} \quad b_{\text{equival}} = 115.66 \text{ cm}$$

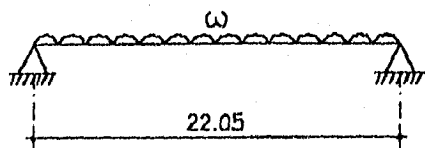
ELEM	A	y	Ay	d	Ad ²	I _o
1	3730	40.41	150729	15.21	862913	5474929
2	1735	-7.5	-13012	32.70	1855218	32529
-----		-----		-----		-----
	5465		137717		2718131	5507458

$$Y_{sc} = 25.20 \text{ cm} \quad I_c = 8225589 \text{ cm}^4 \quad S_{sc} = 326412.3 \text{ cm}^3 = 0.3264123 \text{ m}^3$$

$$Y_{ic} = 94.80 \text{ cm} \quad S_{ic} = 86767.8 \text{ cm}^3 = 0.0867678 \text{ m}^3$$

2.3.5 ELEMENTOS MECANICOS MAXIMOS

Como se mencionó anteriormente, las trabes pretensadas TP-1 se analizarán y diseñarán como vigas simplemente apoyadas.



Peso propio

$$M_{\max} = \frac{(0.811) \cdot 22.05^2}{8} \quad M_{\max} = 49.289 \text{ ton-m}$$

$$V_{\max} = \frac{(0.811) \cdot 22.05}{2} \quad V_{\max} = 8.941 \text{ ton-m}$$

Firme de compresión

$$M_{\max} = \frac{(0.55) \cdot 22.05^2}{8} \quad M_{\max} = 33.426 \text{ ton-m}$$

$$V_{\max} = \frac{(0.55) \cdot 22.05}{2} \quad V_{\max} = 6.064 \text{ ton-m}$$

Impermeabilización

$$M_{\max} = \frac{(0.030) \cdot 22.05^2}{8} \quad M_{\max} = 1.823 \text{ ton-m}$$

$$V_{\max} = \frac{(0.030) \cdot 22.05}{2} \quad V_{\max} = 0.331 \text{ ton-m}$$

Carga viva

$$M_{\max} = \frac{(0.383) \cdot 22.05^2}{8} \quad M_{\max} = 23.277 \text{ ton-m}$$

$$V_{\max} = \frac{(0.383) \cdot 22.05}{2} \quad V_{\max} = 4.223 \text{ ton-m}$$

2.3.6 CALCULO DE ESFUERZOS AL CENTRO DEL CLARO

Esfuerzos en las fibras superior e inferior de la trabe TP-1, debidos a las cargas actuantes (en ton/m²).

esfuerzo = M / S se utilizará el módulo de sección correspondiente para cada caso.

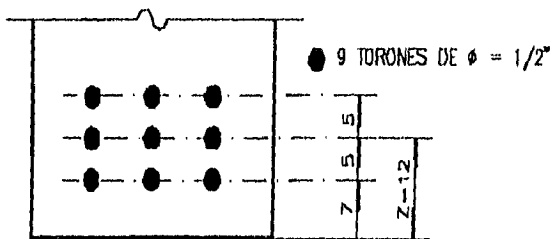
	FIBRA SUPERIOR	FIBRA INFERIOR
	PARCIAL	ACUMULADO
PESO PROPIO	363.80	-716.52
FIRME	246.71	-458.92
IMPERMEABILIZANTE	5.58	-21.01
CARGA VIVA	71.31	-268.27
	687.40	-1491.72

Esfuerzos efectivos producidos por la "FUERZA PRESFORZANTE"

Se proponen 9 torones de $\phi = 1/2"$, Area = 0.987 cm² cada torón.

Tensión efectiva (Te) $Te = FR Ap Fyp$

$Te = 0.6 \cdot (9) \cdot (0.987) \cdot (19)$ $Te = 101.27 \text{ ton}$



La excentricidad (e) se calcula como la Yi de la sección simple menos la distancia z; es decir, la distancia del eje neutro de la sección al centroide del acero de presfuerzo.

$$e = 79.59 - 12$$

$$e = 67.59 \text{ cm}$$

Utilizando la fórmula de la escuadría:

$$\sigma_s = Te \left(\frac{1}{A} - \frac{e}{S_s} \right)$$

$$\sigma_s = 101.27 \cdot \left(\frac{1}{0.373} - \frac{0.6759}{0.1354845} \right) \quad \sigma_s = -233.71 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_j = Te \left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S_i} \right)$$

$$\sigma_j = 101.27 \cdot \left(\frac{1}{0.373} + \frac{0.6759}{0.0687891} \right) \quad \sigma_j = 1266.55 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzos Iniciales

Cálculo de pérdidas

a) Pérdida por contracción en el concreto (Cc) (en Mpa)

$$Cc = 117.21 - 1.034 HR = 117.21 - 1.034 (50) = 65.51 \text{ Mpa} = 65.51 (10.2) = 668.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$Cc = 6682 \text{ ton/m}^2$$

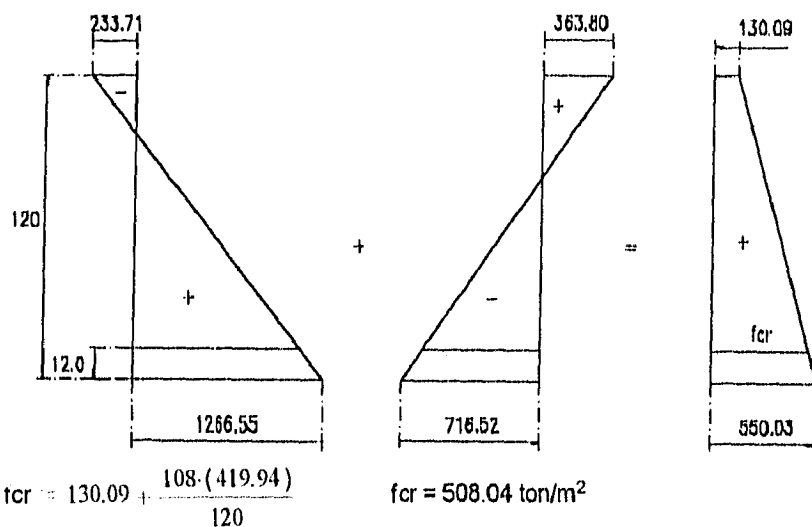
HR = promedio de la humedad relativa anual

b) Pérdida por acortamiento elástico (AE)

$$AE = \frac{Esp}{Ec} fcr$$

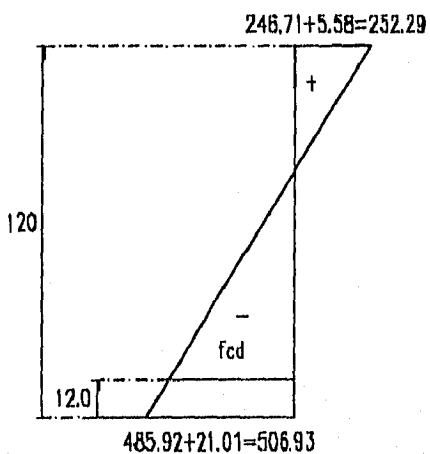
$$AE = \frac{1968600}{282495} (508.04) \quad AE = 3540.34 \text{ ton/m}^2$$

Cálculo de fcr



c) Pérdida por escurrimiento plástico del concreto (CRc)

$$CRc = 12 fcr - 7 fcd$$



$$fcd = \frac{(252.29 + 506.93) \cdot (108)}{120} - 252.29$$

$$fcd = 431.01 \text{ ton/m}^2$$

$$CRc = 12 (508.04) - 7 (431.01) = 3079.41 \text{ ton/m}^2$$

d) Pérdida por relajación del acero (CRs)

$$CRs = 137.9 - 0.4 AE - 0.2 (Cc + CRs)$$

$$CRs = 137.9 (10.2)(10) - 0.4 (3540.34) - 0.2 (6682+3079.41) = 10697.38 \text{ ton/m}^2$$

$$SUMA DE PERDIADS = 6682 + 3540.34 + 3079.41 + 10697.38 = 23999.13 \text{ ton/m}^2$$

$$SUMA DE PERDIDAS = 2399.91 \text{ kg/cm}^2$$

Pérdida de tensión total

$$T = 2399.91(0.987)(9) = 21318 \text{ kg} = 21.318 \text{ ton}$$

Esta pérdida representa el 21.05 % de la tensión efectiva

Tensión inicial al tensar (total)

$$Ti = 101.27 + 21.318 = 122.588 \text{ ton}$$

Esfuerzo inicial al tensar

$$\sigma_i = \frac{122.588 \cdot (1000)}{9 \cdot (0.987)} \quad \sigma_i = 13800.29 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos iniciales en la sección por presfuerzo

$$\sigma_{si} := -233.71 \cdot (1.2105) \quad \sigma_{si} := -282.91 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{ji} := -1266.55 \cdot (1.2105) \quad \sigma_{ji} := 1533.16 \text{ ton/m}^2$$

2.3.7 ESFUERZOS PERMISIBLES

El valor de f_c debe estar en MPa

TEMPORALES (INICIALES)

$$\text{COMPRESION} = 0.60 f_c = 20.5 \text{ MPa} = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{TENSION} &= 0.249 (f_c^{0.5}) = 1.458 \text{ MPa} = 14.9 \text{ kg/cm}^2 \text{ (*)} \\ &= 0.623 (f_c^{0.5}) = 3.65 \text{ MPa} = 37.2 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

PERMANENTES (FINALES)

$$\text{COMPRESION} = 0.40 f_c = 13.7 \text{ MPa} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{TENSION} = 0.498 (f_c^{0.5}) = 2.92 \text{ MPa} = 29.76 \text{ kg/cm}^2$$

(*) Sin refuerzo de adherencia

2.3.8 REVISION DE ESFUERZOS AL CENTRO DEL CLARO

PERMANENTES (FINALES)

$$\text{FIBRA SUPERIOR} = 687.40 - 233.71 = 453.69 < 1400 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{BIEN})$$

$$\text{FIBRA INFERIOR} = -1491.72 + 1266.55 = 225.17 < 297.6 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{BIEN}) \text{ (+)}$$

TEMPORALES (INICIALES)

$$\text{FIBRA SUPERIOR} = 363.80 - 282.91 = 80.89 < 2100 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{BIEN})$$

$$\text{FIBRA INFERIOR} = -716.52 + 1533.16 = 816.64 < 2100 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{BIEN})$$

(+) Valor absoluto

Los esfuerzos permanentes son debidos a las cargas actuantes (peso propio, firme, impermeabilización y carga viva) y a la fuerza efectiva de presfuerzo (tensión).

Los esfuerzos temporales son debidos a el peso propio y a la fuerza inicial de presfuerzo (tensión inicial al tensar).

2.3.9 DISEÑO POR CORTANTE

La fuerza cortante máxima se localiza en los extremos de las trabes.

Esfuerzo cortante que toma el concreto, $h_{\text{extremo}} = 85 \text{ cm}$, $d = 80 \text{ cm}$

$$V_{cr} = 0.16 f'c^{0.5} b w d = 0.16 (350^{0.5}) (20) (80) = 4789 \text{ kg} = 4.789 \text{ ton}$$

Pero V_{cr} no se considerará menor que:

$$V_{cr} = FR 0.53 f'c^{0.5} b w d = 0.85 (0.53) (350^{0.5}) (20) (80) = 13485 \text{ kg} = 13.485 \text{ ton}$$

Ni mayor que:

$$V_{cr} = 1.3 f'c^{0.5} b w d = 1.3 (350^{0.5}) (20) (80) = 38913 \text{ kg} = 38.913 \text{ ton}$$

Cortante actuante último (ver 2.2.5 ELEMENTOS MECANICOS MAXIMOS)

$$V_u = (8.941 + 6.064 + 0.331) 1.4 + (4.233) 1.7 = 28.65 \text{ ton}$$

Area de acero mínima

$$A_{v\text{mín}} = \frac{3.5 b w S}{f_y} \quad S = \text{separación de estribos, utilizando varillas \# 4}$$

$$S_{\text{mín}} = \frac{1.27 \cdot (2) \cdot (4200)}{3.5 \cdot (20)} \quad S_{\text{mín}} = 152.4 \text{ cm, se colocan Estribos del \# 4 @ 30 cm}$$

Area de acero necesaria (estribos)

$$V_s = V_u - V_{cr} = 28.65 - 13.485 = 15.165 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{S} \quad \text{proponemos } S = 30 \text{ cm, para varilla \# 4} \quad A_v = 2 (1.27) = 2.54 \text{ cm}^2$$

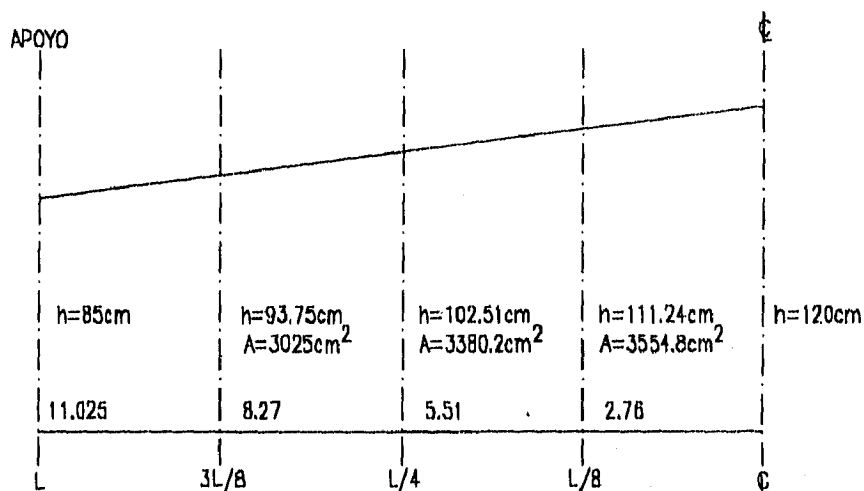
$$A_v = \frac{15.165 \cdot (1000) \cdot (30)}{4200 \cdot (80)} \quad A_v = 1.35 \text{ cm}^2 < 2.54 \text{ cm}^2 \quad \text{Se colocan E \# 4 @ 30 cm}$$

2.3.10 DESADHERENCIA DE TORONES

La fuerza presforzante es constante en toda la longitud de la trabe y debido a que la misma está simplemente apoyada, los esfuerzos máximos se localizan en el centro del claro y disminuyen gradualmente hacia los apoyos. Por lo anterior es necesario desadherir torones en algunas secciones de la trabe y revisar los esfuerzos en dichas secciones. Se recomienda solamente adherir el 40 % aproximadamente de los torones en los apoyos.

