



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN

**PROYECTO DEFINITIVO DEL PUENTE CARRETERO LAS MALVAS
UBICADO EN EL KM. 4+380 DE LA CARRETERA IRAPUATO-LEÓN**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

AGUILERA REVELES, MAURICIO ARTURO

ASESOR: ROJAS GUERRERO, FRANCISCO

Ciudad Universitaria, Distrito Federal,

1986



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.



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ACATLAN
COORDINACION DEL PROGRAMA DE INGENIERIA

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

7302559-7
CI/065/1986.

SR. MAURICIO ARTURO AGUILERA REVELES
Alumno de la carrera de Ingeniería
Civil.
P r e s e n t e.

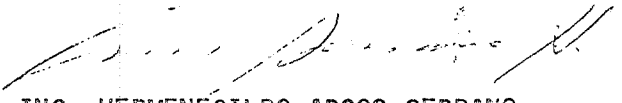
De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 12 de julio de 1983, me complace notificarle que esta Coordinación tuvo a bien asignarle el siguiente tema de tesis: "Proyecto Definitivo del Puente Carretero Las Malvas" ubicado en el Km. 4+380.00 de la Carretera - Irapuato - León, el cual se desarrollará como sigue:

- Introducción.
- I.- Estudios Preliminares.
- II.- Análisis del Marco Hiperestático.
- III.- Diseño de los Elementos Estructurales.
- Conclusiones.
- Anexos.
- Bibliografía.

Asimismo fue designado como Asesor de Tesis el señor Ing. Francisco Rojas Guerrero, profesor de esta Escuela.

Ruego a usted tomar nota que en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito básico para susentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado. Esta comunicación deberá imprimirse en el interior de la tesis.

A t e n t a m e n t e,
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Acatlán, Edo. de Méx., a 21 de abril de 1986.


ING. HERMENEGILDO ARCOS SERRANO
Coordinador del Programa de
Ingeniería.

HAS'APA/rcm.

M-0013783

**TODO PASA Y TODO QUEDA
PERO LO NUESTRO ES PASAR
PASAR HACIENDO CAMINOS
CAMINOS SOBRE LA MAR.**

A. MACHADO

DEDICATORIAS

GRACIAS INFINITAS A MIS PADRES:

**HORTENSIA REVELES DE AGUILERA
Y FELIPE AGUILERA PROCUNA**

POR EL AMOR Y APOYO QUE SIEMPRE ME HAN DADO

CON EL MAS GRANDE RESPETO Y CARIÑO QUE
LE TENGO A MI ABUELITO JESUS REVELES BARRAZA

CON AMOR PARA MIS HERMANOS

GABRIELA

VERONICA

FELIPE

AGRADECIMIENTOS

AL CONCLUIR ESTE TRABAJO DESEABA SER ANALIZADO PROFESIONALMENTE POR LOS PROFESORES QUE ME TRANSMITIERON SUS CONOCIMIENTOS, A LO LARGO DE MIS ESTUDIOS; GRACIAS POR ESTE DESEO CUMPLIDO A:

ING. FRANCISCO ROJAS GUERRERO (ASESOR)
ING. ALFONSO D'ABBWRTT PANTOJA
ING. JUAN JOSE CAMARENA HERNADEZ

ASI TAMBIEN MI PROFUNDO AGRADECIMIENTO AL ING. DAVID MELO ESPINOSA Y AL ING. JOSE IGNACIO LABADIE CASTELLOT, POR HABERME AYUDADO EN LA ELABORACION DE ESTE TRABAJO Y ENSEÑADO ALGO DE SU VASTA EXPERIENCIA EN INGENIERIA DE PUENTES.

INDICE

	PAGINA
INTRODUCCION	1
CAPITULO I ESTUDIOS PRELIMINARES	
I.1 GENERALIDADES	5
1.2 ESTUDIOS DE TOPOGRAFIA	8
1.3 ESTUDIOS DE GEOTECNIA	10
1.4 ESTUDIOS DE TRANSITO	12
1.5 ELECCION DEL TIPO DE PUENTE	13
CAPITULO II ANALISIS ESTRUCTURAL DEL MARCO HIPERESTATICO	
II.1 DEBIDO A CARGA MUERTA	21
II.2 DEBIDO A CARGA VIVA MAS IMPACTO	45
II.3 COMBINACIONES	92
CAPITULO III DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	
III.1 SUPERESTRUCTURA	97
III.2 VOLADIZOS	113
III.3 DIAFRAGMA SOBRE COLUMNAS	119
III.4 COLUMNAS: 1-2-3	125
III.5 ZAPATAS: 1-2-3	162
III.6 LOSA DE ACCESO	173
CONCLUSIONES	178
ANEXOS	
BIBLIOGRAFIA	

M-0013783

INTRODUCCION

DENTRO DEL MARCO DE DESARROLLO DE LAS SOCIEDADES, ES SUMAMENTE IMPORTANTE EL SOPORTE FISICO DE LA COMUNICACION, EL CUAL ESTABLECE EL LAZO DE INTEGRACION ENTRE LOS DISTINTOS CENTROS PRODUCTIVOS, CON EL FIN DE INTERCAMBIAR NO SOLO PRODUCTOS QUE INCIDEN EN LA ESTRUCTURA ECONOMICA SINO TAMBIEN CONTRIBUIR AL DESARROLLO DE LA SUPERESTRUCTURA; ES DECIR; A TRAVES DE LA COMUNICACION VIAJAN IDEAS, CULTURA Y CONOCIMIENTO.

POSTERIOR A LA CONSOLIDACION REVOLUCIONARIA DE 1910, SE DESARROLLA UNA ETAPA DE INDUSTRIALIZACION EN EL PAIS, PARA LO CUAL ES NECESARIO CONSTRUIR UNA INFRAESTRUCTURA DE SOPORTE DE COMUNICACION; FERROCARRILES, CAMINOS Y PUENTES, CORREOS, TELEGRAFOS; ETC. TIENEN UN AUGE SIN PRECEDENTE; POR ELLOS VIAJARAN LOS PRODUCTOS DE LA REVOLUCION AGRARIA CARDENISTA, LA CULTURA VASCONCELISTA, Y TAMBIEN LA SOCIEDAD HACIA EL OCIO VACACIONAL.

EN NUESTRO PAIS, COMO EN LA MAYORIA DE LOS LLAMADOS DEL TERCER MUNDO, EL ESTADO MANEJA LA PLANEACION DE LAS VIAS DE COMUNICACION, PARTE DE ESTE CONJUNTO LO CONSTITUYEN LAS CARRETERAS. LA INSTITUCION QUE SE ENCARGA DE LA PLANEACION, PROGRAMACION Y SUPERVISION DE LAS CARRETERAS ES LA SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES.

DENTRO DE LOS OBJETIVOS QUE PERSIGUE ESTA INSTITUCION, ESTA LA MODERNIZACION DEL SISTEMA CARRETERO, PARA LO CUAL ES NECESARIO ACTUALIZAR LAS TRAYECTORIAS Y LIBRAMIENTOS, ASI COMO EN ALGUNOS TRAMOS, AMPLIAR LA SECCION O DISEÑAR Y CONSTRUIR PUENTES (PASOS SUPERIORES, PASOS INFERIORES Y PASOS A DESNIVEL), QUE CONTRIBUYAN A HACER MAS FLUIDO Y MAS SEGURO EL TRANSITO POR LAS VIAS CARRETERAS.

ES EN ESTE ASPECTO EN DONDE INTERVIENE LA INGENIERIA CIVIL YA QUE EN ELLA RE-CAEN LAS RESPONSABILIDADES Y DECISIONES DE LA BUENA EJECUCION DE SU TRABAJO Y DE ESTE HACIA LA SOCIEDAD.

EL PRESENTE TRABAJO INTENTA DESARROLLAR ESTOS ASPECTOS; EL PARTICIPAR EN EL DESARROLLO DE LA ESTRUCTURA DE COMUNICACION Y BRINDAR EL EJEMPLO DEL TRABAJO DEL INGENIERO CIVIL EN LA ESPECIALIDAD DE LAS VIAS TERRESTRES, A TRAVES DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE O PASO INFERIOR.

LA ELECCION DEL PASO INFERIOR "LAS MALVAS", OBEDECE, A CONSIDERARLO COMO UN CASO TIPICO DEL PROGRAMA DE MODERNIZACION DEL SISTEMA CARRETERO. EL PASO INFERIOR SE ENCUENTRA UBICADO EN EL KM. 4 + 380.00 DE LA CARRETERA IRAPUATO-LEON, TRAMO DE MORDERNIZACION IRAPUATO-SILAO.

ACTUALMENTE, POR EFECTO DE LA MODERNIZACION SE AMPLIO ESTA CARRETERA DE DOS A CUATRO CARRILES, SURGIENDO LA NECESIDAD DE PROYECTAR UN PASO INFERIOR PARA LIBRARLA Y COMUNICAR AL EJIDO LAS MALVAS CON LA CARRETERA SALAMANCA-IRAPUATO. CONTRIBUYENDO DE ESTA MANERA AL DESARROLLO Y PROGRESO DE LA REGION.

EL OBJETIVO ESPECIFICO DE ESTE TRABAJO ES EL DE PROYECTAR UN PUENTE CONSTITUIDO POR UNA ESTRUCTURA HIPERESTATICA, MARCO RIGIDO, BASANDOSE PARA TAL EFECTO EN LAS ESPECIFICACIONES DE LA AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO).

PARA ALCANZAR ESTE OBJETIVO, ESTE TRABAJO ESTA COMPUESTO DE 3 CAPITULOS:

EN EL PRIMER CAPITULO, SE TRATA LO CONCERNIENTE A LOS ESTUDIOS PRELIMINARES O DE CAMPO, ESTUDIOS TAN IMPORTANTES EN CUALQUIER OBRA CIVIL Y ESPECIFICAMENTE PUENTES, PORQUE NOS DETERMINAN EL TIPO DE PUENTE A ELEGIR, TANTO EN UBICACION, COMO ESTRUCTURALMENTE.

EL SEGUNDO CAPITULO COMPRENDE, UNA VEZ ELEGIDO EL TIPO DE ESTRUCTURA QUE CONSTITUYE EL PUENTE, LOS ANALISIS CORRESPONDIENTES DE CARGA MUERTA (PESO PROPIO) Y CARGA VIVA, MAS IMPACTO.

EN EL ANALISIS POR CARGA MUERTA, INTERVIENEN LOS PESOS DE LOS DIFERENTES MIEMBROS ESTRUCTURALES QUE INTEGRAN LA ESTRUCTURA.

EN EL ANALISIS POR CARGA VIVA MAS IMPACTO, SE EMPLEAN LAS CARGAS DE DISEÑO ESPECIFICADAS POR LA AASHTO.

POR ULTIMO EN ESTE CAPITULO SE OBTIENEN LAS COMBINACIONES DE CARGA MUERTA MAS CARGA VIVA E IMPACTO, TANTO PARA MOMENTO FLEXIONANTE COMO PARA FUERZA COR-TANTE.

EN EL TERCER CAPITULO SE PROCEDE AL DISEÑO DE LOS DIFERENTES ELEMENTOS ESTRUCTURALES, UTILIZANDO PARA ELLO, ESPECIFICACIONES AASHTO Y DISEÑANDO CON ESFUERZOS DE TRABAJO.

CAPITULO I
ESTUDIOS PRELIMINARES

GENERALIDADES

EN LA INGENIERIA DE PUENTES, EL INGENIERO FUNDAMENTA SUS PROYECTOS EN ESTUDIOS PRELIMINARES EFECTUADOS EN EL LUGAR DONDE SE VAN A REALIZAR ESTOS.

LOS ESTUDIOS DE CAMPO O PRELIMINARES, NECESARIAMENTE DEBEN SER HECHOS CON TODO CUIDADO Y BUEN CRITERIO. DE NADA SIRVE UN PROYECTO EXCELENTE EN SI, QUE ESTE BASADO EN DATOS DE CAMPO ERRONEOS O INCOMPLETOS. LA EXPERIENCIA EN CONSTRUCCION Y LA BUENA ORGANIZACION DE LOS TRABAJOS NO SON SUFICIENTES PARA ASEGURAR UNA OBRA ADECUADA Y ECONOMICA, SI EL PROYECTO ESTA FUNDADO EN UN ESTUDIO PREVIO DE CAMPO DEFICIENTE.

CLASIFICACION.

LOS ESTUDIOS DE CAMPO DESTINADOS A RECABAR LOS DATOS NECESARIOS PARA ELABORAR EL PROYECTO, COMPRENDEN TRABAJOS DE NATURALEZA DIFERENTE QUE PUEDEN AGRUPARSE EN LA SIGUIENTE FORMA:

	TOPOGRAFICOS.
	HIDRAULICOS
ESTUDIOS DE CAMPO	DE GEOTECNIA
	DE TRANSITO
	DE CONSTRUCCION

ESTUDIOS TOPOGRAFICOS.

ESTOS ESTUDIOS COMPRENDEN DATOS TALES COMO, LA UBICACION DEL PUENTE Y LAS CARACTERISTICAS EN PLANTA Y EN ELEVACION DEL TERRENO EN QUE DEBE CONSTRUIRSE.

ESTUDIOS HIDRAULICOS.

PARA PUENTES QUE VAN A SALVAR RIOS, LA IMPORTANCIA DE LOS ESTUDIOS HIDRAULICOS DE LA CORRIENTE, ES MUY GRANDE COMO ES FACIL COMPRENDER. EL CAUDAL O GASTO MAXIMO DURANTE LAS AVENIDAS, LA VELOCIDAD QUE ALCANZA EL AGUA CUANDO ESTAS TIENEN LUGAR; LA FRECUENCIA CON QUE SE PRESENTAN DICHAS AVENIDAS, LA DURACION DE LAS MISMAS; EL NIVEL A QUE LLEGA EL AGUA, LAS ZONAS QUE INUNDA, LA DIRECCION GENERAL DE LA CORRIENTE EN CRECIENTES, EN LA SECCION DEL CRUCE EN ESTUDIO; EL ALINEAMIENTO DEL RIO Y OTRAS MUCHAS CIRCUNSTANCIAS, SON FACTORES QUE INFLUYEN EN LAS CARACTERISTICAS DE LA OBRA POR CONSTRUIR Y EN EL COSTO DE LA MISMA, ASI COMO SU FUNCIONAMIENTO UNA VEZ CONSTRUIDA.

ESTUDIOS DE GEOTECNIA.

ES INDISPENSABLE PARA CONSTRUIR CON SEGURIDAD Y ECONOMIA LA CIMENTACION DEL PUENTE, CONOCER LAS CLASES DE TERRENO EN QUE DEBERA DESPLANTARSE.

ES IMPORTANTE TENER CONOCIMIENTO DE LA RESISTENCIA ATRIBUIBLE AL MATERIAL QUE SUSTENTARA A LA SUBESTRUCTURA (PILAS, ESTRIBOS, CABALLETES, CILINDROS, ETC.) OTRO ASPECTO MUY IMPORTANTE QUE QUEDA RESUELTO MEDIANTE EL ESTUDIO DE CIMENTACION, ES EL PODER DETERMINAR LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.

ESTUDIO DE TRANSITO

EN GENERAL, SE SUPONE QUE CUANDO SE HA DECIDIDO LA CONSTRUCCION DE UN CAMINO, SE HAN ESTUDIADO Y FIJADO LAS CARACTERISTICAS DE EL, POR LO QUE SE REFIEREN AL TRANSITO PARA EL QUE DEBE PROYECTARSE, NUMERO DE BANDAS DE CIRCULACION, ANCHOS, VELOCIDADES DE OPERACION DEL CAMINO EN SUS DIFERENTES TRAMOS, TIPOS DE VEHICULOS QUE DEBERAN CONSIDERARSE.

ESTUDIOS DE CONSTRUCCION

ESTOS ESTUDIOS SON DE GRAN VALOR PARA LA ELABORACION DEL PROYECTO, POR QUE NOS PROPORCIONAN DATOS TALES COMO:

- MATERIALES DISPONIBLES, EN CALIDAD, CANTIDAD Y COSTO.
- ACCESIBILIDAD DE LAS OBRAS: VIAS DE COMUNICACION.
- SUELDOS Y JORNALES DE LA REGION, PARA PERSONAL DE OBREROS CALIFICADOS Y PARA PEONES

1.2 ESTUDIOS DE TOPOGRAFIA.

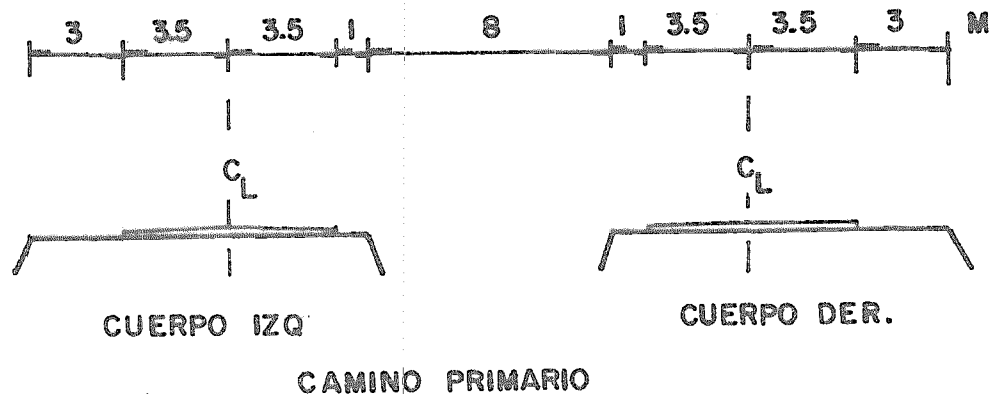
(ESTUDIOS ESPECIFICOS DE PROYECTO)

LOCALIZACION.

EL PUENTE CARRETERO LAS MALVAS SE ENCUENTRA LOCALIZADO EN EL KM. 4+380.00 DE LA CARRETERA IRAPUATO-LEON. TRAMO DE MODERNIZACION IRAPUATO-SILAO, CON ORIGEN EN EL KM. 108+397.5 DE LA CARRETERA QUERETARO-IRAPUATO.

EL TRAMO POR LIBRAR (IRAPUATO-SILAO) PRESENTA LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS GEOMETRICAS.

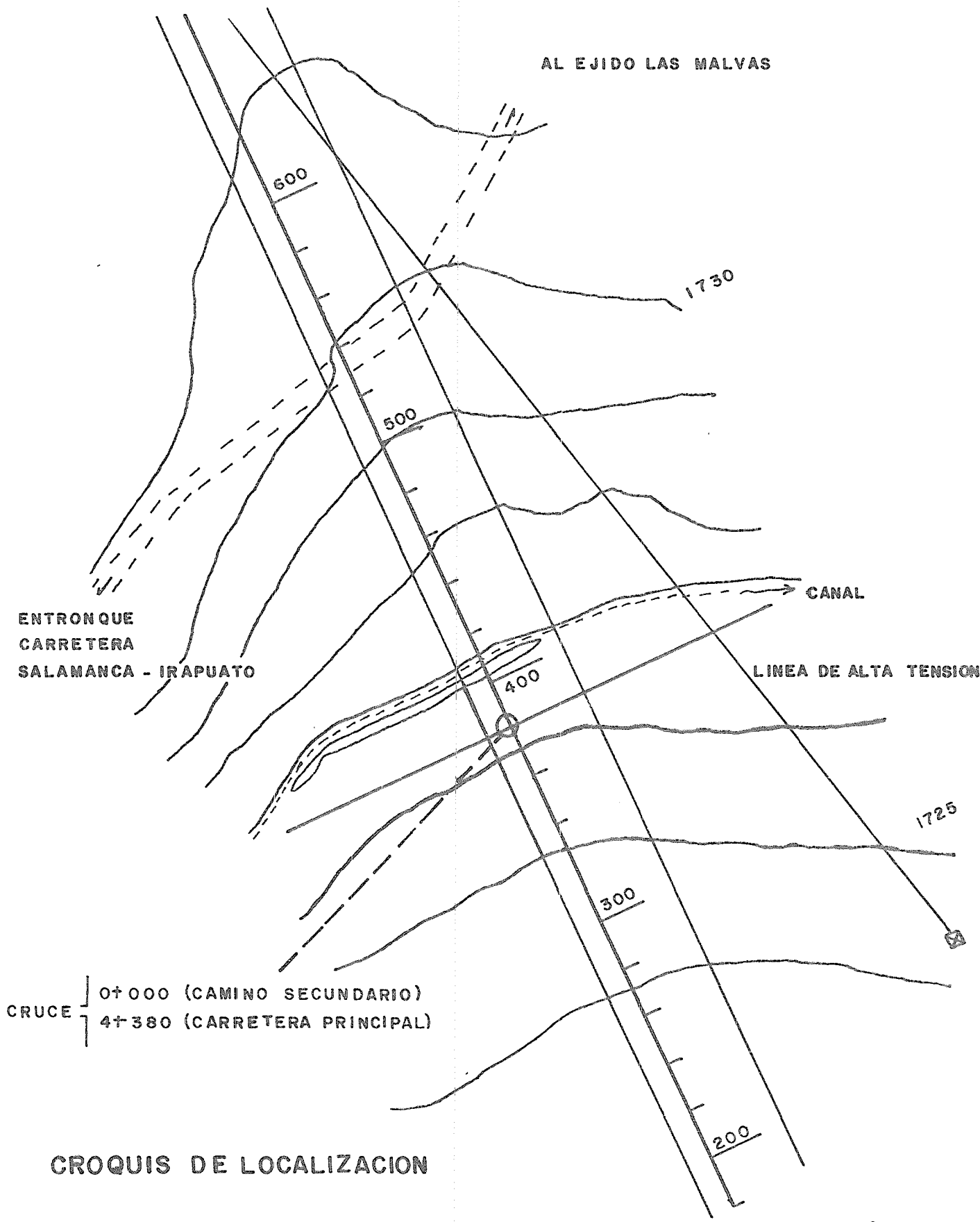
ANCHO DE CORONA: DOS DE 11.00 M.
CON CAMELLON DE 8.00 M.
ANCHO DE CARPETA: DOS DE 7.00 M.



EL CRUCE SE CONSIDERA NORMAL A TRAVES DE UN TRAMO RECTO DEL CURSO DEL CAMINO PRIMARIO.

LA TOPOGRAFIA DEL LUGAR DEL CRUCE ES PLANA DEBIDO A QUE SE ENCUENTRA EN UN VALLE DE CULTIVO.

EN LA PAGINA SIGUIENTE SE MUESTRA EL CROQUIS DE LOCALIZACION.



1.3 ESTUDIOS DE GEOTECNIA.

PARA LOS ESTUDIOS DE CIMENTACION SE EFECTUARON TRES SONDEOS CON MAQUINA PERFORADORA CUBRIENDO UN CLARO DE EXPLORACION EN EL SENTIDO TRANSVERSAL DE 36.00 M.

LOS SONDEOS FUERON REALIZADOS EMPLEANDOSE LOS SIGUIENTES METODOS DE EXPLORACION:

PENETRACION ESTANDAR Y LAVADO.

CARACTERISTICAS DE LOS SONDEOS.

SONDEO	LOCALIZACION	ELEVACION	TIPO DE PRUEBA	PROF.
1	a 18.58 m Izq. del C.L. en la Est. 4+380.00	999.48 m	P.E. y L	13.03 m
2	a 2.5 m Izq. del C.L. en la Est. 4+380.00	999.50 m	P.E. y L.	12.80 m
3	a 17.50 m Der. del C.L. en la Est. 4+380.00	999.43 m	P.E. y L.	13.40 m

EN LA PAGINA (11) SE MUESTRA EL PERFIL DE SUELOS SEGUN EJE DE SONDEOS.

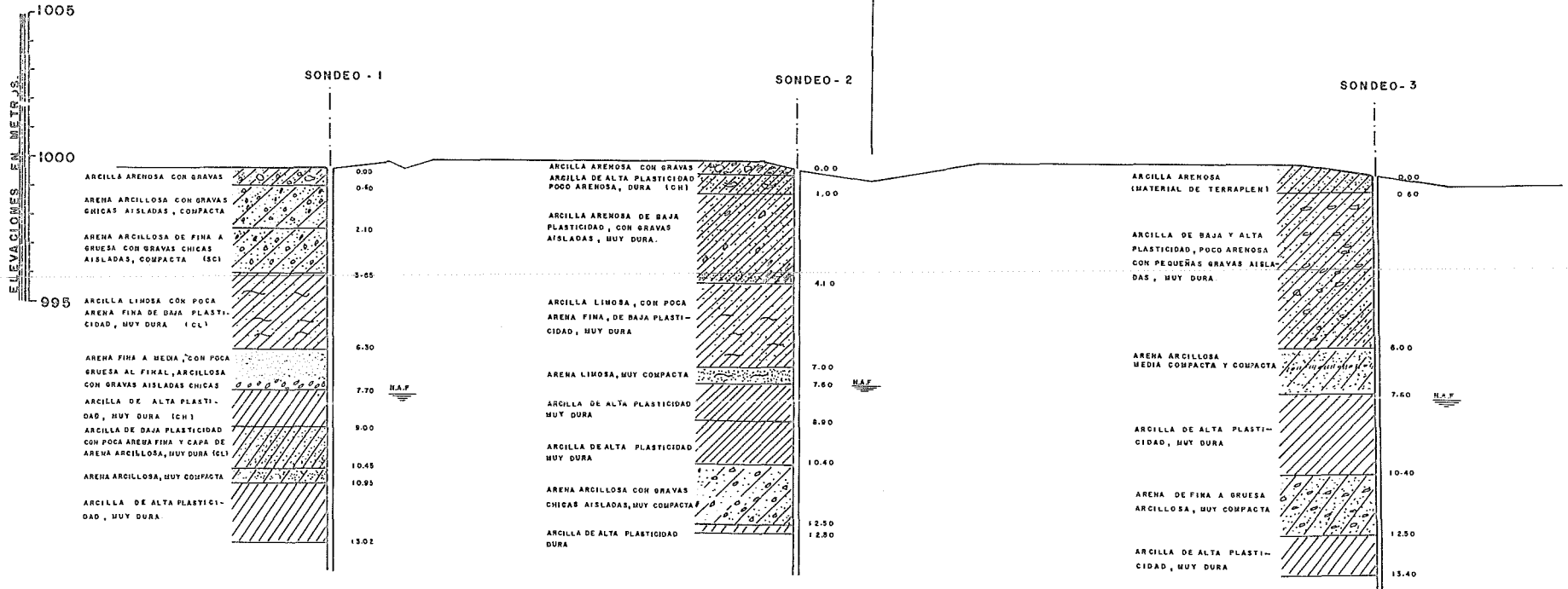
0+020

0+000

0+020

A LA COL. LAS MALVAS
LADO IZQ.

AL EJIDO LAS MALVAS GTO.
LADO DER.



ESC = 1:100

PERFIL DE SUELOS

DE LAS PRUEBAS DE EXPLORACION HECHAS AL SUELO DE CIMENTACION SE TIENEN LAS SIGUIENTES OBSERVACIONES Y RESULTADOS:

- LA ESTRATIGRAFIA DEL TERRENO NO VARIA EN TODO LO ANCHO DEL CRUCE.
- EL ESTRATO RESISTENTE CUENTA CON UN ESPESOR SUFICIENTE PARA RESISTIR LOS EFECTOS DE LAS CARGAS TRANSMITIDAS POR LA ESTRUCTURA.
- LA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE DEL SUELO ES DE 30 TON/M².
- LA CIMENTACION SERA DE TIPO SUPERFICIAL, A BASE DE ZAPATAS AISLADAS.
- EL DESPLANTE SE HARA EN EL MATERIAL CLASIFICADO COMO ARENA ARCILLOSA, AL NIVEL DE LA ELEVACION 997.50 M. QUE EQUIVALE APROXIMADAMENTE A 2.00 DE PROFUNDIDAD, A PARTIR DEL NIVEL DE LA BOCA DE LOS SONDEOS.

1.4 ESTUDIOS DE TRANSITO.

LOS ESTUDIOS DE TRANSITO SE RESUMEN EN LOS SIGUIENTES DATOS DE PROYECTO:

ANCHO TOTAL DE SUPERESTRUCTURA	= 8.00 m.
ANCHO DE CALZADA.	= 7.20 m.
ANCHO DE GUARNICION.	= 0.40 m.
BANDAS DE CIRCULACION.	= 2 Carriles
TIPO DE CAMION.	= H S – 15

1.5 ELECCION DEL TIPO DE PUENTE.

SIENDO LA ELECCION DEL TIPO DE PUENTE UNO DE LOS PROBLEMAS FUNDAMENTALES PARA LOGRAR EXITO, TANTO EN LO ECONOMICO, COMO EN LA PARTE CONSTRUCTIVA, EXISTE Poca INFORMACION AL RESPECTO DEBIDO A QUE CADA CRUCE POSEE CARACTERISTICAS PROPIAS QUE LO HACEN MUY DIFICIL DE ENMARCAR DENTRO DE UNA CIERTA CLASIFICACION O GRUPO.

LA SOLUCION MAS ADECUADA O VIABLE EN TERMINOS GENERALES, ES AQUELLA QUE APARTE DE CUMPLIR CON LAS CONDICIONES TOPOGRAFICAS, HIDRAULICAS Y DE MECANICA DE SUELOS IMPUESTAS POR EL TERRENO Y LA CORRIENTE EN EL SITIO ELEGIDO PARA EL CRUCE; TAMBIEN, CON LAS CONDICIONES DE TRANSITO Y ESTABILIDAD, RESULTE LA MAS ECONOMICA EN LO POSIBLE.

TOMANDO COMO BASE LOS DATOS PROPORCIONADOS POR LOS ESTUDIOS DE CAMPO, PARA EL PUENTE CARRETERO LAS MALVAS SE REALIZARON DOS ANTEPROYECTOS, CON LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS:

- PUENTE CONSTITUIDO POR UN MARCO RIGIDO Y EMPOTRADO EN SU BASE.

SUPERESTRUCTURA: LOSA PLANA ALIGERADA, DIPTERA. (*)

SUBESTRUCTURA : PILAS Y ZAPATAS

- PUENTE CONSTITUIDO POR TRAMOS SIMPLEMENTE APOYADOS.

SUPERESTRUCTURA: LOSA NERVURADA.

SUBESTRUCTURA : ESTRIBOS Y PILA.

DE LOS DOS ANTEPROYECTOS ANTERIORES SE OPTO, POR EL PRIMERO, YA QUE ES EL MAS ADAPTABLE A LOS REQUERIMIENTOS TOPOGRAFICOS Y DE MECANICA DE SUELOS, TAMBIEN POR SER LA SOLUCION MAS ECONOMICA.

(*) EN LAS DOS PAGINAS SIGUIENTES SE RESUMEN LAS LOSAS PLANAS ALIGERADAS, QUE SE ENCUENTRAN EN EL CUADERNO DE PROYECTOS TIPO DE CONCRETO REFORZADO, PARTE I, DE LA SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS.

ESTOS SON TRAMOS SIMPLEMENTE APOYADOS DE LONGITUD VARIABLE PARA CAMIONES DE DISEÑO HS – 15 Y HS – 20.

EN LA PAGINA (19) SE PUEDE OBSERVAR LA RASANTE DEL PUENTE CARRETERO "LAS MALVAS".

LOSAS PLANAS ALIGERADAS

ANCHO TOTAL 8.00 M

ANCHO TOTAL 10.00 M

CARGA MOVIL

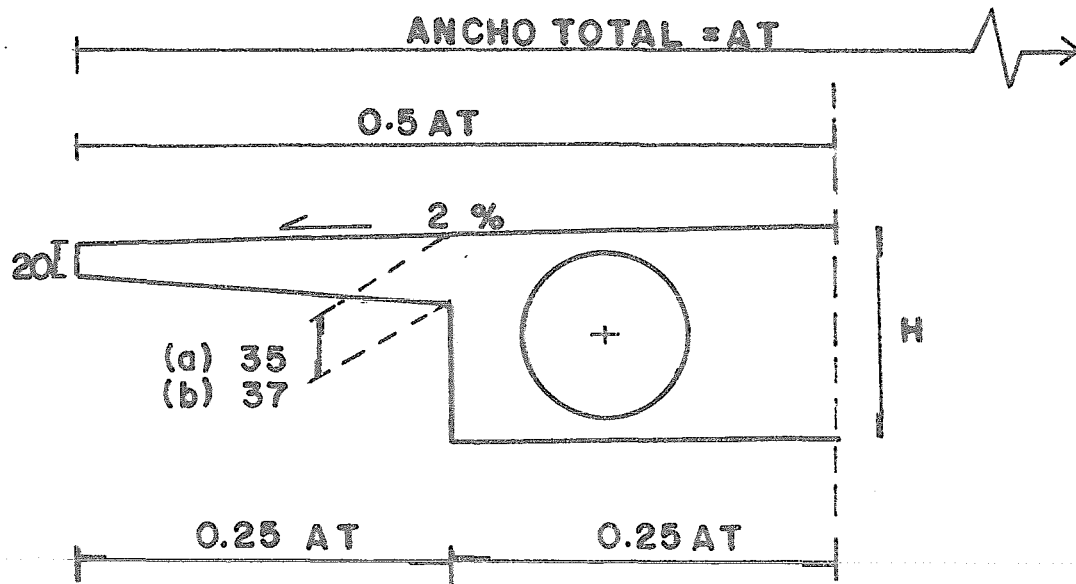
CLARO	HS - 15			HS - 20			HS - 15			HS - 20		
	H	Ø	As	H	Ø	As	H	Ø	As	H	Ø	As
14.00	90	62	270	90	62	300	90	62	310	90	62	350
16.00	100	72	324	100	72	360	100	72	374	100	72	411
18.00	110	82	370	110	82	400	110	82	410	110	82	450

H = PERALTE DE LA LOSA PLANA ALIGERADA (CM)

Ø = DIAMETRO DEL TUBO DE CARTON (CM)

As = AREA DEL ACERO POR FLEXION (CM²)

CLARO (M)



(a) PARA $AT = 800$
 (b) PARA $AT = 1000$

(CM)

71	+	86	-43	4 TUBOS DE 62 Ø	AT=800	L=1400	CV=HS-15
59	+	94	+47	4 TUBOS DE 72 Ø	AT=800	L=1600	CV=HS-15
81	+	119	-	3 TUBOS DE 82 Ø	AT=800	L=1800	CV=HS-15
66	+	2 DE 92 = 184		5 TUBOS DE 62 Ø	AT=1000	L=1400	CV=HS-20
58	+	2 DE 96 = 192		5 TUBOS DE 72 Ø	AT=1000	L=1600	CV=HS-20
79	+	114	+57	4 TUBOS DE 82 Ø	AT=1000	L=1800	CV=HS-20

PROYECTO DEFINITIVO

SE TRATA DE PROYECTAR UN PASO INFERIOR (PUENTE CARRETERO LAS MALVAS), QUE SE LOCALIZA EN EL TRAMO DE MODERNIZACION IRAPUATO-SILAO.

SUPERESTRUCTURA.

DESCRIPCION

LA SUPERESTRUCTURA SERA CONTINUA, FORMANDO MARCO RIGIDO CON LAS PILAS, CONSTITUIDA POR DOS CLAROS DE 18.50 M Y DOS VOLADIZOS DE 5.50 M. DE LOSA PLANA DE CONCRETO REFORZADO, ALIGERADA CON TUBOS DE CARTON (\emptyset 82 CM.) Y PERALTE CONSTANTE. EL ANCHO TOTAL SERA DE 8.00 M.

LA CALZADA DE RODAMIENTO DE 7.20 M. Y LAS GUARNICIONES DE 0.40 M. CADA UNA. (VER FIGURA PAGINA 18).

EL PUENTE SE PROYECTARA PARA UNA CARGA VIVA H S – 15, EN DOS BANDAS DE CIRCULACION, NO HABIENDOSE CONSIDERADO LAS NUEVAS CARGAS MOVILES ESPECIFICADAS POR LA SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES EN VIRTUD DE ENCONTRARSE EN PROCESO DE REVISION Y ESTUDIO PARA PROYECTO DE PUENTES.

EL ANGULO DE ESVAJAMIENTO ES DE 0° 00'
(EL PUENTE ES NORMAL)

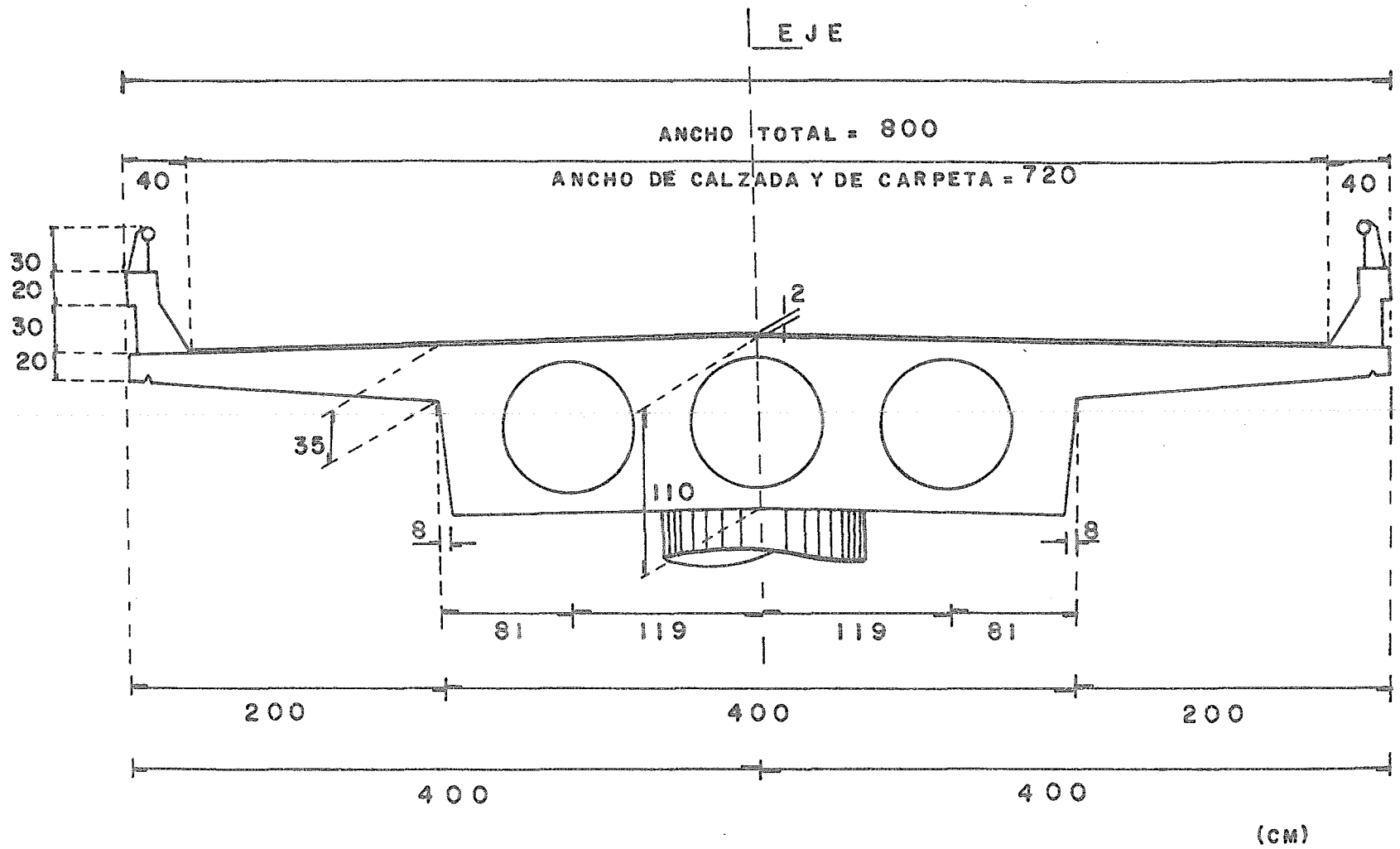
SUBESTRUCTURA.

DESCRIPCION

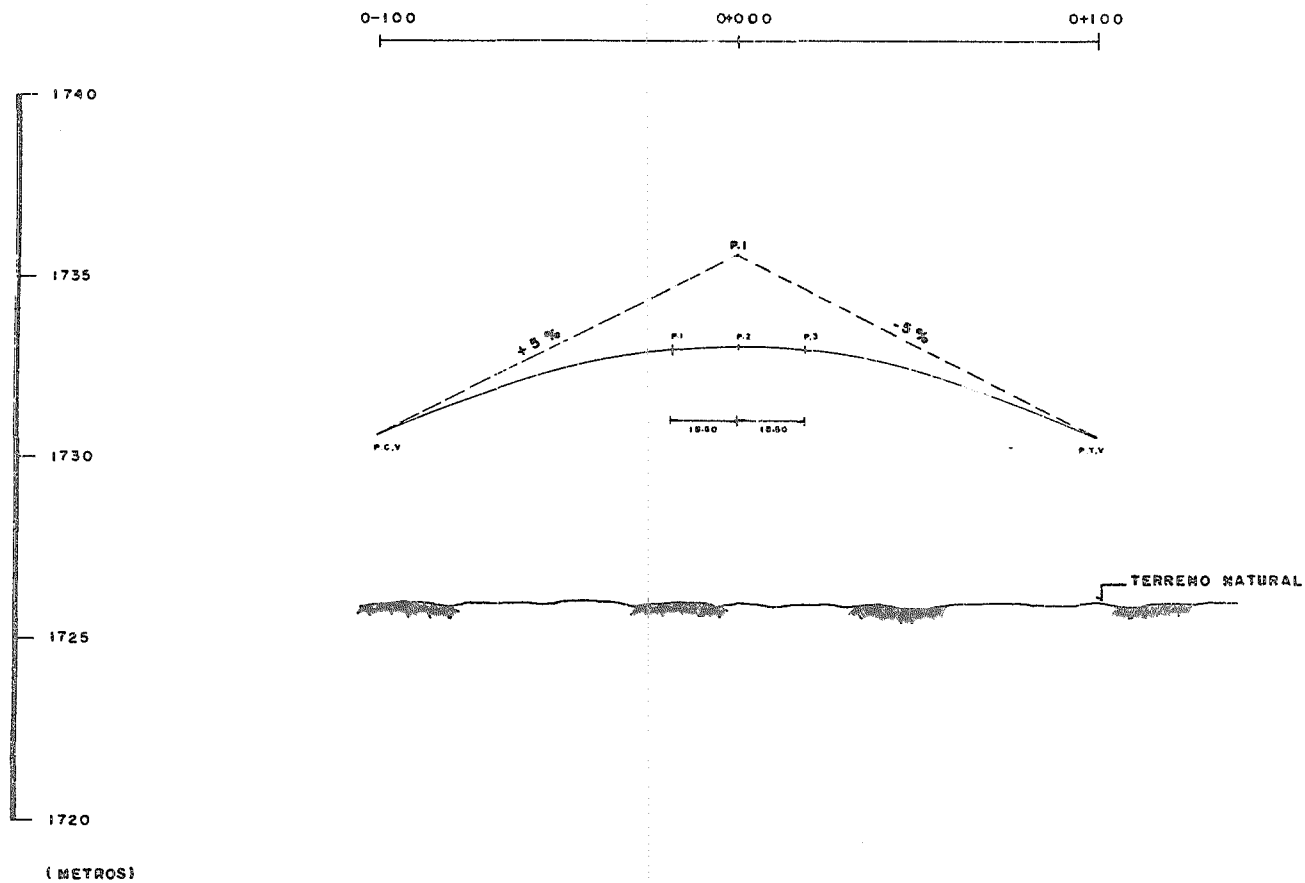
LA SUBESTRUCTURA ESTARA INTEGRADA POR TRES PILAS DE CONCRETO REFORZADO DE SECCION TRANSVERSAL CIRCULAR (\emptyset 130 CM) QUE SE DESPLANTARAN POR SUPERFICIE.