Longitud de desadherencia de torones.

Sección	CL	9 torones adheridos
Sección	L/8	9 torones adheridos
Sección	L/4	7 torones adheridos
Sección	3L/8	5 torones adheridos
Sección	L	3 torones adheridos



Propiedades geométricas.

Sección simple	Y _i (cm)	Y _s (cm)	I (cm ⁴)	S _i (cm ³)	S _s (cm ³)
3L/8	0.642	0.295	0.0274533	0.0427488	0.0929674
L/4	0.694	0.331	0.0352831	0.0508182	0.1066598
L/8	0.745	0.367	0.0443351	0.0594862	0.1207711

Sección compuesta	Y _{ic} (cm)	Y _{sc} (cm)	I _c (cm ⁴)	S _{ic} (cm ³)	S _{sc} (cm ³)
3L/8	0.772	0.165	0.0432130	0.0559609	0.2614219
L/4	0.832	0.193	0.0544873	0.0654974	0.2820254
L/8	0.890	0.222	0.0674480	0.0757587	0.3036831

Revisión a L/8 , x = 8.265 m

$$M = \frac{w L x}{2} - \frac{w x^2}{2}$$

Peso propio

$$M_{max} = \frac{(0.811) \cdot (22.05) \cdot (8.265)}{2} - \frac{(0.811) \cdot 8.265^2}{2} \quad M_{max} = 46.20 \text{ ton-m}$$

Firme de compresión

$$M_{max} = \frac{(0.55) \cdot (22.05) \cdot (8.265)}{2} - \frac{(0.55) \cdot 8.265^2}{2} \quad M_{max} = 31.33 \text{ ton-m}$$

Impermeabilización

$$M_{max} = \frac{(0.030) \cdot (22.05) \cdot (8.265)}{2} - \frac{(0.030) \cdot 8.265^2}{2} \quad M_{max} = 1.71 \text{ ton-m}$$

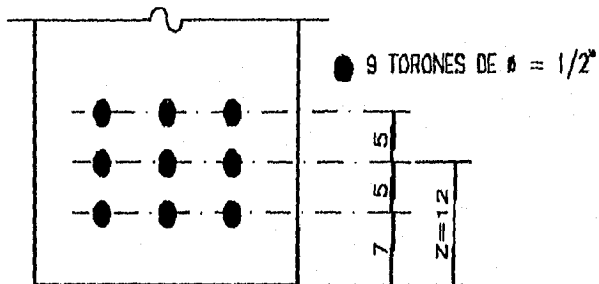
Carga viva

$$M_{max} = \frac{(0.383) \cdot (22.05) \cdot (8.265)}{2} - \frac{(0.383) \cdot 8.265^2}{2} \quad M_{max} = 21.82 \text{ ton-m}$$

Cálculo de esfuerzos (en ton/m²)

	FIBRA SUPERIOR	FIBRA INFERIOR
	PARCIAL ACUMULADO	PARCIAL ACUMULADO
PESO PROPIO	382.54	-776.65
FIRME	259.42	-526.68
IMPERMEABILIZANTE	5.63	-22.57
CARGA VIVA	71.85	-288.02
	719.44	-1613.92

Presfuerzo



$$\sigma_s = 101.27 \cdot \left(\frac{1}{0.35548} - \frac{0.625}{0.1207711} \right) \quad \sigma_s = -239.20 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_j = 101.27 \cdot \left(\frac{1}{0.35548} + \frac{0.625}{0.0594862} \right) \quad \sigma_j = 1348.89 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzos iniciales por presfuerzo

$$\sigma_{sj} = -239.20 \cdot (1.2105) \quad \sigma_{sj} = -289.55 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{sj} = 1348.89 \cdot (1.2105) \quad \sigma_{sj} = 1632.83 \text{ ton/m}^2$$

Revisión de esfuerzos

Permanentes

$$\text{Fibra superior} = 719.44 - 239.20 = 480.24 < 1400 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Fibra inferior} = -1613.92 + 1348.89 = 265.03 < 297.6 \text{ ton/m}^2 \quad (+)$$

Temporales

$$\text{Fibra superior} = 382.54 - 289.55 = 92.99 < 2100 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Fibra inferior} = -776.65 + 1632.83 = 856.18 < 2100 \text{ ton/m}^2$$

(+) Valor absoluto

Revisión a L/4, $x = 5.515 \text{ m}$

$$M = \frac{w L x}{2} - \frac{w x^2}{2}$$

Peso propio

$$M_{\max} = \frac{(0.811) \cdot (22.05) \cdot (5.515)}{2} - \frac{(0.811) \cdot 5.515^2}{2} \quad M_{\max} = 36.98 \text{ ton-m}$$

Firme de compresión

$$M_{\max} = \frac{(0.55) \cdot (22.05) \cdot (5.515)}{2} - \frac{(0.55) \cdot 5.515^2}{2} \quad M_{\max} = 25.08 \text{ ton-m}$$

Impermeabilización

$$M_{\max} = \frac{(0.030) \cdot (22.05) \cdot (5.515)}{2} - \frac{(0.030) \cdot 5.515^2}{2} \quad M_{\max} = 1.37 \text{ ton-m}$$

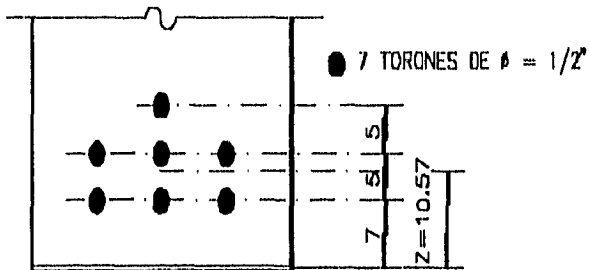
Carga viva

$$M_{\max} = \frac{(0.383) \cdot (22.05) \cdot (5.515)}{2} + \frac{(0.383) \cdot 5.515^2}{2} \quad M_{\max} = 17.46 \text{ ton-m}$$

Cálculo de esfuerzos (en ton/m²)

	FIBRA SUPERIOR	FIBRA INFERIOR		
	PARCIAL	ACUMULADO	PARCIAL	ACUMULADO
PESO PROPIO	345.87		-725.92	
FIRME	235.14		-493.52	
IMPERMEABILIZANTE	4.86		-20.92	
CARGA VIVA	61.91		-266.58	
		647.78		-1500.94

Presfuerzo $e = 69.4 - 10.57 = 58.83 \text{ cm}$



$$\sigma_s = 101.27 \cdot \left(\frac{1}{0.33802} - \frac{0.5883}{0.1066598} \right) \quad \sigma_s = -258.97 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_i = 101.27 \cdot \left(\frac{1}{0.33802} + \frac{0.5883}{0.0508182} \right) \quad \sigma_i = 1471.96 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzos iniciales por presfuerzo

$$\sigma_{sj} = -258.97 \cdot (1.2105) \quad \sigma_{sj} = -313.48 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{si} = 1471.96 \cdot (1.2105) \quad \sigma_{si} = 1781.81 \text{ ton/m}^2$$

Revisión de esfuerzos

Permanentes

$$\text{Fibra superior} = 647.78 - 258.97 = 388.81 < 1400 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Fibra inferior} = -1500.94 + 1471.96 = 28.98 < 297.6 \text{ ton/m}^2 \quad (+)$$

Temporales

$$\text{Fibra superior} = 345.87 - 313.48 = 32.39 < 2100 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Fibra inferior} = -725.92 + 1781.81 = 1028.89 < 2100 \text{ ton/m}^2$$

(+) Valor absoluto

Revisión a 3L/8, x = 2.755 m

$$M = \frac{w L x}{2} - \frac{w x^2}{2}$$

Peso propio

$$M_{\max} := \frac{(0.811) \cdot (22.05) \cdot (2.755)}{2} - \frac{(0.811) \cdot 2.755^2}{2} \quad M_{\max} = 21.56 \text{ ton-m}$$

Firme de compresión

$$M_{\max} := \frac{(0.55) \cdot (22.05) \cdot (2.755)}{2} - \frac{(0.55) \cdot 2.755^2}{2} \quad M_{\max} = 14.62 \text{ ton-m}$$

Impermeabilización

$$M_{\max} := \frac{(0.030) \cdot (22.05) \cdot (2.755)}{2} - \frac{(0.030) \cdot 2.755^2}{2} \quad M_{\max} = 0.80 \text{ ton-m}$$

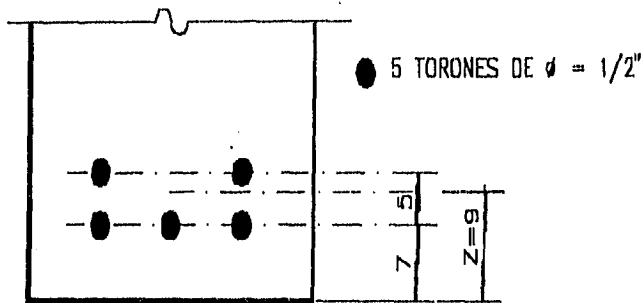
Carga viva

$$M_{\max} := \frac{(0.383) \cdot (22.05) \cdot (2.755)}{2} - \frac{(0.383) \cdot 2.755^2}{2} \quad M_{\max} = 10.18 \text{ ton-m}$$

Cálculo de esfuerzos (en ton/m²)

	FIBRA SUPERIOR		FIBRA INFERIOR	
	PARCIAL	ACUMULADO	PARCIAL	ACUMULADO
PESO PROPIO	231.91		-504.34	
FIRME	157.26		-341.99	
IMPERMEABILIZANTE	3.06		-14.30	
CARGA VIVA	38.94		-181.91	
		431.17		-1042.54

Presfuerzo e = 64.2 - 9 e = 55.2 cm



$$\sigma_s = 101.27 \cdot \left(\frac{1}{0.3025} - \frac{0.552}{0.0929674} \right) \quad \sigma_s = -266.52 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_i = 101.27 \cdot \left(\frac{1}{0.3025} + \frac{0.552}{0.0427488} \right) \quad \sigma_i = 1642.44 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzos iniciales por presfuerzo

$$\sigma_{sj} = -266.52 \cdot (1.2105) \quad \sigma_{sj} = -322.62 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{si} = 1642.44 \cdot (1.2105) \quad \sigma_{si} = 1988.17 \text{ ton/m}^2$$

Revisión de esfuerzos

Permanentes

$$\text{Fibra superior} = 431.17 - 266.52 = 164.65 < 1400 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Fibra inferior} = -1042.54 + 1642.44 = 599.90 < 297.6 \text{ ton/m}^2$$

Temporales

$$\text{Fibra superior} = 231.91 - 322.62 = 90.71 < 372 \text{ ton/m}^2 \quad (+)$$

$$\text{Fibra inferior} = -504.34 + 1988.17 = 1483.83 < 2100 \text{ ton/m}^2$$

(+) Valor absoluto

Los esfuerzos actuantes (permanentes y temporales) en todas las secciones revisadas son menores a los permisibles, por lo que los 9 torones y las longitudes de desadherencia propuestas son eficientes.

2.3.11 CALCULO DE DEFLEXIONES

Para condiciones iniciales (peso propio)

$$E_c = 15100 \cdot \sqrt{f'c} \quad E_c = 282495 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 5474929 \text{ cm}^2$$

Peso propio

$$\Delta := \frac{5 \cdot w \cdot L^4}{384 \cdot E_c \cdot I}$$

$$\Delta := \frac{(5) \cdot (8.11) \cdot 2205^4}{384 \cdot (282495) \cdot (5474929)} \quad \Delta = 1.61 \text{ cm}$$

Deformación debida al presfuerzo, $M = T_i(e)$ $M := 122588 \cdot (67.59)$

$$\Delta := \frac{5 \cdot M \cdot L^2}{48 \cdot E_c \cdot I}$$

$$\Delta := \frac{(5) \cdot (122588 \cdot 67.59) \cdot 2205^2}{48 \cdot (282495) \cdot (5474929)} \quad \Delta = -2.71 \text{ cm}$$

Se presenta una deflexión en la fibra superior de:

$$\Delta := 1.61 - 2.71 \quad \Delta = -1.10 \text{ cm}$$

Para condiciones de servicio

carga muerta total + carga viva

$$\Delta := \frac{(5) \cdot (8.11 + 5.5 + 0.30 + 3.83) \cdot 2205^4}{384 \cdot (282495) \cdot (5474929)} \quad \Delta = 3.53 \text{ cm}$$

Deformación debida al presfuerzo, $M = T_e(e)$ $M := 101270 \cdot (67.59)$

$$\Delta := \frac{(5) \cdot (101270 \cdot 67.59) \cdot 2205^2}{48 \cdot (282495) \cdot (5474929)} \quad \Delta = -2.24 \text{ cm}$$

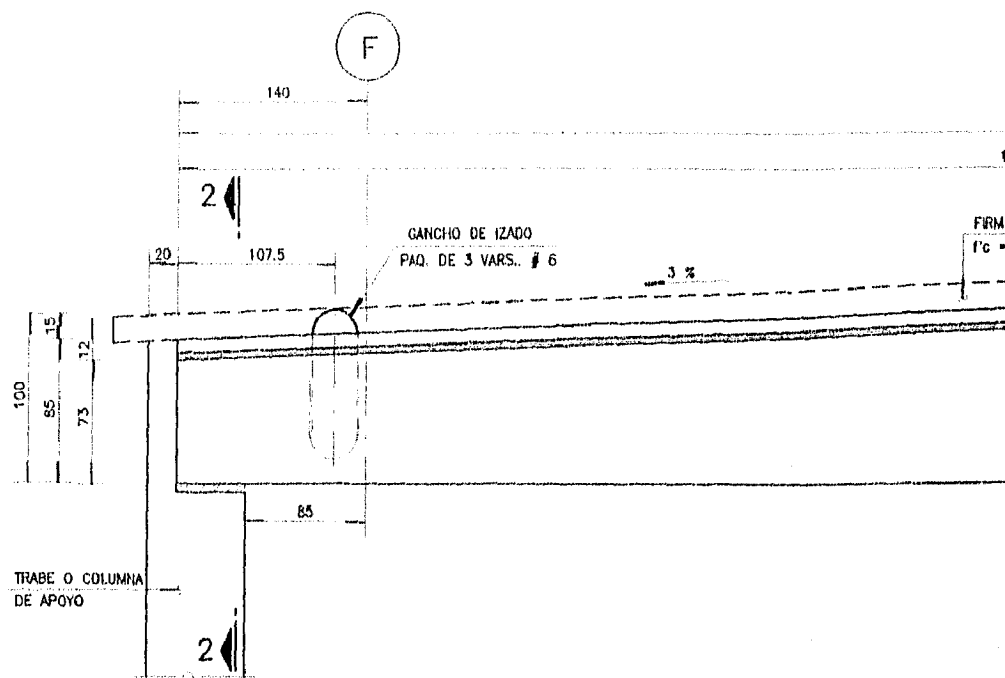
Se presenta una deflexión en la fibra inferior de:

$$\Delta := 3.53 - 2.24 \quad \Delta = 1.29 \text{ cm}$$

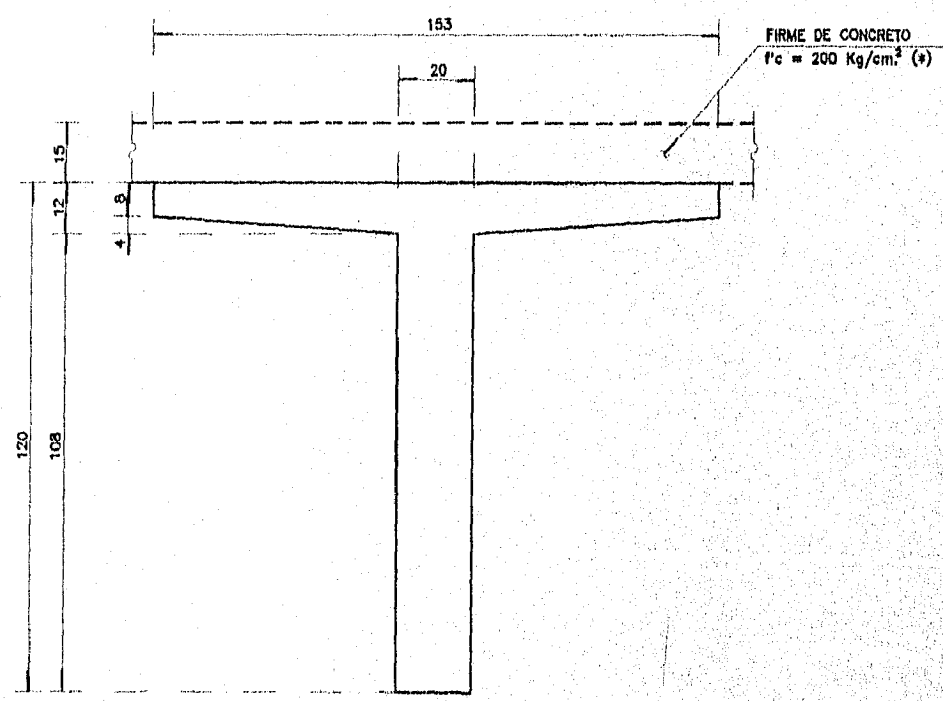
Deflexión permisible

$$\Delta_p := \frac{L}{480}$$

$$\Delta_p := \frac{2205}{480} \quad \Delta_p = 4.59 \text{ cm} > \Delta \quad (\text{BIEN})$$

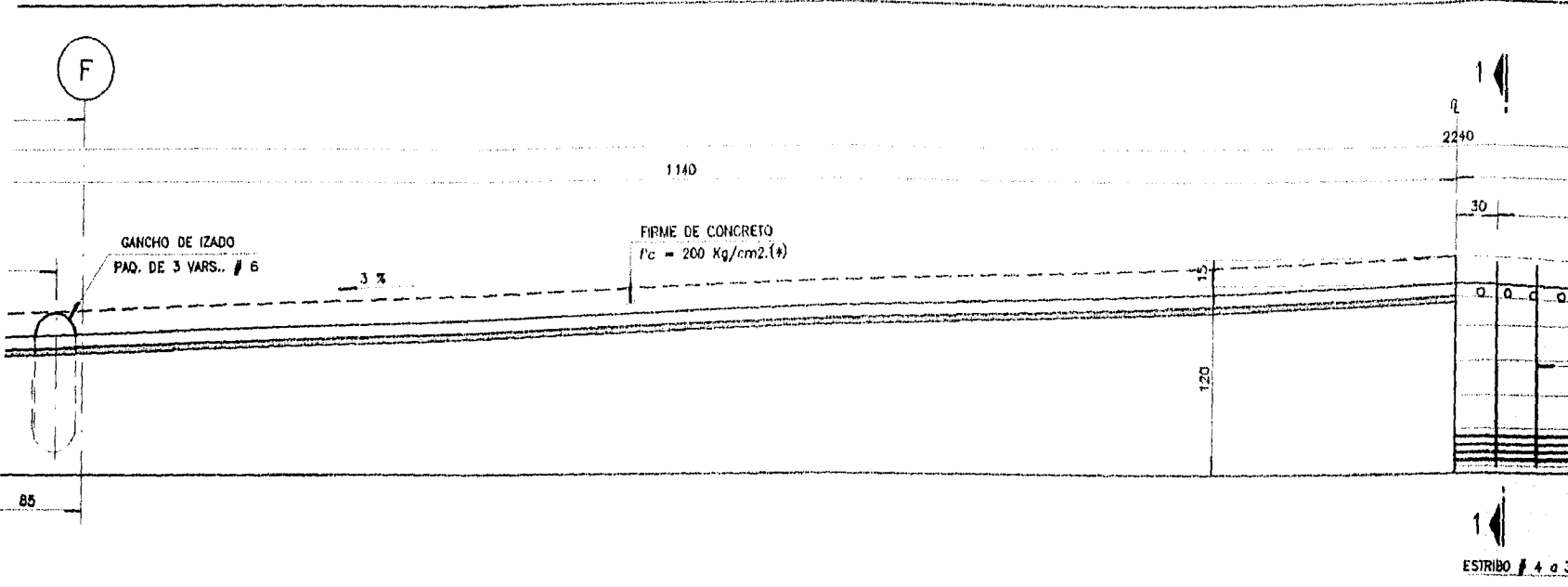


D I M E N



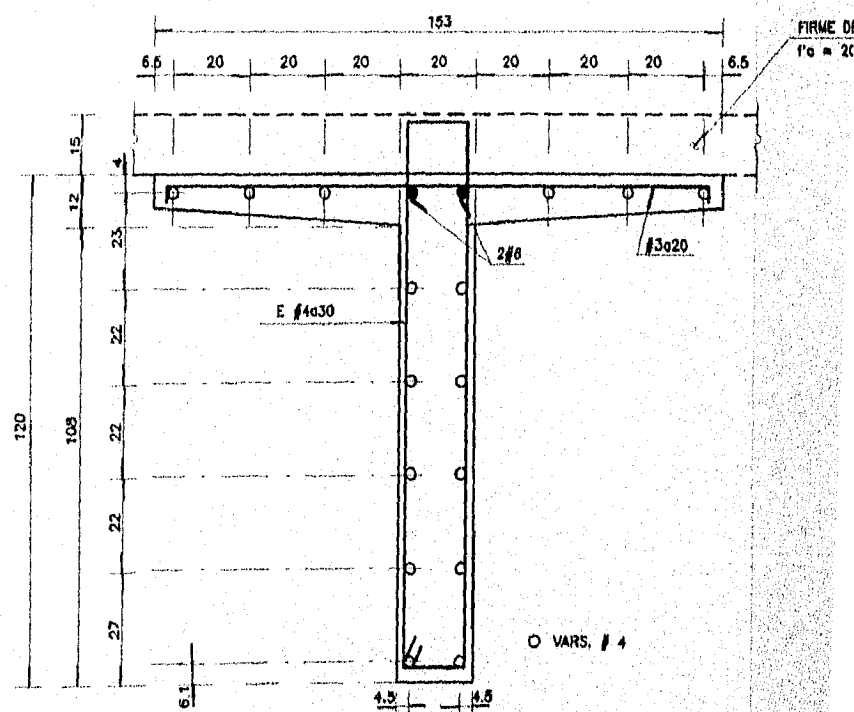
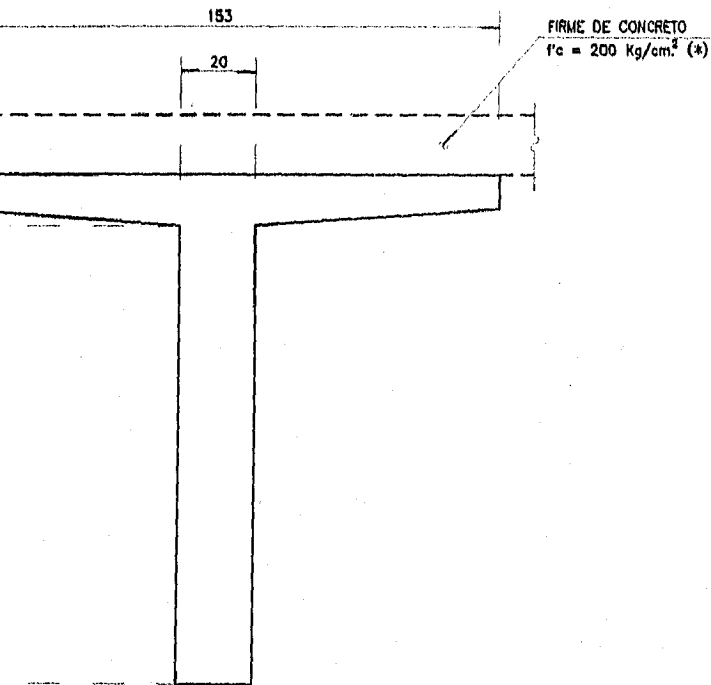
D I M E N S I O N E S

C O R T



D I M E N S I O N E S

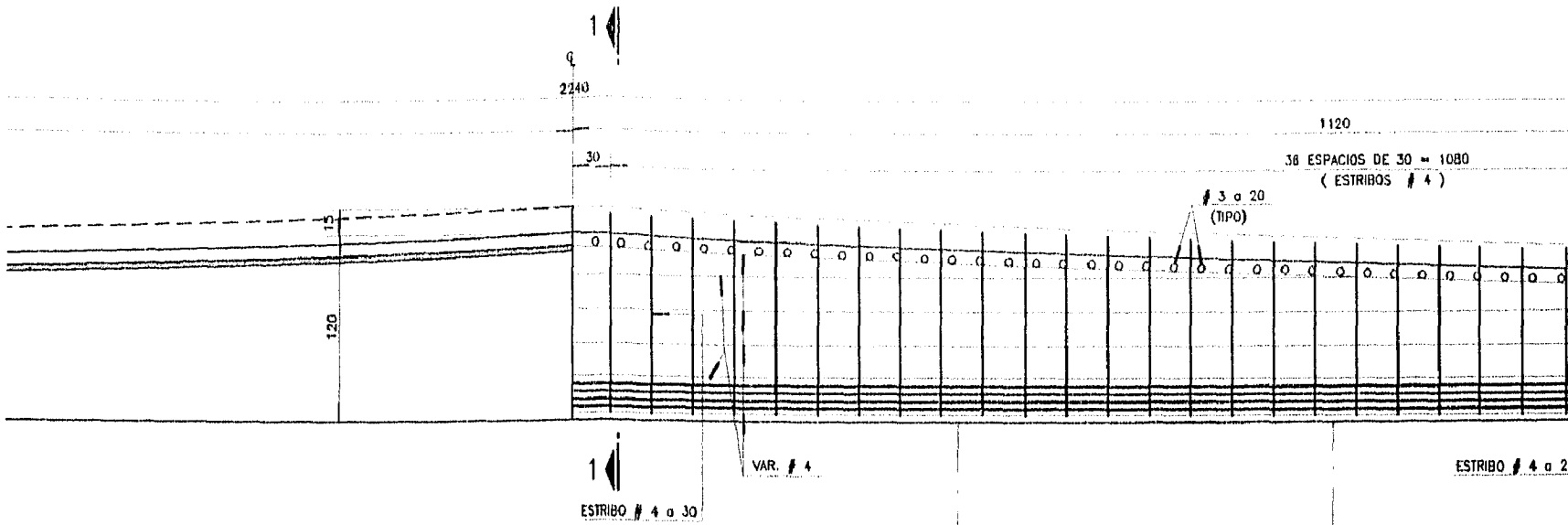
T R A B E P R E S F
(E L E V A



D I M E N S I O N E S

R E F U E R Z O A L C

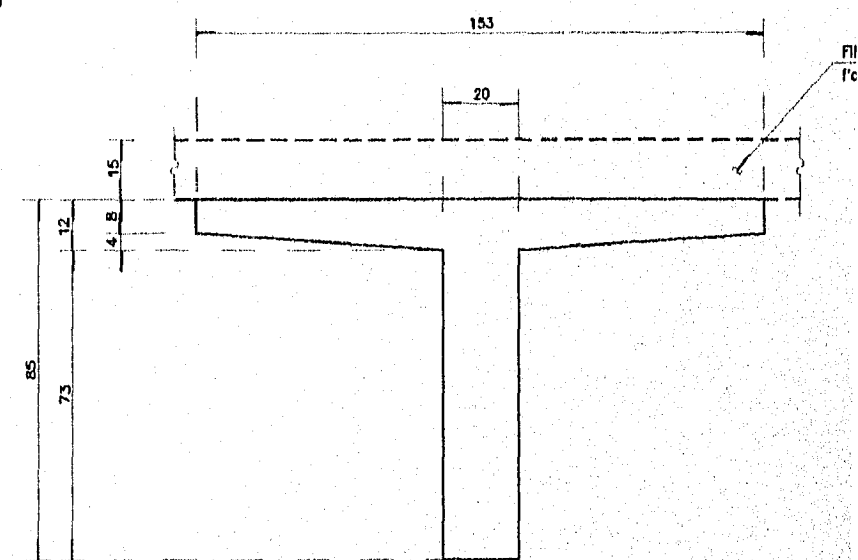
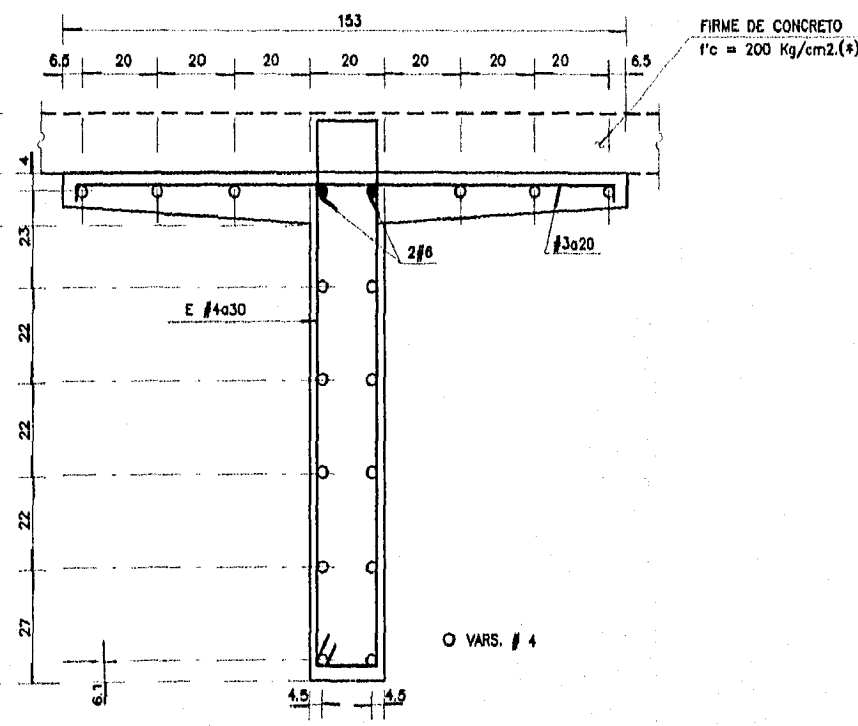
C O R T E 1 - 1