NO SE TOMARAN EN CUENTA ETAPAS CONSTRUCTIVAS, PARA EL CALCULO POR CONSIDERARSE FACTIBLE QUE LA CONSTRUCCION DE LA OBRA PUEDA REALIZARSE EN UNA ETAPA.

SUPERESTRUCTURA



SECCION TRANSVERSAL



PUNTO	ESTACION	X	X/20	(X/20) ²	$\Delta = (\text{PEND}) \times X$	ELEV. TANG.	$K(X/20)^2$	RASANTE
P.C.V.	0+100.00	—	—	—	—	1730.60	—	1730.60
PILA 1	0+018.50	81.50	4.075	16.61	4.075	1734.68	-1.66	1733.02
PILA 2	0+000.00	100.00	5.000	25.00	5.000	1735.60	-2.50	1733.10
PILA 3	0+018.50	118.50	5.925	35.11	5.925	1736.53	-3.51	1733.02
P.T.V.	0+100.00	200.00	10.000	100.00	10.000	1740.60	-10.00	1730.60

RASANTE DEL PUENTE

CAPITULO II

ANALISIS ESTRUCTURAL DEL MARCO HIPERESTATICO

II.I ANALISIS ESTRUCTURAL DEBIDO A CARGA MUERTA.

TODOS LOS ANALISIS ESTRUCTURALES HECHOS AL MARCO HIPERESTATICO QUE CONSTITUYE EL PUENTE CARRETERO "LAS MALVAS", FUERON REALIZADOS EMPLEANDO EL METODO DE G. KANI.

LAS CARGAS QUE SE UTILIZAN PARA DICHOS ANALISIS ESTRUCTURALES SON CARGAS UNITARIAS.

UNICAMENTE SE PRESENTA CON DETALLE UN ANALISIS ESTRUCTURAL DEBIDO A CARGA UNITARIA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA.

LOS ANALISIS DEL MARCO, QUE SE INDICAN A CONTINUACION SERAN EMPLEADOS EN EL DESARROLLO DE ESTE TRABAJO, Y SE OBSERVAN EN LAS PAGINAS SIGUIENTES:

- 1.- CARGA UNITARIA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA. (PAGINA – 30)
- 2.- MOMENTOS UNITARIOS EN VOLADIZOS. (PAGINA – 31)
- 3.- MOMENTO UNITARIO EN VOLADIZO. (PAGINA – 32)
- 4.- CARGA HORIZONTAL UNITARIA. (PAGINA – 33)
- 5.- DESPLAZAMIENTO LINEAL. (PAGINA – 34)

PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SUPERESTRUCTURA

PARA LA DETERMINACION DE REACCIONES EXTERIORES, MOMENTOS ESFUERZOS CORTANTES Y DEFLEXIONES, LOS MOMENTOS DE INERCIA DE MARCOS RIGIDOS Y ESTRUCTURAS CONTINUAS SE CALCULARAN TOMANDO EN CUENTA LAS SECCIONES BRUTAS DE CONCRETO DESPRECIANDO EL EFECTO DEL ACERO DE REFUERZO.

DE LA FIGURA DE LA PAGINA (23) Y DE LA TABLA DE LA PAGINA (24). OBTENEMOS LOS VALORES PARA DETERMINAR LAS PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SUPERESTRUCTURA.

$$\text{AREA MEDIA SECCION} = 19278 \text{ cm}^2$$

$$\text{AREA TOTAL} = 19278 \times 2 = 38556 \text{ cm}^2$$

CENTRO DE GRAVEDAD Y_g

$$Y_g = \frac{A\bar{Y}}{A} = \frac{1294290 \text{ cm}^3}{19278 \text{ cm}^2} = 67.14 \text{ cm.}$$

MOMENTO DE INERCIA.

$$I_g = I_c + AD_c^2 = (18241395 \text{ cm}^4 + 7006846 \text{ cm}^4) \times 2 = 50496482 \text{ cm}^4$$

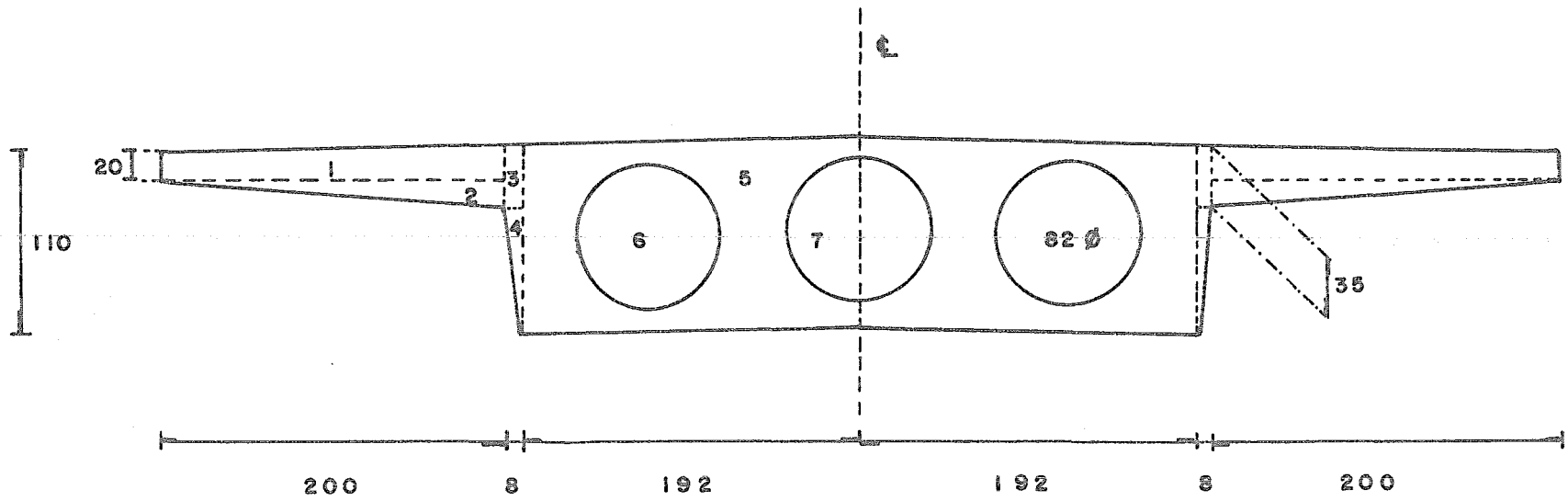
PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SUBESTRUCTURA

COLUMNAS.

$$\text{AREA} = \frac{3.1416 \times D^2}{4} = \frac{3.1416 \times 130^2}{4} = 13273 \text{ cm}^2$$

$$I_g = \frac{3.1416 \times D^4}{64} = \frac{3.1416 \times 130^4}{64} = 14019848 \text{ cm}^4$$

SUPERESTRUCTURA



SECCION TRANSVERSAL

(CMS)

PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SUPERESTRUCTURA.

SECCION	AREA	\bar{Y}	$A\bar{Y}$	I_c	D_c	D_c^2	$A D_c^2$
Nº	CM ²	CM	CM ³	CM ⁴	CM	CM ²	CM ⁴
1	4000	100	400000	133333	32.86	1080	4320000
2	1500	85	127500	18750	17.86	319	478500
3	280	92.5	25900	28584	25.36	643	180040
4	300	50	15000	93750	17.14	294	88200
5	21120	55	1161600	21296000	12.14	147	3104640
6	- 5281	55	- 290455	-2219348	12.14	147	- 776307
7	- 2641	55	- 145255	-1109674	12.14	147	-388227
TOTAL	19278		1294290	18241395			7006846

MEDIA SECCION

I_C (RECTANGULO) = $BH^3/12$
 I_C (TRIANGULO) = $BH^3/36$
 I_C (CIRCULO) = $\pi D^4/64$

METODO DE G. KANI

LAS ECUACIONES SIGUIENTES CONSTITUYEN LA BASE DEL METODO DE KANI.

$$m_{ij} = - \frac{k}{2 \leq k} \left[\bar{M}_{io} + \sum m_{ji} + \mathcal{A}_{ij} \right] \dots 1$$

$$\mathcal{A}_{ij} = - \frac{k}{(2/3) \leq k} \left[\frac{Vh}{3} + \sum (m_{ij} + m_{ji}) \right] \dots 2$$

EN DONDE:

$$m_{ij} = \frac{2EI}{L} \theta_i \quad ; \text{ Contribución angular del extremo cercano.}$$

$$m_{ji} = \frac{2EI}{L} \theta_j \quad ; \text{ Contribución angular del extremo lejano.}$$

$$\bar{M}_{io} = \text{Momento de desequilibrio en el nudo "i"}$$

$$\mathcal{A}_{ij} = - \frac{6EI}{2L} \Delta \quad ; \text{ Contribución por desplazamiento lineal transversal relativo entre los extremos de la barra}$$

$$\frac{k}{2 \leq k} \quad ; \text{ Factor de distribución angular.}$$

$$\frac{k}{(2/3) \leq k} \quad ; \text{ Factor de distribución lineal}$$

$$Vh/3 \quad ; \text{ Momento de entrepiso.}$$

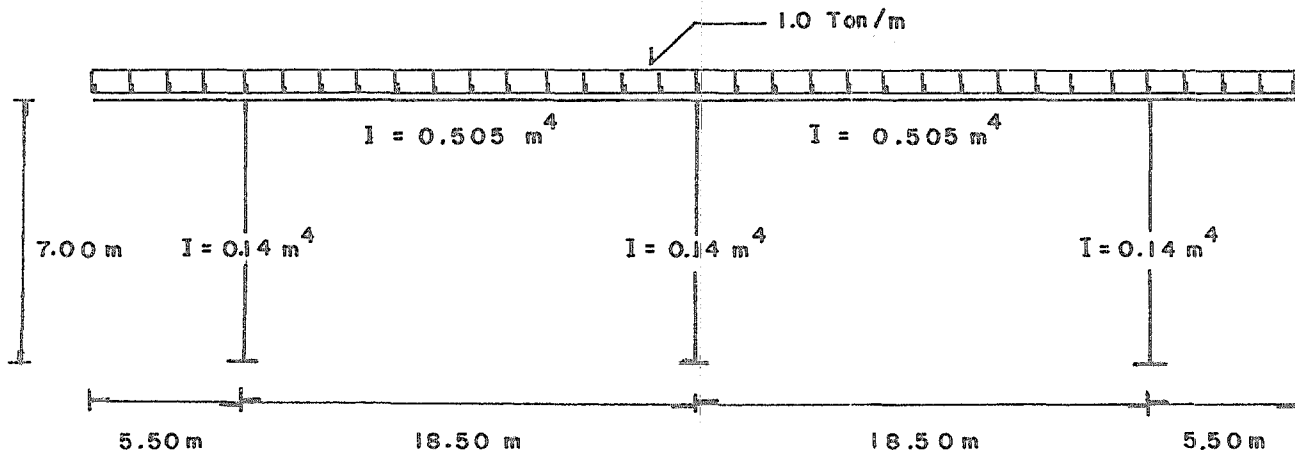
El momento real en el extremo de una barra será igual a:

$$M_{ij} = M_{io} + 2 m_{ij} + m_{ji} + \mathcal{A}_{ij} \dots 3$$

ANALISIS DEL MARCO

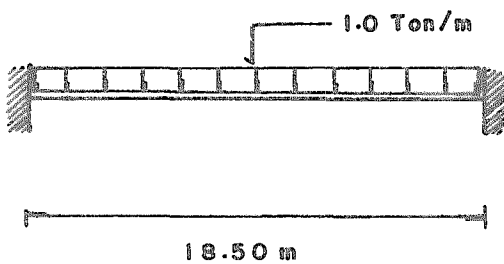
CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA.

METODO DE KANI



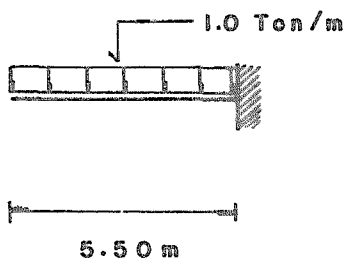
CALCULO DE LOS MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO

TRAMOS: 1-2 y 2-3



$$M_0 = WL^2/12 = 1(18.50)^2/12 = 28.52 \text{ Ton-m}$$

VOLADIZOS



$$M_0 = WL^2/2 = 1(5.50)^2/2 = 15.13 \text{ Ton-m}$$

CALCULO DE LOS FACTORES DE DISTRIBUCION

ANGULARES

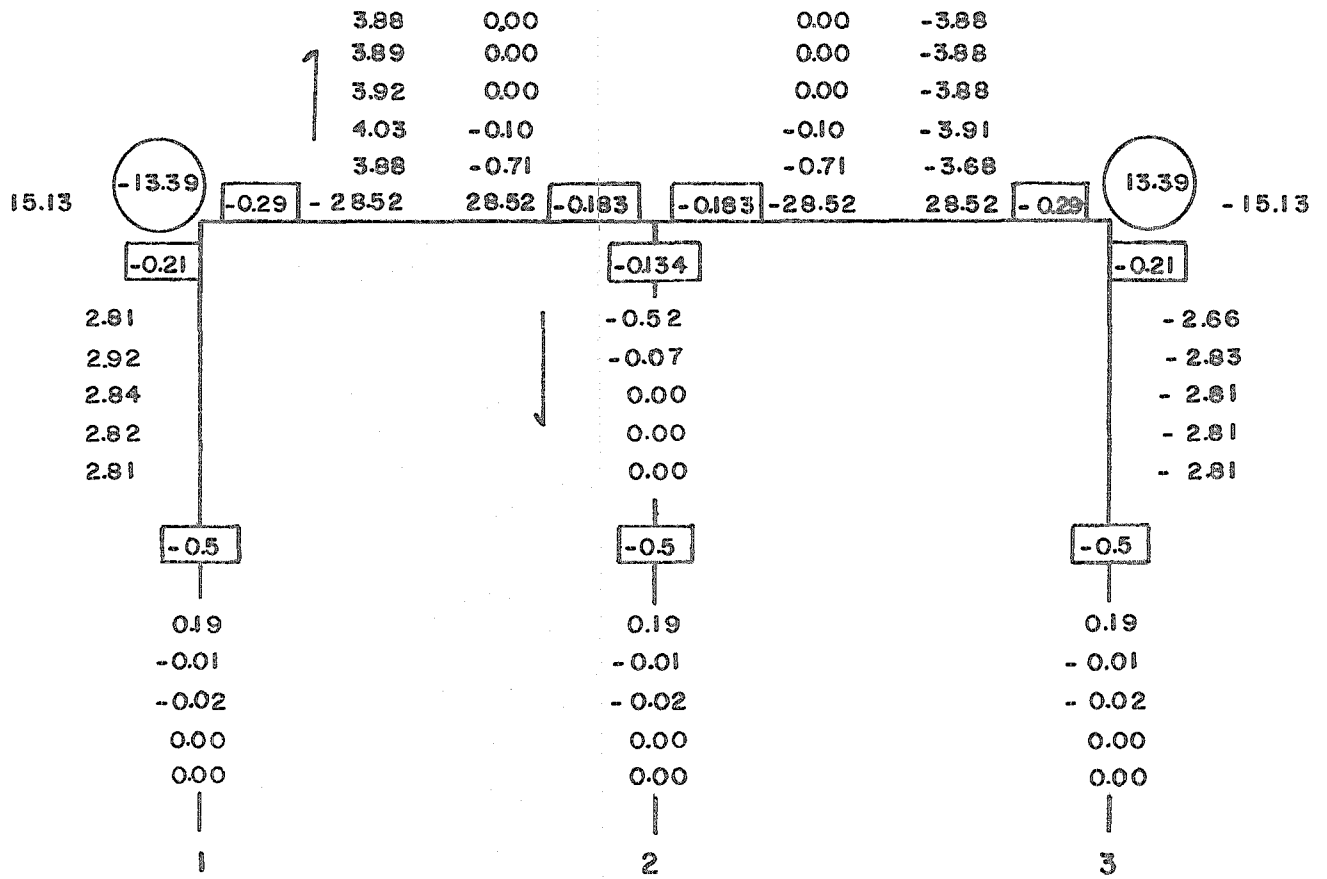
BARRA	RIGIDEZ RELATIVA (I/L)	F.D.	
1 1'	$0.14/7.0 = 0.0200$	- 0.21	$\frac{K}{2} \leq K$
1 2	$0.505/18.50 = 0.0273$	- 0.29	
	$\leq K = 0.0473$		
	$2 (0.0473) = 0.0946$		
2 1	$0.505/18.50 = 0.0273$	- 0.183	
2 2'	$0.14/7.0 = 0.0200$	- 0.134	
2 3	$0.505/18.50 = 0.0273$	- 0.183	
	$\leq K = 0.0746$		
	$2 (0.0746) = 0.1492$		
3 2	$0.505/18.50 = 0.0273$	- 0.29	
3 3'	$0.14/7.0 = 0.0200$	- 0.21	
	$\leq K = 0.0473$		
	$2 (0.0473) = 0.0946$		

LINEALES

1 1'	$= 0.0200$	- 0.50	$\frac{K}{(2/3)} \leq K$
2 2'	$= 0.0200$	- 0.50	
3 3'	$= 0.0200$	- 0.50	
	$\leq K = 0.0600$		
	$2/3 (0.0600) = 0.0400$		

METODO DE KANI

CALCULO DE LAS CONTRIBUCIONES ANGULARES Y LINEALES



1 → 2 → 3

(Ton-m)

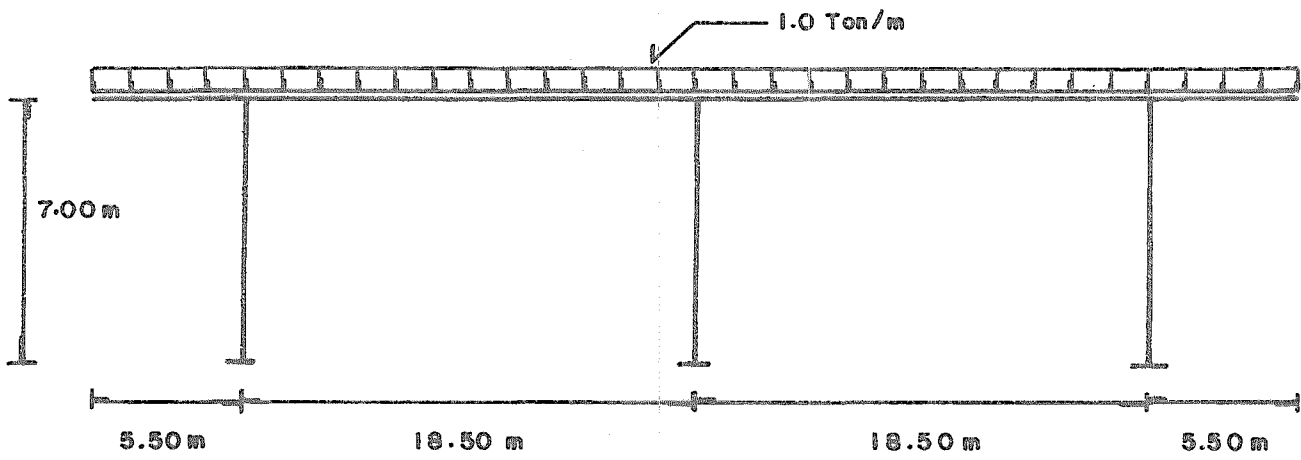
MOMENTOS FINALES

$$M_{ij} = M_{i0} + 2 m_{ij} + m_{ji} + 4 \mu_{ij}$$

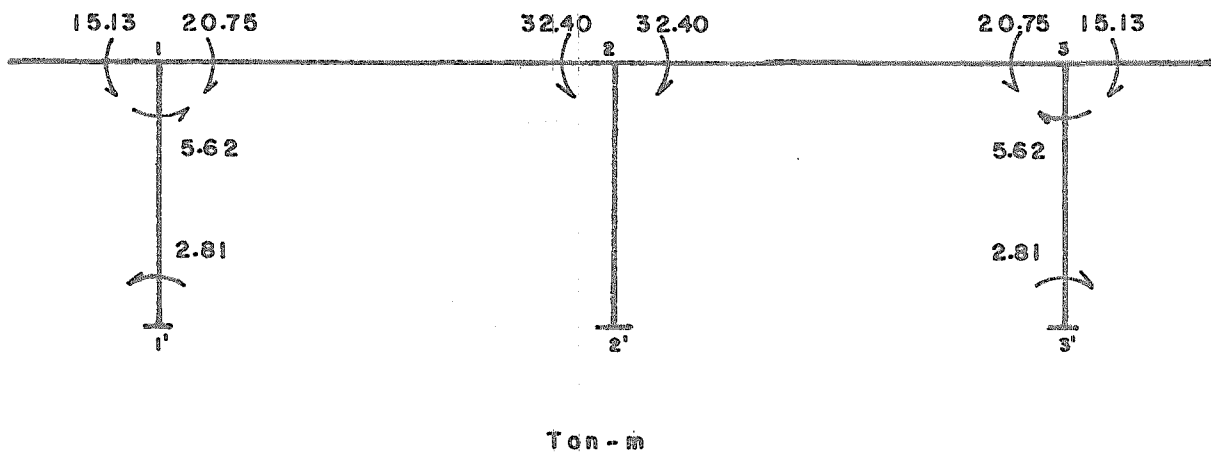
$M_{1-1'}$	=	0.00	+	2(2.81)	+	0.00	+	0.00	=	5.62	Ton-m
$M_{1'-1}$	=	0.00	+	2(0.00)	+	2.81	+	0.00	=	2.81	Ton-m
M_{1-2}	=	-28.52	+	2(3.88)	+	0.00	+	0.00	=	-20.75	Ton-m
M_{2-1}	=	28.52	+	2(0.00)	+	3.88	+	0.00	=	32.40	Ton-m
$M_{2-2'}$	=	0.00	+	2(0.00)	+	0.00	+	0.00	=	0.00	
$M_{2'-2}$	=	0.00	+	2(0.00)	+	0.00	+	0.00	=	0.00	
M_{2-3}	=	-28.52	+	2(0.00)	-	3.88	+	0.00	=	-32.40	Ton-m
M_{3-2}	=	28.52	-	2(3.88)	+	0.00	+	0.00	=	20.75	Ton-m
$M_{3-3'}$	=	0.00	-	2(2.81)	+	0.00	+	0.00	=	-5.62	Ton-m
$M_{3'-3}$	=	0.00	+	2(0.00)	-	2.81	+	0.00	=	-2.81	Ton-m



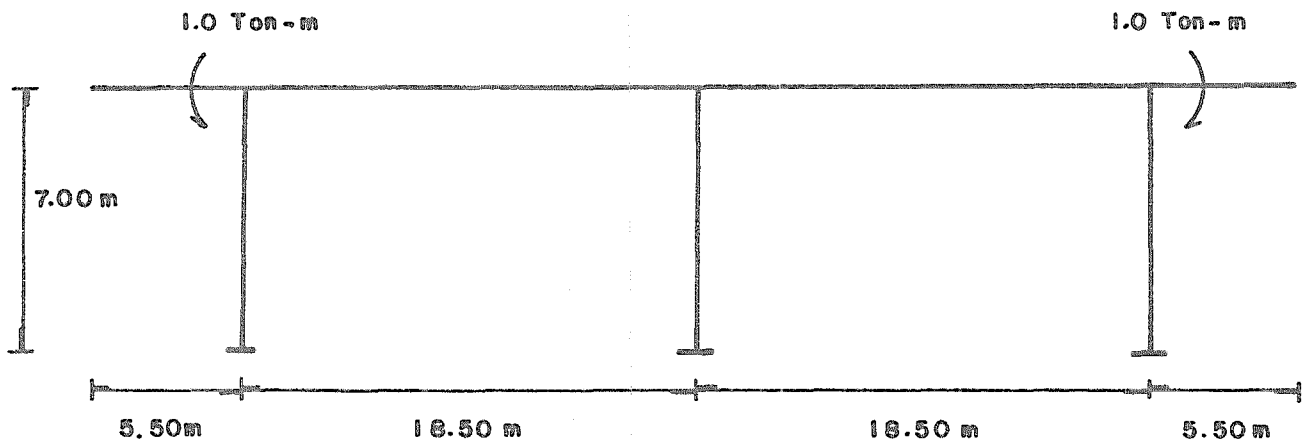
I- CARGA UNIFORME



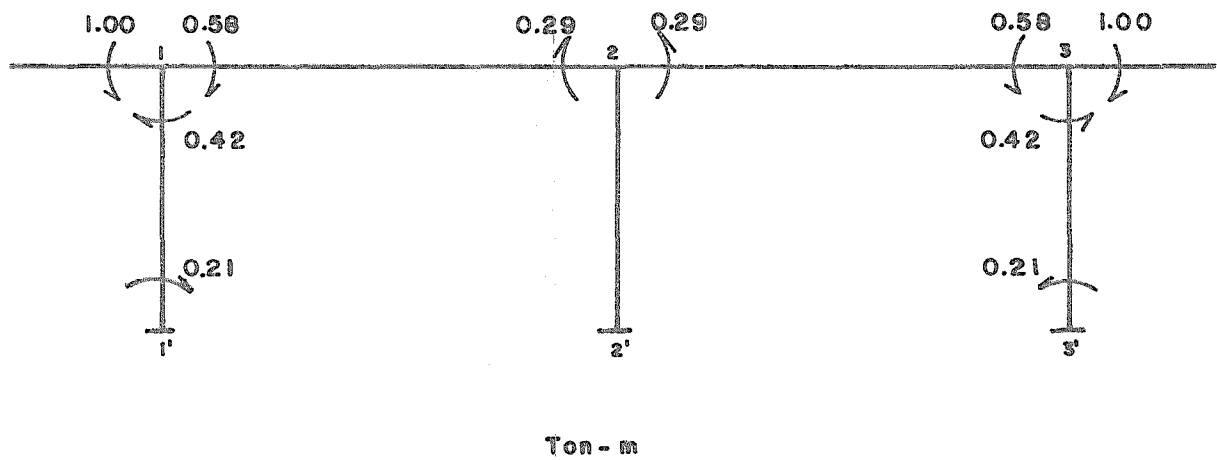
MOMENTOS FINALES



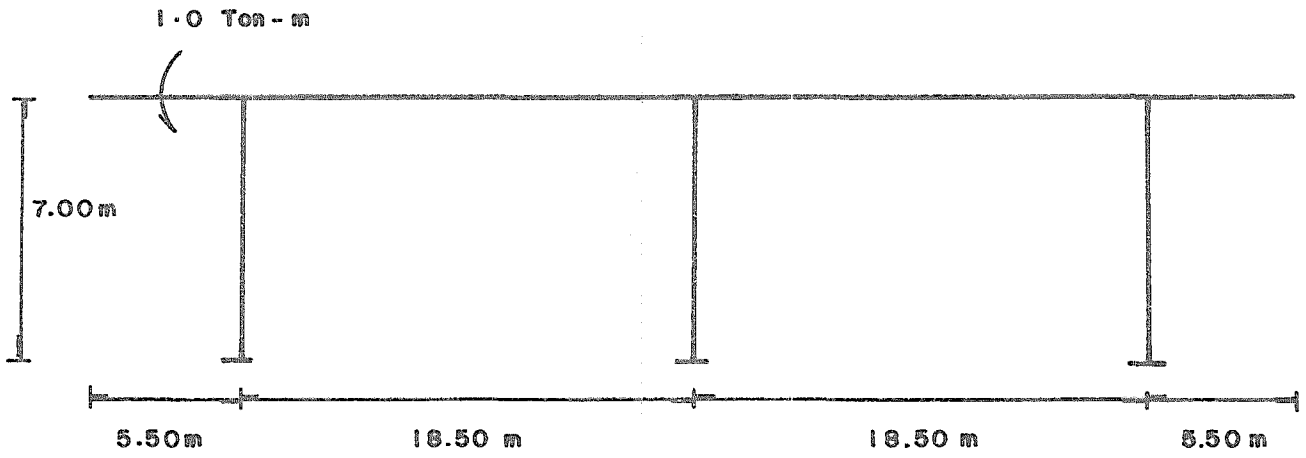
2- MOMENTOS EN VOLADIZOS



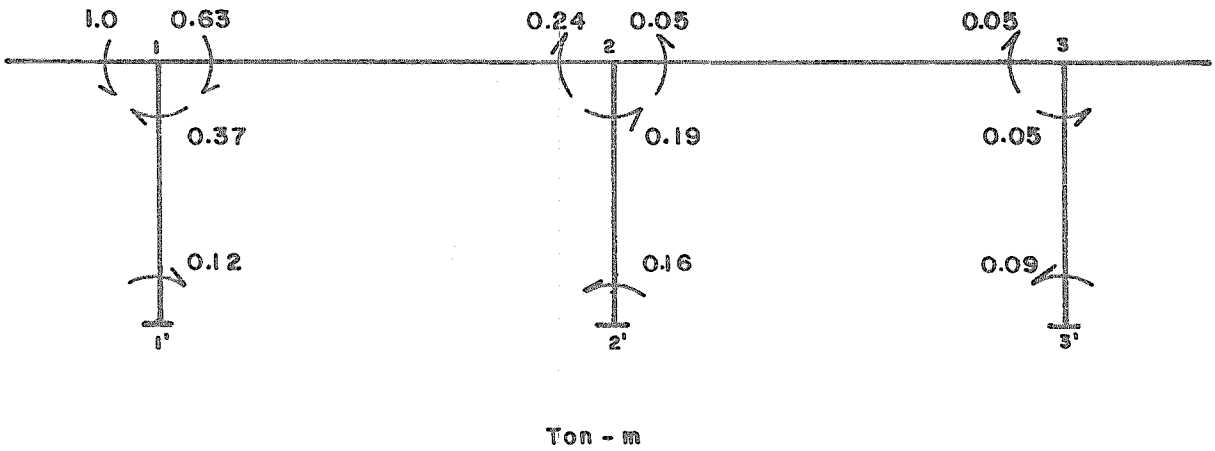
MOMENTOS FINALES



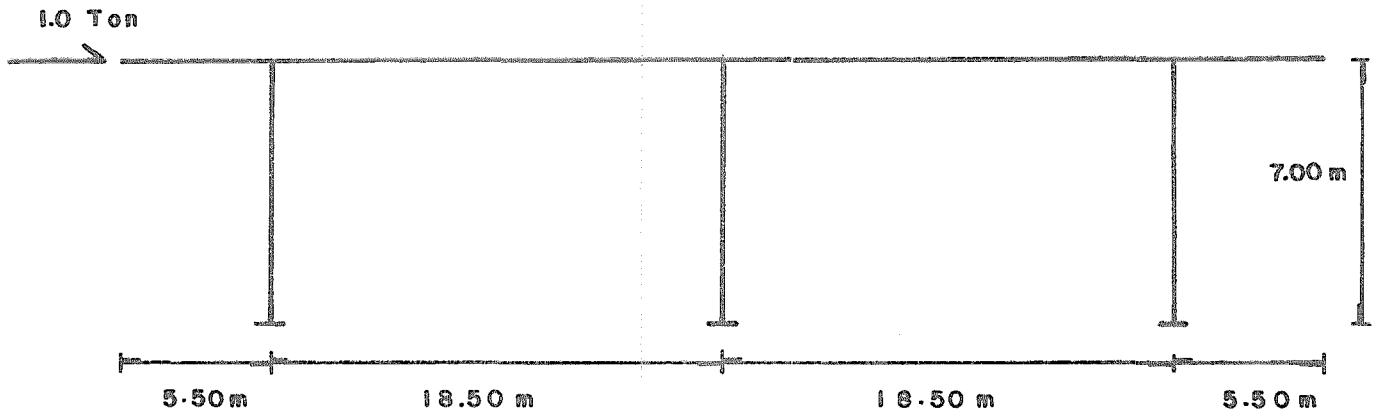
3 - MOMENTO EN VOLADIZO



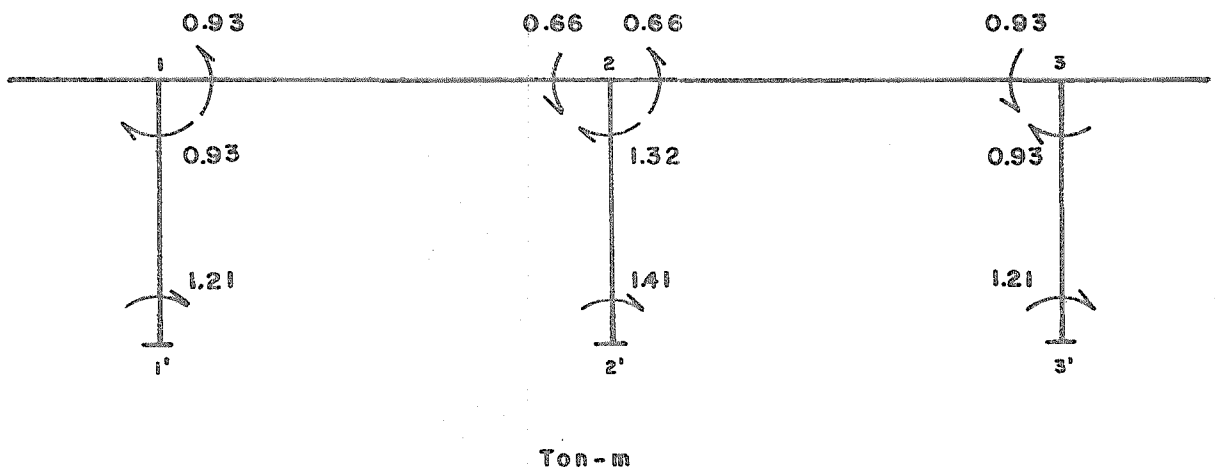
MOMENTOS FINALES



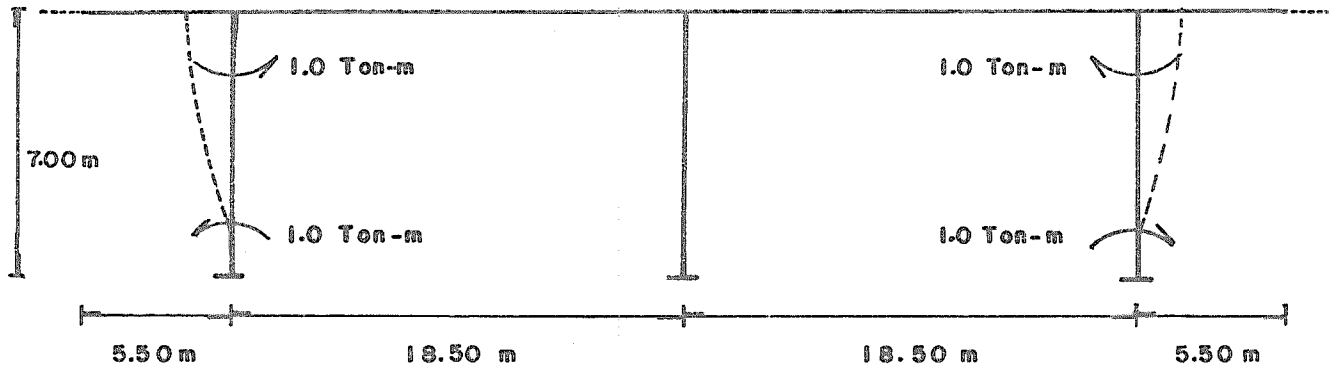
4- CARGA HORIZONTAL



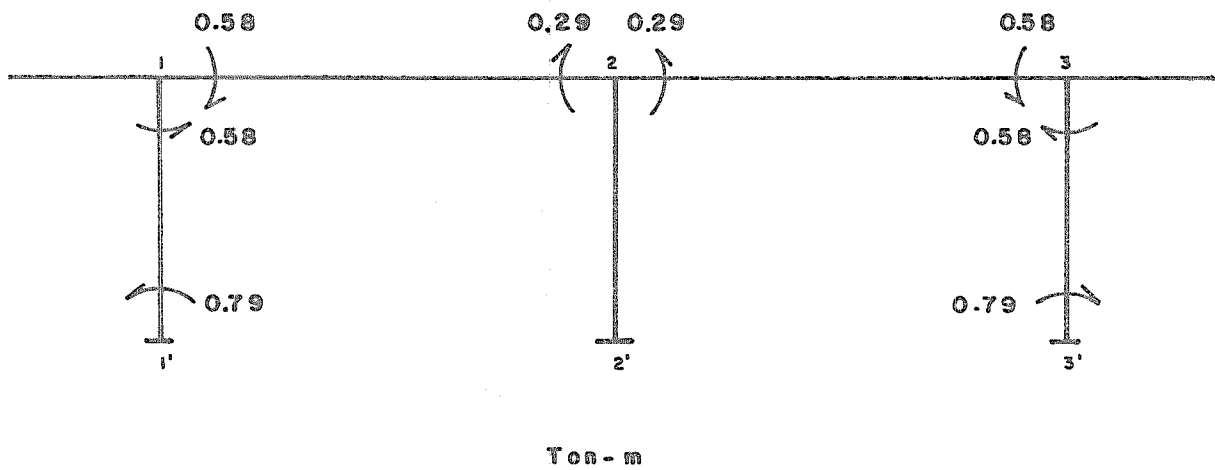
MOMENTOS FINALES



5 - DESPLAZAMIENTO LINEAL



MOMENTOS FINALES



ANALISIS POR CARGA MUERTA

(LONGITUDINAL)

EN EL ANALISIS ESTRUCTURAL DEBIDO A CARGA MUERTA DEL MARCO QUE CONSTITUYE EL PUENTE, INTERVIENEN EL PESO PROPIO DE LOS SIGUIENTES ELEMENTOS:

SUPERESTRUCTURA.

GUARNICION Y PARAPETO.

CARPETA ASFALTICA.

LOSA DE ACCESO.

MENSULAS

ALEROS.

DIAFRAGMAS.

MATERIALES. —

CONCRETO REFORZADO.

PESO VOLUMETRICO = 2400 kg/m^3

ASFALTO.

PESO VOLUMETRICO = 2200 kg/m^3

CARGA MUERTA DE CONSTRUCCION.

(W = Ton/m)

LONGITUD DEL PUENTE.

2 CLAROS DE 18.50 m.

2. VOLADIZOS DE 5.50 m.

AREA TRANSVERSAL DE LA SUPERESTRUCTURA.

$$a_s = 3.8556 \text{ m}^2$$

$$w_c = 3.8556 \text{ m}^2 \times 2.4 \text{ Ton/m}^3 = 9.253 \text{ Ton/m.}$$

CARGA MUERTA DE SERVICIO

GUARNICION PROYECTO TIPO N.T – 33.I.I

PARAPETO PROYECTO TIPO N.T. – 34.I.I

(VER PAGINA – 37)

$$W_{G,P} = 0.72 \text{ Ton/m}$$

CARPETA ASFALTICA.

$$w_a = 2.2 \text{ Ton/m}^3 \times 0.10 \text{ m} \times 7.2 \text{ m} = 1.584 \text{ Ton/m}$$

(10 CM DE ESPESOR PARA EFECTOS DE CALCULO)

$$w_S = w_{G,P} + w_a$$

$$w_S = 0.72 + 1.584 = 2.304 \text{ Ton/m}$$

$$w_{\text{Total}} = w_c + w_S$$

$$w_{\text{Total}} = 9.253 + 2.304 = 11.56 \text{ Ton/m}$$

PESO DE LOSAS DE ACCESO.