S R E F U E R Z O Y P R E S F U E

T R A B E P R E S F O R Z A D A T P - 1

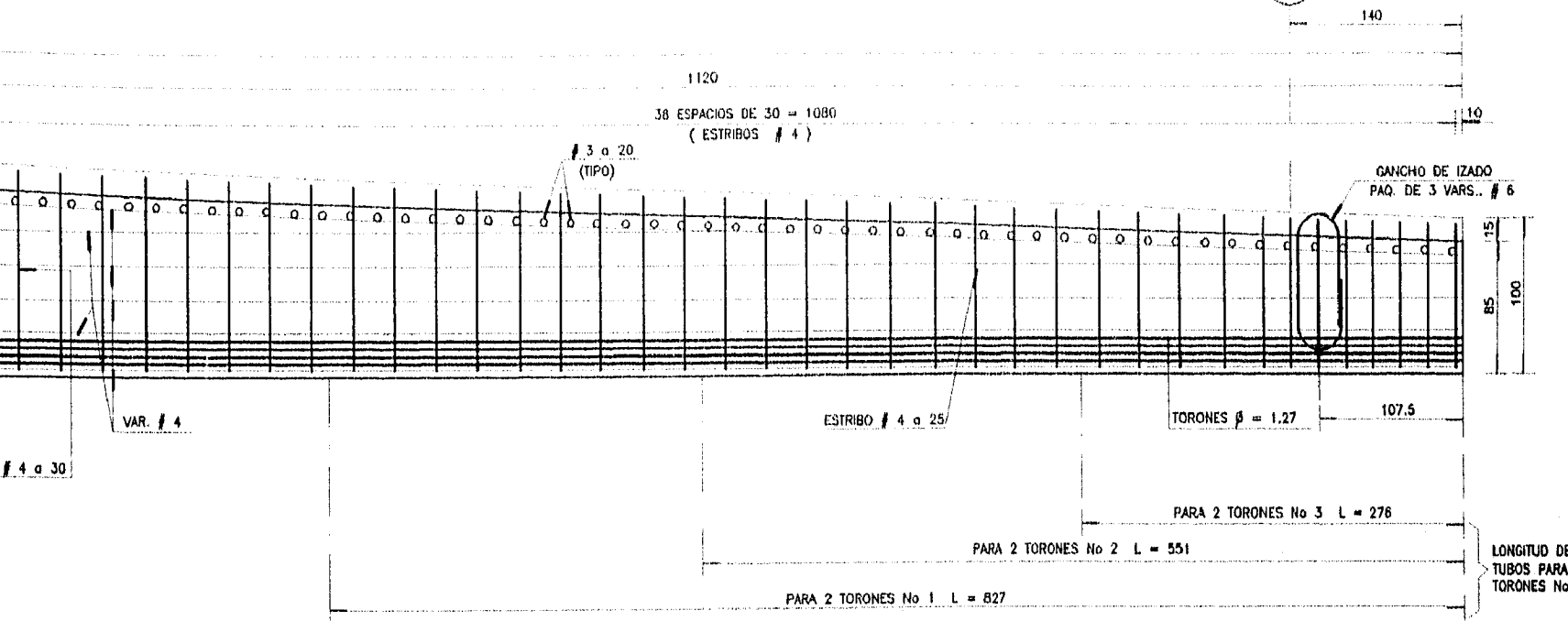
(E L E V A C I O N)



1 C O R T E 2 - 2

(D I M E N S I O N E S)

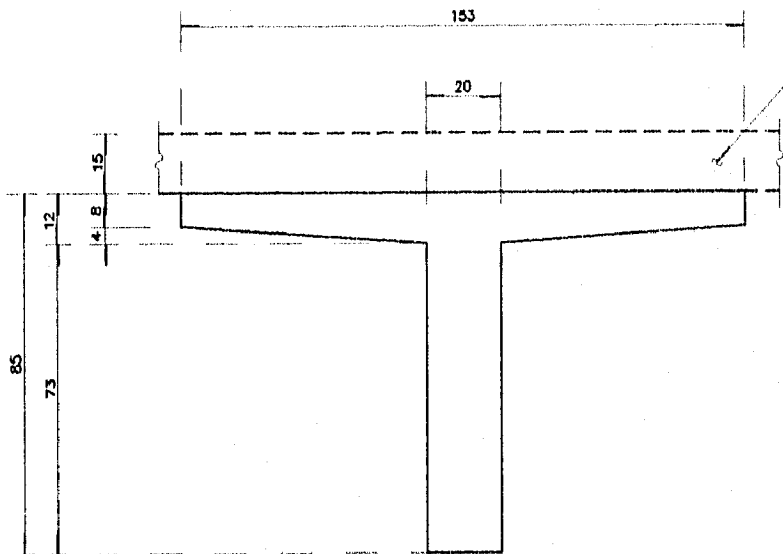
H



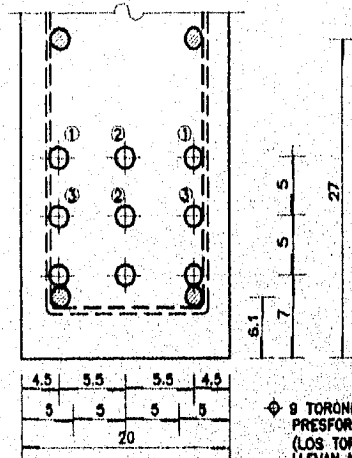
REFUERZO Y PRESFUERZO

S F O R Z A D A T P - 1
A C I O N)

FIRME DE CONCRETO
 $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2 (*)$



FIRME DE CONCRETO
 $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2 (*)$



8 TORONES PRESFORZADOS (LOS TORONES QUE LLEVAN NUM. NO ENCAMSADOS).
O VARS. # 4

C O R T E 2 - 2

(DIMENSIONES)

DETALLE DE PRESFUERZO AL C

H

140

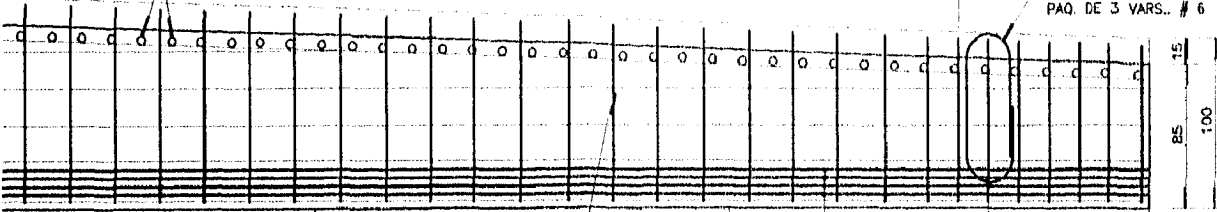
1120

30 ESPACIOS DE 30 = 1080
(ESTRIBOS # 4)

10

3 ϕ 20
(TIPO)

GANCHO DE IZADO
PAQ. DE 3 VARS. # 6



ESTRIBO # 4 ϕ 25

TORONES ϕ = 1.27

107.5

PARA 2 TORONES No 3 L = 276

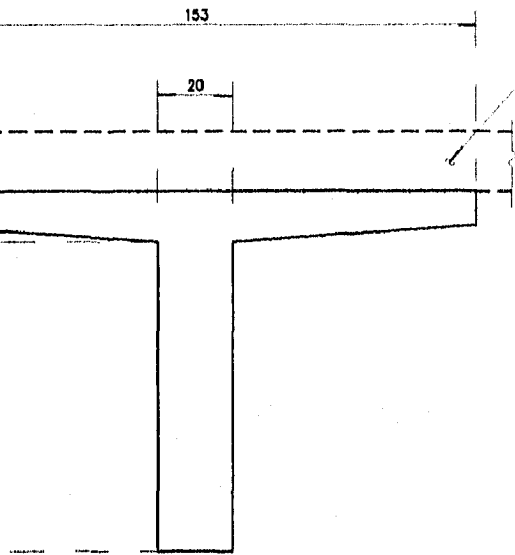
PARA 2 TORONES No 2 L = 551

PARA 2 TORONES No 1 L = 827

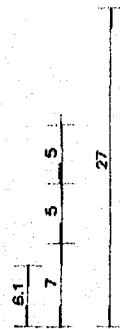
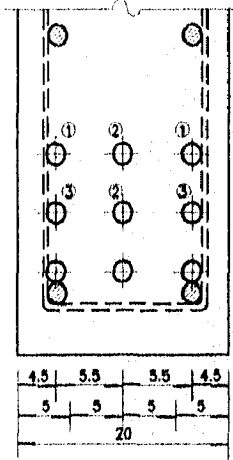
LONGITUD DE
TUBOS PARA ENCAMIZAR
TORONES No. 1, 2 Y 3.

ERZO Y PRESFUERZO

A TP - 1



FIRME DE CONCRETO
 $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ (*)



9 TORONES
PRESFORZADOS
(LOS TORONES QUE NO
LLEVAN NUM. NO VAN
ENCAMISADOS).
O VARS. # 4

R T E 2 - 2

(DIMENSIONES)

DETALLE DE PRESFUERZO AL ϕ

CAPITULO III. ALTERNATIVA DE ACERO ESTRUCTURAL

3.1 NOTACION

A	Area
Ac	Area del patín efectivo de concreto
As	Area de la viga de acero
b	Ancho efectivo del patín de concreto
bf	Ancho de los patines de la trabe metálica
bs	Ancho efectivo del patín de concreto transformado a acero
d	Peralte de las trabes metálicas, o distancia del eje neutro de una sección al centro de gravedad de un elemento de la misma
e	Tamaño de la soldadura
Ec	Módulo de elasticidad del concreto, en kg/cm^2
E.N	Eje neutro de la sección de acero
Es	Módulo de elasticidad del acero, en kg/cm^2
fa	Esfuerzo máximo de compresión actuante debido a la flexión
Fa	Esfuerzo permisible a la compresión debido a la flexión
fb	Esfuerzo flexionante actuante
Fb	Esfuerzo permisible a la flexión
f'c	Resistencia a la compresión del concreto, en kg/cm^2
Fs	Esfuerzo último de la soldadura
fs	Esfuerzo cortante permisible de la soldadura
f _{sa}	Esfuerzo cortante actuante en la soldadura
ft	Esfuerzo máximo de tensión actuante debido a la flexión
Ft	Esfuerzo permisible a la tensión debido a la flexión
f _v	Esfuerzo cortante actuante
Fv	Esfuerzo cortante permisible
Fy	Esfuerzo de fluencia del acero, en kg/cm^2
I	Momento de inercia, en cm^4
I _c	Momento de inercia de la sección compuesta, en cm^4
I _o	Momento de inercia de un elemento que forma la trabe de acero
L	Longitud de diseño del claro, en m
M _{max}	Momento flexionante máximo

n	Relación entre módulos de elasticidad (E_s/E_c), adimensional
q	Capacidad a fuerza cortante de un conector
S	Módulo de sección, en cm^3
S _{ic}	Módulo de sección compuesta inferior, en cm^3
S _{sc}	Módulo de sección compuesta superior, en cm^3
Sep	Separación entre traveses, en m
t	Espesor del firme de compresión
t _w	Ancho del alma de las traveses metálicas
V _{max}	Fuerza cortante máxima
W	Carga distribuida
y	Distancia del centroide de la sección a alguna de sus fibras extremas
Δ _{max}	Deflexión máxima
Δ _{perm}	Deflexión permisible
γ _c	Peso volumétrico del concreto, en ton/m^3
γ _s	Peso volumétrico del acero, en ton/m^3

3.2 ESTRUCTURACION

La estructuración de la Cubierta de la Casa de Máquinas para ésta alternativa, consiste en traveses metálicas tipo I armadas de sección constante, con un peralte de 1.10 m y patines de 0.40 m de ancho. La separación entre traveses será de 3.05 m, excepto en el eje 1, en el cual dicha separación será de 3.0 m. En total serán 17 traveses que cubrirán la distancia de 52 m existente entre el eje 1 y el eje 10; la separación entre las traveses se debe al sistema de piso que se empleará, el cual será Losacero Romsa, ya que con éstas separaciones no se requiere apuntalamiento temporal, el espesor del sistema de piso (Losacero Romsa y firme de compresión) será de 14.2 cm. Adicionalmente se colocará un relleno de tezontle de 31 cm al centro del claro, el cual disminuirá gradualmente hacia los extremos, con el fin de dar una pendiente hacia ambos lados del 3 %.

Las traveses metálicas estarán simplemente apoyadas en los muros eje H y eje F y tendrán 25 cm de apoyo en cada muro, aunque finalmente éstas quedarán embebidas en los muros. La longitud total de cada trabe será de 22.20 m y su longitud de diseño será al centro de los apoyos, esto es, 21.95 m. (Figura No. 7).

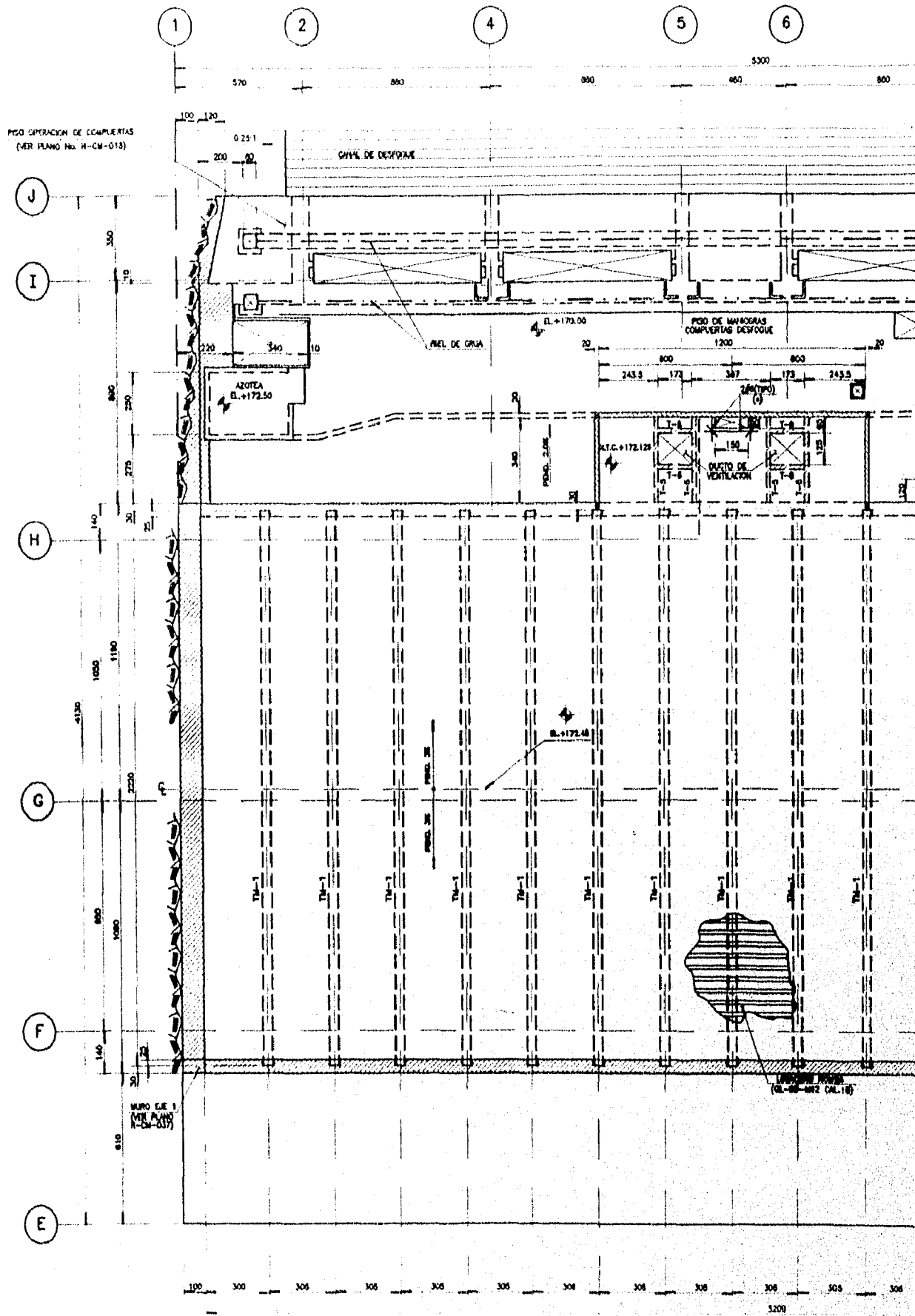


FIGURA No 7 ESTRUCTURACION DE LA ALTERNATIVA DE A
(PLANTA)

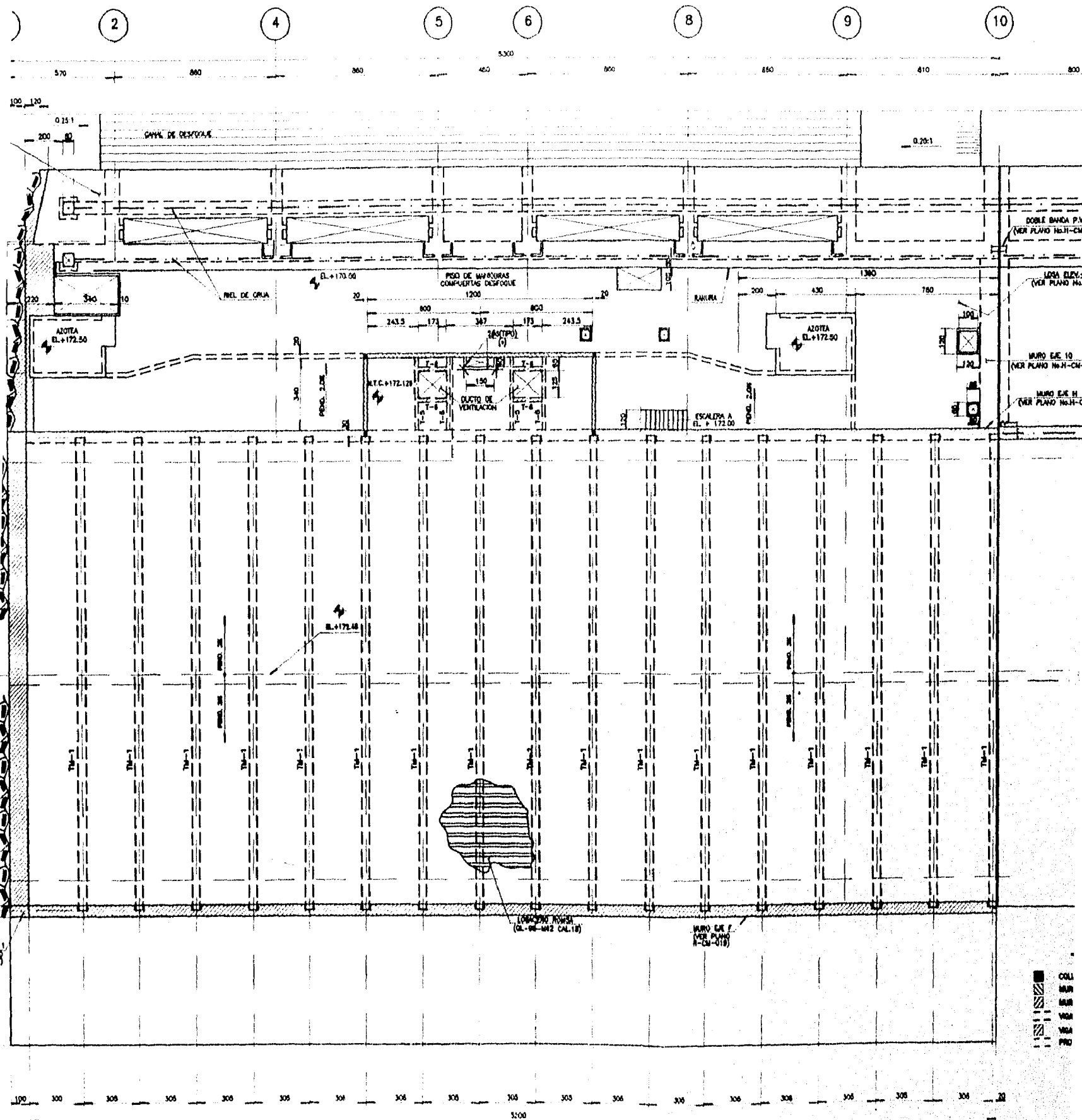
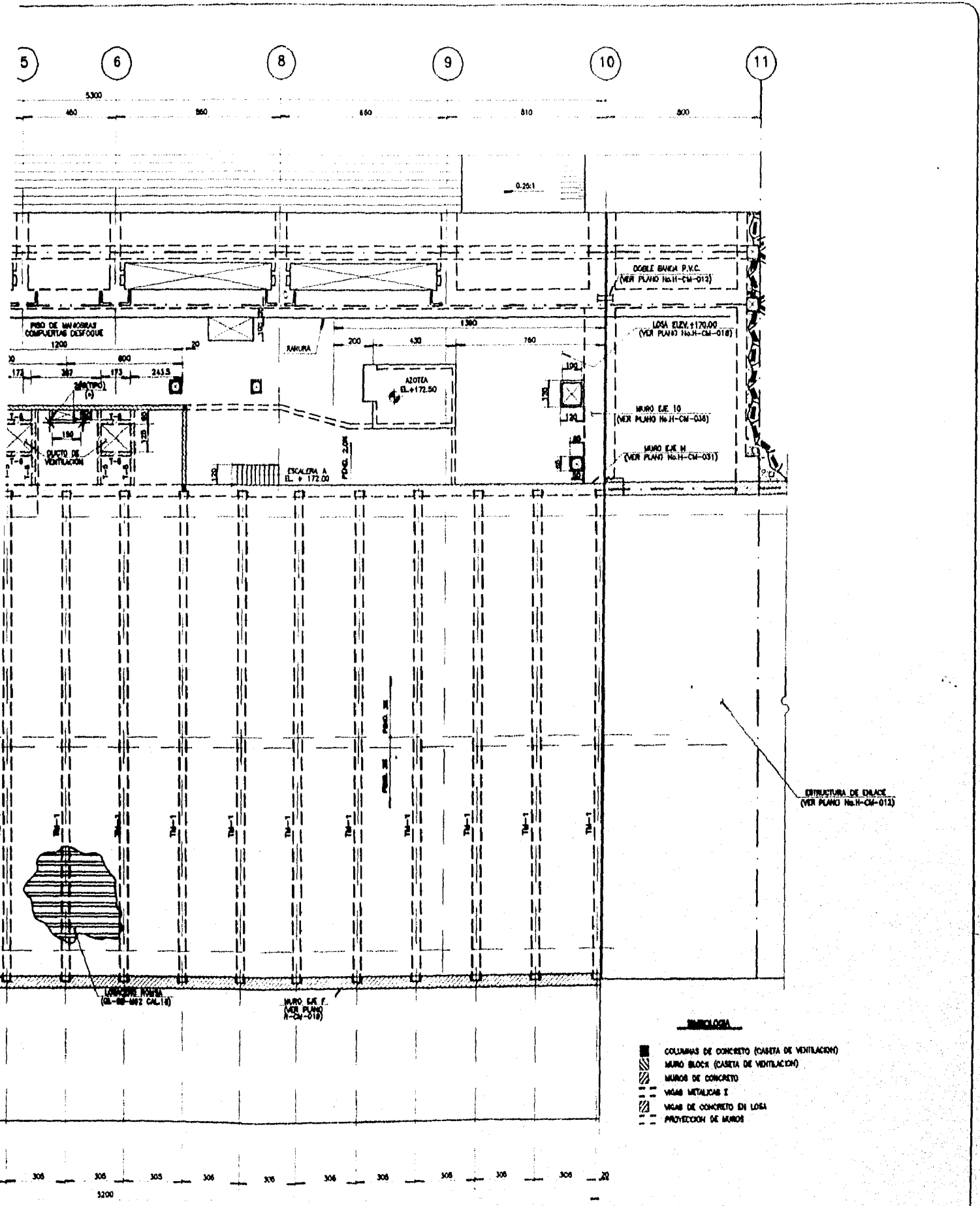


FIGURA No 7 ESTRUCTURACION DE LA ALTERNATIVA DE ACERO ESTRUCTURAL
(PLANTA)



URACION DE LA ALTERNATIVA DE ACERO ESTRUCTURAL
(PLANTA)

Se considerarán dos etapas de trabajo de las traves metálicas: la primera etapa es de montaje, en la cual se revisarán los esfuerzos y deformaciones en las traves debidos a su peso propio, lámina, firme de compresión y carga viva de montaje. Para esta condición se empleará la sección simple de las traves metálicas; la segunda etapa es la condición final de trabajo, en la cual se revisarán los esfuerzos y deformaciones en las traves debidos a su peso propio, lámina, firme de compresión, relleno, impermeabilizante y carga viva total. Para esta condición se empleará la sección compuesta de las traves metálicas, es decir, se tomará en cuenta el firme de compresión como parte de las traves metálicas.

3.3 TRAVE METALICA TM-1

Las 17 traves metálicas propuestas trabajarán bajo condiciones de carga similares, por lo que se tipificarán y solamente se realizará el análisis y diseño de una de ellas, la cual se denominará como TM-1

3.3.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Acero Estructural A-36

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2.039E6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_s = 7.85 \text{ ton/m}^3$$

Concreto

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 15100 f'_c^{0.5}$$

$$\gamma_c = 2.4 \text{ ton/m}^3$$

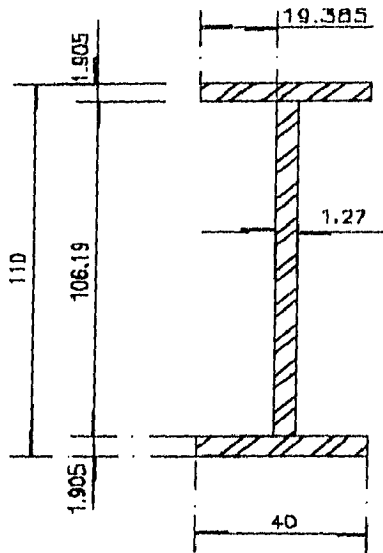
El firme de compresión tendrá un espesor de 8 cm y se le colocará una malla electrosoldada tipo 6x6-6/6. Se empleará Losacero Romsa sección QL-99-M62 CAL. 18. Se considerará un relleno de tezontle de 31 cm de espesor en el centro del claro de la cubierta, el cual disminuirá gradualmente hacia los extremos de la misma; adicionalmente se colocará una capa de concreto de 3 cm de

espesor. Este relleno tiene la finalidad de dar una pendiente hacia ambos lados del claro de la cubierta del 3 %. Para fines de análisis y diseño se considerará un promedio del peso del relleno, que actuará uniformemente distribuido a lo largo de toda la longitud de las traveses.