(W= Ton)

$$W_{l,a} = 0.25 \text{ m} \times 2.0 \text{ m} \times 7.2 \text{ m} \times 2.4 \text{ Ton/m}^3 = 8.6 \text{ Ton}$$

$$W_{G,P} = 0.72 \text{ Ton/m} \times 2.0 \text{ m} = 1.5 \text{ Ton}$$

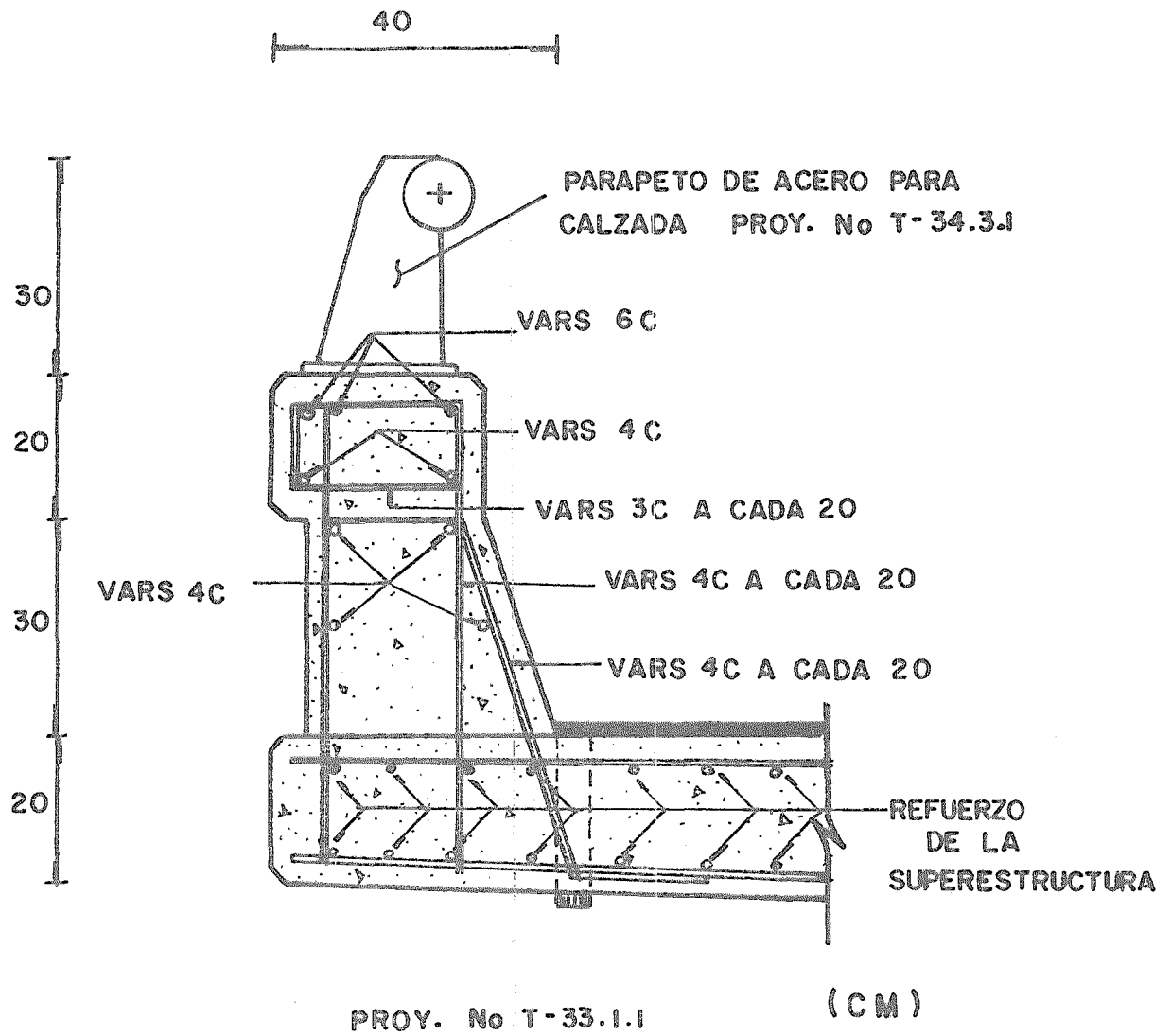
$$W_a = 1.584 \text{ Ton/m} \times 2.0 \text{ m} = 3.2 \text{ Ton}$$

$$W_{l,a} \text{ Total} \dots\dots\dots = 13.3 \text{ Ton}$$

PESO MENSULA.

(W= Ton)

$$W_m = \frac{(0.30 \text{ m} + 0.60 \text{ m}) \times 0.30 \text{ m} \times 8.00 \text{ m} \times 2.4 \text{ Ton/m}^3}{2} = 2.59 \text{ Ton}$$



GUARNICION SOBRE LOSA

PESO DE LOS ALEROS.

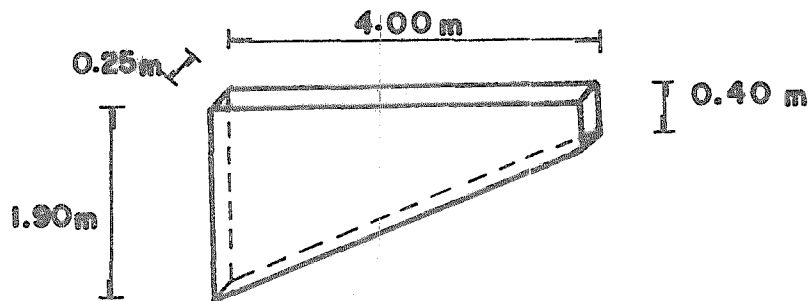
(W = Ton)

$$W_a = \frac{(0.40 \text{ m} + 1.9 \text{ m})}{2} \times 4.0 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} \times 2.4 \text{ Ton/m}^3 \times 2$$

$$W_a = 5.5 \text{ Ton}$$

EL PESO DE LOS ALEROS ESTA CONCENTRADO A \bar{X} DISTANCIA DEL EXTREMO DEL VOLADIZO.

$$\bar{X} = \frac{A\bar{X}}{A_t} = \frac{1.6 \text{ m}^2 \times 2 \text{ m} + 3.0 \text{ m}^2 \times 1.33 \text{ m}}{4.6 \text{ m}^2} = 1.56 \text{ m}$$



PESO DEL DIAFRAGMA

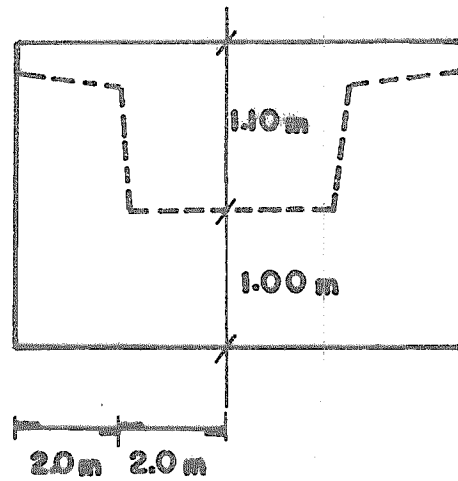
(W = Ton)

$$A_d = 8.0 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} + 8.0 \text{ m} \times 1.1 \text{ m} - \left[\frac{(0.20 \text{ m} + 0.35 \text{ m})^2}{2} \right] \quad 2-$$

$$- 4.0 \text{ m} \times 1.10 \text{ m} = 11.30 \text{ m}^2$$

$$W_d = 11.30 \text{ m}^2 \times 0.50 \text{ m} \times 2.4 \text{ Ton/m}^3 = 13.6 \text{ Ton}$$

DIAFRAGMA



ESPESOR = 0.50 m

$$W_{Total} = W_{l.a} + W_m + W_a + W_d$$

$$W_{Total} = 13.3 \text{ Ton} + 2.59 \text{ Ton} + 5.5 \text{ Ton} + 13.6 \text{ Ton}$$

$$= 34.99 \text{ Ton.}$$

MOMENTO EN VOLADIZO.

$$M_{l.a} = 13.3 \text{ Ton} \times 5.5 \text{ m} = 73.15 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_m = 2.59 \text{ Ton} \times 5.5 \text{ m} = 14.25 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_a = 5.5 \text{ Ton} \times (1.56 + 5.5) \text{ m} = 38.80 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_d = 13.6 \text{ Ton} \times 5.5 \text{ m} = 74.80 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{Total} \dots \dots \dots = 201 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

MOMENTOS FLEXIONANTES POR CARGA MUERTA

MULTIPLICANDO LA CARGA LINEAL DE 11.56 TON/M Y EL MOMENTO EN VOLADIZOS DE 201 TON – M, POR LOS MOMENTOS FINALES UNITARIOS DE LOS ANALISIS PRESENTADOS EN LAS PAGINAS (30) Y (31) RESPECTIVAMENTE Y SUMANDO AMBOS EFECTOS TENEMOS LOS MOMENTOS REALES.

SUPERESTRUCTURA.

M ₁₋₂	=	20.754	X	11.56	+	0.58	X	201	=	356.5	Ton– m
M ₂₋₁	=	- 32.403	X	11.56	+	0.29	X	201	=	- 316.29	Ton– m
M ₂₋₃	=	32.403	X	11.56	-	0.29	X	201	=	316.29	Ton– m
M ₃₋₂	=	- 20.754	X	11.56	-	0.58	X	201	=	- 356.5	Ton– m

VOLADIZOS

M ₁	=	- 15.13	X	11.56	-	1.00	X	201	=	- 376.00	Ton– m
M ₃	=	15.13	X	11.56	+	1.00	X	201	=	376.00	Ton– m

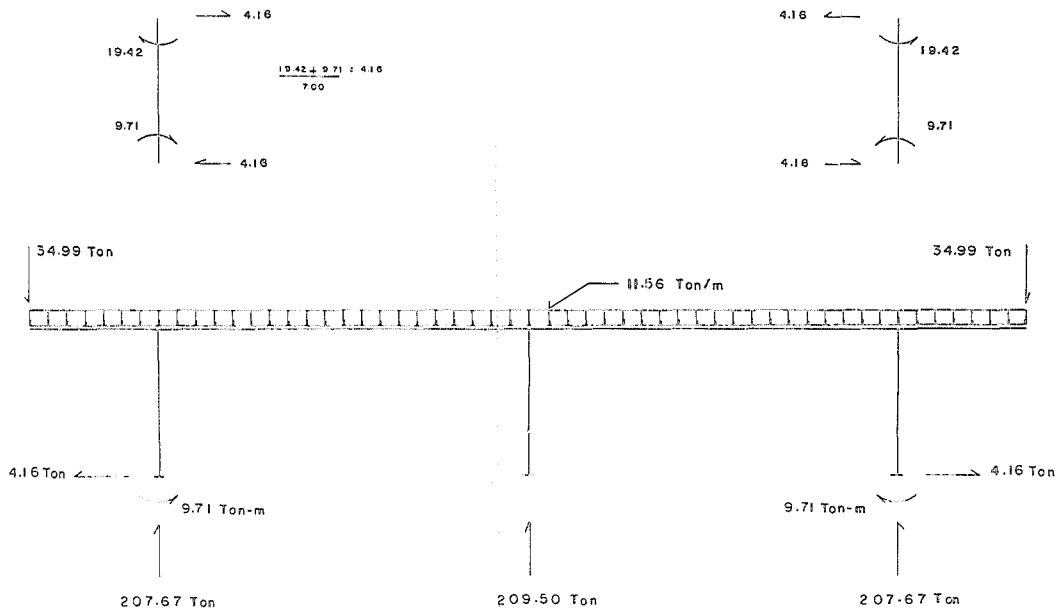
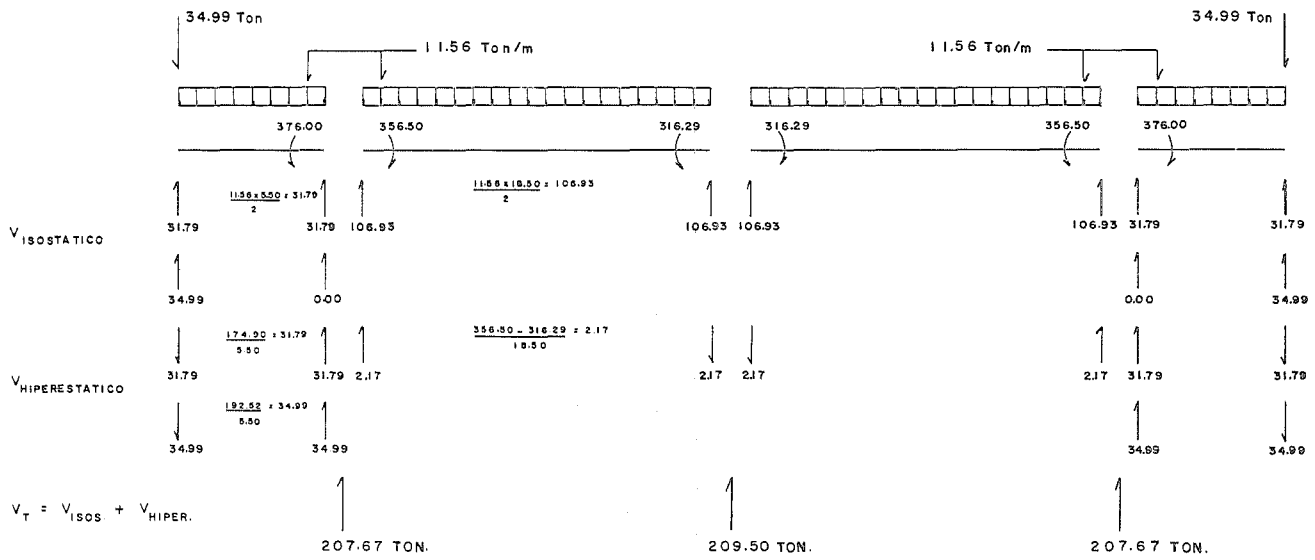
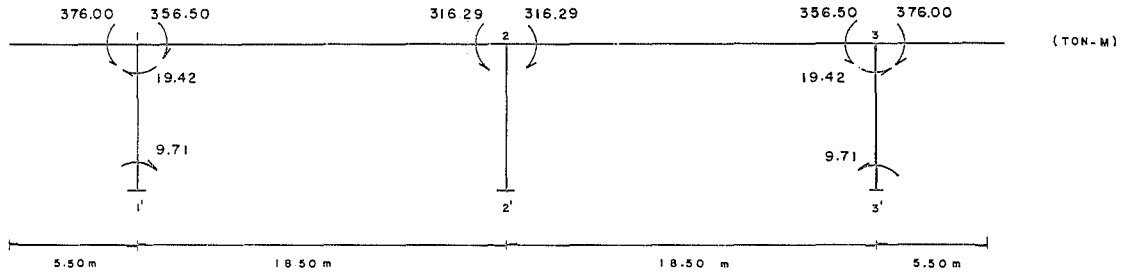
COLUMNAS.

M _{1-1'}	=	- 5.623	X	11.56	+	0.42	X	201	=	19.42	Ton– m
M _{1'-1}	=	- 2.811	X	11.56	+	0.21	X	201	=	9.71	Ton– m
M _{2-2'}	=	0.00									
M _{2'-2}	=	0.00									
M _{3-3'}	=	5.623	X	11.56	-	0.42	X	201	=	- 19.42	Ton– m
M _{3'-3}	=	2.811	X	11.56	-	0.21	X	201	=	- 9.71	Ton– m

CALCULO DE REACCIONES

MOMENTOS FINALES

(BARRA SOBRE APOYO)



MOMENTO MAXIMO POSITIVO

CLAROS 1 – 2 Y 2 – 3

ECUACION DE MOMENTOS:

$$M = \frac{11.56 X^2}{2} - 34.99 X + 207.67 (X - 5.5) + 10.84$$

DERIVANDO LA ECUACION ANTERIOR E IGUALANDOLA A CERO, PARA OBTENER EL VALOR DE (X), EN EL CUAL, EL CORTANTE SERA NULO Y COMO CONSECUENCIA EL MOMENTO FLEXIONANTE MAXIMO RESULTA:

$$V = \frac{dM}{dX} = - 11.56 X - 172.68$$

IGUALANDO A CERO:

$$- 11.56 X + 172.68 = 0$$

$$X = \frac{172.68}{11.56} = 14.94 \text{ m}$$

SUSTITUYENDO $X = 14.94\text{M}$, EN LA ECUACION INICIAL ENCONTRAMOS EL VALOR DEL MOMENTO MAXIMO POSITIVO.

$$M_{\text{máx (+)}} = \frac{- 11.56 (14.94)^2}{2} - 34.99 (14.94) + 207.67 (14.94 - 5.5) + 10.84 = 158.38 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

EN LA PAGINA (43) SE MUESTRA EL DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES POR CARGA MUERTA, Y EN LA PAGINA (44) EL DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES POR CARGA MUERTA.

DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES POR CARGA MUERTA

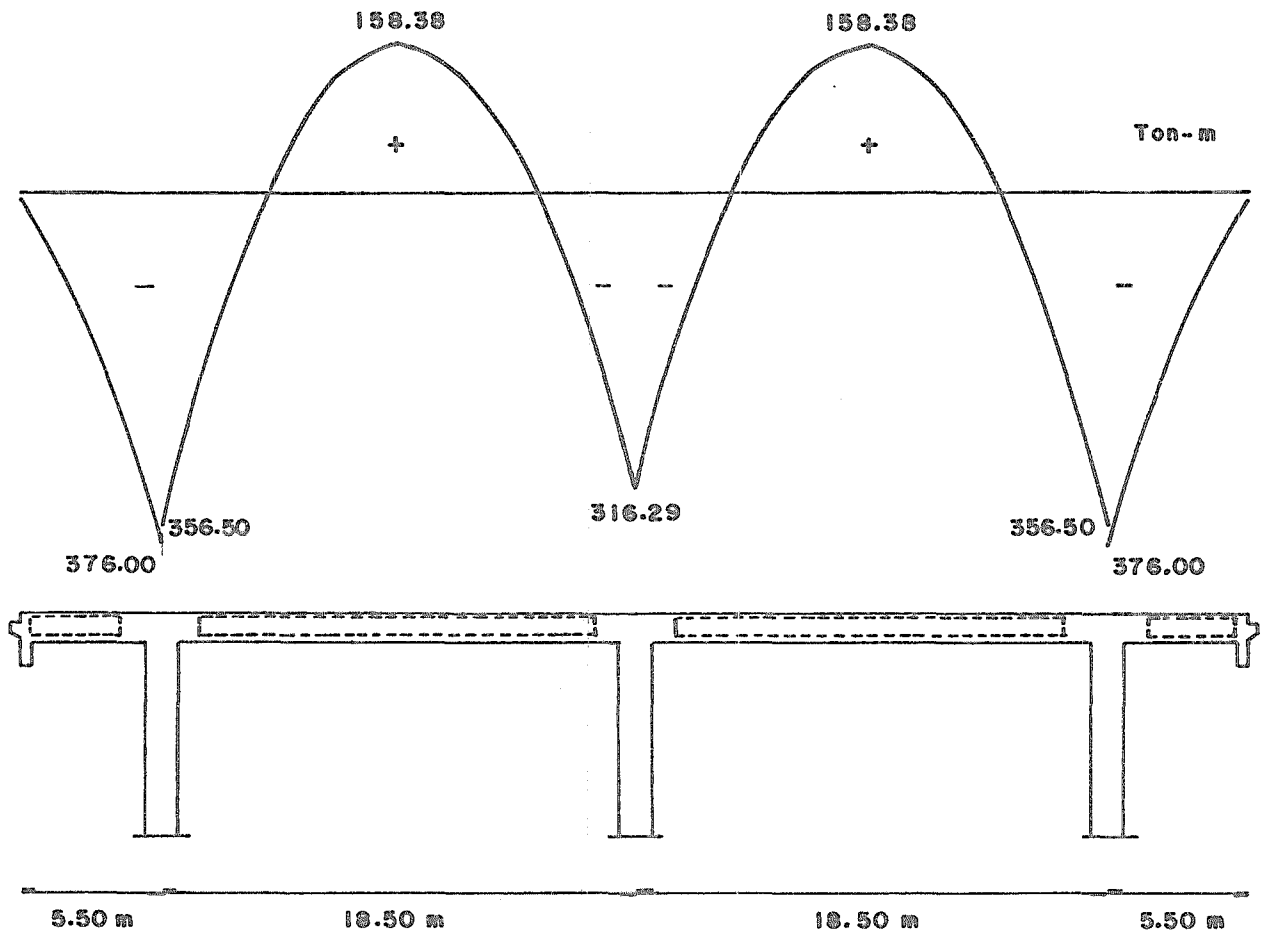
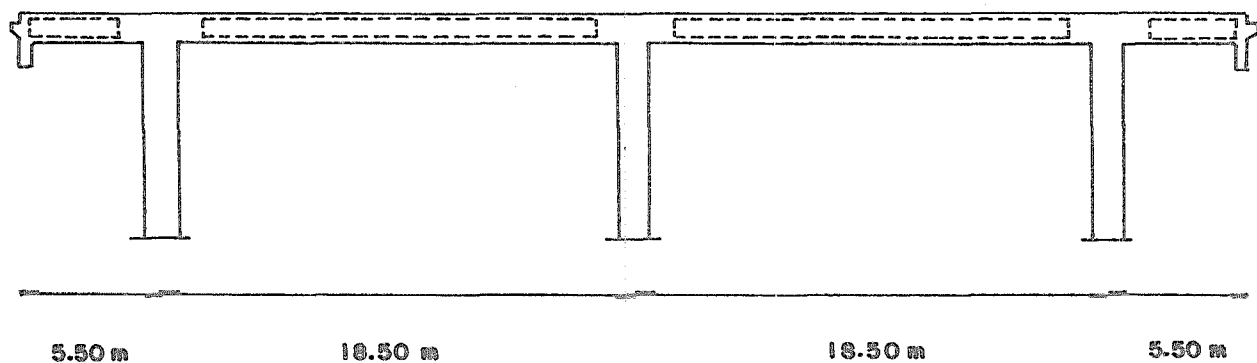
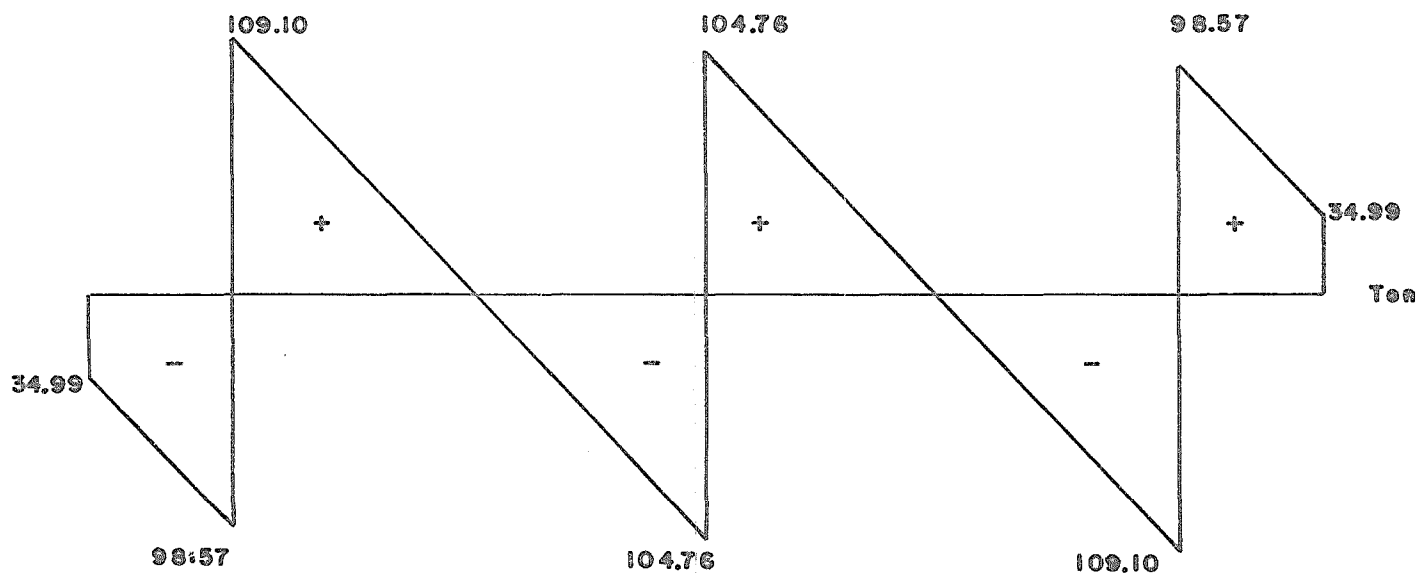


DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES POR CARGA MUERTA



II.2 ANALISIS ESTRUCTURAL DEBIDO A CARGA VIVA + IMPACTO

TEORICAMENTE, PARECE OBVIO QUE LOS PUENTES DEBEN DE DISEÑARSE PARA LAS CARGAS VIVAS REALES QUE SE ESPERA LLEGUEN A SOPORTAR. EN LA PRACTICA ESTO RESULTA DIFICIL DE LOGRAR; PRIMERO POR QUE HAY TODA CLASE DE VEHICULOS Y COMBINACIONES QUE DEBEN SER SOPORTADAS POR UN PUENTE; Y SEGUNDO POR QUE A MENUDO RESULTA IMPOSIBLE PREDECIR EL PESO DE LOS VEHICULOS DEL FUTURO.

POR LO TANTO SE HA VUELTO UNA PRACTICA PROYECTAR LOS PUENTES PARA CARGAS DE DISEÑO ESTANDAR, QUE SON REPRESENTATIVAS DE LOS VEHICULOS CONSIDERADOS NOMINALMENTE COMO MAXIMOS.

CARGAS VIVAS EN PUENTES DE CARRETERA.

CARGAS VIVAS DE CAMION.

LOS CAMIONES QUE REPRESENTAN LAS CARGAS VIVAS SEGUN AASHTO SON CINCO Y SE DESIGNAN DE MANERA QUE INDIQUEN EL PESO DEL CAMION CARGADO.

LAS DESIGNACIONES SON LAS SIGUIENTES:

H – 10

H – 15

H – 20

HS– 15

HS– 20

LOS TRES PRIMEROS CORRESPONDEN A CAMIONES DE DOS EJES, LOS DOS ULTIMOS SON CAMIONES DE TRES EJES.

LA CARGA DEL EJE DEL SEMIREMOLQUE ES LA MISMA QUE LA DEL EJE TRASERO DEL CAMION CORRESPONDIENTE DE DOS EJES. OBSERVESE (FIG. PAG. – 48) QUE EL EJE DEL SEMIREMOLQUE PUEDE ESTAR RETIRADO HACIA TRAS, CON RESPECTO AL EJE TRASERO DEL CAMION A UNA DISTANCIA VARIABLE DE 4.27 M. A 9.14 M.

INCLUSIVE QUE DEBE DETERMINARSE DE TAL MANERA QUE PRODUZCA EL MAXIMO ESFUERZO.

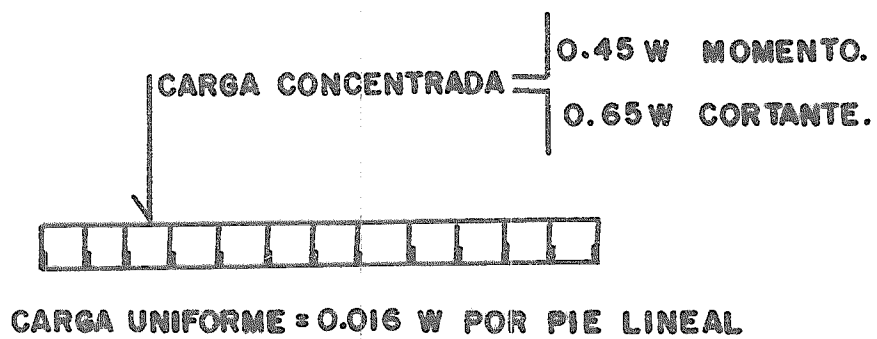
CARGAS VIVAS DE CARRIL.

OTRA CARGA QUE AASHTO LLAMA "CARGA DE CARRIL" ES GENERALMENTE, MAS CONVENIENTE PARA OPERAR QUE LAS CARGAS DE LOS CAMIONES. SIN EMBARGO, ESTA CARGA SOLO PUEDE SER USADA CUANDO PRODUCE MAYORES ESFUERZOS QUE LOS CAMIONES HOY.

SE ENCONTRARA QUE ES LA QUE RIGE PARA LOS TRAMOS LARGOS Y LOS PUENTES CONTINUOS.

ESTA CARGA CONSISTE EN UNA CARGA UNIFORME Y UNA CARGA CONCENTRADA MOVIL. EN TRAMOS CONTINUOS, UNA CARGA CONCENTRADA ADICIONAL DEL MISMO PESO SE COLOCA EN CUALQUIER OTRO TRAMO EXISTENTE, DE MANERA QUE PRODUZCA UN MAXIMO MOMENTO NEGATIVO.

CARGAS VIVAS DE CARRIL PARA CAMIONES H Y HS.



EL CAMION ESTANDAR DE DISEÑO UTILIZADO, PARA PROYECTAR EL PUENTE SERA EL HS - 15, CUYAS CARACTERISTICAS SE PRESENTAN EN LA FIGURA DE LA PAGINA - (48).

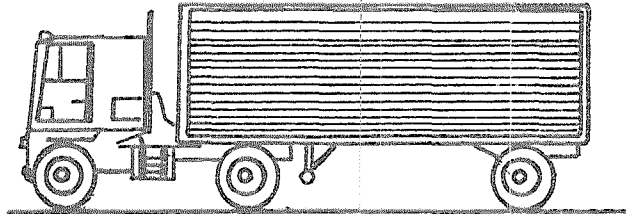
NOTA: EL PESO DE LOS CAMIONES ESTA DADO EN TONELADOS INGLESAS QUE EQUIVALEN.

$$1 \text{ Ton} = 2000 \text{ lb} = 907.2 \text{ Kgs.}$$

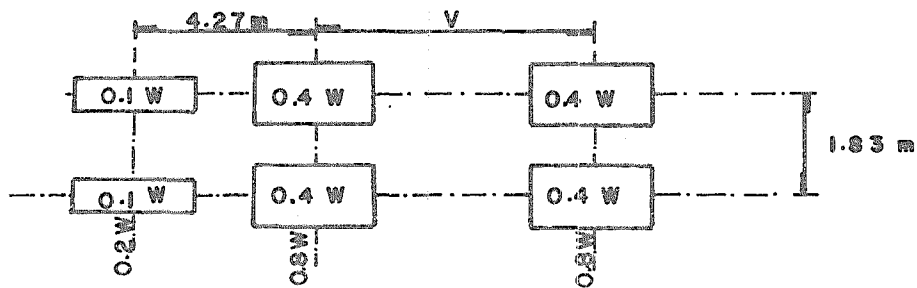
CARGA VIVA PARA PUENTES DE CAMINO CARRETERO

CAMION H-15 S-12

CARGA DE CAMION



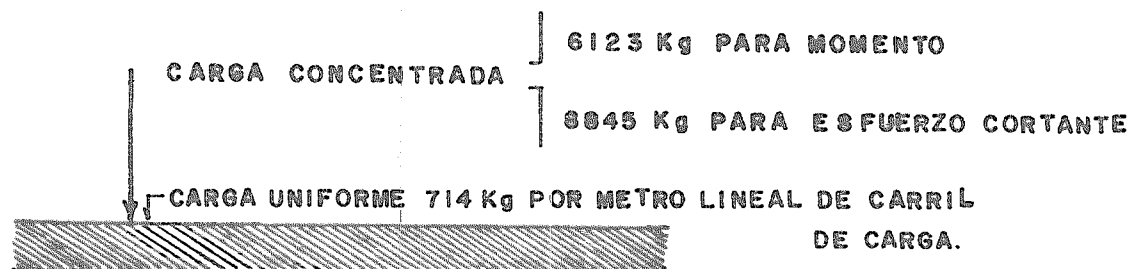
HS 15 2722 Kg 10886 Kg 10886 Kg



W = PESO COMBINADO DE LOS PRIMEROS DOS EJES.

V = ESPACIAMIENTO VARIABLE DE 4.27 M. A 9.14 M.

CARGA DE CARRIL



LINEAS DE INFLUENCIA

CARGA MOVIL.

UN SISTEMA MOVIL DE CARGAS ES UN SISTEMA DE FUERZAS QUE ACTUA SOBRE LA ESTRUCTURA Y CAMBIA CONTINUAMENTE DE POSICION. LOS TRENES, CAMIONES Y VAGONES SON CARGAS DE ESTE TIPO. EN EL CASO DE CARGAS ESTACIONARIAS CONSTANTES, LAS REACCIONES, LOS ESFUERZOS Y LAS DEFORMACIONES (EN UNA SECCION O PUNTO PARTICULAR) NO VARIAN. SI LAS CARGAS SON MOVILES, LOS EFECTOS DE CARGA SE CONVIERTEN EN FUNCIONES VARIABLES DE LA POSICION DE LA CARGA.

SURGE UNA INTERROGANTE: COMO COLOCAR LAS CARGAS EN LA ESTRUCTURA A FIN DE DESARROLLAR EN UNA SECCION PARTICULAR EL EFECTO EXTREMO (REACCION, ESFUERZO O DEFORMACION MAXIMO). ESTO SE PUEDE HACER EN CASOS SENCILLOS POR INSPECCION Y EN PROBLEMAS MAS COMPLICADOS CON LA AYUDA DE LAS LINEAS DE INFLUENCIA.

DEFINICION:

LA LINEA DE INFLUENCIA ES LA REPRESENTACION GRAFICA DE LA VARIACION DEL EFECTO F (REACCION, ESFUERZO O DEFORMACION) EN i DEBIDO A UNA CAUSA UNITARIA MOVIL (FUERZA O MOMENTO UNITARIO) QUE ACTUA EN j . ASI, j ES LA POSICION MOVIL DE LA CAUSA UNITARIA, MIENTRAS QUE i ES LA ESTACION FIJA DONDE SE EFECTUA EL REGISTRO DEL EFECTO.

PROPIEDADES DE LAS LINEAS DE INFLUENCIA

DEFINICIONES:

CARGA MOVIL CONCENTRADA.

PARA OBTENER EL VALOR DEL EFECTO F EN i DEBIDO A UNA CARGA CONCENTRADA P EN j , SE DEBE MULTIPLICAR LA MAGNITUD DE P POR EL VALOR DE INFLUENCIA $\eta_{F,ij}$ CORRESPONDIENTE A LA POSICION DE P (FIGURAS: b y e). PARA OBTENER EL MAXIMO DE F , LA CARGA SE DEBE DESPLAZAR HASTA LA POSICION DE INFLUENCIA MAXIMA.

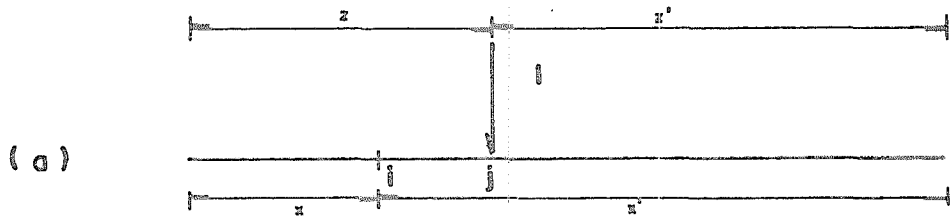
SISTEMA DE CARGAS MOVILES CONCENTRADAS.

PARA OBTENER EL VALOR DEL EFECTO F EN i DEBIDO A UN SISTEMA DE CARGAS CONCENTRADAS P_1, P_2, \dots , SE DEBE MULTIPLICAR LA MAGNITUD DE CADA P POR EL VALOR DE INFLUENCIA CORRESPONDIENTE A LA POSICION DE LA CARGA RESPECTIVA (FIGURAS: c y e). PARA OBTENER LA F MAXIMA, LAS CARGAS SE DEBEN DESPLAZAR HASTA LA POSICION QUE HAGA MAXIMOS LOS PRODUCTOS DE LAS MAGNITUDES Y LOS VALORES DE INFLUENCIA.

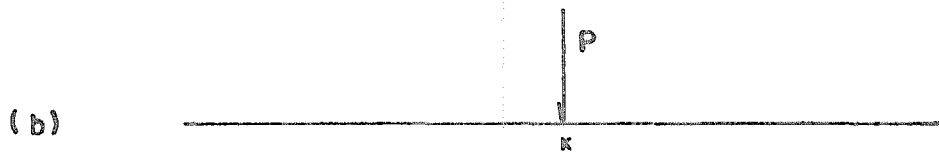
CARGAS MOVILES UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDAS.

PARA OBTENER EL VALOR DEL EFECTO F EN i DEBIDO A UNA CARGA MOVIL UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA DE LONGITUD d E INTENSIDAD p , SE DEBE MULTIPLICAR LA INTENSIDAD POR EL AREA DEL DIAGRAMA DE INFLUENCIA QUE ESTA POR DEBAJO DE d (FIGURAS: d y e). PARA OBTENER LA F MAXIMA, LA CARGA SE DEBE DESPLAZAR HASTA LA POSICION QUE HAGA MAXIMA EL AREA DE INFLUENCIA QUE ESTA POR DEBAJO DE d .

CARGAS Y LINEA DE INFLUENCIA



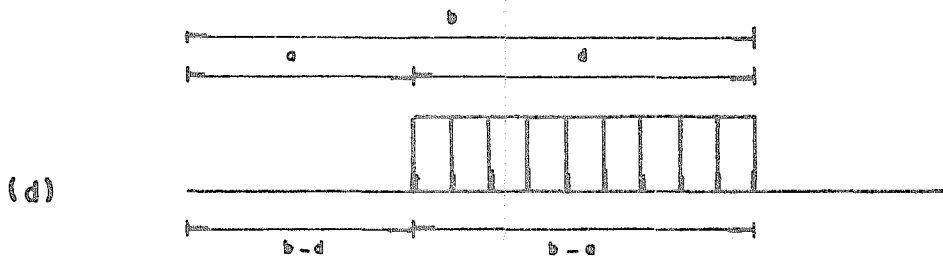
CARGA UNITARIA



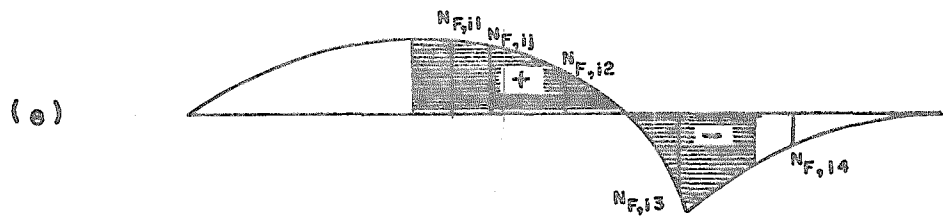
CARGA CONCENTRADA UNICA



SISTEMA DE CARGAS CONCENTRADAS



CARGA DISTRIBUIDA



LINEA DE INFLUENCIA DE F EN LA SECCION i

ANALISIS POR CARGA VIVA E IMPACTO

EL PUENTE SE ANALIZO POR CARGA VIVA CON LA AYUDA DE LAS LINEAS DE INFLUENCIA. PARA SU OBTENCION SE PROCEDIO DE LA SIGUIENTE MANERA:

- SE SECCIONARON LOS CLAROS EN 10 PARTES IGUALES CADA UNO, QUEDANDO TRAMOS DE 1.85 M.
- UNA VEZ SECCIONADA LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE, SE FUERON COLOCANDO CARGAS PUNTUALES UNITARIAS EN CADA UNA DELAS SECCIONES.

PARA CADA POSICION DE LA CARGA PUNTUAL UNITARIA SE EFECTUO EL ANALISIS ESTRUCTURAL CORRESPONDIENTE, EMPLEANDOSE EL METODO DE KANI.

DEBIDO A LAS POSICIONES DE LAS CARGAS PUNTUALES UNITARIAS, CADA SECCION EN PARTICULAR ESTA SUJETA A DIFERENTES EFECTOS DE UNA MISMA FUNCION (FUERZA CORTANTE, MOMENTO FLEXIONANTE, ETC.).

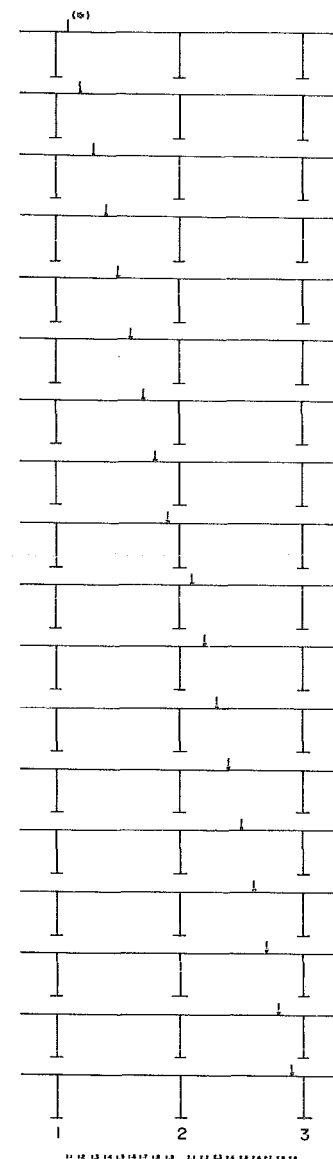
ESTOS EFECTOS NOS DETERMINAN LAS LINEAS DE INFLUENCIA.

EN LA SIGUIENTE TABLA SE PRESENTAN LOS VALORES DE INFLUENCIA PARA MOMENTO FLEXIONANTE Y SE INDICA LA POSICION DE LA CARGA PUNTUAL UNITARIA.

EN LAS PAGINAS (54) Y (55). SE PRESENTAN LAS LINEAS DE INFLUENCIA PARA MOMENTO FLEXIONANTE EN CLARO 1 Y 2 RESPECTIVAMENTE.

VALORES DE INFLUENCIA PARA MOMENTO FLEXIONANTE

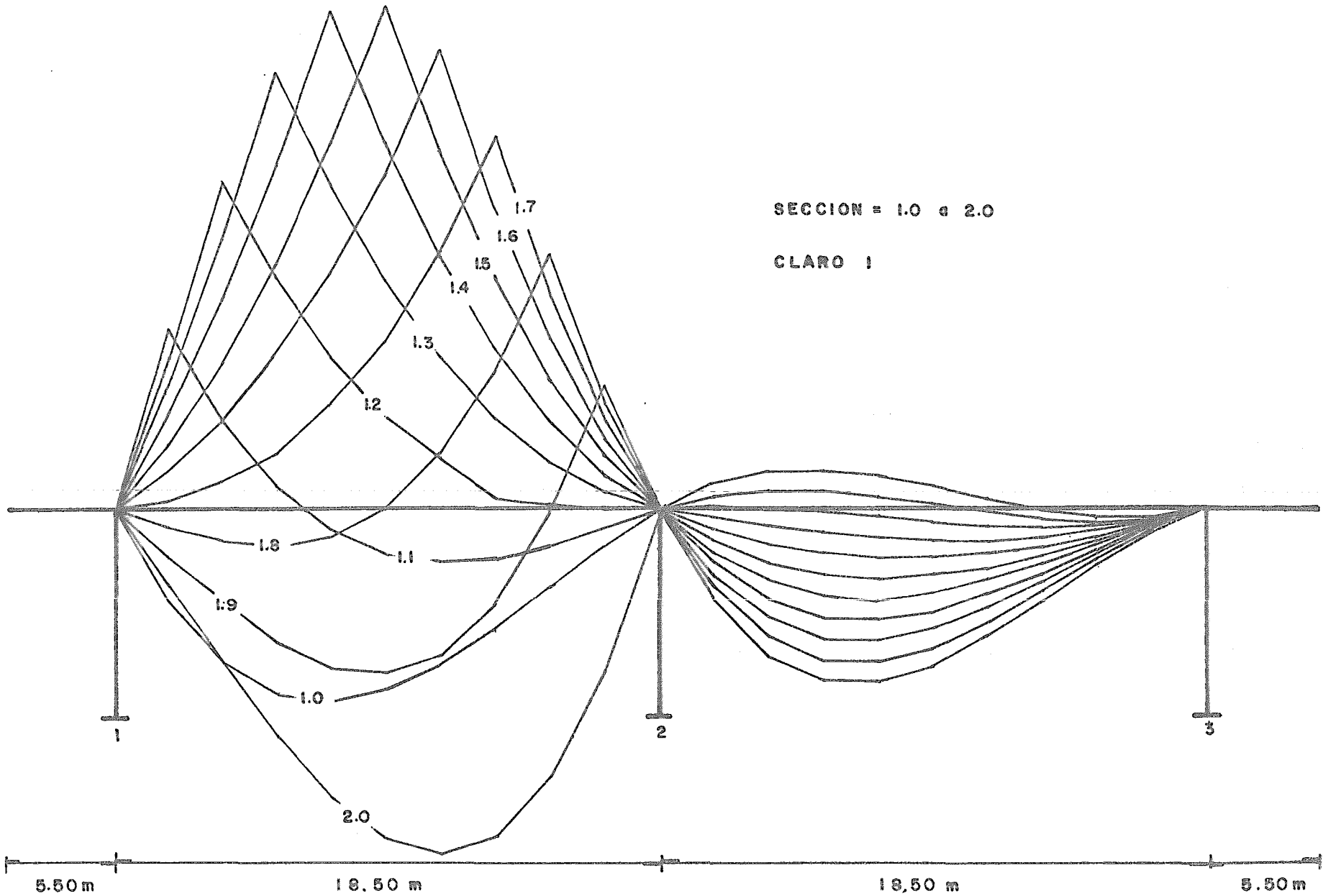
CLARO 1												CLARO 2																
SECCION	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30						
CLARO	1.1	-0.5715	1.1038	0.9292	0.7545	0.5798	0.4051	0.2304	0.0557	-0.1190	-0.2937	-0.4684	-0.1327	-0.1252	-0.1177	-0.1107	-0.1028	-0.0953	-0.0878	-0.0803	-0.0729	-0.0654	-0.0579					
	1.2	-0.9397	0.5395	2.0187	1.6478	1.2770	0.9062	0.5353	0.1645	-0.2063	-0.5772	-0.9480	-0.3307	-0.3032	-0.2756	-0.2480	-0.2204	-0.1928	-0.1652	-0.1376	-0.1101	-0.0825	-0.0548					
	1.3	-1.1332	0.1355	1.4043	2.6731	2.0918	1.5106	0.9294	0.3481	-0.2331	-0.8143	-1.3956	-0.5586	-0.5036	-0.4487	-0.3937	-0.3387	-0.2838	-0.2288	-0.1738	-0.1189	-0.0639	-0.0090					
CARGADO	1.4	-1.1807	-0.1294	0.9218	1.9731	3.0244	2.2257	1.4260	0.6282	-0.1705	-0.9692	-1.7679	-0.7806	-0.6964	-0.6121	-0.5279	-0.4436	-0.3612	-0.2752	-0.1909	-0.1065	-0.0224	0.0618					
	1.5	-1.1108	-0.2769	0.5570	1.3909	2.2248	3.0587	2.0426	1.0265	0.0104	-1.0057	-2.0218	-0.9614	-0.8513	-0.7412	-0.6311	-0.5210	-0.4109	-0.3008	-0.1907	-0.0807	0.0294	0.1395					
	1.6	-0.9519	-0.3281	0.2957	0.9195	1.5433	2.1671	2.7909	1.5647	0.3385	-0.8877	-2.1139	-1.0653	-0.9382	-0.8110	-0.6839	-0.5568	-0.4296	-0.3025	-0.1754	-0.0482	0.0789	0.2060					
	1.7	-0.7329	-0.3047	0.0569	0.5517	0.9799	1.4081	1.8363	2.2645	0.8426	-0.5792	-2.0010	-1.0565	-0.9265	-0.7965	-0.6666	-0.5366	-0.4066	-0.2766	-0.1466	-0.0166	0.1134	0.2433					
	1.8	-0.4821	-0.2279	0.0263	0.2806	0.5348	0.7890	1.0432	1.2975	1.5517	-0.0441	-1.6399	-0.8998	-0.7865	-0.6732	-0.5598	-0.4465	-0.3332	-0.2198	-0.1069	0.0068	0.1201	0.2334					
	1.9	-0.2283	-0.1192	-0.0101	0.0990	0.2081	0.3172	0.4263	0.5354	0.6445	0.7536	-0.9873	-0.5595	-0.4877	-0.4159	-0.3441	-0.2724	-0.2006	-0.1288	-0.0570	0.0148	0.0866	0.1584					
CLARO	2.1	0.1584	0.0266	0.0148	-0.0570	-0.1288	-0.2006	-0.2724	-0.3441	0.4159	-0.4877	-0.5595	-0.9873	0.7536	0.6445	0.5354	0.4263	0.3172	0.2081	0.0990	-0.0101	-0.1192	-0.2283					
	2.2	0.2334	0.1201	0.0068	-0.1069	-0.2198	-0.3332	-0.4465	-0.5598	-0.6732	-0.7865	-0.8998	-1.6399	-0.0441	1.5517	1.2975	1.0432	0.7890	0.5348	0.2806	0.0263	-0.2279	-0.4821					
	2.3	0.2433	0.1134	-0.0166	-0.1466	-0.2766	-0.4066	-0.5366	-0.6666	-0.7965	-0.9265	-1.0565	-2.0010	-0.5792	0.8426	2.2645	1.8363	1.4081	0.9799	0.5517	0.0569	-0.3047	-0.7329					
CARGADO	2.4	0.2060	0.0789	-0.0482	-0.1754	-0.3025	-0.4296	-0.5568	-0.6839	-0.8110	-0.9382	-1.0653	-2.1139	-0.8877	0.3385	1.5647	2.7909	2.1671	1.5433	0.9195	0.2957	-0.3281	-0.9519					
	2.5	0.1395	0.0294	-0.0807	-0.1907	-0.3008	-0.4109	-0.5210	-0.6311	-0.7412	-0.8513	-0.9614	-2.0218	-1.0057	0.0104	1.0265	2.0426	3.0587	2.2248	1.3909	0.5570	-0.2769	-1.1108					
	2.6	0.0618	-0.0224	-0.1065	-0.1909	-0.2752	-0.3612	-0.4436	-0.5279	-0.6121	-0.6964	-0.7806	-1.7679	-0.9692	-0.1705	0.6282	1.4260	2.2257	3.0244	1.9731	0.9218	-0.1294	-1.1807					
	2.7	-0.0090	-0.0639	-0.1189	-0.1738	-0.2289	-0.2838	-0.3387	-0.3937	-0.4487	-0.5036	-0.5586	-1.3956	-0.8143	-0.2331	0.3481	0.9294	1.5106	2.0918	2.6731	1.4043	0.1355	-1.1332					
	2.8	-0.0548	-0.0825	-0.1101	-0.1376	-0.1652	-0.1928	-0.2204	-0.2480	-0.2756	-0.3032	-0.3307	-0.9480	-0.5772	-0.2063	0.1645	0.5353	0.9062	1.2770	1.6478	2.0187	0.5395	-0.9397					
	2.9	-0.0579	-0.0654	-0.0729	-0.0803	-0.0878	-0.0953	-0.1028	-0.1107	-0.1177	-0.1252	-0.1327	-0.4684	-0.2937	-0.1190	0.0557	0.2304	0.4051	0.5798	0.7545	0.9292	1.1038	-0.5715					



(*) CARGAS UNITARIAS

SECCION = 1.0 a 2.0

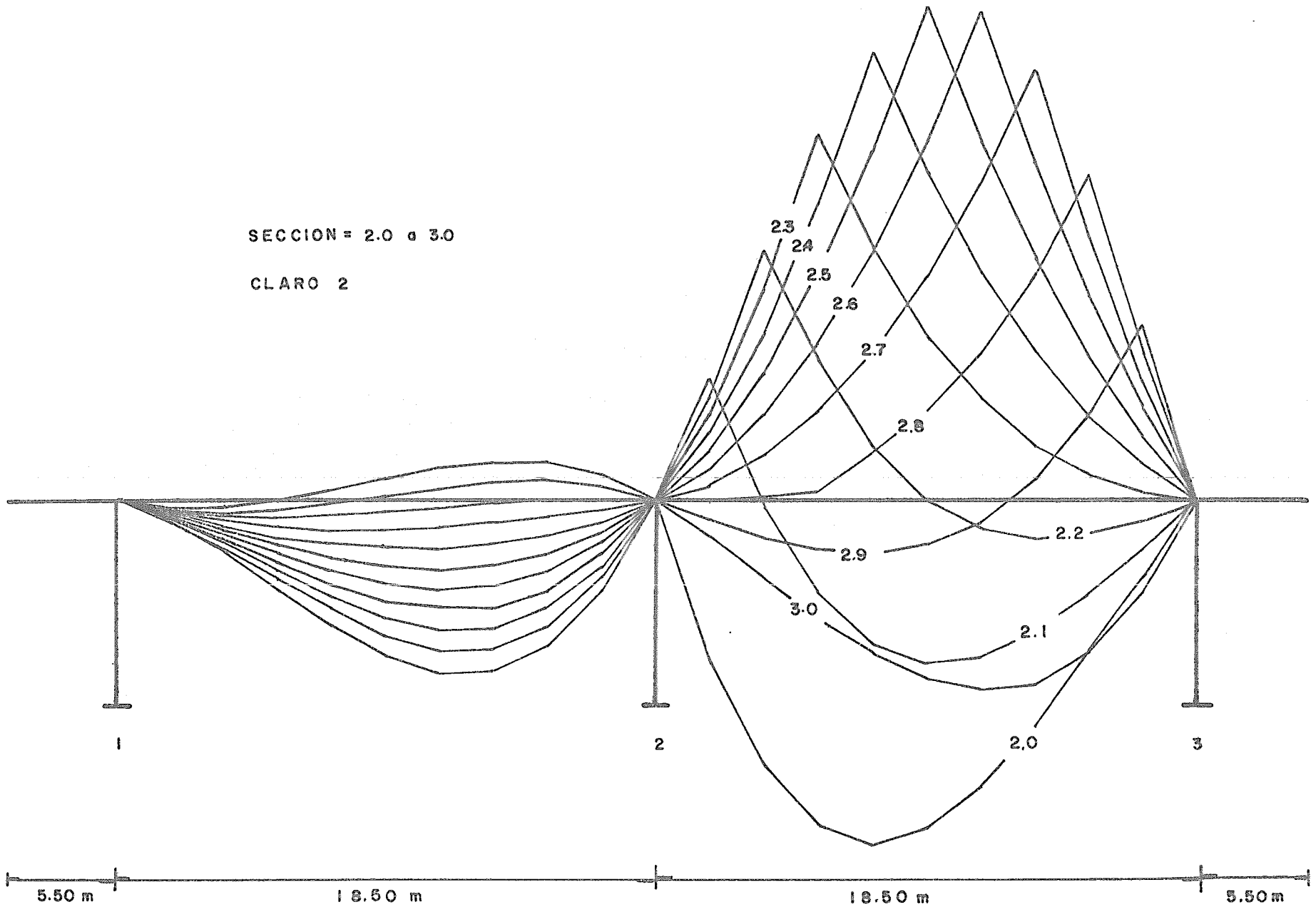
CLARO 1



LINEAS DE INFLUENCIA PARA MOMENTO FLEXIONANTE

SECCION = 2.0 a 3.0

CLARO 2



LINEAS DE INFLUENCIA PARA MOMENTO FLEXIONANTE.

DATOS REQUERIDOS PARA CALCULAR LOS MOMENTOS MAXIMOS Y MINIMOS POR CARGA VIVA E IMPACTO

CAMION: H S – 15

NUMERO DE CARRILES: 2

LONGITUD DE CLAROS: 18.50 m

IMPACTO.

SE CONSIDERA UN INCREMENTO DE LA CARGA MOVIL, PARA PREVER LOS EFECTOS DE IMPACTO Y DE FATIGA DE LOS MATERIALES.

ESTE INCREMENTO SE EXPRESA POR LA FORMULA:

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10} \quad ; \quad I = \frac{15.24}{18.50 + 38.10} = 0.2693$$

DE DONDE:

I = IMPACTO EN PORCIENTO (MAXIMO 30 o/o)

L = LONGITUD CARGADA EN METROS.

PARA LA OBTENCION DE LOS MOMENTOS MAXIMOS Y MINIMOS SE PROCEDIO DE LA SIGUIENTE FORMA:

CARGAS VIVAS DE CARRIL.

Momentos máximos y mínimos.

$$M (\pm) = \text{área de L.I. } (\pm) \times 0.714 \text{ Ton/m} \times 2 \times 1.2693 \\ + \text{Ord. L.I. } (\pm) \times 6.123 \text{ Ton} \times 2 \times 1.2693$$

CARGAS VIVAS DE CAMION.

$$M (\pm) = [10.886 \text{ Ton} \times \text{Ord. L.I. } (\pm) + 10.886 \text{ Ton} \times \text{Ord. L.I. } (\pm) \\ + 2.722 \text{ Ton} \times \text{Ord. L.I. } (\pm)] \times 2 \times 1.2693$$

POR LA SIMETRIA DEL PUENTE, UNICAMENTE SE PRESENTAN LOS CALCULOS CORRESPONDIENTES A LAS SECCIONES DEL CLAROS I, EN LAS SIGUIENTES PAGINAS (57 A 67), Y EN LA PAGINA (68) , SE OBSERVA LA ENVOLVENTE DE MOMENTOS MAXIMOS Y MINIMOS POR CARGA VIVA E IMPACTO EN CLAROS.

MOMENTOS POR CARGA VIVA

SECCION 1.0

CLARO CARGADO

1

2

AREA (-)

- 13.5615

- 0.2169

AREA (+)

0.0000

1.9367

ORDENADA L.I. (-)

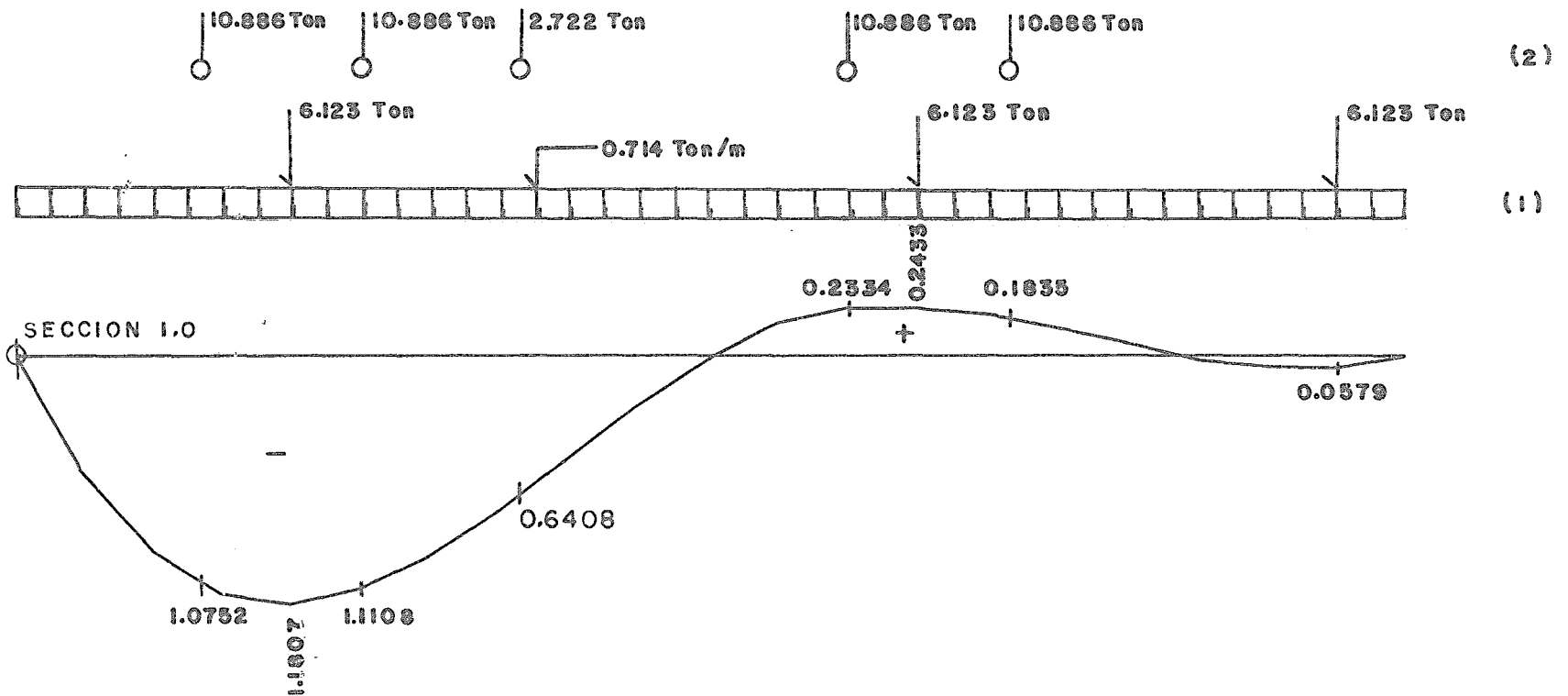
- 1.1807

- 0.0579

ORDENADA L.I. (+)

0.0000

0.2433



1- CARGAS VIVAS DE CARRIL

2- CARGAS VIVAS DE CAMION

MOM. MAX. = 3.5102 + 3.7917 = 7.29 Ton-m

MOM. MAX. = 11.52 Ton-m

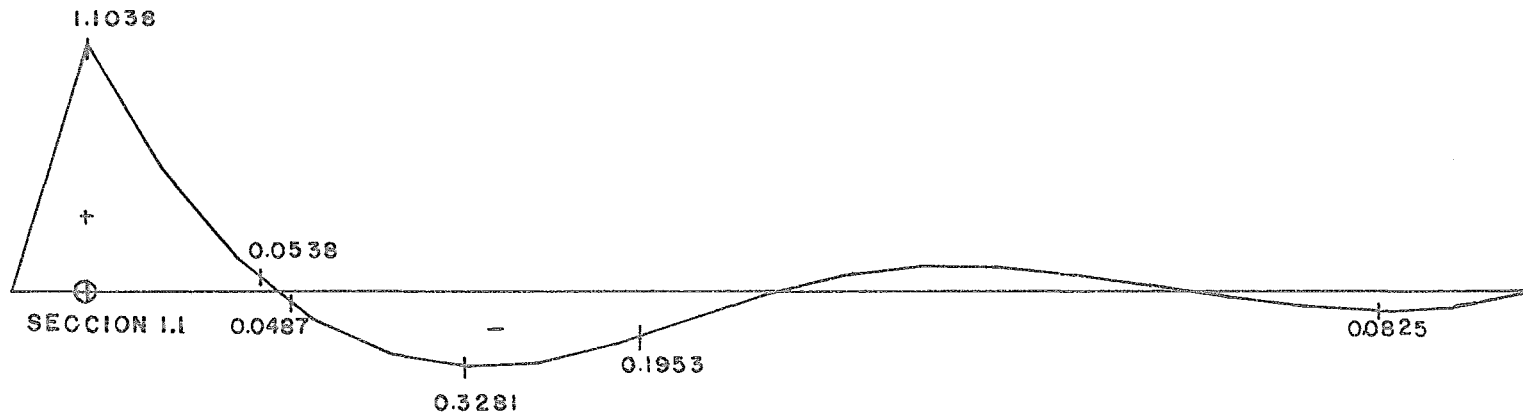
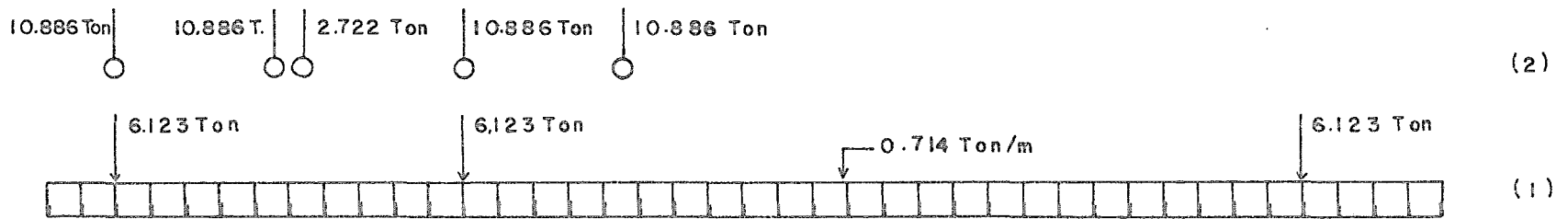
MOM. MIN. = -24.9730 - 19.2379 = -44.21 Ton-m

MOM. MIN. = -64.83 Ton-m

MOMENTOS POR CARGA VIVA

SECCION 1.1

CLARO	CARGADO	AREA (-)	AREA (+)	ORDENADA L.I. (-)	ORDENADA L.I. (+)
1		- 2.5046	3.2282	- 0.3281	1.1038
2		- 0.4332	0.7654	-0.0825	0.1201



58

1 - CARGAS VIVAS DE CARRIL

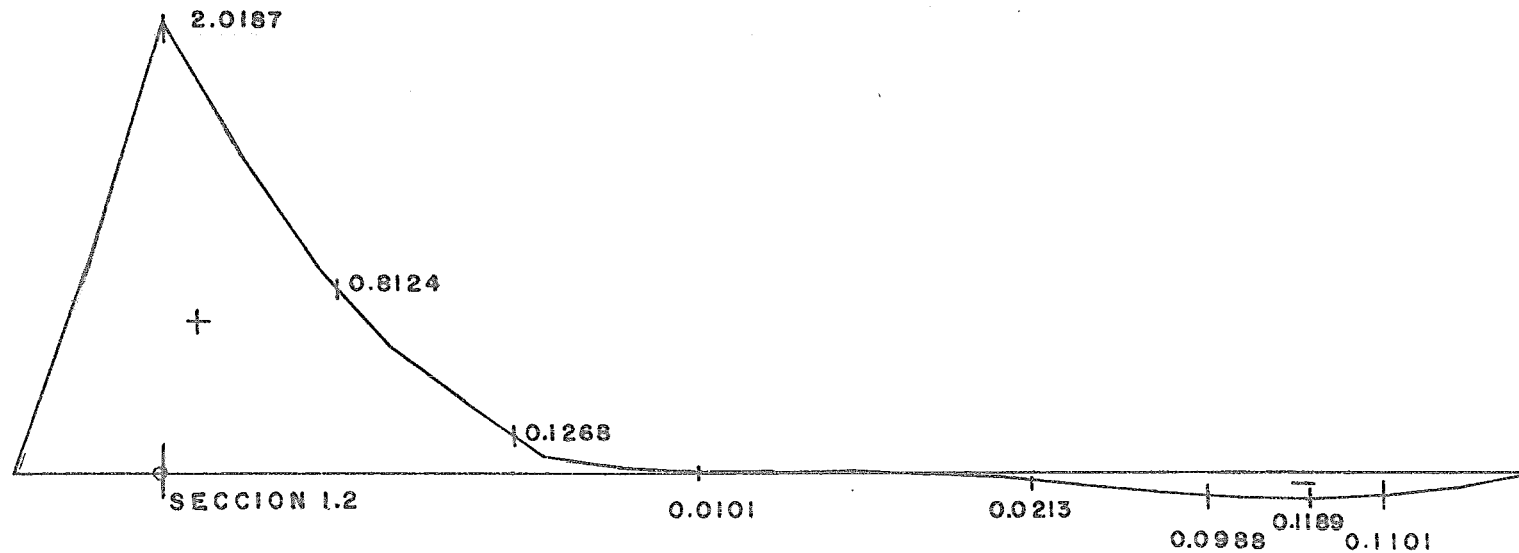
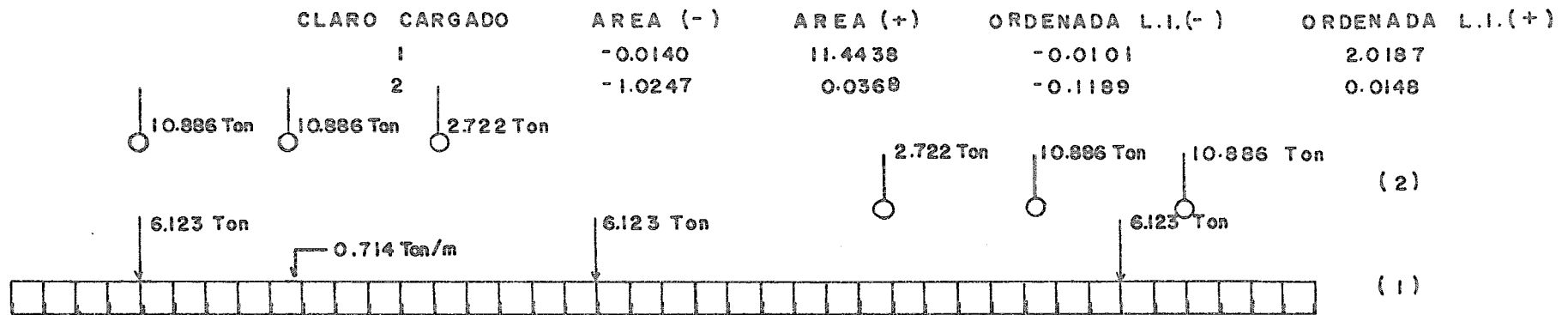
MOM. MAX. = 7.2369 + 17.1532 = 24.39 Ton-m
 MOM. MIN. = - 5.3239 - 6.3800 = - 11.70 Ton-m

2 - CARGAS VIVAS DE CAMION

MOM. MAX. = 31.99 Ton-m
 MOM. MIN. = - 14.80 Ton-m

MOMENTOS POR CARGA VIVA

SECCION 1.2



1- CARGAS VIVAS DE CARRIL

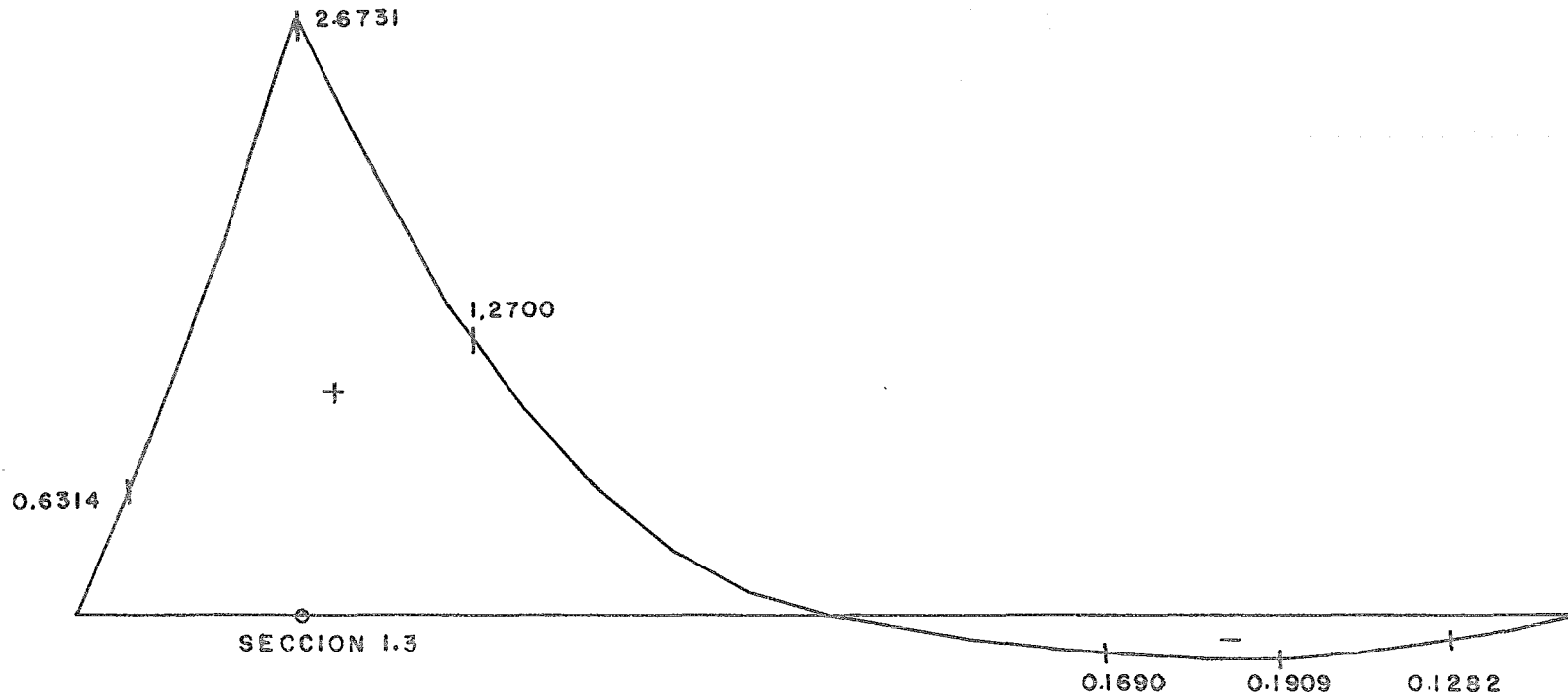
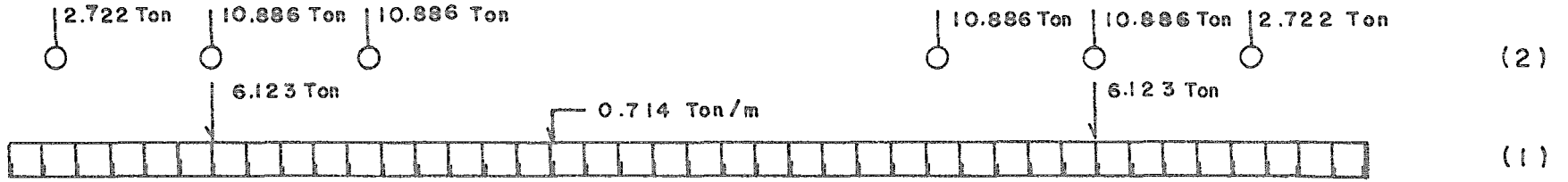
MOM. MAX. = 20.8044 + 31.3709 = 52.17 Ton-m
 MOM. MIN. = - 1.8823 - 2.0047 = - 3.88 Ton-m

2- CARGAS VIVAS DE CAMION

MOM. MAX. = 79.11 Ton-m
 MOM. MIN. = - 5.92 Ton-m

MOMENTOS POR CARGA VIVA

SECCION	1.3	CLARO CARGADO	AREA (-)	AREA (+)	ORDENADA L.I. (-)	ORDENADA L.I. (+)
		1	0.0000	19.0368	0.0000	2.6731
		2	- 2.2544	0.0000	- 0.1909	0.0000



1- CARGAS VIVAS DE CARRIL

2- CARGAS VIVAS DE CAMION

MOM. MAX. = 34.4972 + 41.5405 = 76.03 Ton-m
 MOM. MIN. = - 4.0853 - 2.9666 = - 7.05 Ton-m

MOM. MAX. = 113.33 Ton-m
 MOM. MIN. = -10.83 Ton-m

MOMENTOS POR CARGA VIVA

SECCION 1.4

CLARO CARGADO

AREA (-)

AREA (+)

ORDENADA L.I.(-)

ORDENADA L.I.(+)

1
2

0.0000
- 3.6726

23.0582
0.0000

0.0000
- 0.3025

3.0244
0.0000

2.722 Ton 10.886 Ton 10.886 Ton

10.886 Ton 10.886 Ton 2.722 Ton

6.123 Ton

0.714 Ton/m

6.123 Ton



(2)

(1)

3.0244

1.0233

1.3743

0.3025

+

SECCION 1.4

0.2596

0.3008

0.1989

1- CARGAS VIVAS DE CARRIL

MOM. MAX. = 41.7845 + 46.9997 = 88.78 Ton-m

MOM. MIN. = - 6.6552 - 4.7009 = - 11.35 Ton-m

2- CARGAS VIVAS DE CAMION

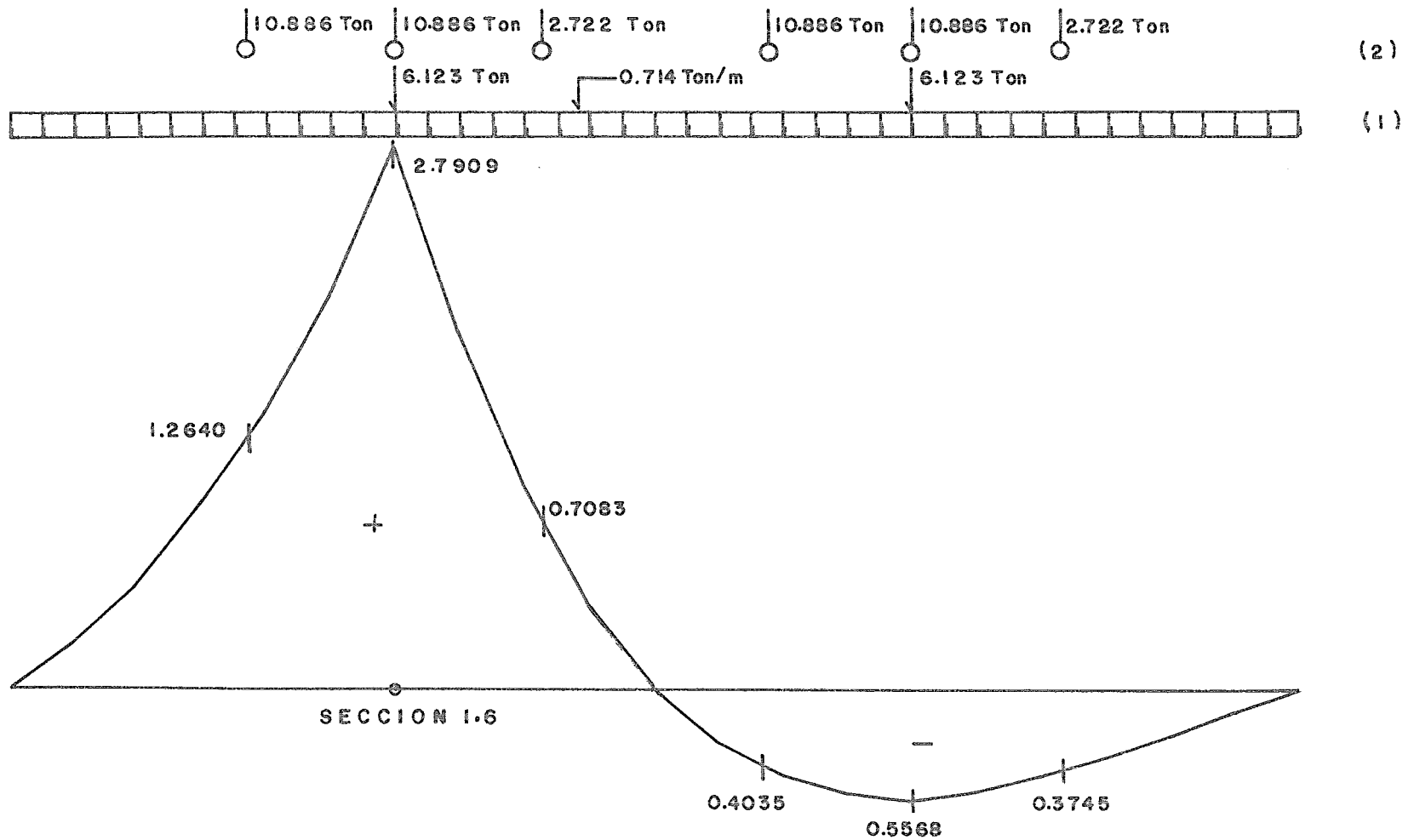
MOM. MAX. = 128.63 Ton-m

MOM. MIN. = - 16.91 Ton-m

MOMENTOS POR CARGA VIVA

SECCION 1.6

CLARO CARGADO	AREA (-)	AREA (+)	ORDENADA L.I. (-)	ORDENADA L.I.(+)
1	0.0000	20.8315	0.0000	2.7909
2	- 6.3620	0.0000	- 0.5568	0.0000



1- CARGAS VIVAS DE CARRIL

MOM. MAX. = 37.7494 + 43.3711 = 81.12 Ton-m

MOM. MIN. = - 11.5286 - 8.6528 = -20.18 Ton-m

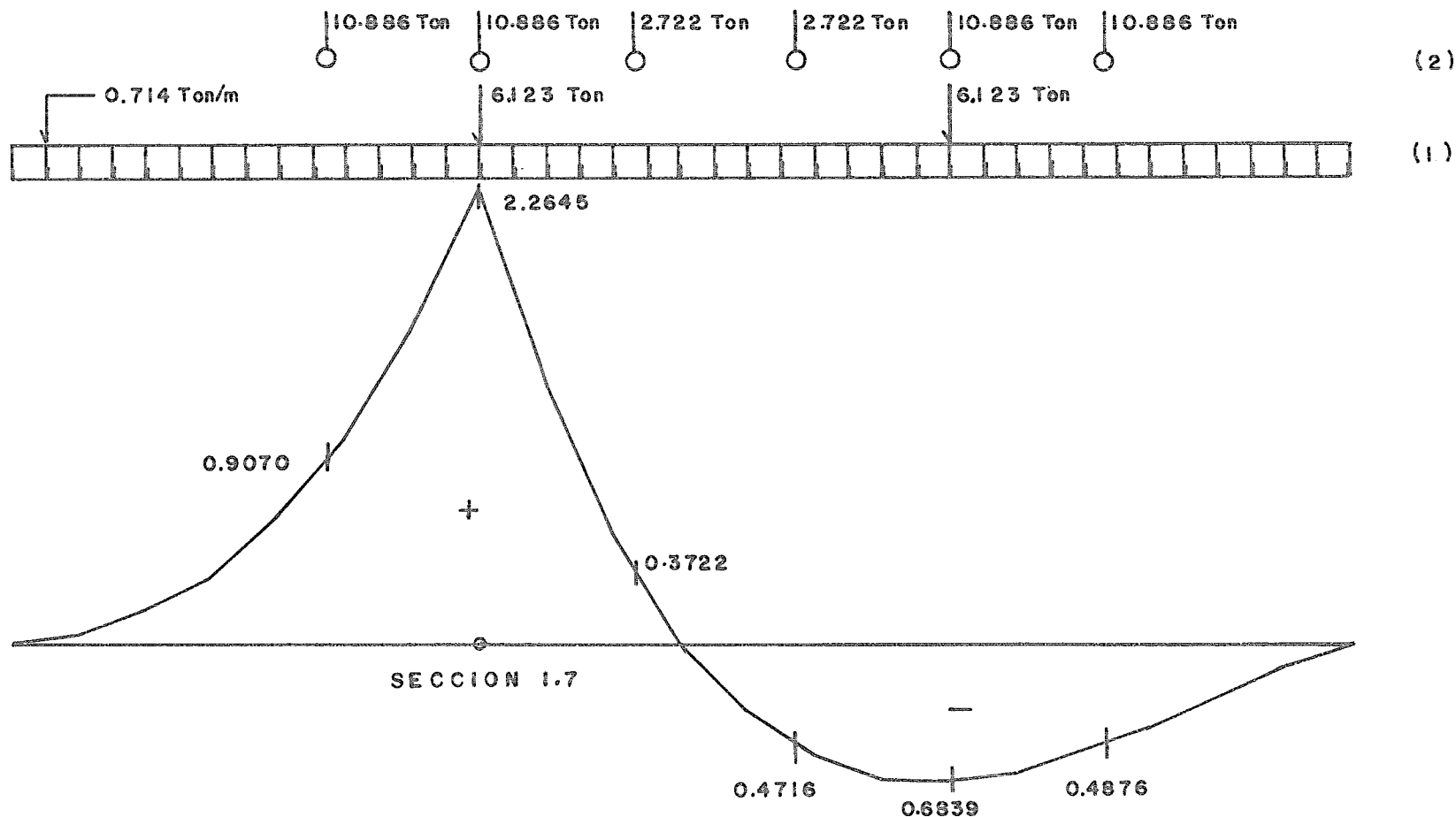
2- CARGAS VIVAS DE CAMION

MOM. MAX. = 116.95 Ton-m

MOM. MIN. = -29.12 Ton-m

MOMENTOS POR CARGA VIVA

SECCION	1.7	CLARO CARGADO	AREA (-)	AREA (+)	ORDENADA L.I. (-)	ORDENADA L.I. (+)
		1	0.0000	14.5875	0.0000	2.2645
		2	- 7.7072	0.0000	-0.6839	0.0000



1- CARGAS VIVAS DE CARRIL

MOM. MAX. = 26.4345 + 35.1907 = 61.62 Ton-m

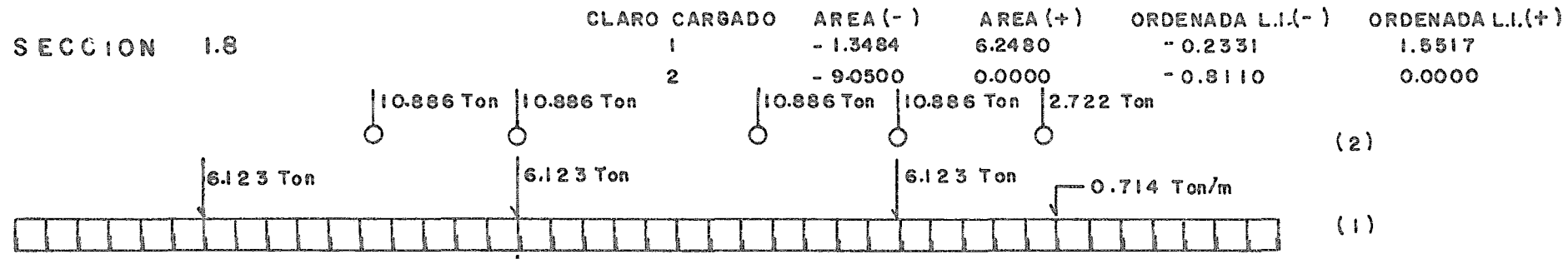
MOM. MIN. = - 13.9665 - 10.6279 = - 24.59 Ton-m