Se considerará un impermeabilizante que pesa 0.030 ton/m^2 . Se utilizará soldadura de la serie E-70xx. Para el análisis de cargas se considerará un ancho de Losacero Romsa de 3.05 m (separación entre traveses metálicas) para cada travesa TM-1. Para garantizar que se puede considerar la sección compuesta se diseñarán los conectores de corte de acuerdo a las especificaciones establecidas por el reglamento correspondiente.

3.3.2 REVISION DE REQUISITOS PARA TRABES ARMADAS

Para saber si la trabe TM-1 se puede considerar como trabe armada, debe cumplir los siguientes requisitos:



Se propone esta sección, la cual será revisada posteriormente.

El cociente obtenido al dividir la distancia libre entre patines, entre el espesor del alma, no excedera de:

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{984000}{\sqrt{F_y \cdot (F_y + 1160)}} = 322.049$$

$$\frac{106.19}{1.27} = 83.614 < 322.049 \quad (\text{BIEN})$$

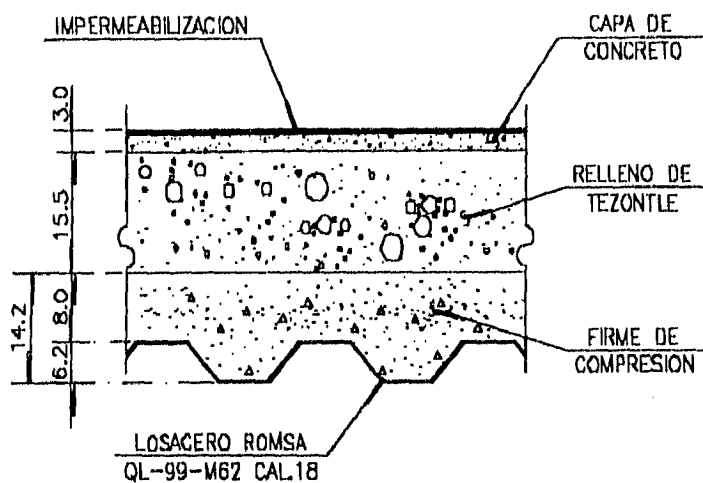
El ancho entre el espesor de las partes salientes de los patines no debe ser mayor de:

$$\frac{800}{\sqrt{F_y}} = 15.905$$

$$\frac{19.365}{1.905} = 10.165 < 15.905 \quad (\text{BIEN})$$

Debido a que la sección propuesta cumple satisfactoriamente los requisitos para traves armadas, se acepta.

3.3.3 ANALISIS DE CARGAS



Cargas muertas

Losacero Romsa y firme de compresión	$w = 0.269$	ton/m ²
Relleno de tezontle	$w = 0.155 \cdot 1.55$	$w = 0.24$ ton/m ²
Capa de concreto	$w = 0.03 \cdot 2.4$	$w = 0.072$ ton/m ²
Impermeabilización	$w = 0.03$	ton/m ²

La carga muerta total es: $w_{cm} = 0.611$ ton/m²

El peso propio de la trabe metálica TM-1 es: $w = 0.225$ ton/m

Cargas vivas

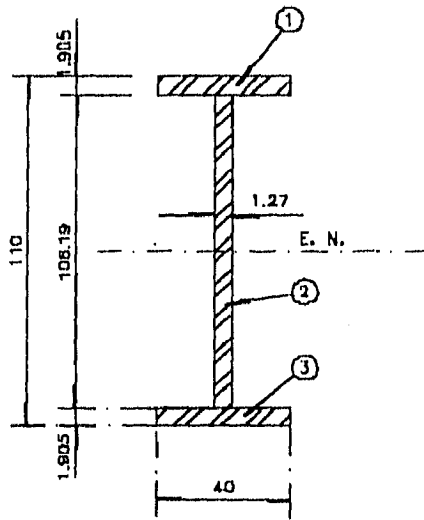
Carga viva $w_{ov} = 0.250$ ton/m²

3.3.4 PROPIEDADES GEOMETRICAS

Para poder estudiar la condición de montaje y la condición final de trabajo de la trabe TM-1, se deben calcular las propiedades geométricas para sección simple y sección compuesta de la misma. Para determinar éstas propiedades se empleará el teorema de los ejes paralelos y se darán en cm.

$$I = I_0 + Ad^2$$

3.3.4.1 SECCION SIMPLE



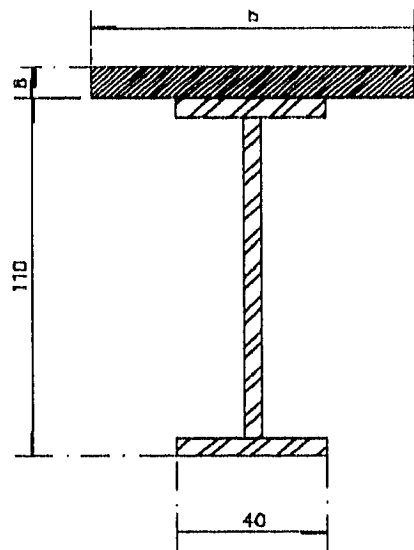
ELEM	A	d	Ad ²	I ₀
1	76.20	54.05	222610.87	23.04
2	134.86	0	0	126728.22
3	76.20	54.05	222610.87	23.04
	287.26		445221.74	126774.30

$$I = 571996.04 \text{ cm}^4$$

$$S = 10399.93 \text{ cm}^3$$

3.3.4.2 SECCION COMPUESTA

La sección compuesta consiste en vigas o traves de acero que soportan una losa de concreto reforzado, interconectadas de manera que la viga y la losa actúan en conjunto para resistir la flexión. El concreto se adhiere con firmeza a la sección de acero por medio de conectores de cortante cuidadosamente diseñados, de manera que el concreto y el acero actúen en conjunto como una viga "T".



Para poder determinar las propiedades geométricas de la sección compuesta se debe calcular el ancho efectivo del patín de concreto "b", el cual debe ser la menor de las siguientes expresiones:

$$L := 21.95 \text{ m} \quad \text{Sep} := 2.65 \text{ m} \quad E_s := 2.039 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$b_f := 0.40 \text{ m} \quad t := 0.08 \text{ m} \quad E_c := 15100 \cdot \sqrt{200} \text{ kg/cm}^2$$

$$b := \frac{L}{4} \quad b := \frac{21.95}{4} \quad b := 5.4875 \text{ m}$$

$$b := b_f + \text{Sep} \quad b := 0.40 + 2.65 \quad b := 3.05 \text{ m}$$

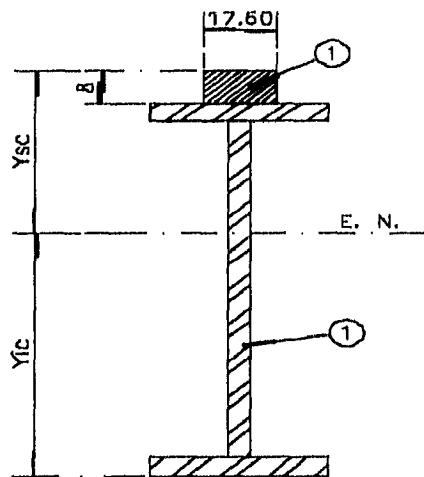
$$b := b_f + 16t \quad b := 0.40 + (16 \cdot 0.08) \quad b := 1.68 \text{ m} \quad \text{(Rige por ser el menor)}$$

Para transformar el área de concreto, en área de acero se hace mediante la relación modular "n".

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad n = 9.548$$

$$b_s = \frac{1.68}{n} \quad b_s = \frac{1.68}{9.548} \quad b_s = 0.176 \text{ m}$$

b_s = ancho efectivo transformado de concreto a acero



Y_s es la distancia del centro de gravedad de la trabe metálica TM-1 al límite del patin superior. Para determinar el módulo de sección superior de la sección compuesta se empleará $Y_{sc} = Y_s + 8$

ELEM	A	y	Ay	d	Ad ²	lo
1	287.26	55.0	15799.30	35.60	108113.17	571996.04
2	140.80	-4.0	-563.20	39.60	220796.93	750.93

	428.06		15236.10		328910.10	572746.97

$$Y_{sc} = 43.60 \text{ cm}$$

$$I_c = 901657.07 \text{ cm}^4$$

$$S_{sc} = 20680.21 \text{ cm}^3$$

$$Y_{ic} = 74.40 \text{ cm}$$

$$S_{ic} = 12119.05 \text{ cm}^3$$

3.3.5 CONDICION DE MONTAJE

Esta condición de trabajo se refiere a la etapa de construcción de montaje, en la cual solamente se tomará en cuenta el peso propio de las traves, el peso de la lámina, el peso del firme de compresión y la carga viva de montaje. Para esta etapa se empleará la sección simple de la TM-1.

La carga viva de montaje será de 0.070 ton/m^2 , en base a recomendaciones del constructor.

El ancho de Losacero Romsa tributario que soporta cada trabe TM-1 es de 3.05 m.

3.3.5.1 ANALISIS ESTRUCTURAL

La trabe TM-1 se analizará como una viga simplemente apoyada en sus extremos, con la siguiente carga distribuida.

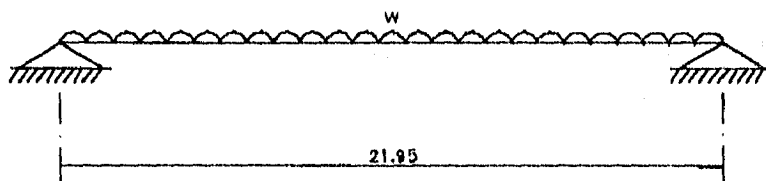
Losacero Romsa y firme de compresión $w = 0.269 \text{ ton/m}^2$

Carga viva $w = 0.070 \text{ ton/m}^2$

Peso propio de la trabe TM-1 $w = 0.225 \text{ ton/m}^2$

carga de montaje distribuida $w = (0.269 + 0.070)(3.05) + 0.225$

$w = 1.259 \text{ ton/m}$



3.3.5.2 DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño estructural se hará en base al método de esfuerzos permisibles.

3.3.5.2.1 FLEXION

$$w = 1.259 \text{ ton/m}$$

$$L = 21.95 \text{ m}$$

$$M_{\max} = \frac{w \cdot L^2}{8} \quad M_{\max} = \frac{1.259 \cdot 21.95^2}{8}$$

$$M_{\max} = 75.824 \text{ ton-m}$$

Esfuerzo actuante máximo flexionante

$$S = 10399.93 \text{ cm}^3$$

$$fb = \frac{M_{\max}}{S} \quad fb = \frac{75.824 \cdot 10^5}{10399.93}$$

$$fb = 729.08 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible a la flexión

$$Fb = 0.6 Fy = 0.6 (2530) = 1518 \text{ kg/cm}^2 > fb \quad (\text{BIEN})$$

3.3.5.2.2 CORTANTE

$$w = 1.259 \text{ ton/m}$$

$$L = 21.95 \text{ m}$$

$$V_{\max} = \frac{w \cdot L}{2} \quad V_{\max} = \frac{1.259 \cdot 21.95}{2}$$

$$V_{\max} = 13.818 \text{ ton}$$

Esfuerzo actuante máximo cortante

$$d = 110 \text{ cm}$$

$$t_w = 1.27 \text{ cm}$$

$$f_v = \frac{V_{\max}}{d \cdot t_w} \quad f_v = \frac{13.810 \cdot 10^3}{110 \cdot 1.27}$$

$$f_v = 98.91 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible a cortante

$$F_v = 0.4 F_y = 0.4 (2530) = 1012 \text{ kg/cm}^2 > f_v \quad (\text{BIEN})$$

3.3.5.2.3 DEFLEXION

$$w = 1.259 \text{ ton/m} \quad E_s = 2.039 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$L = 21.95 \text{ m} \quad I = 571996.04 \text{ cm}^4$$

Deflexión máxima

$$\Delta_{\max} = \frac{5 \cdot w \cdot L^4}{384 \cdot E_s \cdot I} \quad \Delta_{\max} = \frac{5 \cdot 1.259 \cdot 2195^4}{384 \cdot 2.039 \cdot 10^6 \cdot 571996.04}$$

$$\Delta_{\max} = 3.26 \text{ cm}$$

Deflexión permisible

$$\Delta_{\text{perm}} = \frac{L}{360} \quad \Delta_{\text{perm}} = \frac{2195}{360}$$

$$\Delta_{\text{perm}} = 6.01 \text{ cm} > \Delta_{\max} \quad (\text{BIEN})$$

3.3.5.2.4 PANDEO LOCAL

Las almas de traveses armadas de alma llena se diseñarán de manera que el esfuerzo de compresión al pie de los filetes de la unión del alma al patín, que resulten de cargas concentradas no soportadas por atiesadores, no exceda de $0.75 F_y$; de lo contrario, se colocarán atiesadores. En éste no existen cargas concentradas, por lo que se revisarán solamente los apoyos.

R = 13.818 ton	R = reacción
tw = 1.27 cm	tw = espesor del alma
N = 25 cm	N = longitud de apoyo
k = 2.905 cm	k = distancia desde la cara externa del patín hasta el pie del filete de la unión del alma al patín

Para reacciones extremas:

$$\frac{R}{tw \cdot (N + k)} < 0.75 F_y = 1897.5 \text{ kg/cm}^2$$
$$\frac{13818}{1.27 \cdot (25 + 2.905)} = 389.906 < 1897.5 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{BIEN})$$

Por lo anterior la trabe metálica TM-1, no requiere atiesadores.

3.3.6 CONDICION FINAL DE TRABAJO

Esta condición de trabajo se refiere a la etapa de operación de la cubierta, en la cual se tomará en cuenta el peso propio de las traveses, el peso de la lámina, el peso del firme de compresión, el peso del relleno, el peso del impermeabilizante y la carga viva total. Para esta etapa se empleará la sección compuesta de la TM-1, debido a que el firme de compresión ya actúa en conjunto con la TM-1.

El ancho de Losacero Romsa tributario que soporta cada trabe TM-1 es de 3.05 m.

3.3.6.1 ANALISIS ESTRUCTURAL

La trabe TM-1 se analizará como una viga simplemente apoyada en sus extremos, con la siguiente carga distribuida.