2- CARGAS VIVAS DE CAMION

MOM. MAX. = 90.21 Ton-m

MOM. MIN. = - 35.63 Ton-m

MOMENTOS POR CARGA VIVA



1- CARGAS VIVAS DE CARRIL

MOM . MAX.= 11.3222 + 24.1137 = 35.44 Ton-m

MOM . MIN.= - 18.8433 - 16.2255 = - 35.07 Ton-m

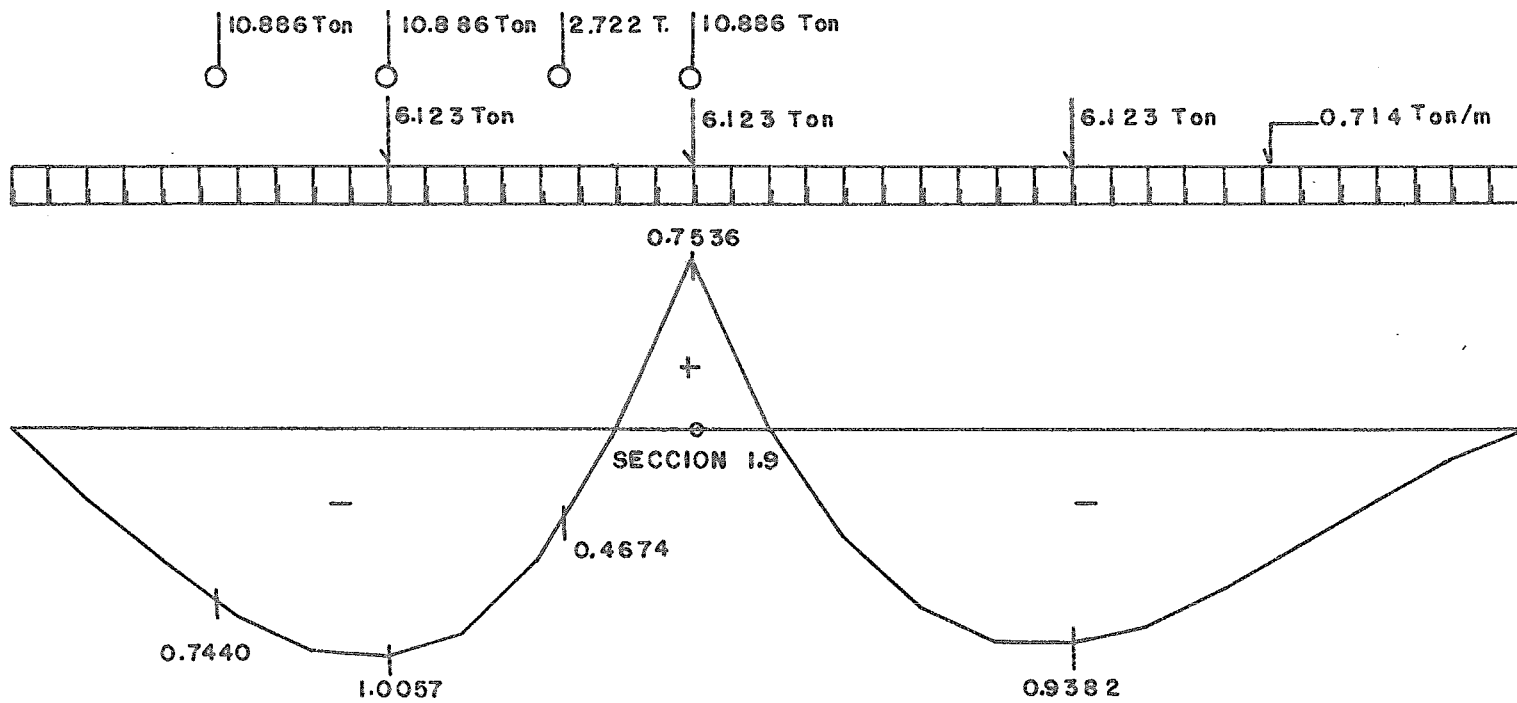
2- CARGAS VIVAS DE CAMION

MOM . MAX.= 49.50 Ton-m

MOM . MIN.= - 42.76 Ton-m

MOMENTOS POR CARGA VIVA

SECCION	1.9	CLARO CARGADO	AREA (-)	AREA (+)	ORDENADA L.I. (-)	ORDENADA L.I. (+)
		1	- 9.5258	1.3534	- 1.0057	0.7536
		2	-10.3943	0.0000	- 0.9382	0.0000



69

1- CARGAS VIVAS DE CARRIL

MOM. MAX.= 2.4525 + 11.7111 = 14.16 Ton-m

MOM. MIN.= -36.0972 - 30.2086 = -66.31 Ton-m

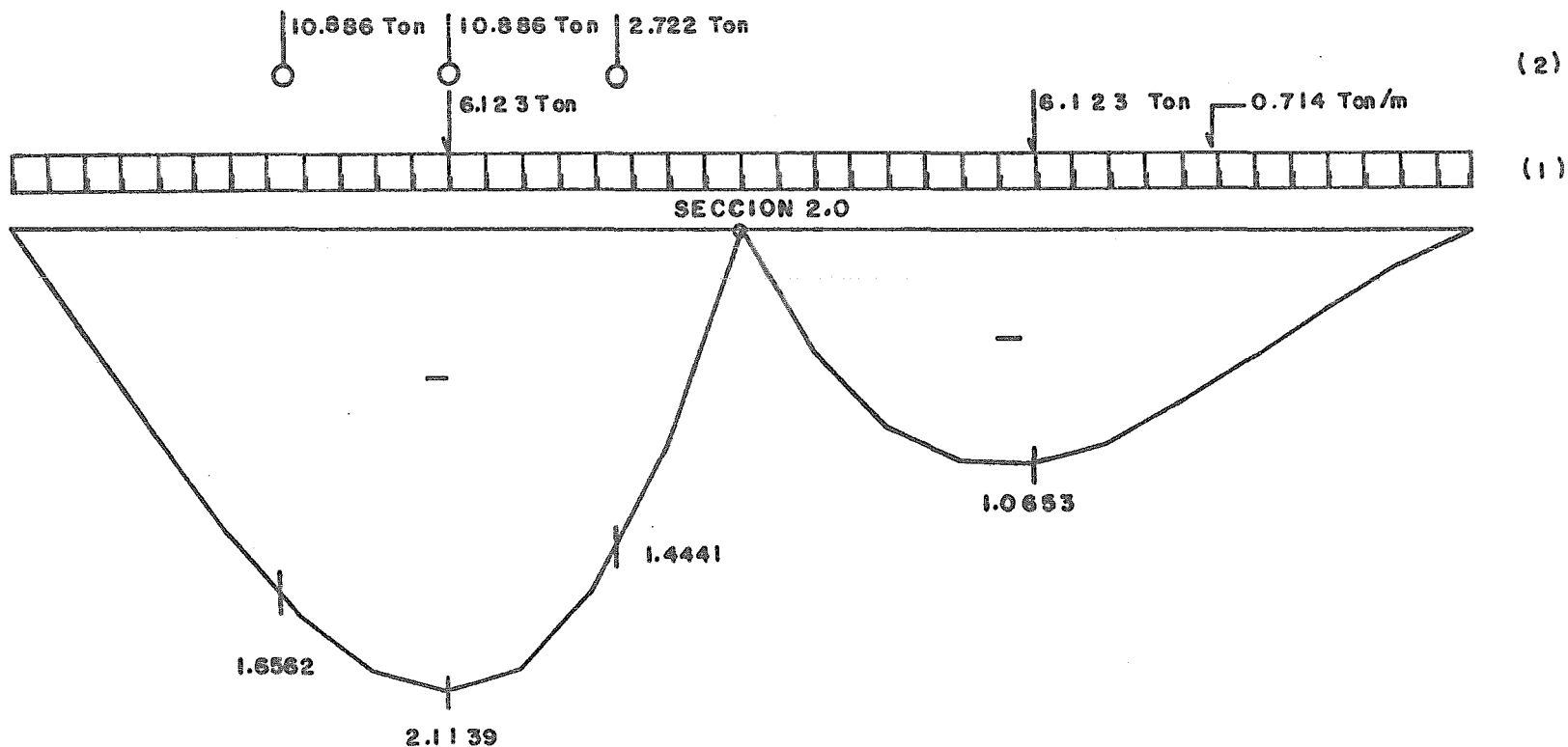
2- CARGAS VIVAS DE CAMION

MOM. MAX.= 20.83 Ton-m

MOM. MIN.= -51.58 Ton-m

MOMENTOS POR CARGA VIVA

SECCION	2.0	CLARO CARGADO	AREA (-)	AREA (+)	ORDENADA L.I.(-)	ORDENADA L.I.(+)
		1	-24.6861	0.0000	- 2.1139	0.0000
		2	- 11.7385	0.0000	- 1.0653	0.0000



1- CARGAS VIVAS DE CARRIL

MOM.MAX. = 0.0000

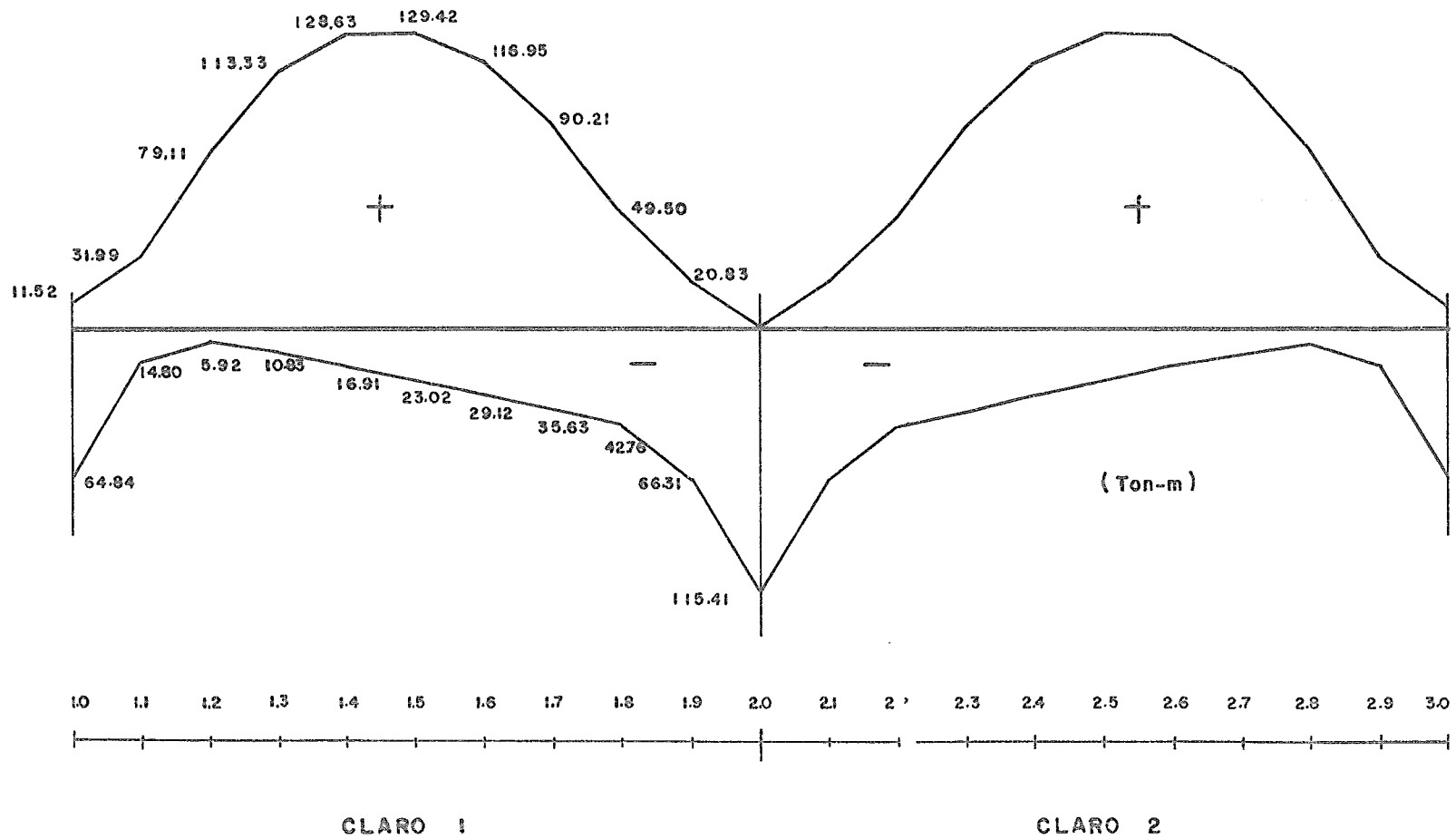
MOM.MIN. = - 66.0051 - 49.4054 = -115.41 Ton-m

2 - CARGAS VIVAS DE CAMION

MOM.MAX. = 0.0000

MOM.MIN. = - 114.16 Ton-m

DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES POR CARGA VIVA EN CLAROS



CARGA VIVA EN EL VOLADIZO.

DATOS REQUERIDOS:

CAMION: HS - 15

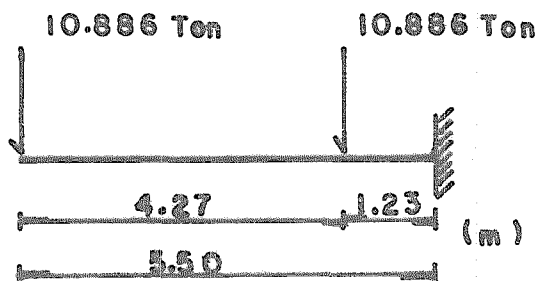
NUM. DE CARRILES: 2

COEFICIENTE DE IMPACTO.

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10} = \frac{15.24}{5.50 + 38.10} = 0.35 > 0.30$$

$$I = 30 \text{ o/o}$$

MOMENTO EN VOLADIZO.



$$M_v = 10.886 \text{ Ton} \times 2 \times 1.30 (5.50 \text{ m} + 1.23) = 190.48 \text{ Ton} - \text{m}$$

MOMENTOS FLEXIONANTES POR CARGA VIVA EN VOLADIZO.

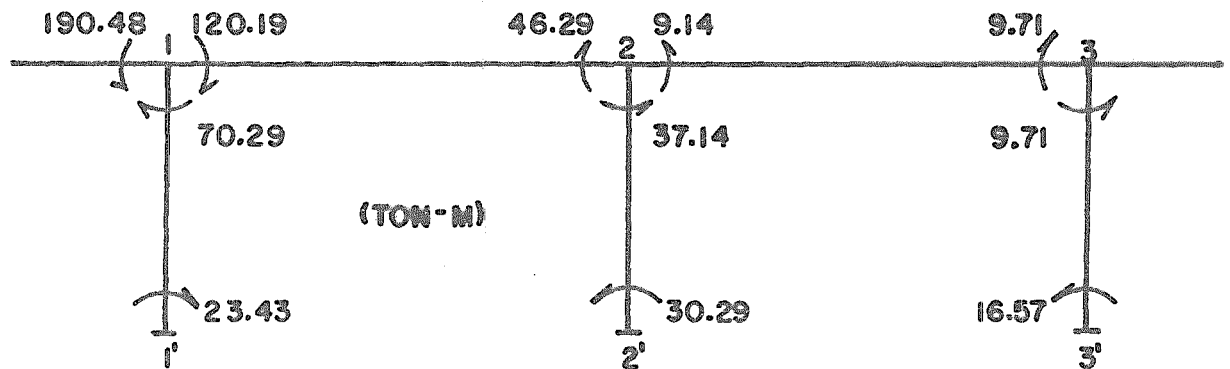
MULTIPLICANDO EL MOMENTO DE 190.48 TON - M, POR LOS MOMENTOS UNITARIOS PRESENTADOS EN EL ANALISIS DE LA PAGINA (32) MOMENTO UNITARIO EN VOLADIZO RESULTA.

SUPERESTRUCTURA.

$$\begin{aligned} M_{1-2} &= 0.631 \times 190.48 = 120.19 \text{ Ton} - \text{m} \\ M_{2-1} &= 0.243 \times 190.48 = 46.29 \text{ Ton} - \text{m} \\ M_{2-3} &= -0.048 \times 190.48 = -9.14 \text{ Ton} - \text{m} \\ M_{3-2} &= 0.051 \times 190.48 = 9.71 \text{ Ton} - \text{m} \end{aligned}$$

COLUMNAS.

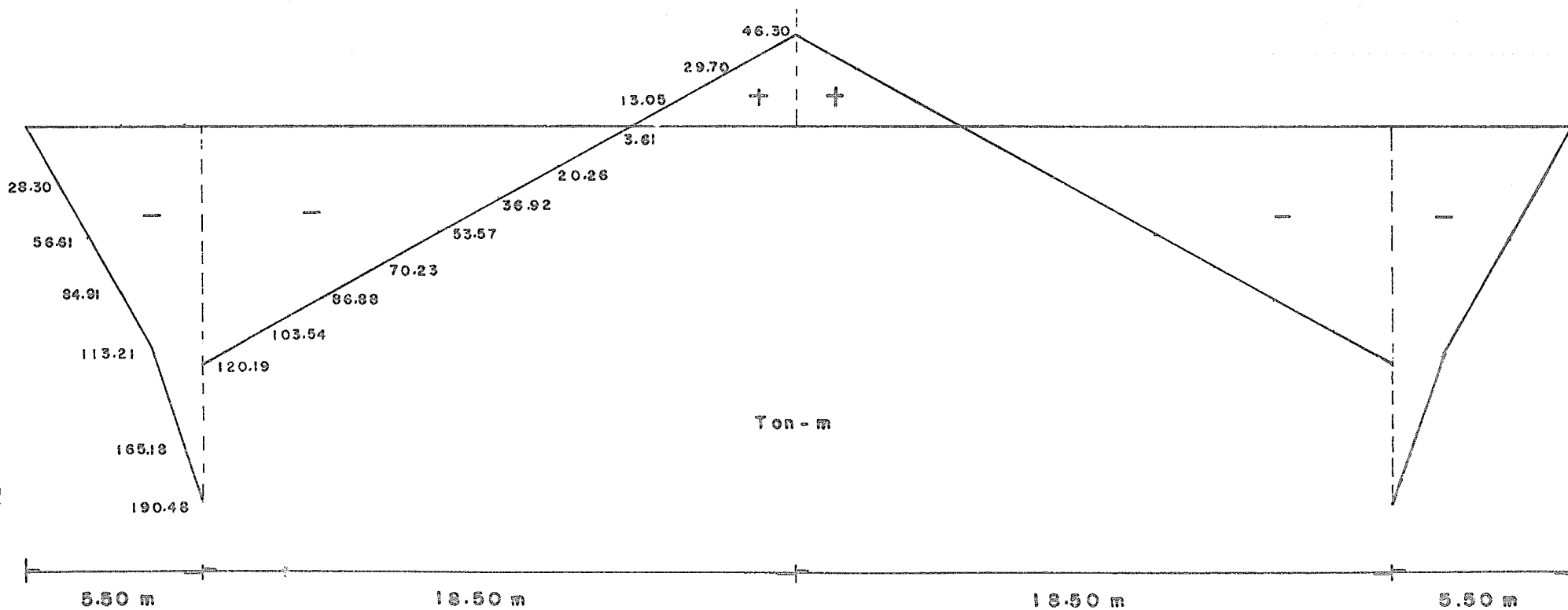
$M_{1-1'}$	=	0.369	X	190.48	=	70.29	Ton - m
$M_{1'-1}$	=	0.123	X	190.48	=	23.43	Ton - m
$M_{2-2'}$	=	0.195	X	190.48	=	-37.14	Ton - m
$M_{2'-2}$	=	-0.159	X	190.48	=	-30.29	Ton - m
$M_{3-3'}$	=	-0.051	X	190.48	=	-9.71	Ton - m
$M_{3'-3}$	=	-0.087	X	190.48	=	-16.57	Ton - m



EN LA PAGINA (71) SE PRESENTA LA ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLEXIONANTES POR CARGA VIVA EN VOLADIZOS.

Y POR ULTIMO EN LA PAGINA (73) OBTENEMOS EL DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES POR CARGA VIVA TOTALES.

DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES POR CARGA VIVA EN VOLADIZOS

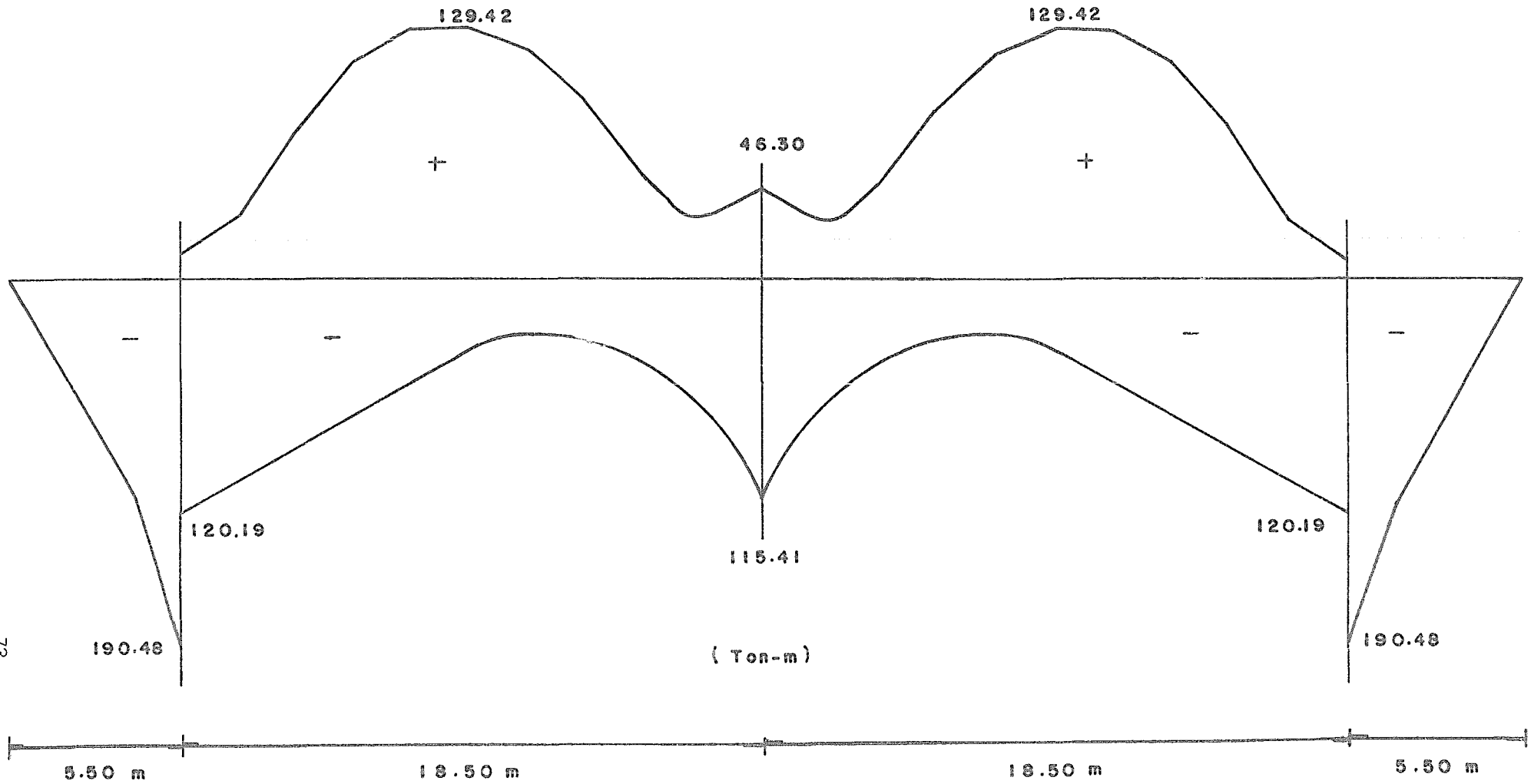


MOMENTOS FLEXIONANTES POR CARGA VIVA E IMPACTO

SECCION	CLARO 1		SECCION	CLARO 2	
	M (+)	M (-)		M (+)	M (-)
1.0	11.52	— 120.19	2.0	46.30	— 115.41
1.1	31.99	— 103.54	2.1	29.70	— 66.31
1.2	79.11	— 86.88	2.2	49.50	— 42.76
1.3	113.33	— 70.23	2.3	90.21	— 35.63
1.4	128.63	— 53.57	2.4	116.95	— 29.12
1.5	129.42	— 36.92	2.5	129.42	— 36.92
1.6	116.95	— 29.12	2.6	128.63	— 53.57
1.7	90.21	— 35.63	2.7	113.33	— 70.23
1.8	49.50	— 42.76	2.8	79.11	— 86.88
1.9	29.70	— 66.31	2.9	31.99	— 103.54
2.0	46.30	— 115.41	3.0	11.52	— 120.19

(Ton- m)

DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES POR CARGA VIVA E IMPACTO



LINEAS DE INFLUENCIA PARA FUERZA CORTANTE.

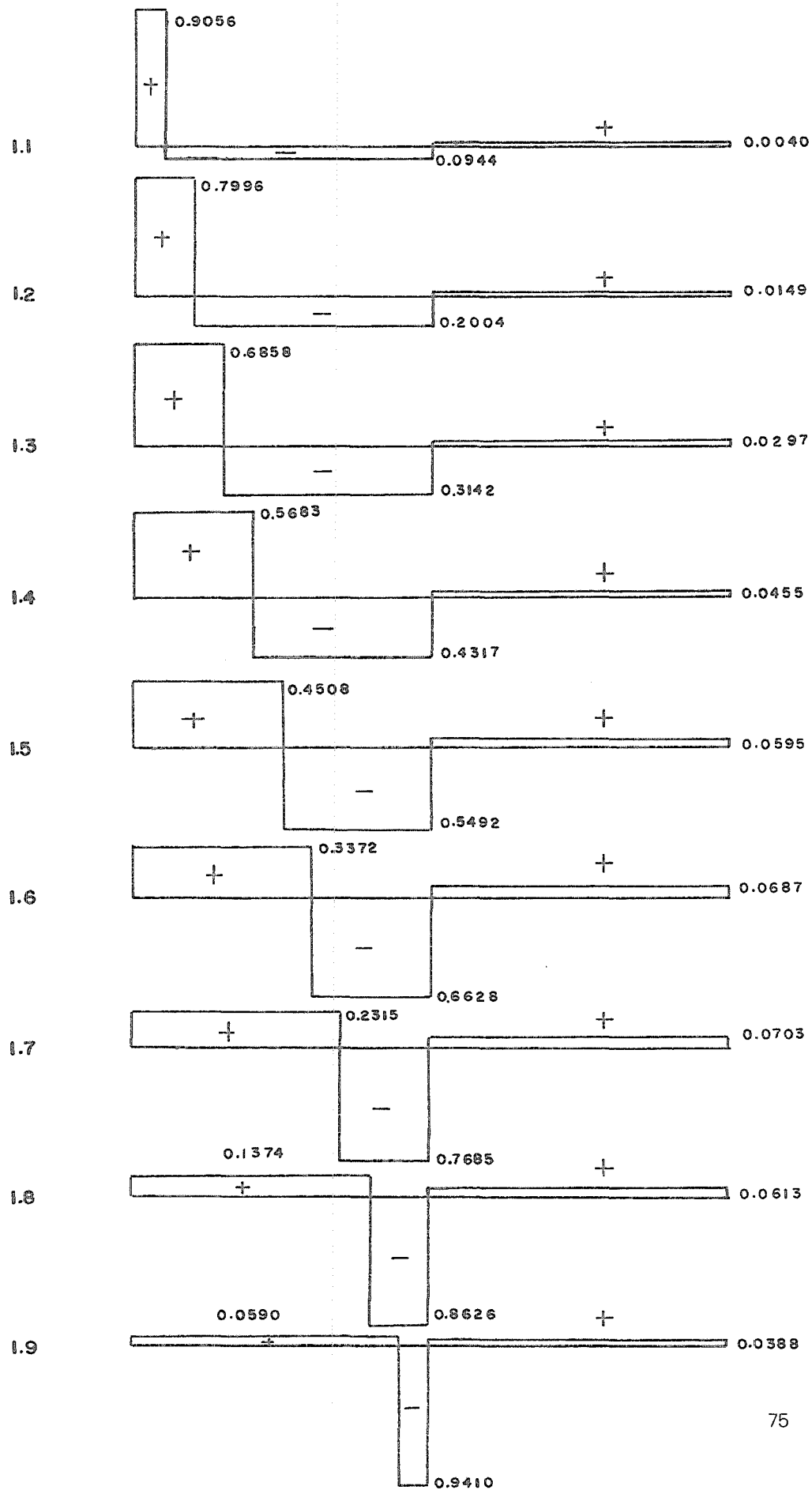
EL PROCEDIMIENTO SEGUIDO EN LA OBTENCION DE LAS LINEAS DE INFLUENCIA PARA FUERZA CORTANTE, FUE IGUAL AL QUE SE EMPLEO EN DETERMINAR LAS LINEAS DE INFLUENCIA PARA MOMENTO FLEXIONANTE; ES DECIR, UNA VEZ SECCIONADA LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE, SE COLOCARON CARGAS PUNTUALES UNITARIAS EN CADA SECCION, DEBIDO A LAS DIFERENTES POSICIONES DE LAS CARGAS PUNTUALES UNITARIAS, LAS SECCIONES ESTAN SUJETAS A VARIABLES EFECTOS DE UNA MISMA FUNCION (FUERZA CORTANTE, MOMENTO FLEXIONANTE, ETC.), ESTOS EFECTOS NOS DETERMINAN LAS LINEAS DE INFLUENCIA.

DE LOS DIAGRAMAS DE CORTANTES UNITARIOS MOSTRADOS EN LAS SIGUIENTES DOS PAGINAS (75 Y 76) OBTENEMOS LOS VALORES DE LAS LINEAS DE INFLUENCIA PARA CADA SECCION.

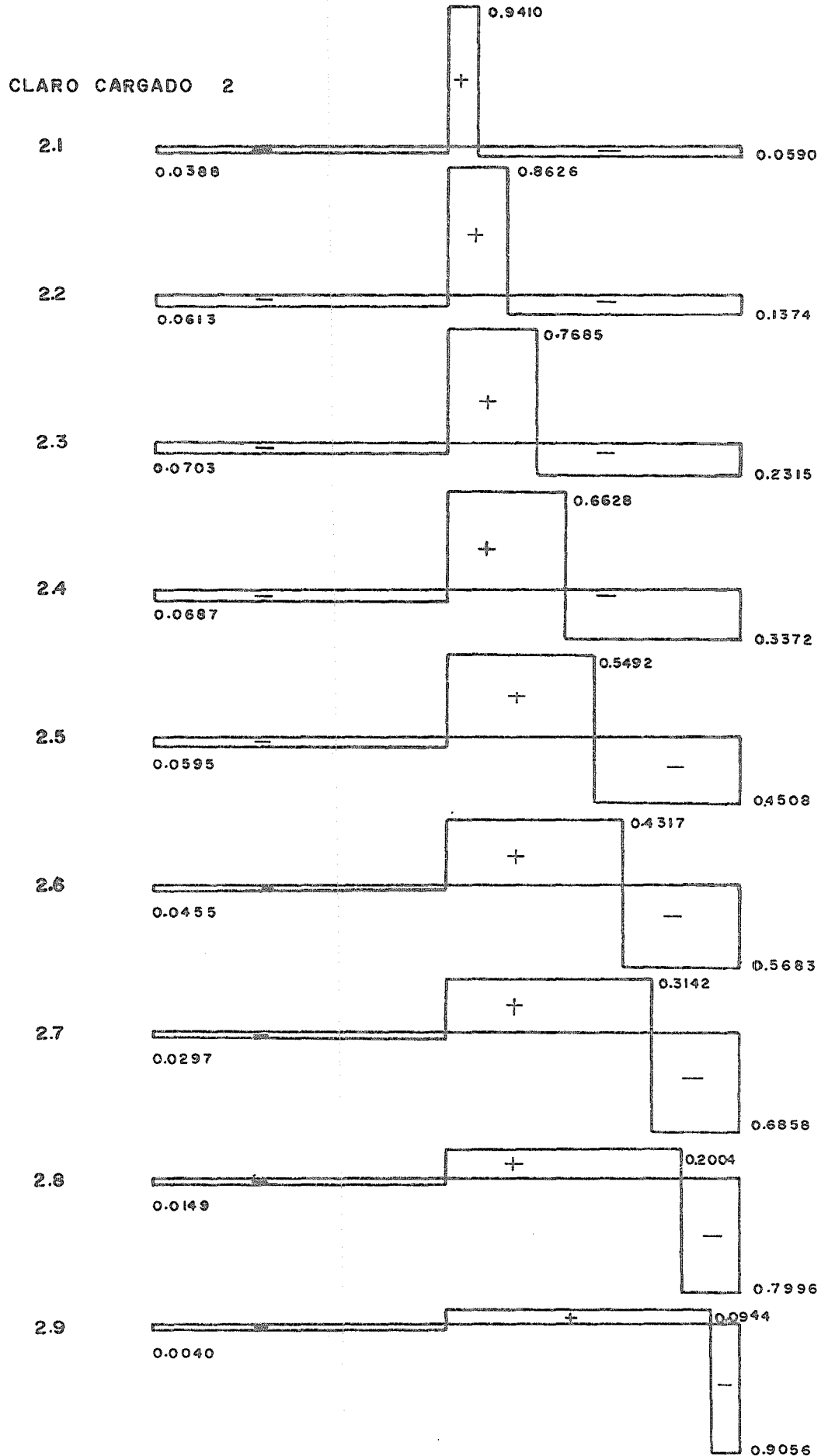
LAS LINEAS DE INFLUENCIA PARA FUERZA CORTANTE SE MUESTRA EN LA PAGINA (77).

DIAGRAMAS DE CORTANTES UNITARIOS

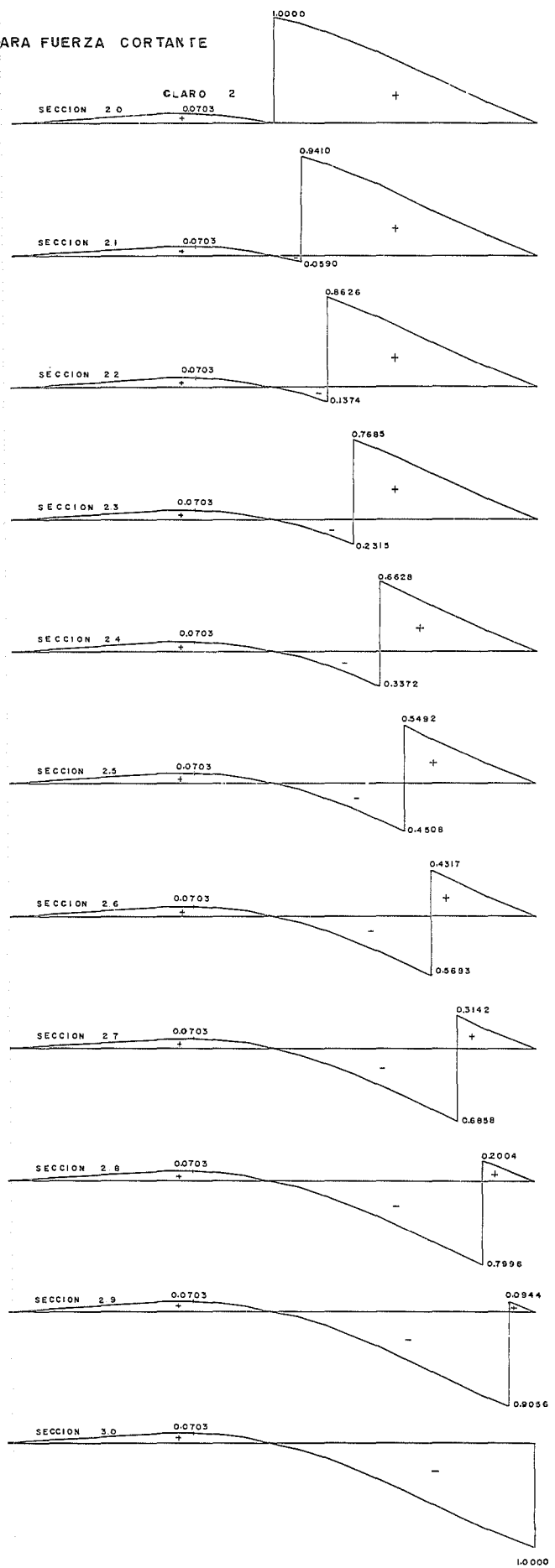
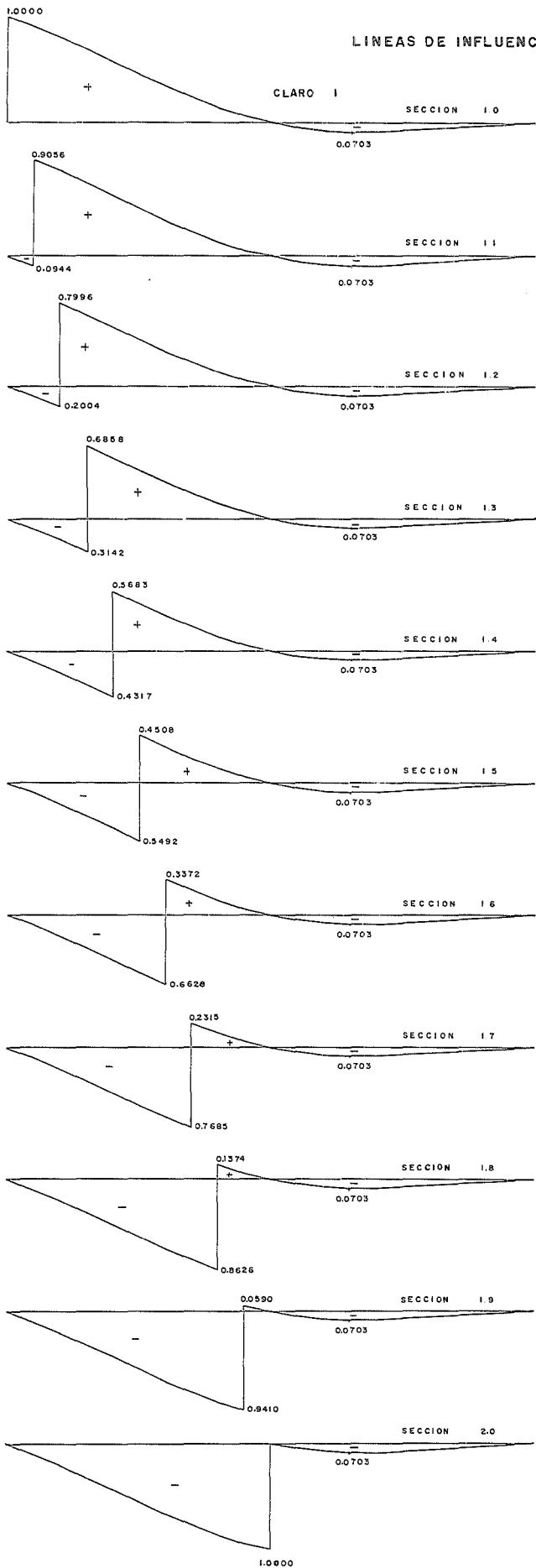
CLARO CARGADO 1



DIAGRAMAS DE CORTANTES UNITARIOS



LINEAS DE INFLUENCIA PARA FUERZA CORTANTE



DATOS REQUERIDOS PARA CALCULAR LOS CORTANTES MAXIMOS Y MINIMOS POR CARGA VIVA E IMPACTO

CAMION: HS – 15

NUMERO DE CARRILES: 2

LONGITUD DE CLAROS: 18.50 m.

COEFICIENTE DE IMPACTO: 1.2693

PARA LA OBTENCION DE LOS CORTANTES MAXIMOS Y MINIMOS DE CADA SECCION SE PRO-
CEDIO DE LA SIGUIENTE MANERA:

CARGAS VIVAS DE CARRIL

Cortantes máximos y mínimos

$$V (\pm) = \text{área de L.I. } (\pm) \times 0.714 \text{ Ton/m} \times 2 \times 1.2693 \\ + \text{Ord. L.I. } (\pm) \times 8.845 \text{ Ton} \times 2 \times 1.2693$$

CARGAS VIVAS DE CAMION

Cortantes máximos y mínimos

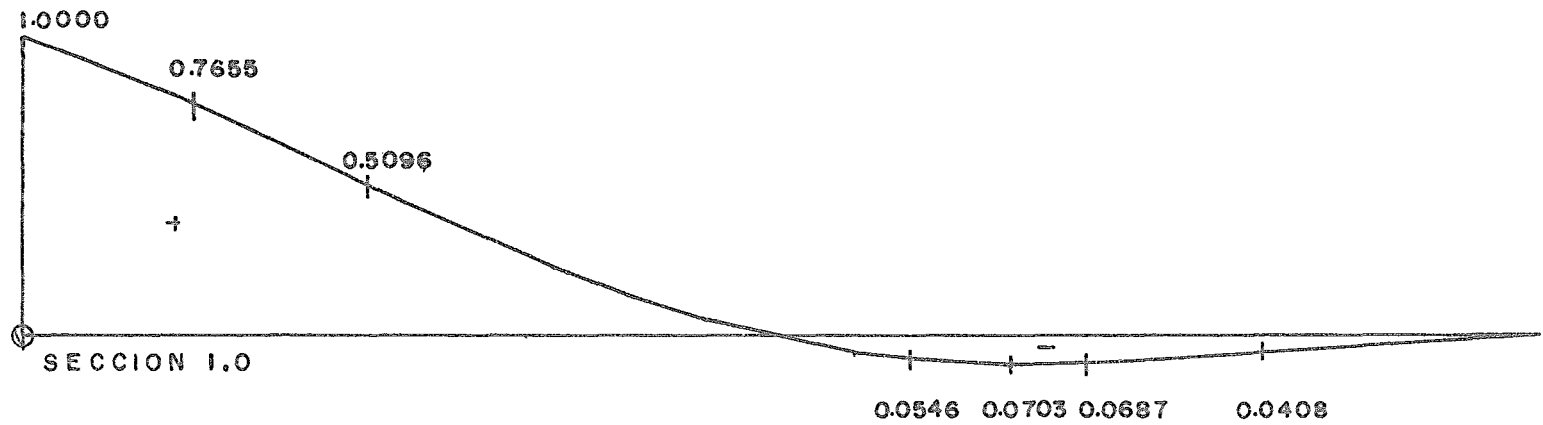
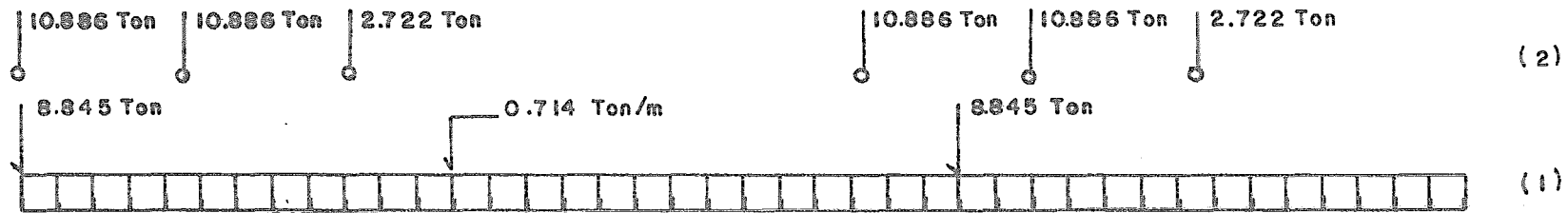
$$V (\pm) = [10.886 \text{ Ton} \times \text{Ord. L.I. } (\pm) + 10.886 \text{ Ton} \times \text{Ord. L.I. } (\pm) \\ + 2.722 \text{ Ton} \times \text{Ord. L.I. } (\pm)] \times 2 \times 1.2693$$

POR SER EL PUENTE SIMETRICO UNICAMENTE SE PRESENTAN LOS CALCULOS CORRESPON-
DIENTES A LAS SECCIONES DEL CLARO I, EN LAS SIGUIENTES PAGINAS (79 A 89) Y EN LA PA-
GINA (91) ENCONTRAMOS LA ENVOLVENTE DE CORTANTES MAXIMOS Y MINIMOS POR CAR-
GA VIVA E IMPACTO.

CORTANTES POR CARGA VIVA

SECCION 1.0

CLARO CARGADO	AREA (-)	AREA (+)	ORDENADA L.I.(-)	ORDENADA L.I.(+)
1	0.0000	8.6491	0.0000	1.0000
2	-0.7265	0.0000	-0.0703	0.0000



1- CARGAS VIVAS DE CARRIL

2- CARGAS VIVAS DE CAMION

CORTE. MAX. = 15.6764 + 22.4530 = 38.13 Ton

CORTE. MAX. = 52.31 Ton

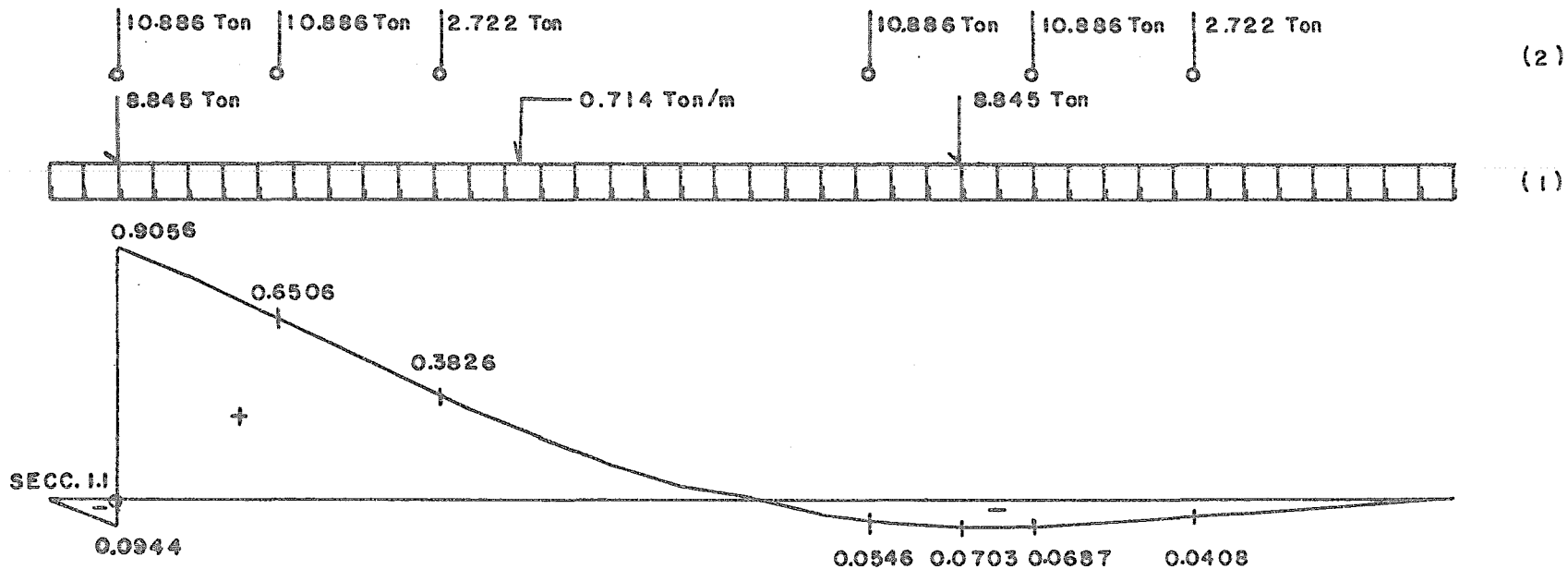
CORTE. MIN. = - 1.3168 - 1.5784 = - 2.90 Ton

CORTE. MIN. = - 3.69 Ton

CORTANTES POR CARGA VIVA

SECCION I.I

CLARO CARGADO	AREA (-)	AREA (+)	ORDENADA L.I.(-)	ORDENADA L.I.(+)
1	-0.0873	6.8864	-0.0944	0.9056
2	-0.7265	0.0000	-0.0703	0.0000



1- CARGAS VIVAS DE CARRIL

2- CARGAS VIVAS DE CAMION

CORTE. MAX. = 12.4648 + 20.3335 = 32.80 Ton

CORTE. MAX. = 45.65 Ton

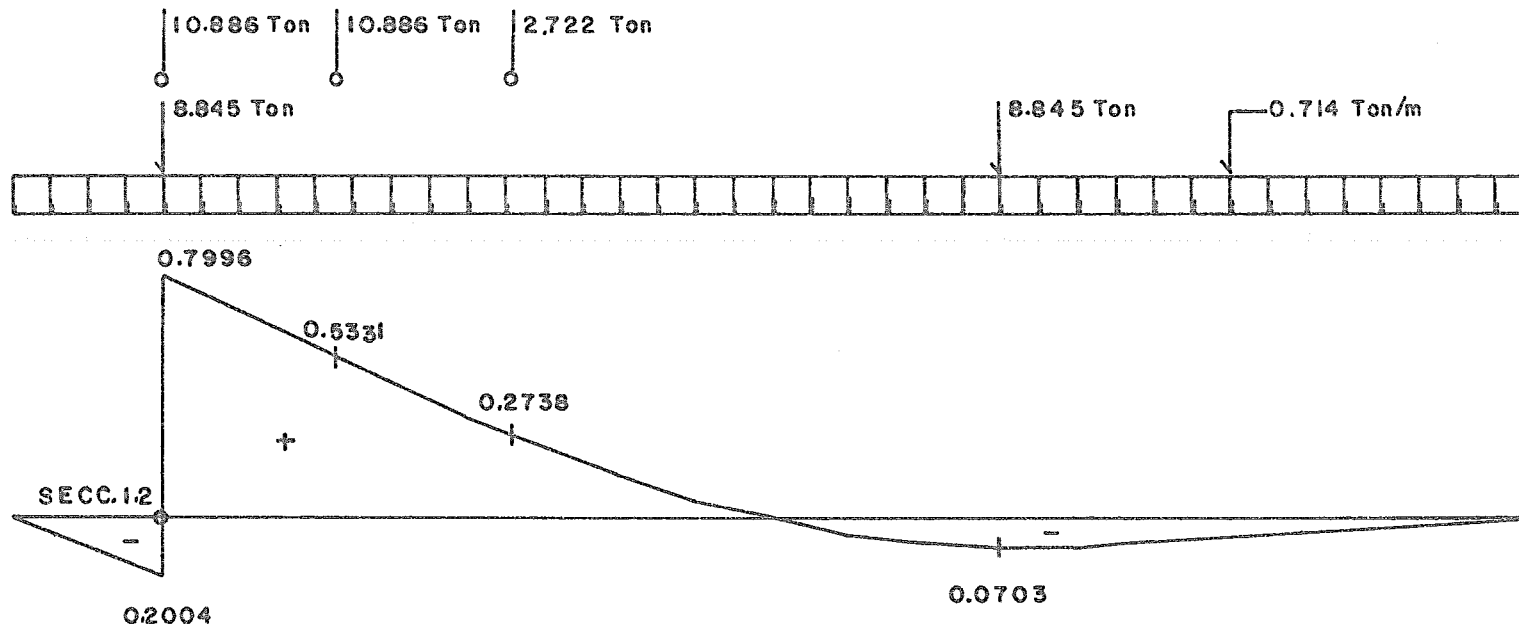
CORTE. MIN. = - 1.4750 - 3.6980 = -5.17 Ton

CORTE. MIN. = - 3.69 Ton

CORTANTES POR CARGA VIVA

SECCION 1.2

CLARO CARGADO	AREA (-)	AREA (+)	ORDENADA L.I.(-)	ORDENADA L.I.(+)
1	- 0.3600	5.2999	- 0.2004	0.7996
2	- 0.7265	0.0000	- 0.0703	0.0000



1- CARGAS VIVAS DE CARRIL

CORTE. MAX. = 9.6060 + 17.9534 = 27.56 Ton

CORTE. MIN. = -1.9693 - 6.0780 = - 8.0470 Ton

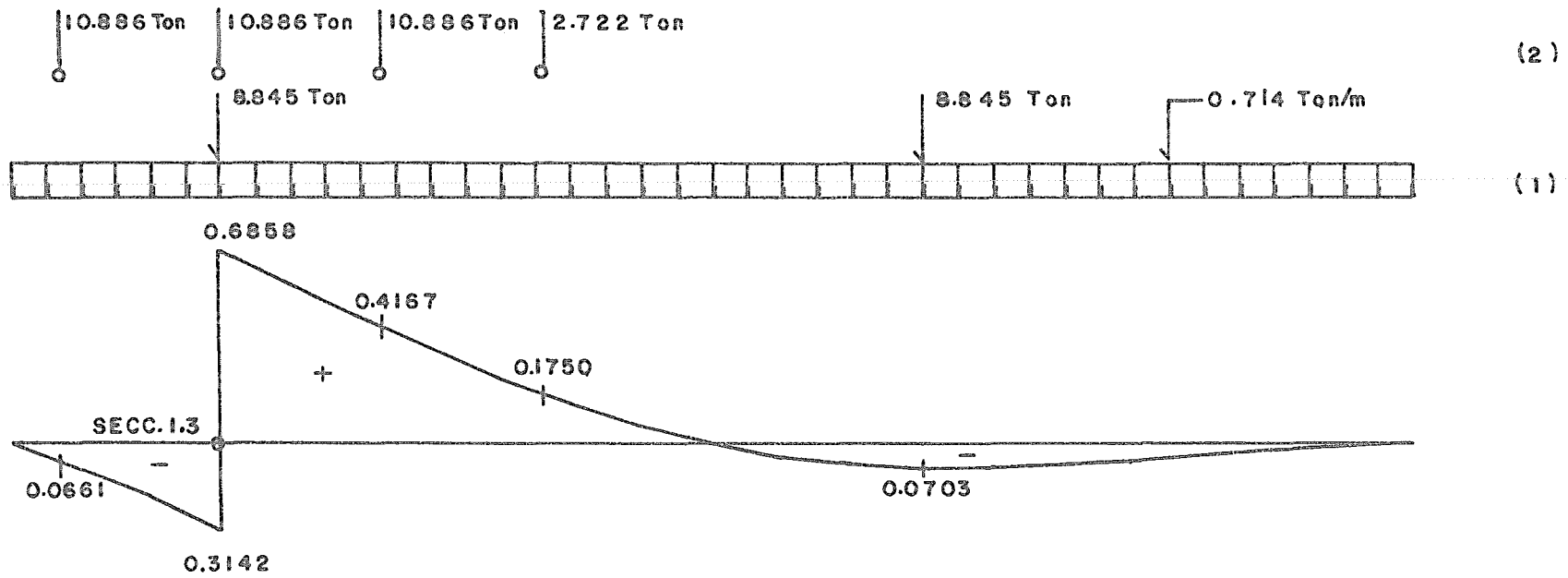
2- CARGAS VIVAS DE CAMION

CORTE. MAX. = 38.72 Ton

CORTE. MIN. = - 5.54 Ton

CORTANTES POR CARGA VIVA

SECCION	1.3	CLARO CARGADO	AREA (-)	AREA (+)	ORDENADA L.I.(-)	ORDENADA L.I.(+)
		1	- 0.8340	3.9259	- 0.3142	0.6858
		2	- 0.7265	0.0000	- 0.0703	0.0000



1- CARGAS VIVAS DE CARRIL

2 - CARGAS VIVAS DE CAMION

CORTE. MAX. = 7.1157 + 15.3980 = 22.51 Ton

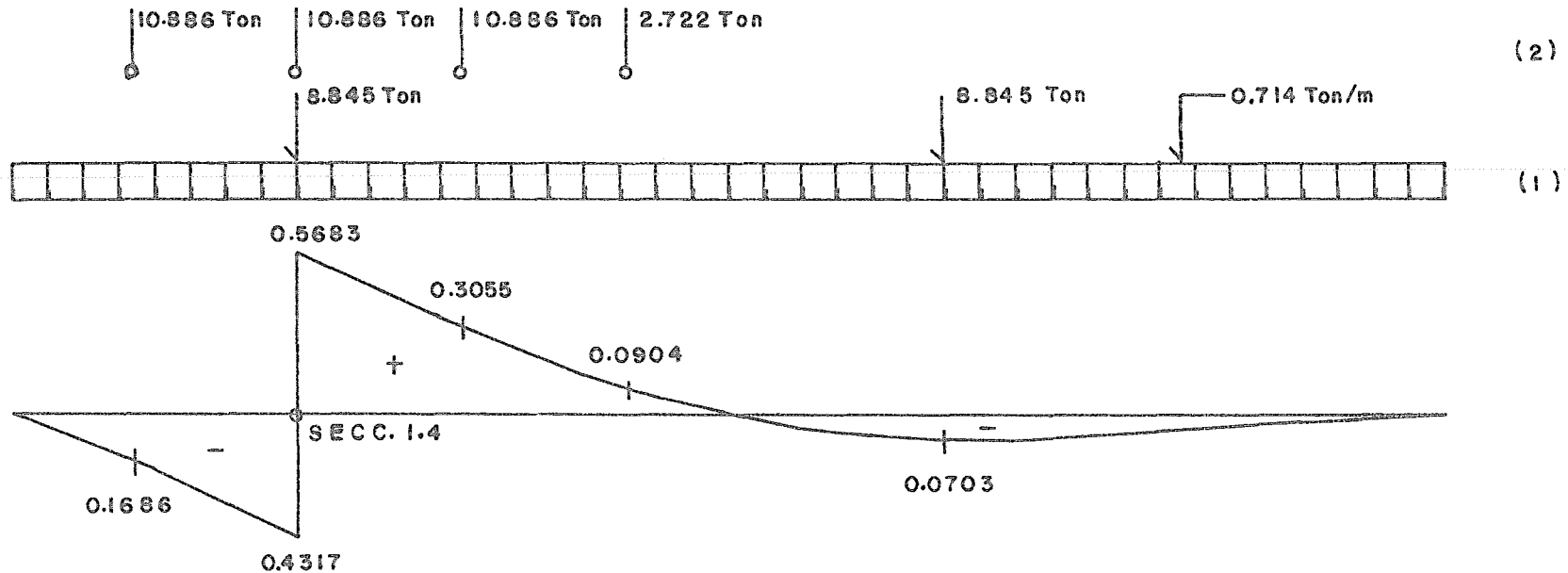
CORTE. MAX. = 31.68 Ton

CORTE. MIN. = -2.8284 - 8.6332 = -11.46 Ton

CORTE. MIN. = -10.51 Ton

CORTANTES POR CARGA VIVA

SECCION	1.4	CLARO CARGADO	AREA (-)	AREA (+)	ORDENADA L.I.(-)	ORDENADA L.I.(+)
		1	-1.5260	2.7658	-0.4317	0.5683
		2	-0.7265	0.0000	-0.0703	0.0000



1- CARGAS VIVAS DE CARRIL

CORTE. MAX. = $5.0130 + 12.7600 = 17.77 \text{ Ton}$

CORTE. MIN. = $-4.0826 - 11.2714 = -15.35 \text{ Ton}$

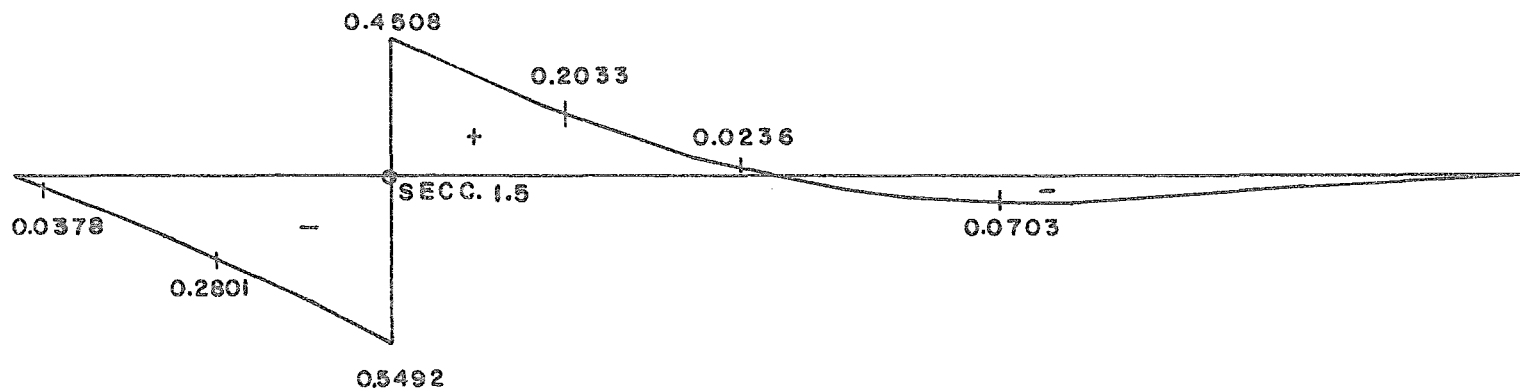
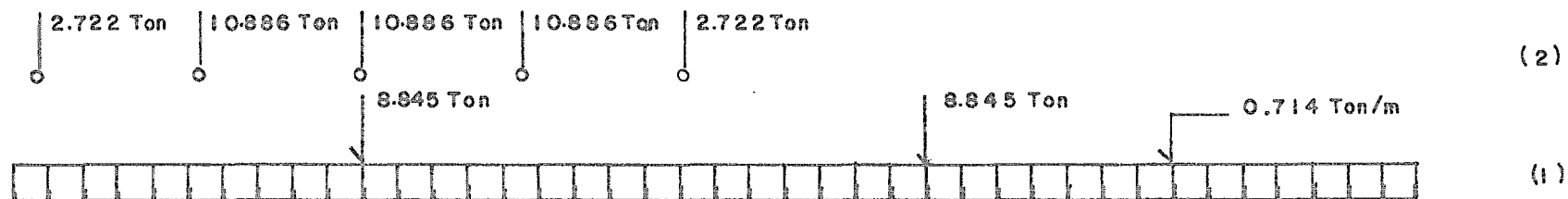
2- CARGAS VIVAS DE CAMION

CORTE. MAX. = 24.77 Ton

CORTE. MAX. = -16.59 Ton

CORTANTES POR CARGA VIVA

SECCION 1.5	CLARO CARGADO	AREA (-)	AREA (+)	ORDENADA L.I. (-)	ORDENADA L.I. (+)
	1	-2.4333	1.8232	-0.5492	0.4508
	2	-0.7265	0.0000	-0.0703	0.0000



1- CARGAS VIVAS DE CARRIL

2- CARGAS VIVAS DE CAMION

CORTE. MAX. = $3.3045 + 10.1218 = 13.43$ Ton

CORTE. MAX. = 18.24 Ton

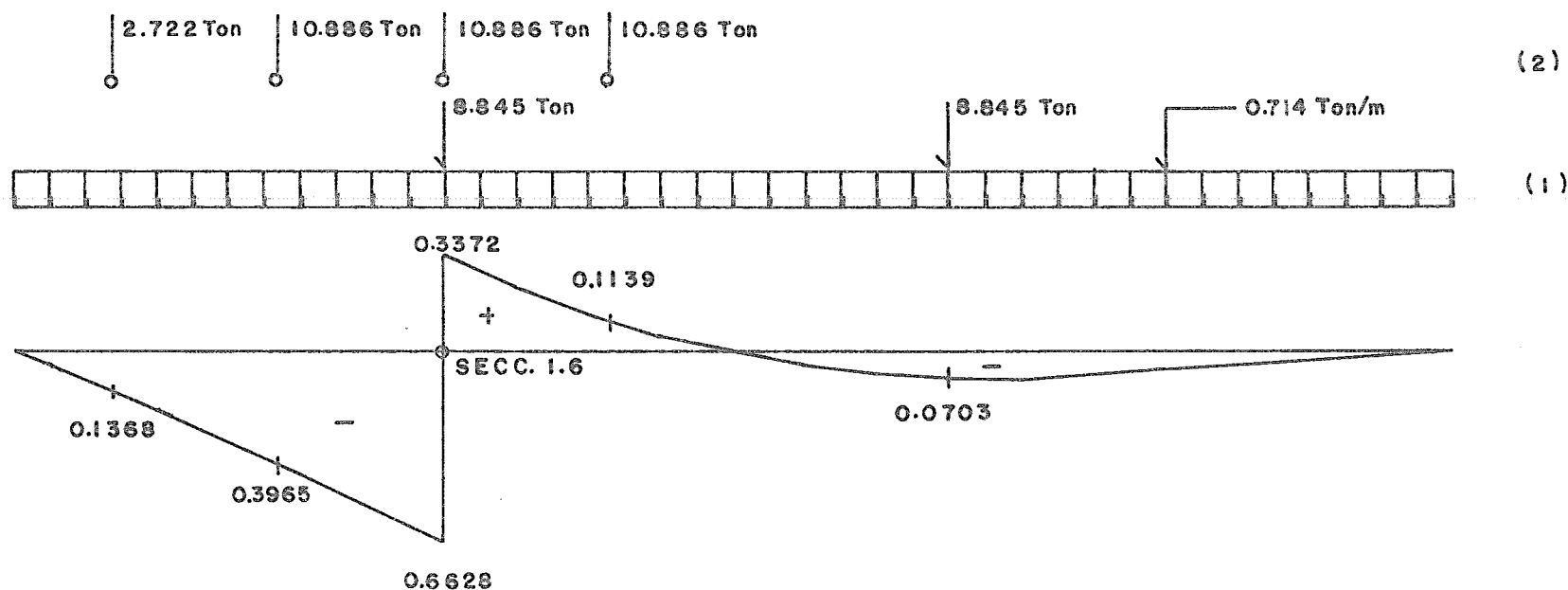
CORTE. MIN. = $-5.7271 - 13.9097 = -19.64$ Ton

CORTE. MIN. = -23.18 Ton

CORTANTES POR CARGA VIVA

SECCION 1.6

CLARO CARGADO	AREA (-)	AREA (+)	ORDENADA L.I.(-)	ORDENADA L.I.(+)
1	- 3.5544	1.0943	- 0.6628	0.3372
2	- 0.7265	0.0000	- 0.0703	0.0000



1 - CARGAS VIVAS DE CARRIL

2 - CARGAS VIVAS DE CAMION

CORTE .MAX. = 1.9834 + 7.5712 = 9.55 Ton

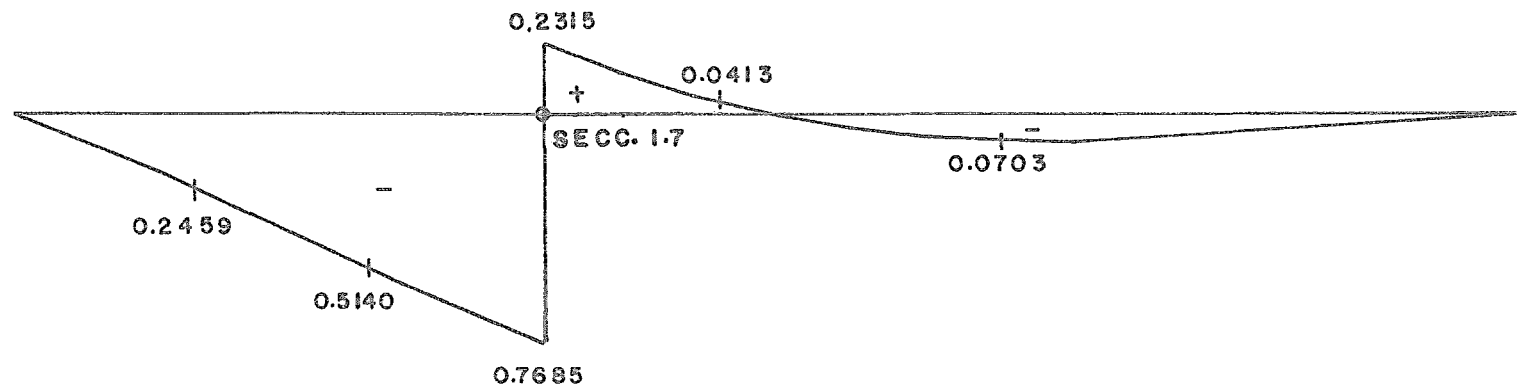
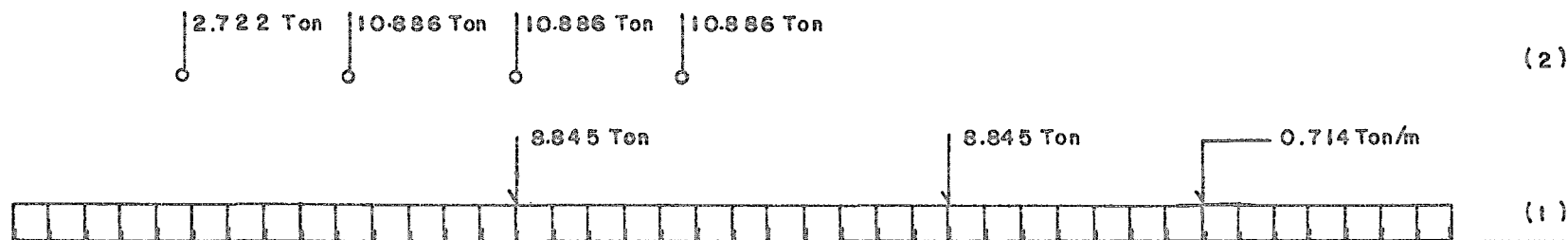
CORTE .MAX. = 12.47 Ton

CORTE .MIN. = -7.7591 - 16.4603 = -24.22 Ton

CORTE .MIN. = -30.16 Ton

CORTANTES POR CARGA VIVA

SECCION 1.7	CLARO CARGADO	AREA (-)	AREA (+)	ORDENADA L.I.(-)	ORDENADA L.I.(+)
	1	-4.8784	0.5682	- 0.7685	0.2315
	2	- 0.7265	0.0000	- 0.0703	0.0000



98

1- CARGAS VIVAS DE CARRIL

CORTE. MAX. = 1.0299 + 5.1979 = 6.23 Ton

CORTE. MIN. = -10.1588 - 18.8336 = -28.99 Ton

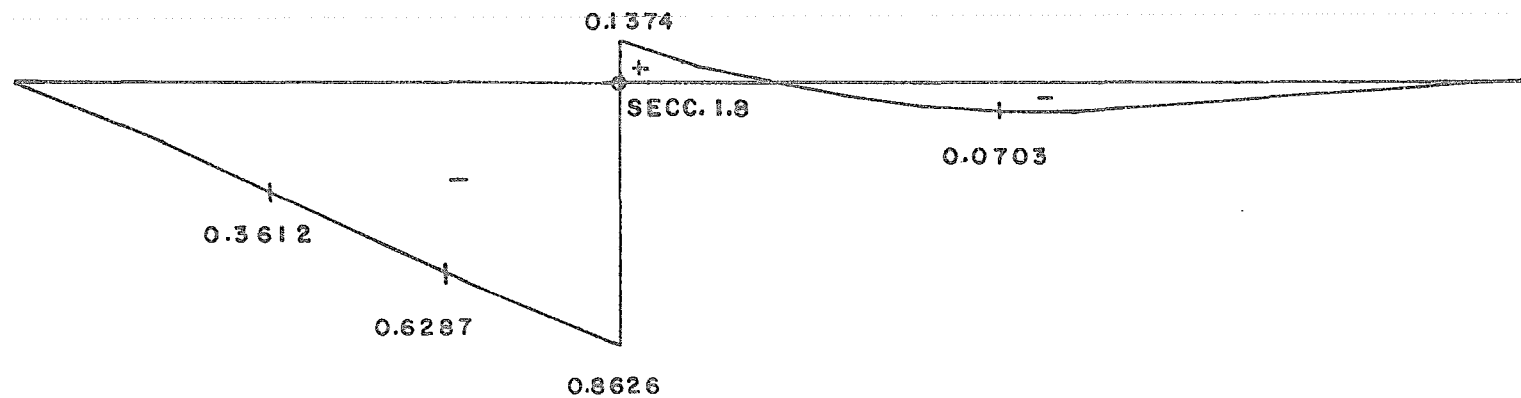
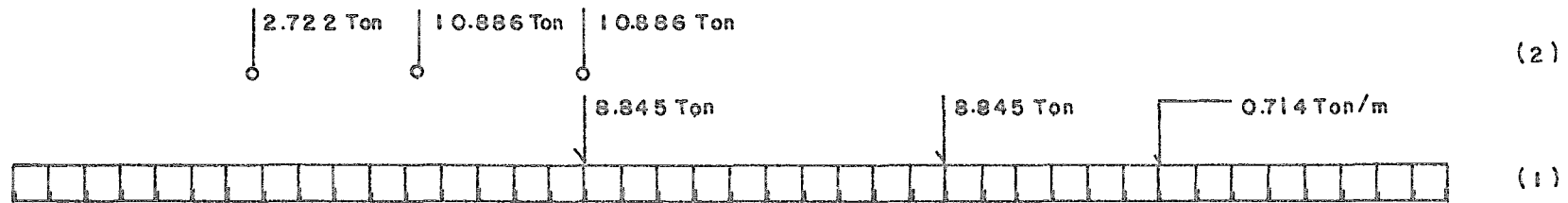
2- CARGAS VIVAS DE CAMION

CORTE. MAX. = 7.54 Ton

CORTE. MIN. = - 37.14 Ton

CORTANTES POR CARGA VIVA

SECCION	1.8	CLARO CARGADO	AREA (-)	AREA (+)	ORDENADA L.I.(-)	ORDENADA L.I.(+)
		1	- 6.3872	0.2362	- 0.8626	0.1374
		2	- 0.7265	0.0000	- 0.0703	0.0000



1- CARGAS VIVAS DE CARRIL

CORTE. MAX. = $0.4281 + 3.0850 = 3.51$ Ton

CORTE. MIN. = $-12.8935 - 20.9464 = -33.84$ Ton

2- CARGAS VIVAS DE CAMION

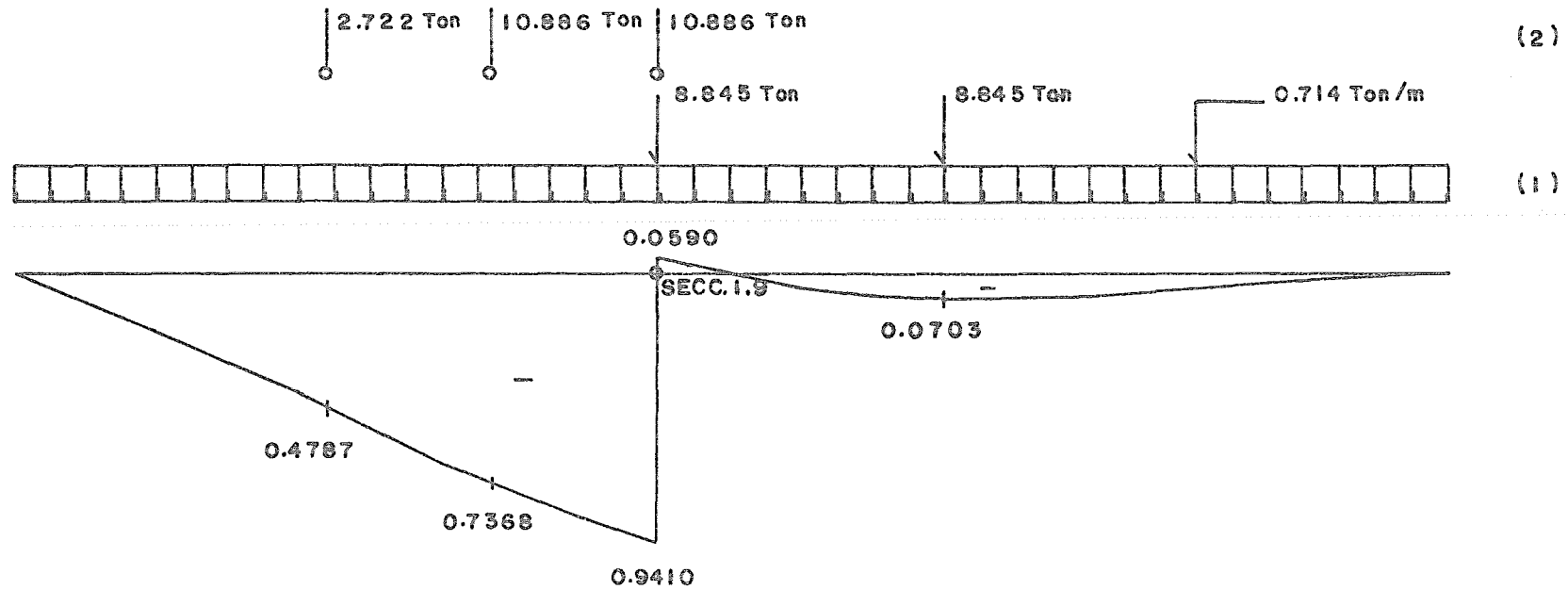
CORTE. MAX. = 3.80 Ton

CORTE. MIN. = -43.71 Ton

CORTANTES POR CARGA VIVA

SECCION 1.9

CLARO CARGADO	AREA (-)	AREA (+)	ORDENADA L.I.(-)	ORDENADA L.I.(+)
1	-8.0555	0.0548	-0.9410	0.0590
2	-0.7265	0.0000	-0.0703	0.0000



1- CARGAS VIVAS DE CARRIL

2- CARGAS VIVAS DE CAMION

∞ CORTE. MAX. = 0.0993 + 1.3247 = 1.42 Ton

CORTE. MAX. = 1.63 Ton

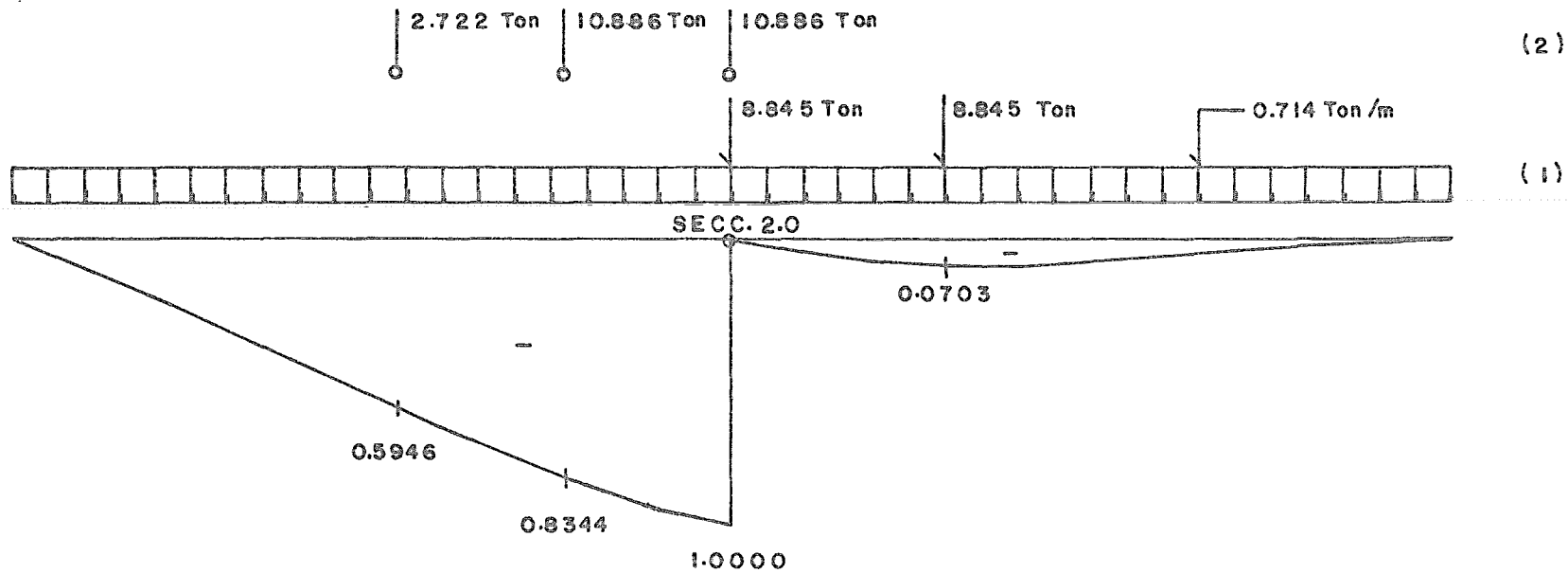
CORTE. MIN. = -15.9173 - 22.7068 = -38.62 Ton

CORTE. MIN. = - 49.67 Ton

CORTANTES POR CARGA VIVA

SECCION 2.0

CLARO CARGADO	AREA (-)	AREA (+)	ORDENADA L.I. (-)	ORDENADA L.I. (+)
1	- 9.8500	0.0000	- 1.0000	0.0000
2	- 0.7265	0.0000	- 0.0703	0.0000



1- CARGAS VIVAS DE CARRIL

1.0000

2- CARGAS VIVAS DE CAMION

∞ CORTE . MAX . = 0.00

CORTE . MAX . = 0.00

CORTE . MIN . = - 19.1698 - 24.0315 = - 43.20 Ton

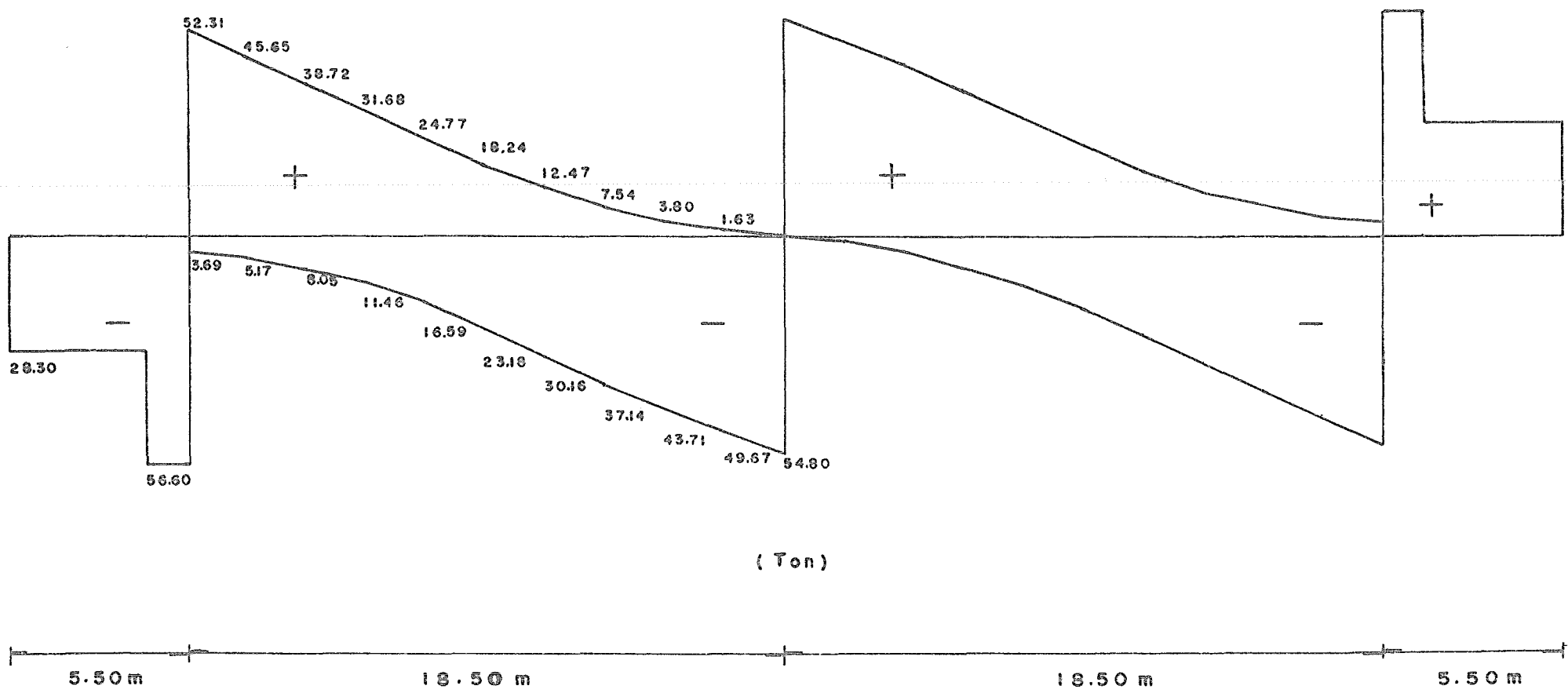
CORTE . MIN . = - 54.80 Ton

FUERZAS CORTANTES POR CARGA VIVA E IMPACTO

SECCION	CLARO I		SECCION	CLARO 2	
	V (+)	V (-)		V (+)	V (-)
1.0	52.31	— 3.69	2.0	54.80	— 0.00
1.1	45.65	— 5.17	2.1	49.67	— 1.63
1.2	38.72	— 8.05	2.2	43.71	— 3.80
1.3	31.68	— 11.46	2.3	37.14	— 7.54
1.4	24.77	— 16.59	2.4	30.16	— 12.47
1.5	18.24	— 23.18	2.5	23.18	— 18.24
1.6	12.47	— 30.16	2.6	16.59	— 24.77
1.7	7.54	— 37.14	2.7	11.46	— 31.68
1.8	3.80	— 43.71	2.8	8.05	— 38.72
1.9	1.63	— 49.67	2.9	5.17	— 45.65
2.0	0.00	— 54.80	3.0	3.69	— 52.31

(Ton)

DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES POR CARGA VIVA E IMPACTO



(Ton)

II.3 COMBINACIONES

LAS COMBINACIONES DE CARGA TIENEN COMO FINALIDAD, ENCONTRAR LA ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLEXIONANTES MAXIMOS Y FUERZAS CORTANTES MAXIMAS PARA PROCEDER AL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

EN LA PAGINA (93), SE MUESTRA LA COMBINACION DEL DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES DEBIDO A CARGA MUERTA Y EL DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES DEBIDO A CARGA VIVA E IMPACTO. Y EN LA PAGINA (94), SE MUESTRA LA COMBINACION DEL DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES DEBIDO A CARGA MUERTA Y EL DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES DEBIDO A CARGA VIVA MAS IMPACTO.