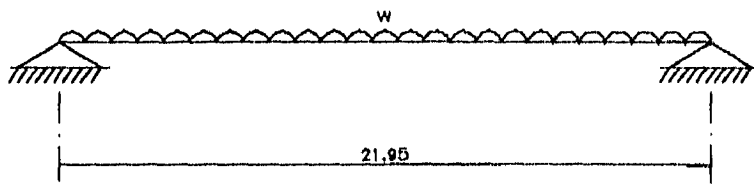
Carga muerta $w = 0.611 \text{ ton/m}^2$

Carga viva $w = 0.250 \text{ ton/m}^2$

Peso propio de la trabe TM-1 $w = 0.225 \text{ ton/m}^2$

carga de montaje distribuida $w = (0.611 + 0.250)(3.05) + 0.225$

$$w = 2.851 \text{ ton/m}$$



3.3.6.2 DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño estructural se hará en base al método de esfuerzos permisibles.

3.3.6.2.1 FLEXION

$$w = 2.851 \text{ ton/m}$$

$$L = 21.95 \text{ m}$$

$$M_{\max} = \frac{w \cdot L^2}{8} \quad M_{\max} = \frac{2.851 \cdot 21.95^2}{8}$$

$$M_{\max} = 171.702 \text{ ton-m}$$

Esfuerzo actuante máximo de tensión

$$S_{ic} = 12119.05 \text{ cm}^3$$

$$f_t = \frac{M_{\max}}{S_{ic}} \quad f_t = \frac{171.702 \cdot 10^5}{12119.05}$$

$$f_t = 1416.79 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible a la flexión (tensión)

$$F_t = 0.6 F_y = 0.6 (2530) = 1518 \text{ kg/cm}^2 > f_t \quad (\text{BIEN})$$

Esfuerzo actuante máximo de compresión

$$S_{sc} = 20680.21 \text{ cm}^3$$

$$f_a = \frac{M_{\max}}{S_{sc} \cdot n} \quad f_a = \frac{171.702 \cdot 10^5}{20680.21 \cdot 9.548}$$

$$f_a = 86.96 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible a compresión

$$F_c = 0.5 f'_c = 0.5 (200) = 100 \text{ kg/cm}^2 > f_a \quad (\text{BIEN})$$

3.3.6.2.2 CORTANTE

$$w = 2.851 \text{ ton/m}$$

$$L = 21.95 \text{ m}$$

$$V_{\max} = \frac{w \cdot L}{2} \quad V_{\max} = \frac{2.851 \cdot 21.95}{2}$$

$$V_{\max} = 31.29 \text{ ton}$$

Esfuerzo actuante máximo cortante

$$d = 110 \text{ cm}$$

$$t_w = 1.27 \text{ cm}$$

$$f_v = \frac{V_{\max}}{d \cdot t_w} \quad f_v = \frac{31.29 \cdot 10^3}{110 \cdot 1.27} \quad f_v = 223.98$$

$$f_v = 223.98 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible a cortante

$$F_v = 0.4 F_y = 0.4 (2530) = 1012 \text{ kg/cm}^2 > f_v \quad (\text{BIEN})$$

3.3.6.2.3 DEFLEXION

$$w = 2.851 \text{ ton/m} \quad E_s = 2.039 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$L = 21.95 \text{ m} \quad I_c = 901657.07 \text{ cm}^4$$

Deflexión máxima

$$\Delta_{\max} = \frac{5 \cdot w \cdot L^4}{384 \cdot E_s \cdot I_c} \quad \Delta_{\max} = \frac{5 \cdot 2.8.51 \cdot 21.95^4}{384 \cdot 2.039 \cdot 10^6 \cdot 901657.07}$$

$$\Delta_{\max} = 4.68 \text{ cm}$$

Deflexión permisible

$$\Delta_{\text{perm}} = \frac{L}{360} \quad \Delta_{\text{perm}} = \frac{21.95}{360}$$

$$\Delta_{\text{perm}} = 6.01 \text{ cm} > \Delta_{\max} \quad (\text{BIEN})$$

3.3.6.2.4 PANDEO LOCAL

Las almas de traves armadas de alma llena se diseñarán de manera que el esfuerzo de compresión al pie de los filetes de la unión del alma al patín, que resulten de cargas concentradas no soportadas por atiesadores, no exceda de 0.75 Fy; de lo contrario, se colocarán atiesadores. En éste no existen cargas concentradas, por lo que se revisarán solamente los apoyos.

R = 31.29 ton	R = reacción
tw = 1.27 cm	tw = espesor del alma
N = 25 cm	N = longitud de apoyo
k = 2.905 cm	k = distancia desde la cara externa del patín hasta el pie del filete de la unión del alma al patín

Para reacciones extremas:

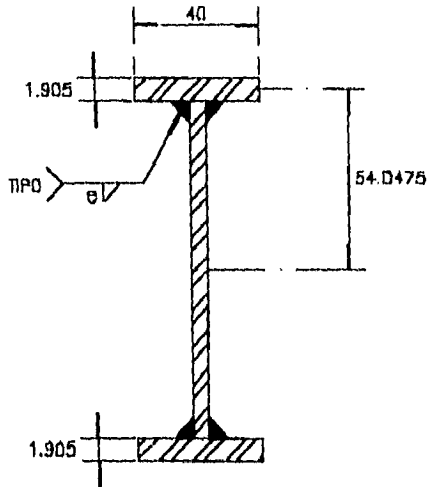
$$\frac{R}{tw \cdot (N + k)} < 0.75 F_y = 1897.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{31290}{1.27 \cdot (25 + 2.905)} = 882.917 < 1897.5 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{BIEN})$$

Por lo anterior la trabe metálica TM-1, no requiere atiesadores.

3.3.6.2.5 SOLDADURA ENTRE PATINES Y ALMA

La soldadura para unir los patines al alma, se calculará en base al flujo de cortante actuante el la trabe TM-1, en base a la siguiente expresión.



$$V_{\max} = 31.29 \text{ ton}$$

$$I_x = 571996.04 \text{ cm}^4$$

$$Q_x = 40 \cdot 1.905 \cdot 54.0475$$

$$Q_x = 4.118 \cdot 10^3 \text{ cm}^3$$

$$I_x = I \text{ de la sección simple}$$

$$V_t = \frac{V_{\max} \cdot Q_x}{I_x} \quad V_t = \frac{31.29 \cdot 10^3 \cdot 4.118 \cdot 10^3}{571996.04} \quad V_t = 225.268$$

$$V_t = 225.27 \text{ kg/cm}$$

$$V_t / 2 = 112.635 \text{ kg/cm}$$

Fuerza cortante total que actúa en cada filete

$$V = 112.635 \cdot 2195$$

$$V = 2.472 \cdot 10^5 \text{ kg}$$

Capacidad a cortante de la soldadura serie E-70 xx es 0.3 F_s

$$F_s = 4926 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 0.3 \cdot F_s$$

$$f_s = 1.478 \cdot 10^3 \text{ kg/cm}^2$$

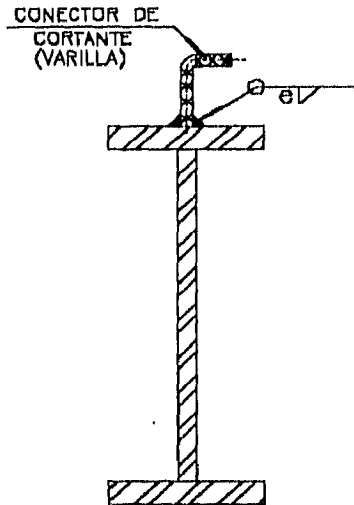
Proponemos que el tamaño de la soldadura (e) sea de 1 cm, y el esfuerzo actuante en la soldadura será el siguiente:

$$f_{sa} = \frac{V}{0.7071 \cdot L \cdot e} \quad f_{sa} = \frac{2.472 \cdot 10^5}{0.7071 \cdot 2195 \cdot 1}$$

$$f_{sa} = 159.27 \text{ kg/cm}^2 < 1478 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{se acepta})$$

3.3.6.2.6 CONECTORES DE CORTANTE

El cortante horizontal total en el plano de unión de la viga de acero y la losa de concreto se supondrá transmitido por conectores de cortante soldados al patín superior de la viga y embebidos en el concreto. Para la acción compuesta total con el concreto sometido a compresión por flexión, el cortante horizontal que debe resistirse entre el punto de momento máximo positivo y los puntos de momento nulo, se tomará como el menor de los valores obtenidos de las siguientes fórmulas:



$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_c = \text{área real del patín efectivo de concreto} \quad A_c = 168.8 \quad A_c = 1.344 \cdot 10^3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{área de la viga de acero} \quad A_s = 287.26 \text{ cm}^2$$

$$V_h = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot A_c}{2} \quad V_h = \frac{0.85 \cdot 200 \cdot 1344}{2} \quad V_h = 1.142 \cdot 10^5 \text{ kg} \quad (\text{Rige por ser menor})$$

$$V_h = \frac{A_s \cdot F_y}{2} \quad V_h = \frac{287.26 \cdot 2530}{2} \quad V_h = 3.634 \cdot 10^5 \text{ kg}$$

Proponemos que los conectores de cortante sean tramos de varilla corrugada del # 6

La capacidad permisible a cortante (q) del conector es:

$$A = 2.85 \text{ cm}^2 \quad F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$q = 0.4 \cdot A \cdot F_y$$

$$q = 4.788 \cdot 10^3 \text{ kg}$$

Para lámina de acero acanalada con nervaduras orientadas perpendicularmente a la viga de acero la capacidad permisible (q) debe multiplicarse por el siguiente factor:

N_r = número de conectores sobre una viga en una nervadura

w_r = ancho promedio en mm de la nervadura de concreto

H_s = longitud en mm del perno conector una vez soldado

h_r = altura nominal de la nervadura en mm

$$\left(\frac{0.85}{\sqrt{N_r}} \right) \cdot \left(\frac{w_r}{h_r} \right) \cdot \left(\frac{H_s}{h_r} - 1 \right) < 1.0$$

$$\left(\frac{0.85}{\sqrt{1}} \right) \cdot \left(\frac{130}{62} \right) \cdot \left(\frac{130}{62} - 1 \right) = 1.95 > 1.0, \text{ por lo tanto no se afecta la capacidad del conector}$$

El número de conectores de cortante requerido es:

$$N = \frac{V_h}{q}$$

$$N = \frac{114240}{4788}$$

$N = 23.86$ conectores en la mitad del claro

Separación entre conectores:

$$S = \frac{2195}{2.24} \quad S = 45.729 \text{ cm}$$

Por lo tanto se colocará un conector a cada 30 cm, ya que es la distancia entre cada acanalamiento.