UNICAMENTE SE PRESENTA LA MITAD DEL PUENTE POR TENER ESTE UN EJE DE SIMETRIA.

DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES

CARGA MUERTA MAS CARGA VIVA E IMPACTO

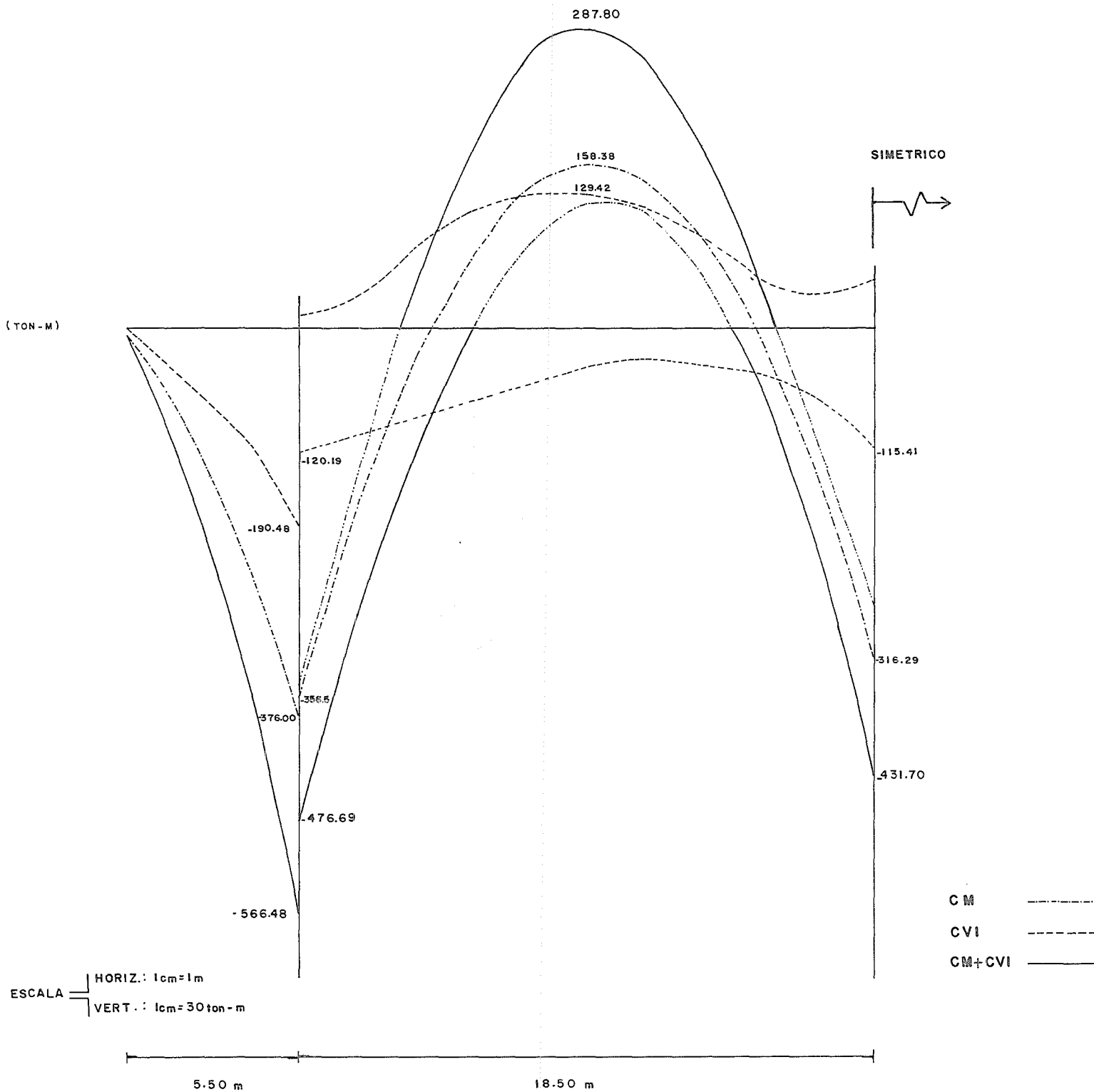
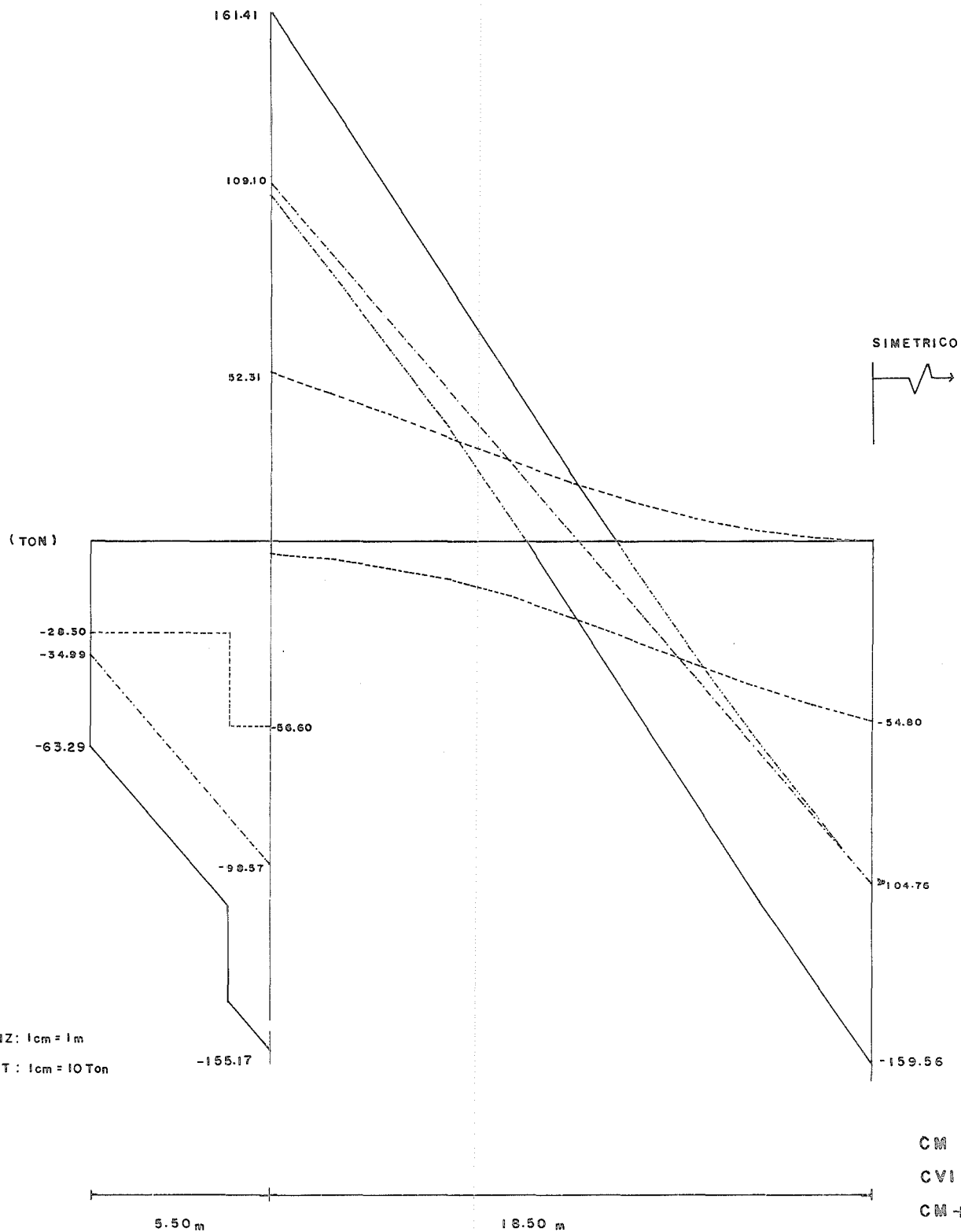


DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES

CARGA MUERTA MAS CARGA VIVA E IMPACTO



CAPITULO III
DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL PUENTE CARRETERO "LAS MALVAS"

EL DISEÑO DE LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO DEL PUENTE CARRETERO "LAS MALVAS", SE LLEVO A CABO POR EL METODO DE "DISEÑO POR ESFUERZOS DE TRABAJO".

CON LAS ESPECIFICACIONES DE LA AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO).

EL ACERO POR TEMPERATURA DE LOS DIFERENTES MIEMBROS ESTRUCTURALES, SE PROPORCIONA COMO INDICA LAS ESPECIFICACIONES AASHTO. EN LOS PLANOS ESTRUCTURALES SE MUESTRA LA DISTRIBUCION DE ESTE ACERO.

EL ORDEN DE DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES ES EL SIGUIENTE.

SUPERESTRUCTURA.

VOLADIZOS.

DIAFRAGMAS SOBRE COLUMNAS.

COLUMNAS: 1 – 2 – 3

ZAPATAS : 1 – 2 – 3

LOSAS DE ACCESO.

III.1 DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

DISEÑO POR FLEXION

RESUMEN DE MOMENTOS FLEXIONANTES PARA DISEÑO.

		M_{CM}	M_{CVI}	$M_{CM} + M_{CVI}$
CLARO	1 - 2	158.38	129.42	287.80 Ton.- m
CLARO	2 - 3	158.38	129.42	287.80 Ton -- m
SECCION	1	- 356.50	-120.19	-476.69 Ton - m
SECCION	2	- 316.29	-115.41	-431.70 Ton - m
SECCION	3	- 356.50	-120.19	-476.69 Ton - m
VOLADIZO	1	- 376.00	-190.48	-566.48 Ton - m
VOLADIZO	3	- 376.00	-190.48	-566.48 Ton - m

ESFUERZOS PERMISIBLES DE LOS MATERIALES.

Concreto $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ (compresión a los 28 días de edad)

$$f_c = 0.4 f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$$

Acero de refuerzo de L.E. $\geq 4000 \text{ kg/cm}^2$

$$f_s = 1343 (1 + D/L) \text{ donde:}$$

D = Momento flexionante por carga muerta.

L = Momento flexionante por carga viva más impacto.

Sin exceder:

$$f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

CONSTANTES DE DISEÑO

(PARA SECCION BALANCEADA).

$$k = \frac{l}{l + f_s/nf_c} = \frac{l}{l + 2000/9 \times 100} = 0.30$$

$$J = 1 - k/3 = 1 - 0.30/3 = 0.90$$

$$K = \frac{1}{2} f_c K J = 0.5 \times 100 \times 0.30 \times 0.90 = 13.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 9$$

INDICACIONES PARA EL CALCULO DE LOSAS PLANAS MACIZAS DIPTERAS.

- LA SECCION DE LA SUPERESTRUCTURA SE CONSIDERA COMO UNA VIGA "T" TRABAJANDO COMO CONJUNTO (AUN EN EL CASO DE QUE SE TRATE DE LOSAS ALIGERADAS). DEBERA CONSIDERARSE EL TOTAL DE LAS CARGAS QUE DEBA RESISTIR LA SECCION, SIN TOMAR EN CUENTA FACTOR DE CONCENTRACION PARA LA CARGA MOVIL.

MOMENTO MAXIMO POSITIVO.

Claros: 1 - 2 y 2 - 3

$$M_{\text{máx}} (+) = 287.80 \text{ Ton} - \text{m}$$

Cálculo aproximado del peralte requerido.

$$d_{\text{mín}} = \sqrt{\frac{M (+) \text{ máx}}{K b}} = \sqrt{\frac{28780000}{13.5 \times 800}} = 51.62 \text{ cm}$$

$$d = 104 \text{ cm.}$$

Cálculo aproximado del área de acero.

$$A_s = \frac{M (+) \text{ máx}}{f_s J d} = \frac{28780000}{2000 \times 0.9 \times 104} = 153.74 \text{ cm}^2$$

$$\text{Núm. de varillas } A_s/a_s = \frac{153.74 \text{ cm}^2}{5.07 \text{ cm}^2} = 30. \text{ } \varnothing 8C$$

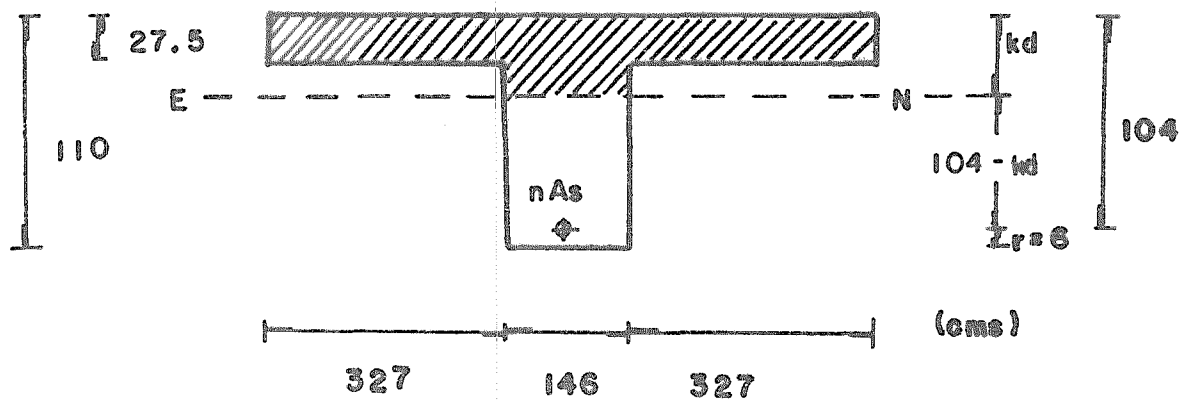
CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA SECCION.

(PARA EFECTOS DE CALCULO).

$$B = 8.00 \text{ m}$$

$$t_m = (0.20 + 0.35) \times 0.5 = 0.275 \text{ m}$$

$$B' = (4.00 + 3.84) \times 0.5 - (0.82 \times 3) = 1.46 \text{ m}$$



Profundidad del eje neutro (Kd)

$$800 \times 27.5 (Kd - 13.75) + \frac{146 (kd - 27.5)^2}{2}$$

$$= 9 \times 30 \times 5.07 (104 - kd)$$

$$kd^2 + 265.12 kd - 5338 = 0$$

Resolviendo la ecuación anterior obtenemos el valor de kd

$$kd = 18.8 \text{ cm} < 27.5 \text{ cm}$$

Por lo tanto la sección trabajada como sección rectangular.

REVISION DE LOS ESFUERZOS NORMALES.

(TEORIA ELASTICA).

ESFUERZOS DE TRABAJO EN EL CONCRETO

$$Z = \frac{kd}{3} = \frac{18.8 \text{ cm}}{3} = 6.27 \text{ cm}$$

$$Jd = d - Z = 104 - 6.27 = 97.73 \text{ cm}$$

C = Fuerza de compresión

$$C = \frac{18.8 \times f_c \times 800}{2} = 7520 f_c$$

Momento externo = Momento interno

$$M_e = M_i = C Jd$$

$$7520 f_c \times 97.73 = 28780000$$

$$f_c = \frac{28780000}{734929.6} = 39.16 \text{ kg/cm}^2 < 100 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZOS DE TRABAJO EN EL ACERO

Por equilibrio interno tenemos:

$$T = C = 7520 \times 39.16 = 294483 \text{ kg.}$$

$$f_s = \frac{T}{A_s} = \frac{294483}{30 \times 5.07} = 1936 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo permisible en el acero de refuerzo será calculado con la fórmula de D. Lash.

$$f_{sp} = 1343 \left(1 + \frac{D}{L}\right) = 1343 \left(1 + \frac{158.38}{129.42}\right) = 2987 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sp} = 2987 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{s\text{máx perm}} = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Por lo tanto: } f_{sp} = 2000 \text{ kg/cm}^2 > 1936 \text{ kg/cm}^2$$

M-0013783

MOMENTO MAXIMO NEGATIVO.

Sección: 1 y 3

$$M_{\text{máx}} (-) = 566.48 \text{ Ton} - \text{m}$$

Sección maciza sobre pilas.

Cálculo aproximado del peralte requerido.

$$d_{\text{mín}} = \sqrt{\frac{M_{\text{máx}} (-)}{K b}} = \sqrt{\frac{56648000}{13.50 \times 392}} = 103.5 \text{ cm}$$

$$d_{\text{mín}} = 104 \text{ cm.}$$

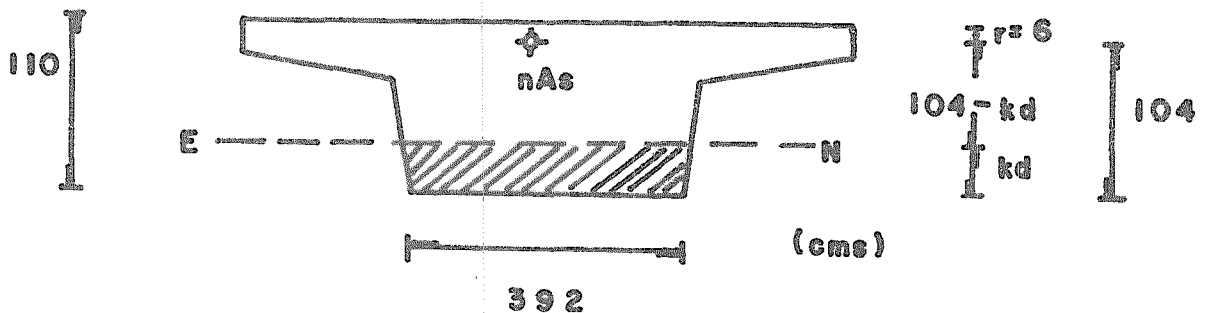
Cálculo aproximado del área de acero.

$$A_s (-) = \frac{M_{\text{máx}} (-)}{f_s J d} = \frac{56648000}{2000 \times 0.9 \times 104} = 302.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Núm de varillas} = \emptyset 8 \text{ C ; área} = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$\text{Núm. de var.} = \frac{A_s}{a_s} = \frac{302.6 \text{ cm}^2}{5.07 \text{ cm}^2} = 60$$

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA SECCION.



PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO (kd)

$$\frac{392 \text{ kd}^2}{2} = 9 \times 60 \times 5.07 (104 - \text{kd})$$

$$\text{kd}^2 + 13.97 \text{ kd} - 1452.7 = 0$$

Resolviendo la ecuación anterior obtenemos el valor de kd.

$$\text{kd} = 31.8 \text{ cm.}$$

REVISION DE ESFUERZOS NORMALES.

(TEORIA ELASTICA).

ESFUERZOS DE TRABAJO EN EL CONCRETO.

$$Z = \text{kd}/3 = 31.80/3 = 10.60 \text{ cm}$$

$$Jd = d - Z = 104 - 10.6 = 93.4 \text{ cm}$$

Fuerza de compresión.

$$C = \frac{392 \times 31.8 f_c}{2} = 6232.8 f_c$$

Momento externo = Momento interno

$$M_e = M_i = C Jd$$

$$6232.8 f_c \times 93.4 = 56648000$$

$$f_c = \frac{56648000}{590643} = 96 \text{ kg/cm}^2 < 100 \text{ kg/cm}^2 \text{ bien.}$$

ESFUERZOS DE TRABAJO EN EL ACERO

Por equilibrio interno

$$C = T = 96 \text{ kg/cm}^2 \times 6232.8 \text{ cm}^2 = 598349 \text{ kg.}$$

$$f_s = \frac{T}{A_s} = \frac{598349}{60 \times 5.07} = 1967 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible del acero según fórmula de D. Lash.

$$f_{sp} = \frac{1343 (1 + 376.00)}{190.48} = 3994 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sp} = 3994 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow f_{\text{máx perm.}} = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto:

$$f_{sp} = 2000 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow 1967 \text{ kg/cm}^2 \text{ bien.}$$

DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

POR FLEXION

RESUMEN

		M. ACT.	M. RESIST.	ESFUERZOS DE TRABAJO		As	As
				CONCRETO	ACERO	REQUERIDA	RESIST.
CLARO	1 – 2	287.80	306.97	39.16	1936	153.74	162.24
CLARO	2 – 3	287.80	306.97	39.16	1936	153.74	162.24
SECCION	– 1	476.69	585.36	87.66	1997	254.64	314.34
SECCION	– 2	431.70	453.10	81.31	1958	231.00	243.36
SECCION	– 3	476.69	585.36	87.66	1997	254.64	314.34
VOLADIZO	– 1	566.48	585.36	96.00	1967	302.60	314.34
VOLADIZO	– 3	566.48	585.36	96.00	1967	302.60	314.34
				FC	FS		
UNIDADES:		TON–M	TON–M	KG/CM ²	KG/CM ²	CM ²	CM ²

(VER PAGINA – 107)

REVISION POR ADHERENCIA

LA RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO SE DENOMINA ADHERENCIA, SIEMPRE QUE EN UNA VARILLA CAMBIEN LOS ESFUERZOS DE TENSION O COMPRESION, SE PRODUCEN ESFUERZOS DE ADHERENCIA A LO LARGO DE LA SUPERFICIE DE LA VARILLA PARA EFECTUAR EL CAMBIO.

ESTE CONCEPTO SE VALUARA CON LA FORMULA:

$$A = \frac{V}{\sum \phi J d}$$

Esfuerzos permisibles por adherencia.

(Para varillas superiores).

$$A_p = \frac{2.29 \sqrt{f'_c}}{D} = \frac{2.29 \sqrt{250}}{2.54} = 14.25 \text{ kg/cm}^2 \leq 24.6 \text{ kg/cm}^2$$

(Para varillas no superiores)

$$A_p = \frac{3.23 \sqrt{f'_c}}{D} = \frac{3.23 \sqrt{250}}{2.54} = 20.11 \text{ kg/cm}^2 \leq 35.2 \text{ kg/cm}^2$$

Valuación de los esfuerzos reales de adherencia.

$$V = 161.41 \text{ Ton} \quad A_r = \frac{161410}{8 \times 60 \times 0.9 \times 104} = 3.59 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Núm. de var. – 8C = 60

$$V = 159.56 \text{ Ton} \quad A_r = \frac{159560}{8 \times 48 \times 0.9 \times 104} = 44.44 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Núm de var. – 8C = 48

$$A_r < A_p$$

ACERO DE REFUERZO PARA DISTRIBUCION.

EN EL LECHO INFERIOR DE TODAS LAS LOSAS SE PONDRÁ ACERO DE REFUERZO TRANSVERSALMENTE A LA DIRECCION DEL REFUERZO PRINCIPAL PARA REALIZAR UNA DISTRIBUCION LATERAL DE LAS CARGAS VIVAS CONCENTRADAS.

LA CANTIDAD SERÁ UN PORCENTAJE DEL ACERO DE REFUERZO PRINCIPAL NECESARIO PARA MOMENTO POSITIVO, DICHO PORCENTAJE ESTÁ DADO POR LA FORMULA:

PARA REFUERZO PRINCIPAL PARALELO AL TRANSITO.

$$\text{Porcentaje} = \frac{100}{\sqrt{3.28 S}} \quad \text{máximo } 50 \text{ o/o}$$

En donde:

S = Longitud efectiva del claro, en metros.

CONSIDERANDO QUE EL ACERO DE DISTRIBUCION SE VALUA EN FUNCION DEL ACERO REQUERIDO PARA MOMENTO POSITIVO, EN LA FIGURA DE LA PAGINA (106) SE MUESTRA EL DIAGRAMA CORRESPONDIENTE A CM+ CVI, INDICANDO LA LONGITUD EFECTIVA DEL CLARO EN LOS TRAMOS 1 - 2 Y 2 - 3.

$$A_{sD} \text{ (o/o)} = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 12.15}} = 15.84 \text{ o/o}$$

$$B = 3.93 \text{ m}$$

En los tramos 1 - 2 y 2 - 3 el $A_s = 30$ varillas de $\emptyset 8C$

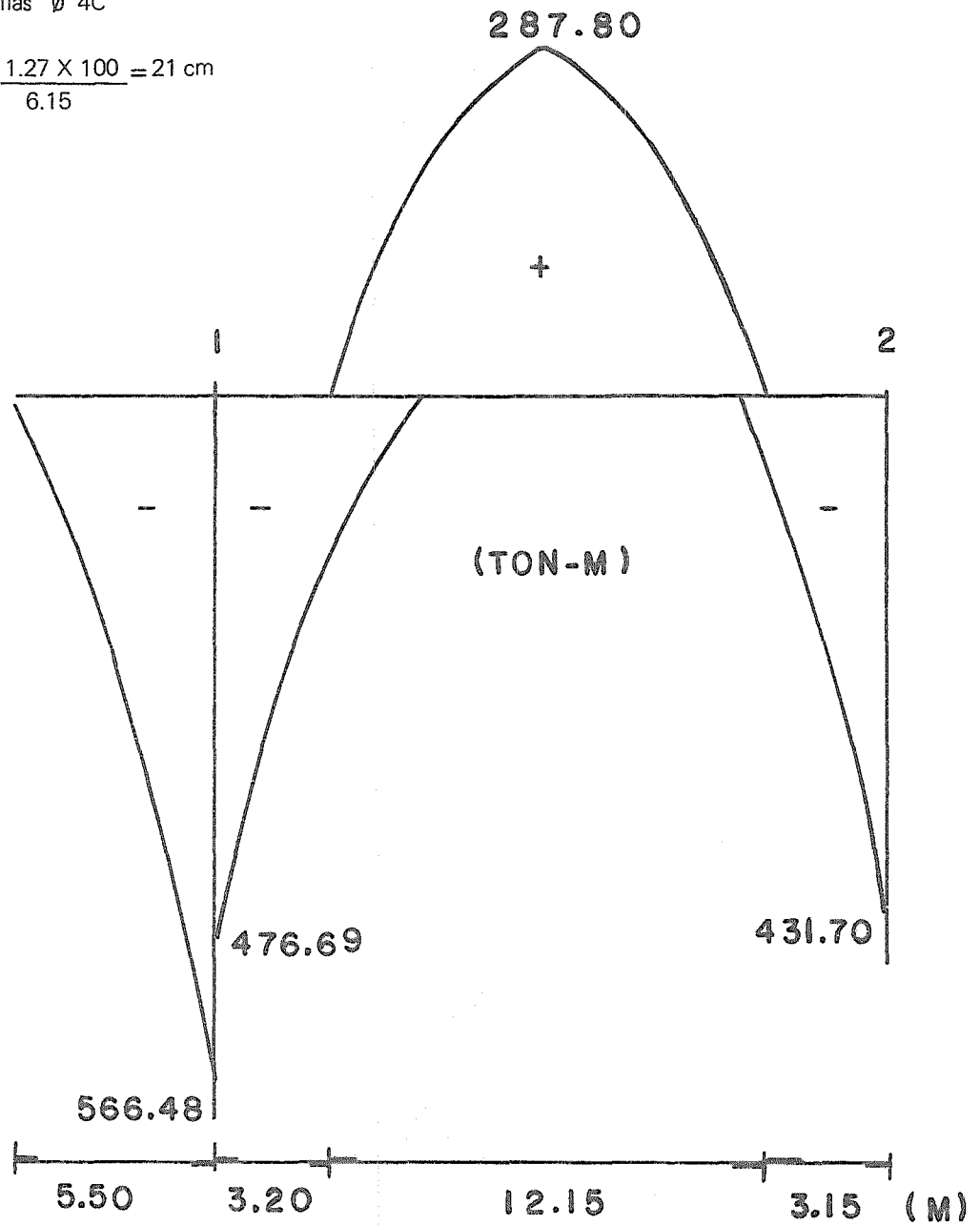
$$A_{sD} = \frac{30 \times 5.07 \times 0.1584}{3.92} = 6.15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Con varillas \emptyset 5C

$$\text{Sep} = \frac{1.98 \times 100}{6.15} = 32 \text{ cm}$$

Con varillas \emptyset 4C

$$\text{Sep} = \frac{1.27 \times 100}{6.15} = 21 \text{ cm}$$



DIMENSIONAMIENTO POR MOMENTO FLEXIONANTE

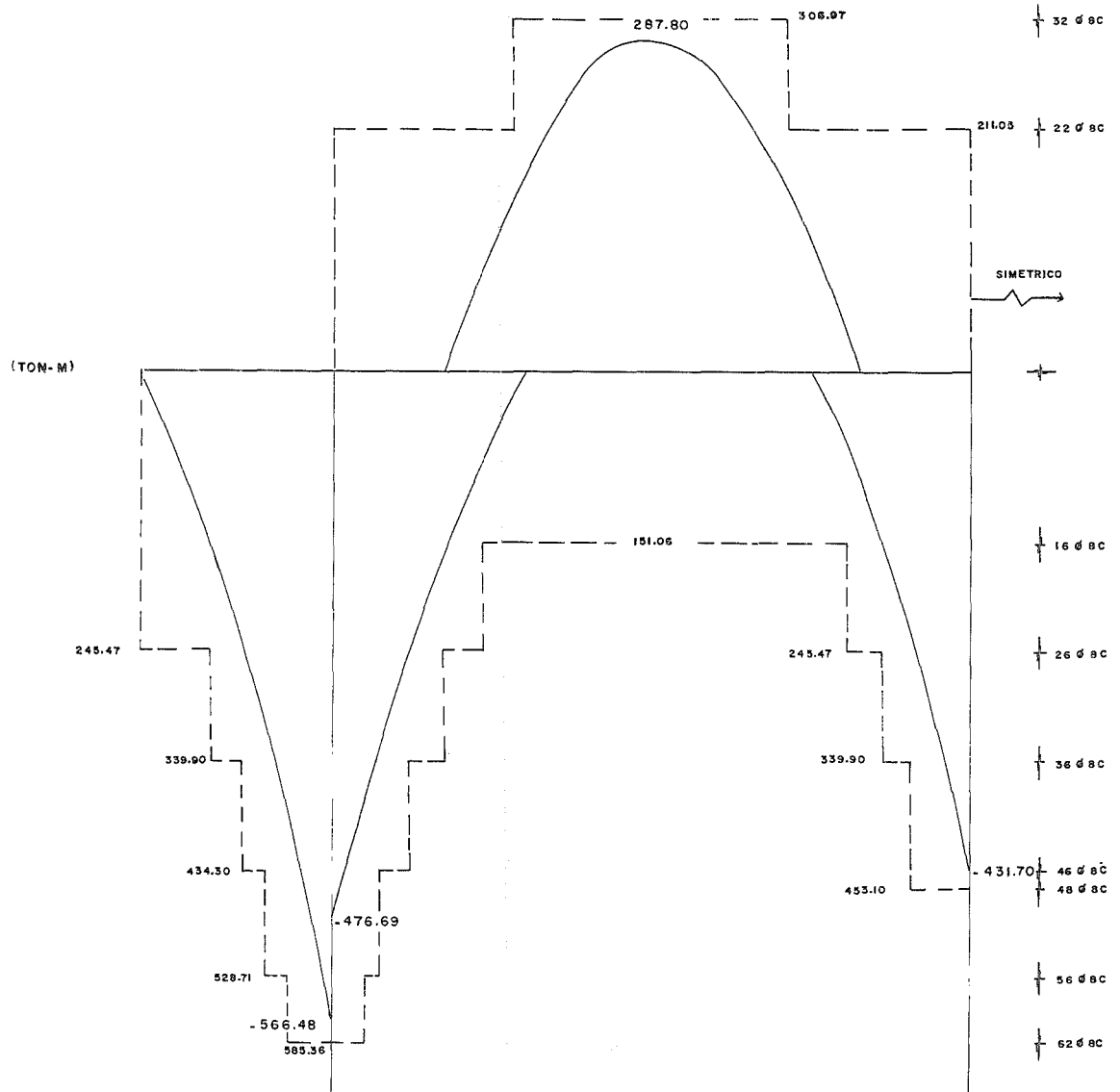
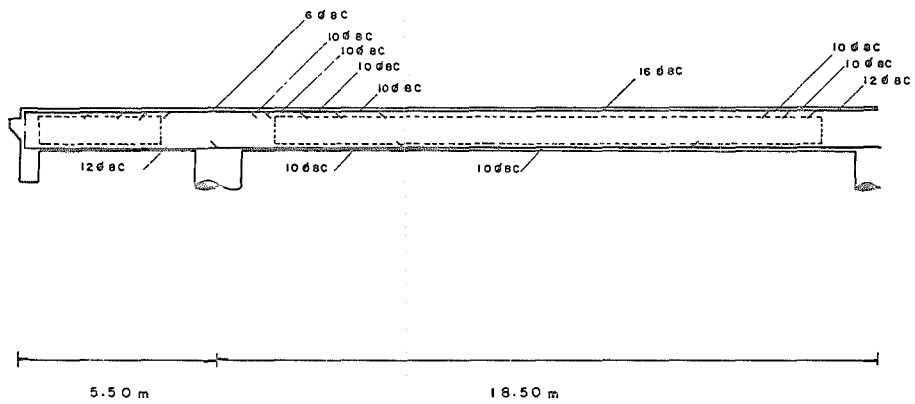


 DIAGRAMA DE MOM. FLEXIONANTES ACTUANTES
 - - - - -
 ENVOLVENTE DE MOM. FLEXIONANTES RESISTENTES



DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

RESUMEN DE FUERZAS CORTANTES PARA DISEÑO.

SECCION	V_{CM}	V_{CVI}	$V_{CM} + V_{CVI}$
Ext. voladizo 1	— 34.99	— 28.30	— 63.29 Ton
Izq.	— 98.57	— 56.60	— 155.17 Ton
Columna 1			
Der.	109.10	52.31	161.41 Ton
Izq.	— 54.80	—104.76	— 159.56 Ton
Columna 2			
Der.	54.80	104.76	159.56 Ton
Izq.	109.10	— 52.31	— 161.41 Ton
Columna 3			
Der.	98.57	56.60	155.17 Ton
Ext. voladizo 3	34.99	28.30	63.29 Ton

TODA LA FUERZA CORTANTE SERA TOMADA CON ESTRIBOS DE 6 RAMAS DE \emptyset 4C

PARA EL DISEÑO POR CORTANTE SE EMPLEARA LA SIGUIENTE FORMULA:

$$V = \frac{A_v \cdot f_v \cdot d}{S}$$

DONDE:

A_v : Area de acero de la rama del estribo.

f_v : Esfuerzo permisible para cortante.

d : Peralte efectivo.

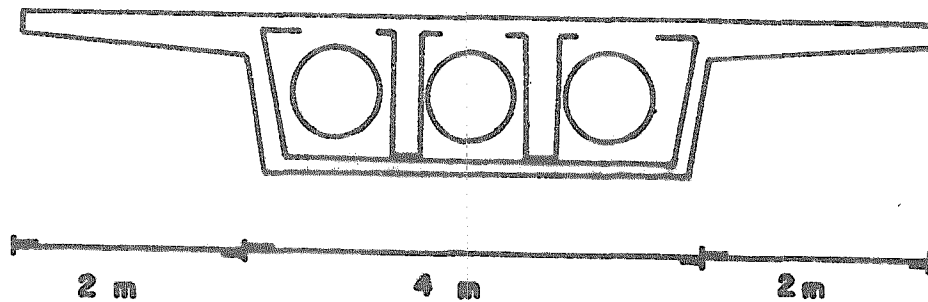
S : Separación de los estribos.

$f_v = 2000 \text{ kg/cm}^2$ para acero con L.E. $\cong 4000 \text{ kg/cm}^2$

REFUERZO POR CORTANTE

EMPLEANDO ESTRIBOS DE \emptyset 4C DE 6 RAMAS

EN LA FIGURA SE INDICA LA COLOCACION DE LOS ESTRIBOS



$$A_v = 6 \times 1.27 \text{ cm}^2 = 7.62 \text{ cm}^2$$

$$d = 104 \text{ cm}$$

SUSTITUYENDO LOS VALORES ANTERIORES EN LA FORMULA INDICADA, PARA ENCONTRAR LAS SEPARACIONES RESULTA:

$$S = \frac{7.62 \text{ cm}^2 \times 2000 \text{ kg/cm}^2 \times 104 \text{ cm}}{V} = \frac{1584960}{V}$$

$$V = 63.29 \text{ Ton} \quad S = \frac{1584960}{63290} = 25 \text{ cm}$$

$$V = 155.17 \text{ Ton} \quad S = \frac{1584960}{155170} = 10 \text{ cm}$$

$$V = 161.41 \text{ Ton} \quad S = \frac{1584960}{161410} = 10 \text{ cm}$$

$$V = 153.56 \text{ Ton} \quad S = \frac{1584960}{159560} = 10 \text{ cm}$$

CAPACIDAD DE LOS ESTRIBOS.

$$S = 10 \text{ cm} \quad V = \frac{1584960}{10} = 158.496 \text{ Ton}$$

$$S = 15 \text{ cm} \quad V = \frac{1584960}{15} = 105.664 \text{ Ton}$$

$$S = 20 \text{ cm} \quad V = \frac{1584960}{20} = 79.248 \text{ Ton}$$

$$S = 25 \text{ cm} \quad V = \frac{1584960}{25} = 63.398 \text{ Ton}$$

$$S = 30 \text{ cm} \quad V = \frac{1584960}{30} = 52.832 \text{ Ton}$$

PARA EL DIMENSIONAMIENTO POR FUERZA CORTANTE, SE EMPLEARON LOS RESULTADOS ANTERIORES. (VER FIGURA PAGINA 112).