Soldadura para cada conector de cortante

Fuerza cortante que actúa en cada conector

$$V_{hc} = \frac{V_h}{24}$$

$$V_{hc} = \frac{114240}{24} \quad V_{hc} = 4.76 \cdot 10^3 \text{ kg}$$

perímetro de varilla del # 6 = 5.98 cm $p = 5.98 \text{ cm}$

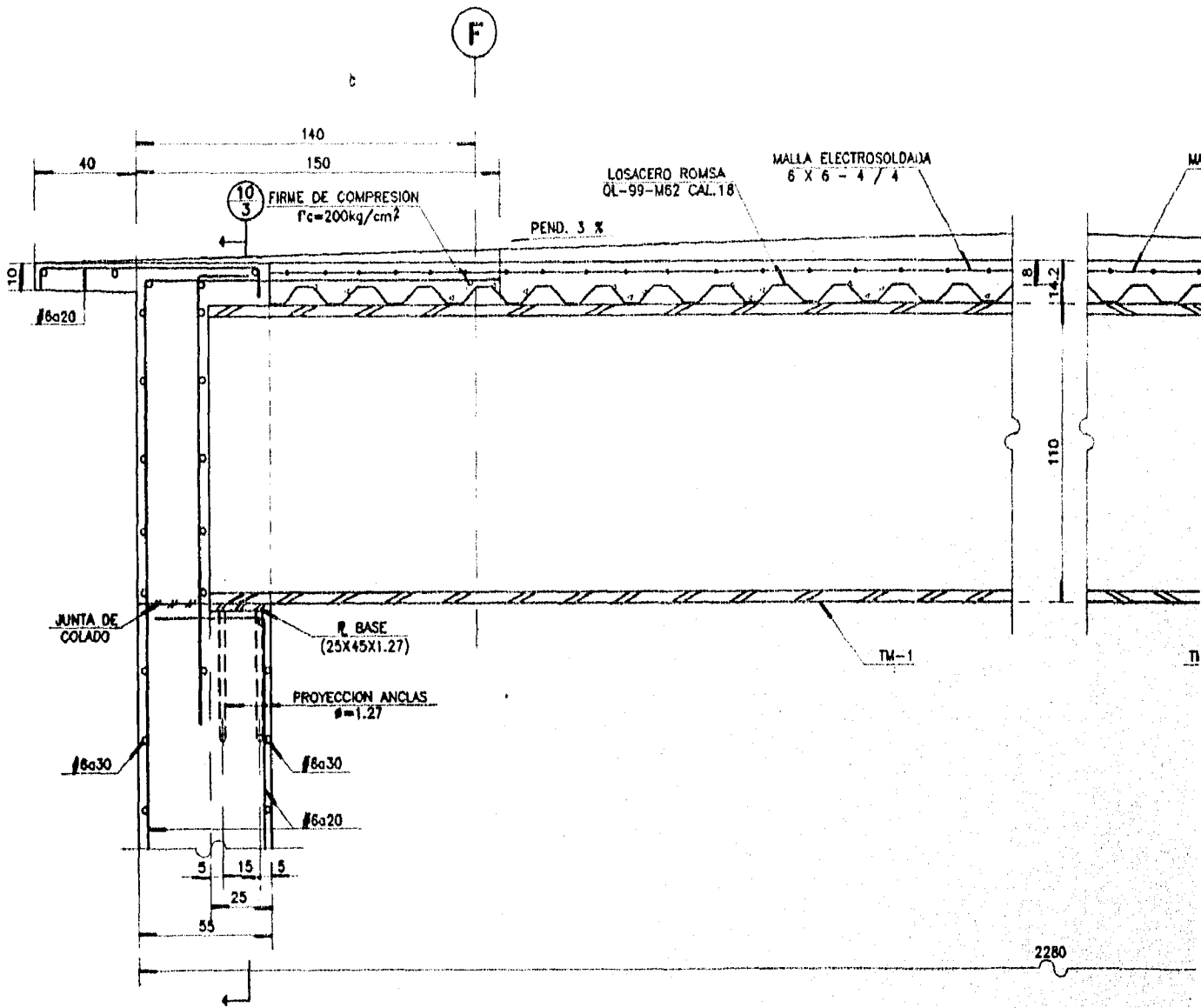
$f_s = 1478 \text{ kg/cm}^2$

se propone un tamaño (e) de soldadura de 1 cm $e = 1.0 \text{ cm}$

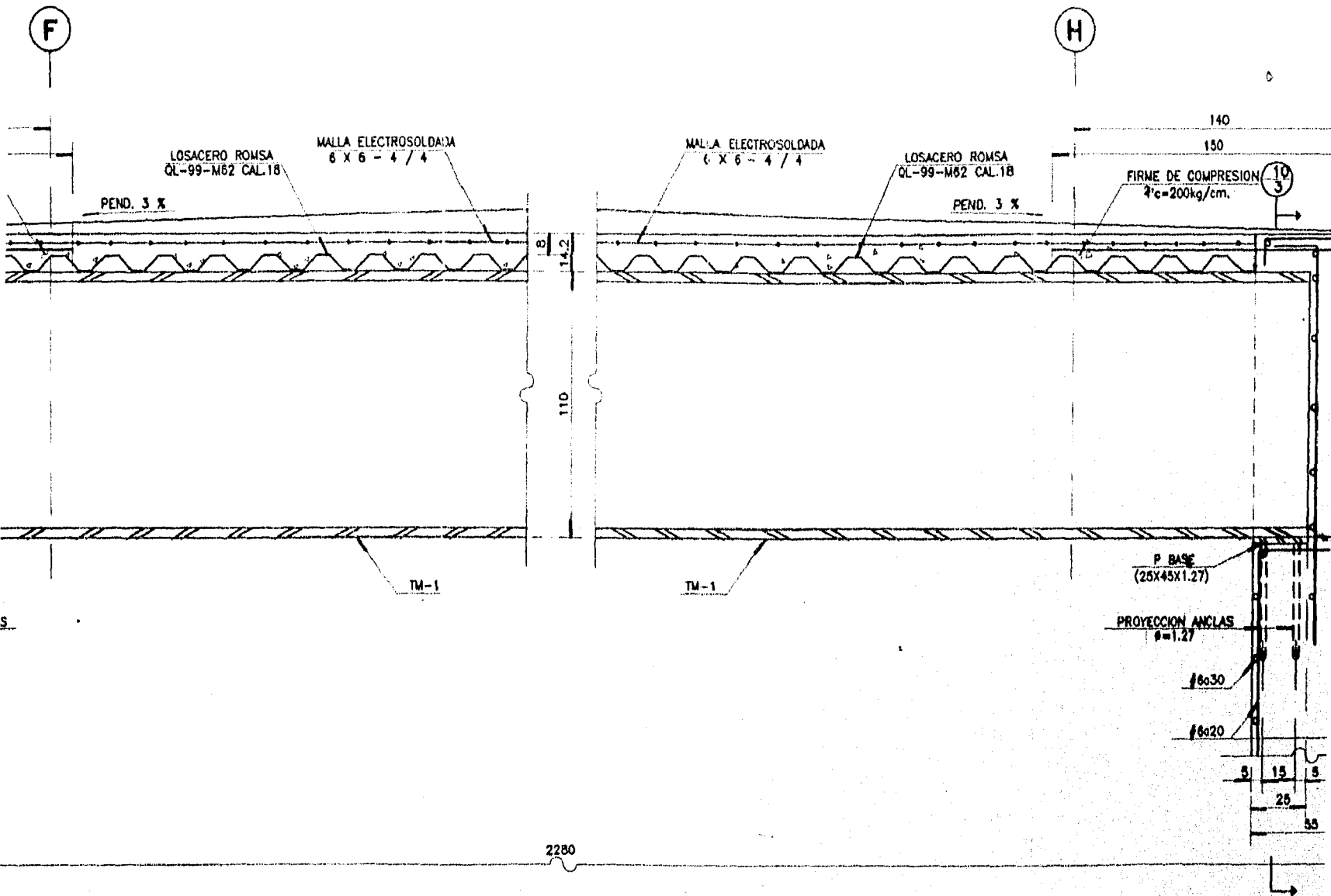
$$f_{sa} = \frac{V_{hc}}{0.7071 \cdot p \cdot e}$$

$$f_{sa} = \frac{4760}{0.7071 \cdot 5.98 \cdot 1}$$

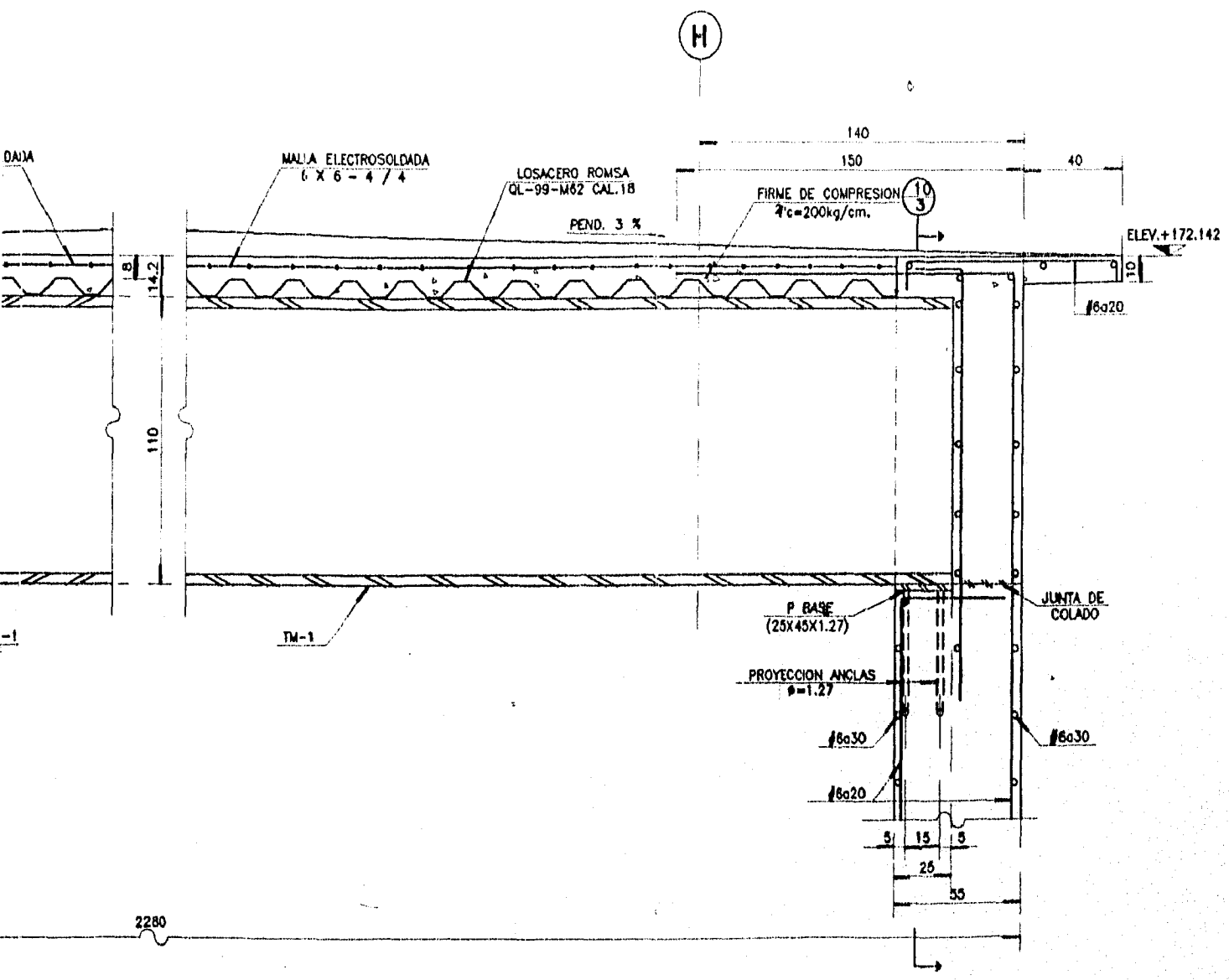
$f_{sa} = 1125.71 \text{ kg/cm}^2 < f_s \quad (\text{BIEN})$



CORTE TRANSV



CORTE TRANSVERSAL



CORTE TRANSVERSAL

CAPITULO IV. COMPARACION DE ALTERNATIVAS

Los aspectos más importantes para evaluar cual de las dos alternativas es más optima, son el económico y el procedimiento constructivo.

Los costos de cada alternativa se determinaron en base a cotizaciones realizadas en Junio de 1995, estos no incluyen el costo del montaje, ya que éste será efectuado por el Consorcio Constructor de la Presa Huites.

A continuación se presentan los presupuestos para cada alternativa:

COSTO DE LA ALTERNATIVA DE CONCRETO PRESFORZADO

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	COSTO
TRABES	PZA.	34	13507	459238
FLETE (+)	VIAJE	17	20000	340000
CONCRETO	m ³	181.3	331	60010.3
ACERO	ton	4.49	2287	10268.63
IMPERMEAB.	m ²	1208.9	36.4	44003.96

(+) DE GUADALAJARA A SINALOA

SUBTOTAL = N\$ 913520.89

IVA (15%) = N\$ 137028.13

TOTAL = N\$ 1050549.02

COSTO DE LA ALTERNATIVA DE ACERO ESTRUCTURAL

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	COSTO
TRABES	PZA.	17	51363	873171
FLETE (+)	VIAJE	2	23000	460000
LOSACERO	m ²	1139.25	117.37	133713.77
CONCRETO	m ³	143.96	331	145729.07
MALLA	m ²	1128.40	7.50	8463
TEZONTLE	m ³	3.53	69.10	243.92
IMPERMEAB.	m ²	1208.9	36.4	44003.96

(+) DE QUERETARO A SINALOA

SUBTOTAL = N\$ 1153246.41

IVA (15%) = N\$ 172986.96

TOTAL = N\$ 1326233.37

Como podemos observar la alternativa de acero estructural es más costosa en un 20.79 %, con respecto a la alternativa de concreto presforzado.

Para poder efectuar el montaje de la cubierta, para cualquiera de las dos alternativas se cuenta con una grúa RT-875, con capacidad de carga de 20 ton. El peso de cada trabe pretensada TP-1 es de 18.2 ton, se realizarán maniobras para montar un total de 618.8 ton y el peso de cada trabe

metálica TM-1 es de 5.0 ton, por lo que no existe ninguna limitante en cuanto al izaje de las trabes.

EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA LA ALTERNATIVA DE CONCRETO PRESFORZADO ES EL SIGUIENTE:

Se efectúa la colocación de las 34 trabes pretensadas empleando la grúa RT-875, puesto que cada trabe pesa 18.2 ton, se realizarán maniobras para montar un total de 618.8 ton.

Una vez colocadas las 34 trabes, se procede a colocar la retícula de varillas para el firme de compresión y se hace el colado del mismo.

Cuando el firme de compresión ha alcanzado su resistencia máxima ($f'c=200 \text{ kg/cm}^2$), se aplica el sistema de impermeabilización.

EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA LA ALTERNATIVA DE ACERO ESTRUCTURAL ES EL SIGUIENTE:

Se realizará el montaje de las 17 trabes metálicas empleando la grúa RT-875, ya que cada trabe pesa 5.0 ton, se realizarán maniobras para montar un total de 85 ton.

Una vez colocadas las 17 trabes metálicas, se coloca la lámina (Losacero Romsa).

Se procede a soldar los conectores de cortante, para unir la lámina a las trabes metálicas.

Se coloca la malla electrosoldada y se realiza el colado del firme de compresión.

Una vez que el firme de compresión ha alcanzado su resistencia máxima ($f'c=200 \text{ kg/cm}^2$), se coloca el relleno de tezontle y la capa de concreto de 3 cm de espesor.

Posteriormente se aplica el sistema de impermeabilización.

Comparando los procedimientos constructivos de las dos alternativas, podemos observar que la diferencia principal es el montaje de las trabes. El montaje de las 34 trabes pretensadas de 18.2

ton cada una es una labor difícil y requiere demasiado tiempo para su ejecución. Por otro lado el montaje de las traveses de 5.0 ton cada una es relativamente sencillo y requiere poco tiempo para su ejecución.

CAPITULO V. CONCLUSIONES

En base a la comparación de las dos alternativas, se eligió la más adecuada o conveniente para el Consorcio Constructor de la Presa Huites.

Desde el punto de vista económico la alternativa de acero estructural es un 20.79 % más costosa que la alternativa de concreto pretensado.

El costo del montaje no fue tomado en cuenta en la determinación de los presupuestos, debido a que el mismo Consorcio Constructor de la Presa Huites lo realizaría. Por lo anterior es muy importante tomar en cuenta el procedimiento constructivo. De la comparación de alternativas se observa que el proceso constructivo de la alternativa de concreto pretensado es más laboriosa y requiere más tiempo de ejecución que la alternativa de acero estructural.

En base a lo mencionada en los párrafos anteriores y a que en general la programación de la obra tenía retrasos, el Consorcio Constructor de la Presa Huites no tomó en cuenta el aspecto económico y decidió aceptar la alternativa de acero estructural, de manera que la ejecución de la obra se realizará en el menor tiempo posible.

BIBLIOGRAFIA

NORMAS TECNICAS PARA EL PROYECTO DE PUENTES CARRETEROS, TOMO I Y II
S.C.T.
MEXICO, 1984.

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PRESFORZADO
LIN, T. Y.
CECSA, MEXICO, 1982

DISEÑO Y CALCULO DE ESTRUCTURAS PRETENSADAS
JOHANNSON, J.
MARCOMBO, S. A., BARCELONA, 1975

ESTRUCTURAS DE ACERO
OSCAR DE BUEN, LOPEZ DE HEREDIA
ED. LIMUSA

DISEÑO DE ACERO ESTRUCTURAL
JOSEPH E. BOWLES
ED. LIMUSA

MANUAL DE CONSTRUCCION EN ACERO IMCA
INSTITUTO MEXICANO DE LA CONSTRUCCION EN ACERO, A.C.
DE. LIMUSA

DESIGN OF WELDED STRUCTURES
OMER W. BLODGET
THE JAMES F. LINCOLN ARC WELDING FOUNDATION, CLEVELAND, OHIO.