REVISION DE ESFUERZOS CORTANTES

ESFUERZOS CORTANTES PERMISIBLES

Cortante: v (como medida de la tensión diagonal a una distancia d de la cara del apoyo).

$$\text{Vigas sin refuerzo en el alma} \dots\dots\dots v_p = 0.29 \sqrt{f'_c}$$

Miembros con refuerzo en el alma inclinada o vertical o combinaciones adecuadas de varillas dobladas y estribos verticales
 $\dots\dots\dots v_p = 1.32 \sqrt{f'_c}$

$$v_p = 0.29 \sqrt{250} = 4.59 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_p = 1.32 \sqrt{250} = 20.87 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZOS CORTANTES SOBRE LAS COLUMNAS 1 Y 3

SECCION MACIZA.

$$b = 392 \text{ cm} \quad d = 104 \text{ cm.}$$

$$V = 161410 \text{ kg}$$

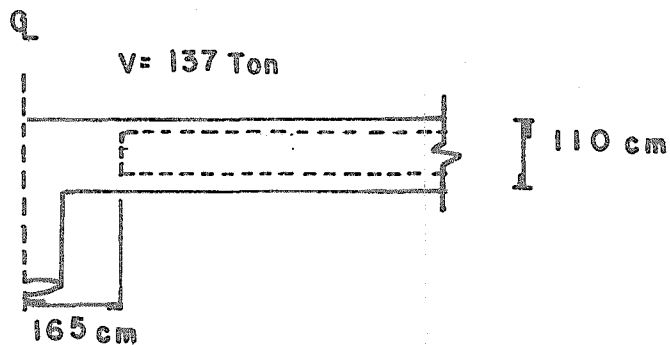
$$v_{\text{máx}} = \frac{V}{b d} = \frac{161410}{392 \times 104} = 3.96 \text{ kg/cm}^2 \leq v_p$$

ESFUERZOS CORTANTES SOBRE LA COLUMNA - 2

$$V = 159560 \text{ kg}$$

$$v_{\text{máx}} = \frac{V}{b d} = \frac{159560}{392 \times 104} = 3.91 \text{ kg/cm}^2 \leq v_p$$

ESFUERZOS CORTANTES EN EL ARRANQUE DE LOS TUBOS



$$V_a = 137000 \text{ kg}$$

$$v_{\text{máx}} = \frac{V}{b d} = \frac{137000}{(392 - 82 \times 3) 104} = 9.02 \text{ kg/cm}^2 \leq v_p$$

DIMENSIONAMIENTO POR FUERZA CORTANTE

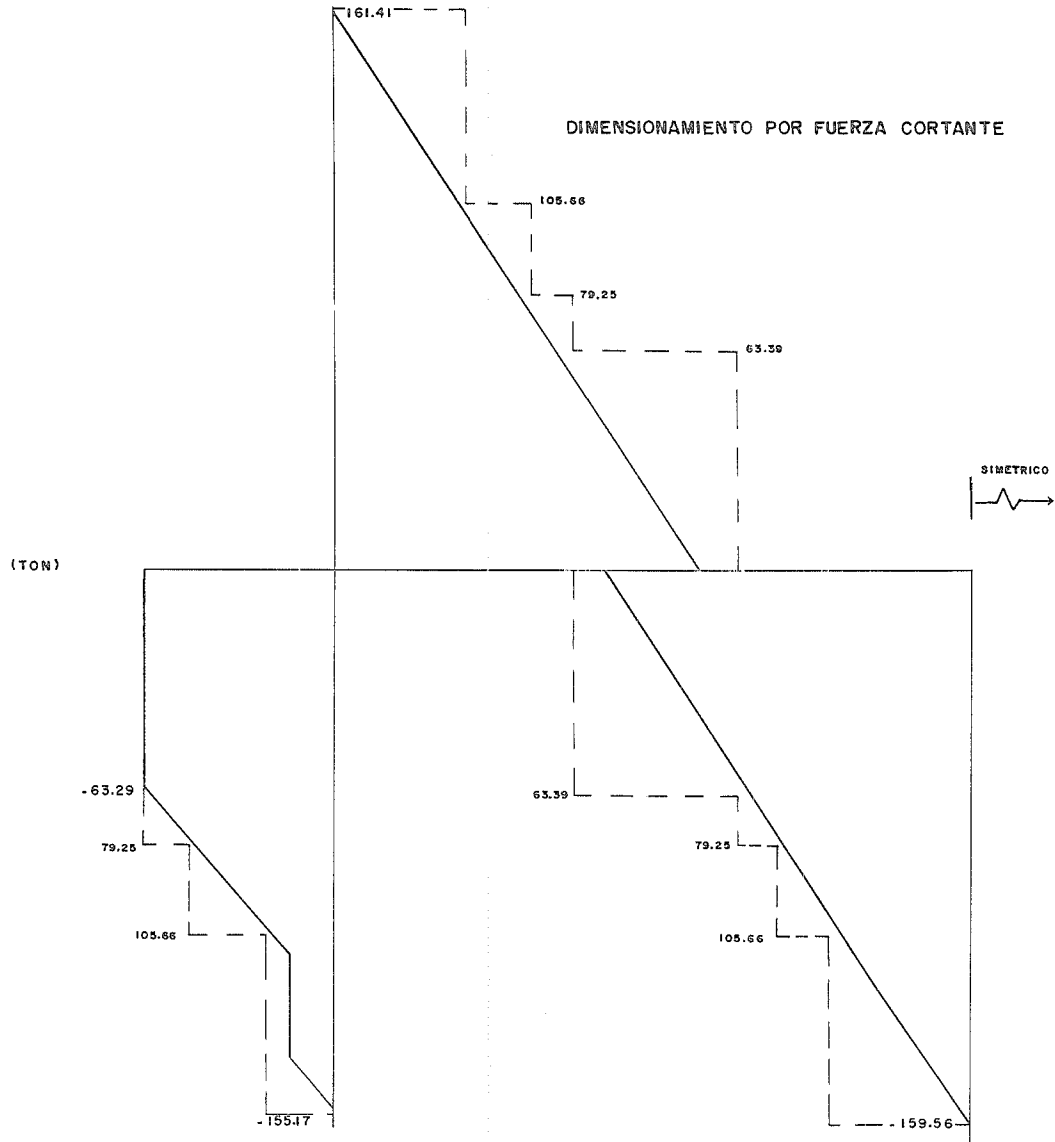
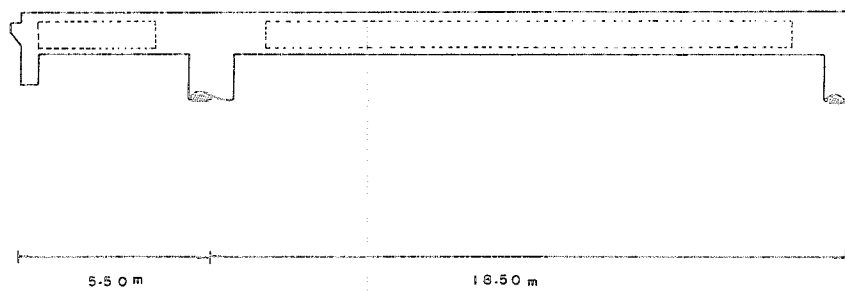
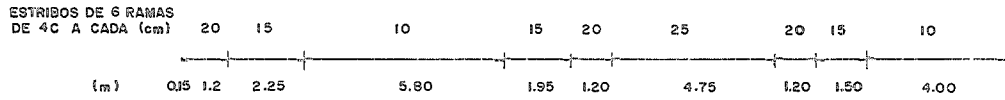


DIAGRAMA DE FZAS CORTANTES ACTUANTES. ————
 ENVOLVENTE DE FZAS CORTANTES RESISTENTES. - - - -



III.2 DISEÑO DEL VOLADIZO

MOMENTO POR CARGA MUERTA.

Concepto	Carga muerta $\frac{(\text{Ton})}{\text{m}}$	Brazo (m)	Momento $\frac{(\text{Ton} - \text{m})}{\text{m}}$
1.- Guarnición y parapeto	0.36	1.77	0.637
2.- Losa	$0.20 \times 2.0 \times 2.4 = 0.96$	1.00	0.960
3.- Losa	$\frac{0.15 \times 2.0 \times 2.4}{2} = 0.36$	0.67	0.241
4.- Asfalto	$0.10 \times 1.6 \times 2.2 = 0.35$	0.80	0.282

(VER PAGINA – 114)

$$W_T = 2.03 \text{ Ton}$$

$$M_T = 2.12 \text{ Ton} - \text{m}$$

MOMENTO POR CARGA VIVA.

$$M_{CVI} = \frac{P L I}{E}$$

REFUERZO PERPENDICULAR A LA DIRECCION DEL TRANSITO: CADA CARGA POR RUEDA SOBRE EL ELEMENTO PERPENDICULAR A LA DIRECCION DEL TRANSITO SE DISTRIBUIRA DE ACUERDO CON LA SIGUIENTE FORMULA:

$$E = 0.8 (X) + 1.43 \quad (\text{m}) \quad \text{En donde:}$$

E = Ancho de distribución.

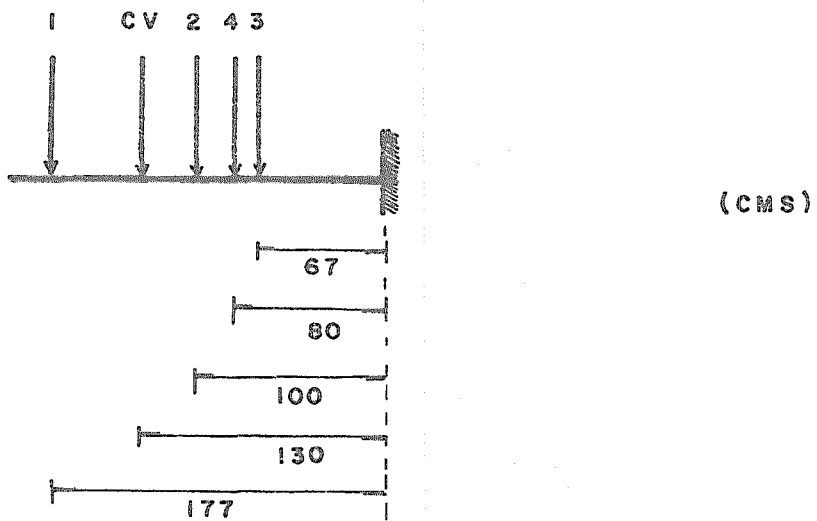
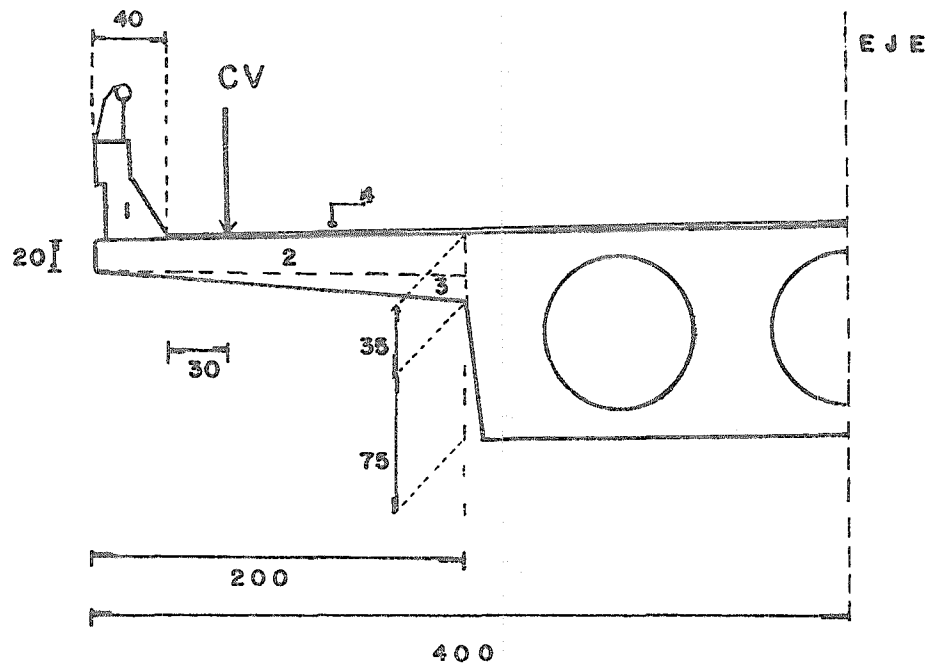
X = Distancia en metros, desde la carga hasta el punto de apoyo.

$$E = 0.8 (1.3) + 1.143 = 2.183 \text{ m}$$

$$I = \frac{15.24}{2.0 + 38.10} = 0.38 > 0.30 \quad \text{por lo tanto } I = 0.30$$

$$M_{CVI} = \frac{5.443 \times 1.30 \times 1.30}{2.183} = 4.214 \text{ Ton} - \text{m}$$

DISEÑO DEL VOLADIZO



MOMENTO TOTAL EN EL EMPOTRAMIENTO.

$$M_T = M_{CM} + M_{CVI}$$

$$M_T = 2.120 + 4.214 = 6.334 \text{ Ton} - \text{m}$$

Peralte requerido por flexión.

$$d_{\text{mín}} = \sqrt{\frac{M_{\text{máx}}}{K_b}} = \sqrt{\frac{633400}{13.5 \times 100}} = 22 \text{ cm}$$

$$d = 30 \text{ cm} ; r = 5 \text{ cm} ; h = 35 \text{ cm},$$

Acero de refuerzo (As)

$$A_s = \frac{M_{\text{máx}}}{f_s J d}$$

$$f_{sp} = 1800 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Para losas en voladizo})$$

$$f_{sp} = (D. Lash) = 1343 \quad (I = \frac{M_{CM}}{M_{CVI}})$$

$$f_{sp} = 1343 \left(1 + \frac{2.120}{4.214}\right) = 2019 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Rige: } f_{sp} = 1800 \text{ kg/cm}^2$$

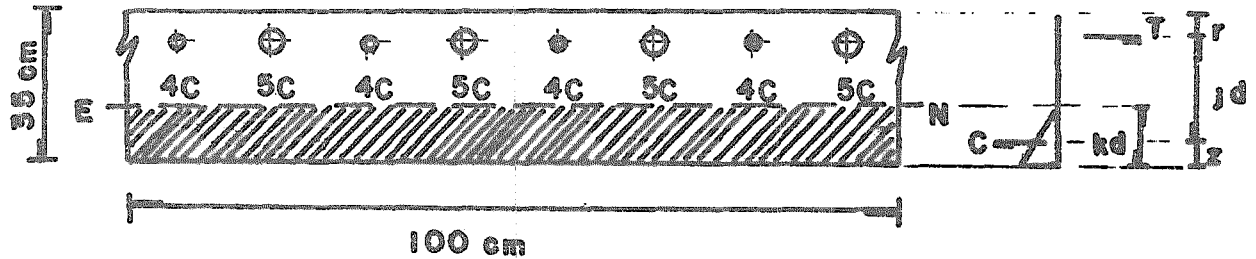
$$A_s = \frac{633400}{1800 \times 0.9 \times 30} = 13.03 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\begin{aligned} \text{Colocando varillas del núm. } 4C &= 1.27 \text{ cm}^2 \\ \text{y varillas del núm. } 5C &= 1.98 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Intercaladas tenemos:

$$\text{Sep.} = \frac{100 \times a_s}{A_s} = \frac{100 \times 1.27}{13.03} + \frac{100 \times 1.98}{13.03} = 25 \text{ cm}$$

REVISION DE ESFUERZOS NORMALES



Profundidad del eje neutro (kd)

$$\frac{100 kd^2}{2} = 9 (4 \times 1.27 + 4 \times 1.98) \times (30 - kd)$$

$$kd^2 + 2.34 kd - 70.2 = 0$$

Resolviendo la ecuación resulta:

$$kd = 7.29 \text{ cm.}$$

ESFUERZOS DE TRABAJO EN EL CONCRETO.

$$Z = \frac{kd}{3} = \frac{7.29}{3} = 2.43 \text{ cm}$$

$$Jd = d - Z = 30 - 2.43 = 27.57 \text{ cm}$$

Fuerza de compresión.

$$C = \frac{100 \times 7.29 f_c}{2} = 364.5 f_c$$

Momento externo = momento interno

$$M_E = M_I = C Jd$$

$$364.5 f_c \times 27.57 = 633400$$

$$f_c = \frac{633400}{10049} = 63 \text{ kg/cm}^2 < 100 \text{ kg/cm}^2 \text{ bien}$$

ESFUERZOS DE TRABAJO EN EL ACERO.

Por equilibrio interno

$$C = T = 63 \text{ kg/cm}^2 \times 364.5 \text{ cm}^2 = 22963.5 \text{ kg}$$

$$f_s = \frac{T}{A_s} = \frac{22963.5 \text{ kg}}{13.0 \text{ cm}^2} = 1766.42 \text{ kg/cm}^2 < 1800 \text{ kg/cm}^2 \text{ bien}$$

Fuerza cortante en el empotramiento (V_{CVI})

$$V_{CVI} = \frac{5.443 \times 1.30}{2.183} = 3.241 \text{ Ton}$$

Fuerza cortante total en el empotramiento.

$$V_{\text{total}} = V_{CM} + V_{CVI}$$

$$V_T = 2.03 + 3.241 = 5.271 \text{ Ton.}$$

Revisión del esfuerzo cortante.

$$v_{\text{perm.}} = 0.29 \sqrt{f'_c} = 0.29 \sqrt{250} = 4.59 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{\text{máx}} = \frac{V}{bd} = \frac{5271}{100 \times 30} = 1.76 \text{ kg/cm}^2 < 4.59 \text{ kg/cm}^2 \text{ bien}$$

Revisión por adherencia en el empotramiento.

$$V_T = 5.271 \text{ Ton}$$

$$M = \frac{V}{jd \leq \phi} = \frac{5271}{0.9 \times 30 \times (4 \times 3.99 + 4 \times 5.0)} = 5.43 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{\text{perm.}} = \frac{2.29 \sqrt{f'_c}}{D} = \frac{2.29 \sqrt{250}}{1.59} = 22.77 \text{ kg/cm}^2 \approx 24.6 \text{ kg/cm}^2$$

(Varillas superiores)

$$M_{\text{perm.}} = \frac{3.23 \sqrt{f'_c}}{D} = \frac{3.23 \sqrt{250}}{1.59} = 32.12 \text{ kg/cm}^2 \approx 35.2 \text{ kg/cm}^2$$

(Varillas no superiores)

Por lo tanto: $M < M_{\text{perm}}$

$$5.43 \text{ kg/cm}^2 < 22.77 \text{ kg/cm}^2$$

CALCULO DEL ACERO PARA DISTRIBUCION.

$$A_d = \frac{100}{\sqrt{3.28 S}} \leq 50 \text{ o/o}$$

$$S = 2.00 \text{ m}$$

$$A_s = 13.03 \text{ cm}^2$$

$$A_d = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 2.00}} = 0.39$$

$$A_d = 13.03 \text{ cm}^2 \times 0.39 = 4.92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sep.} = \frac{100 \times a_s}{A_d} = \frac{100 \times 1.27}{4.92} = 25 \text{ cm}$$

∅ 4C a cada 25 cm.

III.3 DISEÑO DEL DIAFRAGMA SOBRE COLUMNAS.

EL DIAFRAGMA SOBRE COLUMNAS SE DISEÑARA CON LAS SIGUIENTES CARGAS:

LA REACCION POR CARGA MUERTA, LA CUAL SERA DISTRIBUIDA EN EL ANCHO DE LA SUPERESTRUCTURA, CON RELACION A LOS PERALTES TOTALES DEL CUERPO PRINCIPAL Y VOLADIZOS, ADEMAS, LA CARGA VIVA, QUE CONSISTE EN UN CAMION TIPO HS – 15, COLOCADO Y DISTRIBUIDO EN LA ZONA DEL DIAFRAGMA COMO SE INDICA EN LAS FIGURAS DE LAS PAGINAS – 120 Y 121.

REACCION POR CARGA MUERTA = 209.5 TON

(COLUMNA – 2)

PERALTE TOTAL DEL CUERPO PRINCIPAL = 110 CM

PERALTE TOTAL DEL VOLADIZO = $(35 + 20)/2 = 27$ CM

LA RELACION EXISTENTE ENTRE PERALTES DEL VOLADIZO Y CUERPO PRINCIPAL ES:

$$27/110 = 0.245$$

POR LO TANTO, EL VOLADIZO TOMA 0.245 DE LA REACCION POR CARGA MUERTA, Y EL CUERPO PRINCIPAL TOMA 0.755 DE ESTA.

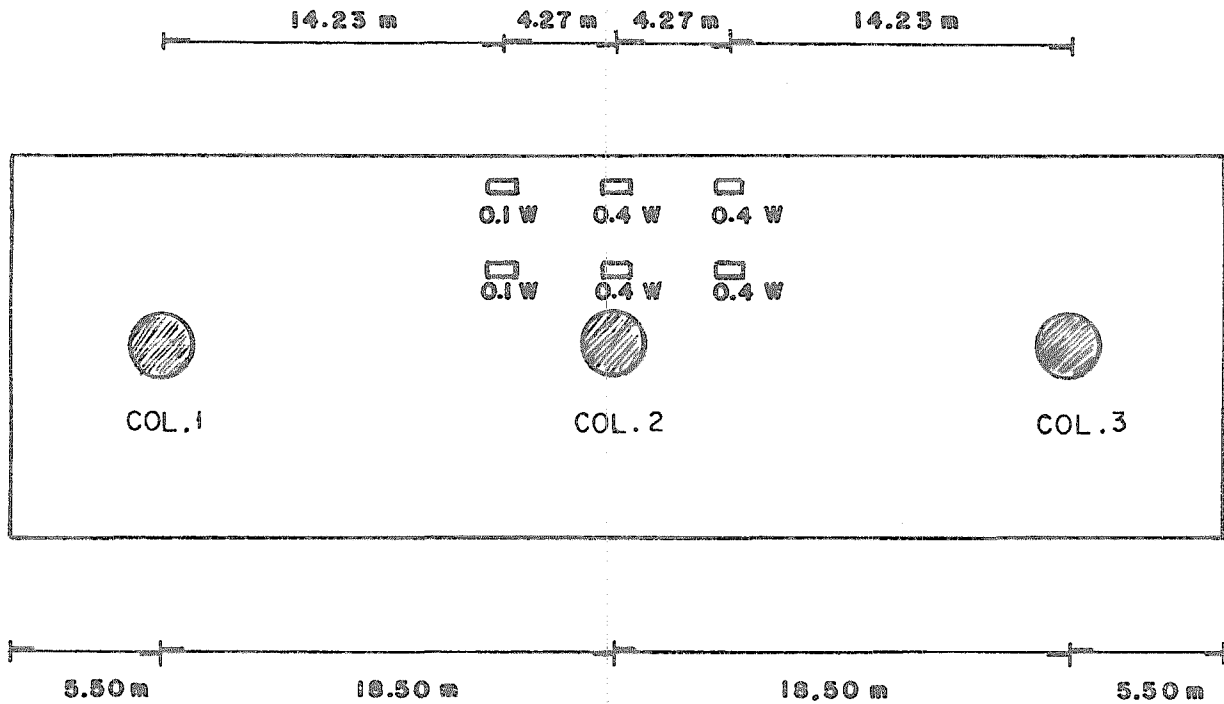
$$W_v = 209.5 \text{ Ton} \times 0.245 = 51.33 \text{ Ton}$$

$$w_v = 51.33 \text{ Ton} / 4.00 \text{ m} = 12.82 \text{ Ton/m}$$

$$W_{CP} = 209.5 \text{ Ton} \times 0.755 = 158.17 \text{ Ton}$$

$$w_{CP} = 158.17 \text{ Ton} / 4.00 \text{ m} = 39.54 \text{ Ton/m}$$

POSICION DE LA CARGA VIVA
 PARA EL DISEÑO DEL DIAFRAGMA SOBRE COLUMNAS.



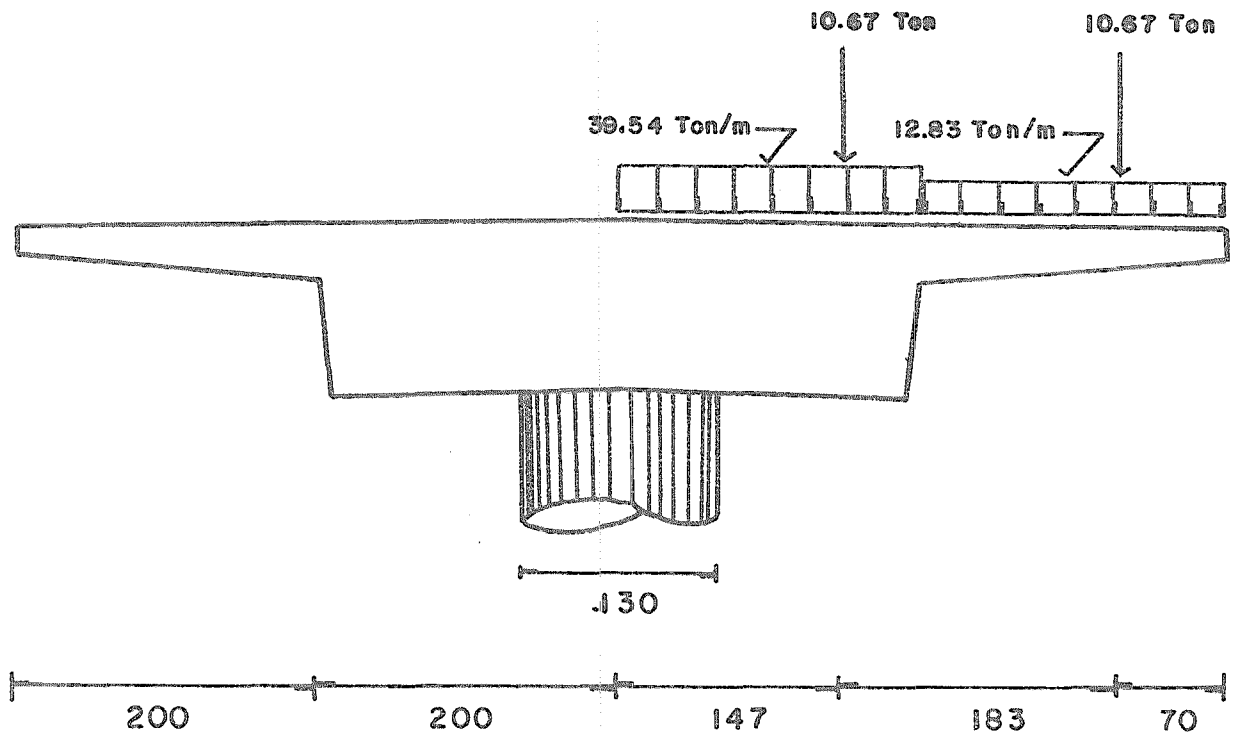
PLANTA SUPERESTRUCTURA

CAMION HS - 15 W = 13.608 Ton

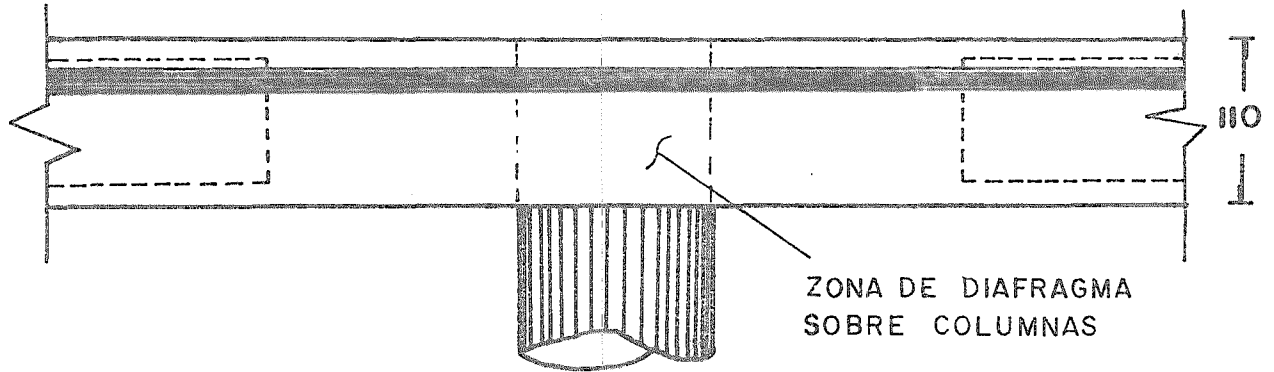
$$P = \frac{0.1W \times 14.23}{18.50} + 0.4W + \frac{0.4W \times 14.23}{18.50}$$

$$P = \frac{1.36 \times 14.23}{18.50} + 5.44 + \frac{5.44 \times 14.23}{18.50} = 10.67 \text{ Ton}$$

DIAFRAGMA SOBRE COLUMNAS



CORTE PERPENDICULAR A LA DIRECCION DEL TRANSITO



CORTE LONGITUDINAL EN LA DIRECCION DEL TRANSITO

(CMS)

MOMENTO POR CARGA MUERTA.

$$M_{CM} = \frac{39.54 \times (1.675)^2}{2} + 12.83 \times 2 \times 2.675 = 124.11 \text{ Ton} - \text{m}$$

MOMENTO POR CARGA VIVA E IMPACTO.

$$M_{CVI} = 10.67 \times 1.3 \times (1.145 + 2.975) = 57.15 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{TOTAL} = M_{CM} + M_{CVI} = 124.11 + 57.15 = 181.26 \text{ Ton} - \text{m}$$

CALCULO DEL PERALTE REQUERIDO.

$$d = \sqrt{\frac{M_{m\acute{a}x}}{K b}} = \sqrt{\frac{18126000}{13.5 \times 130}} = 102 \text{ cm}$$

$$d = 100 \text{ cm}$$

CALCULO DEL AREA DE ACERO NECESARIA.

$$A_s = \frac{M_{m\acute{a}x}}{f_s J d} = \frac{18126000}{2000 \times 0.9 \times 100} = 100.71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Número de varillas de } 8C = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$\text{Núm} = A_s / a_s = \frac{100.71 \text{ cm}^2}{5.07 \text{ cm}^2} = 20$$

REVISION DE ESFUERZOS NORMALES.

Fórmula de revisión

$$K = \sqrt{2np + (np)^2} - np$$

$$np = \frac{n A_s}{b d} = \frac{9 \times 20 \times 5.07}{130 \times 100} = 0.07$$

$$2np = 2 \times 0.07 = 0.1404$$

$$(np)^2 = (0.07)^2 = 0.0049$$

SUSTITUYENDO LOS VALORES ANTERIORES EN LA ECUACION INICIAL RESULTA:

$$K = \sqrt{0.1404 + 0.0049} - 0.07 = 0.31$$

$$J = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.31}{3} = 0.897$$

ESFUERZOS DE TRABAJO EN EL CONCRETO.

$$f_c = \frac{2M}{k J b d^2}$$

$$f_c = \frac{2 \times 18126000}{0.31 \times 0.897 \times 130 \times 100^2} = 100 \text{ kg/cm}^2 \text{ bien}$$

ESFUERZOS DE TRABAJO EN EL ACERO.

$$f_s = \frac{M}{A_s J d}$$

$$f_s = \frac{18126000}{20 \times 5.07 \times 0.897 \times 100} = 1992 \text{ kg/cm}^2 < 2000 \text{ kg/cm}^2 \text{ bien}$$

REVISION POR ESFUERZO CORTANTE.

$$V_{CM} = 39.54 \text{ Ton/m} \times 1.675 \text{ m} + 12.83 \text{ Ton/m} \times 2.0 \text{ m} = 91.89 \text{ Ton}$$

$$V_{CVI} = 10.67 \text{ Ton} \times 2 \times 1.3 = 27.74 \text{ Ton}$$

$$V_{TOTAL} = 91.89 \text{ Ton} + 27.74 \text{ Ton} = 119.63 \text{ Ton}$$

$$v = \frac{119630}{130 \times 100} = 9.20 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_p = 1.32 \sqrt{f'_c} = 1.32 \sqrt{250} = 20.87 \text{ kg/cm}^2$$

v es menor que v_p . bien

Todo el cortante se tomará con acero.

(Barras dobladas a 60° y estribos)

Capacidad de 2 barras \emptyset 6C a cada 25 cm.

$$V_b = \frac{a_s f_s J d}{s \sin 60^\circ} = \frac{2.85 \times 2 \times 2000 \times 0.9 \times 100}{25 \sin 60^\circ} = 47390 \text{ kg}$$

El resto se absorbe con estribos de 4 ramas \emptyset 5C = 1.98 cm^2

$$V_e = 119.63 \text{ Ton} - 47.39 \text{ Ton} = 72.24 \text{ Ton}$$

$$\text{Sep.} = \frac{4 \times 1.98 \times 2000 \times 0.9 \times 100}{722400} = 20 \text{ cm.}$$

III.4 DISEÑO DE LAS COLUMNAS I – 2 – 3.

SUBESTRUCTURA.

PARA LA OBTENCION DE LOS ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO EN LAS COLUMNAS SE ANALIZARAN LOS SIGUIENTES GRUPOS DE CARGAS, QUE REPRESENTAN VARIAS COMBINACIONES DE CARGAS Y FUERZAS A LAS QUE PODRA ESTAR SOMETIDA UNA ESTRUCTURA. CADA PARTE DE UNA ESTRUCTURA O LA CIMENTACION SOBRE LA CUAL SE APOYA, SE PROPORCIONARA PARA TODAS LAS COMBINACIONES DE ESTAS FUERZAS, QUE SE PUEDAN APLICAR AL TIPO O SITIO EN PARTICULAR, EMPLEANDO LOS PORCENTAJES DE LOS ESFUERZOS UNITARIOS BASICOS INDICADOS PARA LOS DIVERSOS GRUPOS.

GRUPOS	PORCENTAJE DE ESFUERZOS UNITARIOS:
GRUPO I = CM + CV + I + ET + S + PC	100 o/o
GRUPO III = GRUPO I FL + F + FC + 30o/o VE + VCV	125 o/o
GRUPO IV = GRUPO I C + T	125 o/o
GRUPO VII = CM + ET + S + PC + TT	133 o/o

- CM = Carga muerta (peso propio)
- CV = Carga viva
- I = Impacto por carga viva.
- ET = Empuje de tierra
- S = Subpresión
- VE = Viento sobre estructura.
- VCV = Presión del viento sobre la carga viva.
- PC = Presión de la corriente

FL = Fuerza longitudinal por carga viva (frenaje).
FC = Fuerza centrífuga.
F = Fuerza longitudinal debida a fricción.
C = Contracción.
T = Temperatura.
TT = Sismo.

DE LAS FUERZAS MENCIONADAS ANTERIORMENTE EXISTEN VARIAS DE ELLAS, QUE NO SE PRESENTAN DEBIDO A LAS CARACTERISTICAS DEL PUENTE.

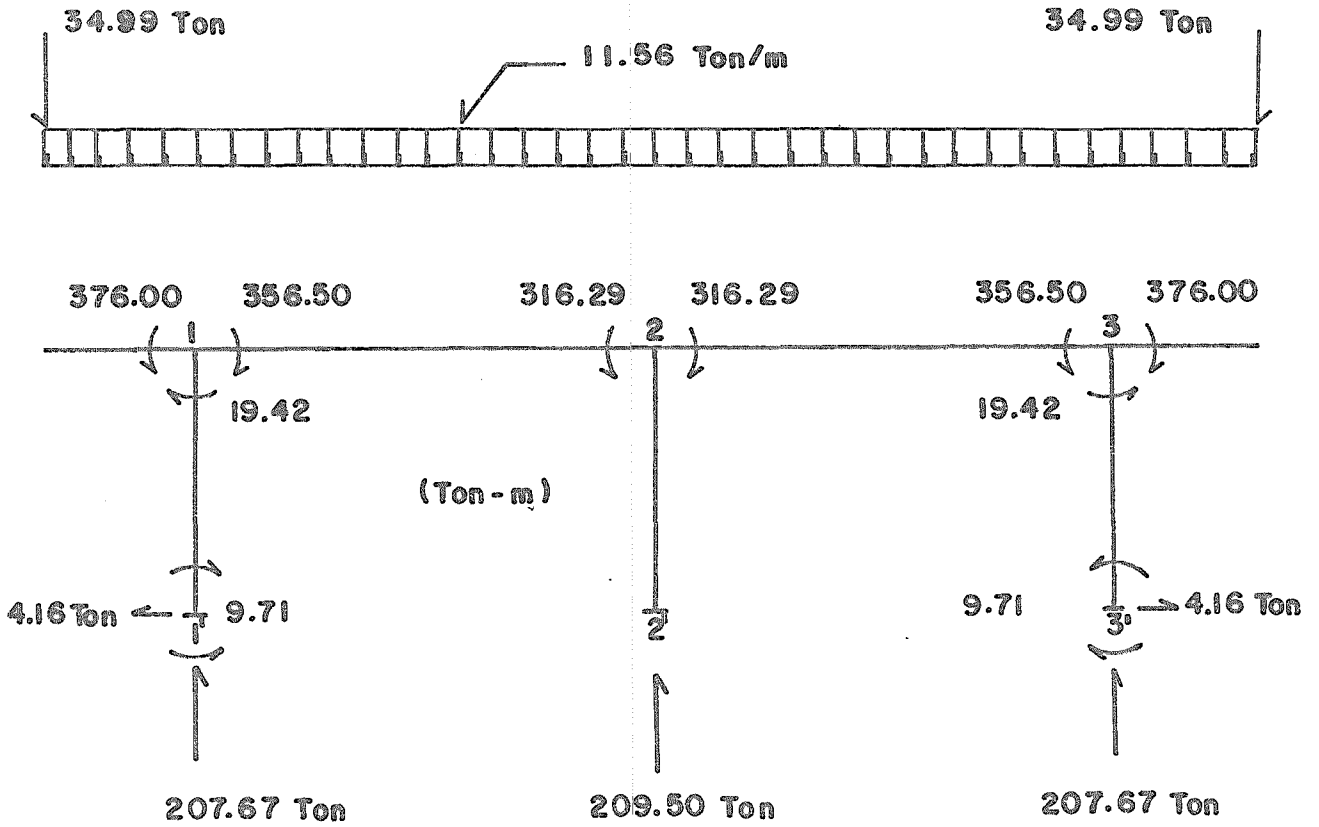
PRIMERAMENTE SE VALUARAN LAS FUERZAS ANTERIORES EN EL ORDEN QUE A CONTINUACION SE INDICA, EN SEGUIDA SE HARAN LAS COMBINACIONES DE CARGAS, OBTENIENDOSE ASI LA MAS CRITICA Y DESPUES SE PROCEDERA AL DISEÑO DE LAS COLUMNAS.

- MOMENTOS EN LAS COLUMNAS POR CARGA MUERTA. (VER PAGINA 41).
- MOMENTOS EN LAS COLUMNAS POR CARGA VIVA E IMPACTO.

PARA LAS TRES POSICIONES DE LA CARGA VIVA E IMPACTO, QUE PRODUCEN LOS MAYORES EFECTOS EN LAS COLUMNAS, DE MOMENTO FLEXIONANTE Y FUERZA CORTANTE, VER LAS PAGINAS (70–67–89) RESPECTIVAMENTE.

- FUERZAS DEBIDAS A VARIACIONES DE TEMPERATURA.
- FUERZAS DEBIDAS A FRENAJE.
- FUERZAS DEBIDAS SISMO.
- FUERZAS DEBIDAS AL VIENTO.

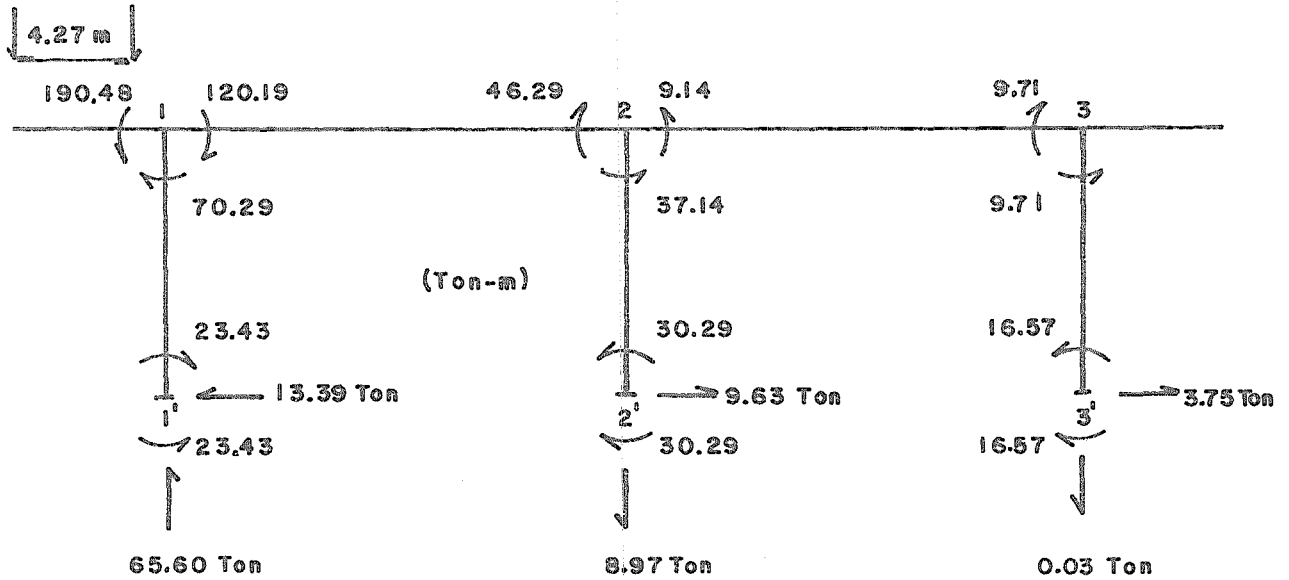
MOMENTOS EN LAS COLUMNAS POR CARGA MUERTA.



MOMENTOS EN LAS COLUMNAS POR CARGA VIVA E IMPACTO

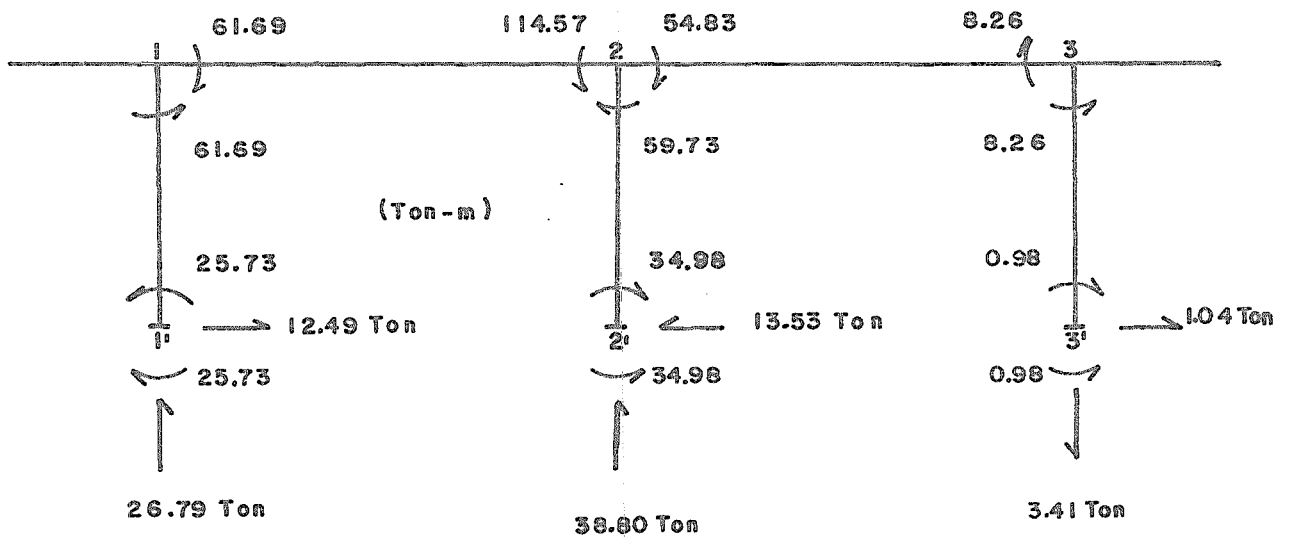
LAS DOS POSICIONES SIGUIENTES DE LA CARGA VIVA SON LAS QUE PRODUCEN LOS MAXIMOS MOMENTOS EN LAS COLUMNAS.

28.30T. 28.30T.



$$P_1 = 10.886 \text{ Ton} \times 2 \times 1.269 = 27.63 \text{ Ton}$$

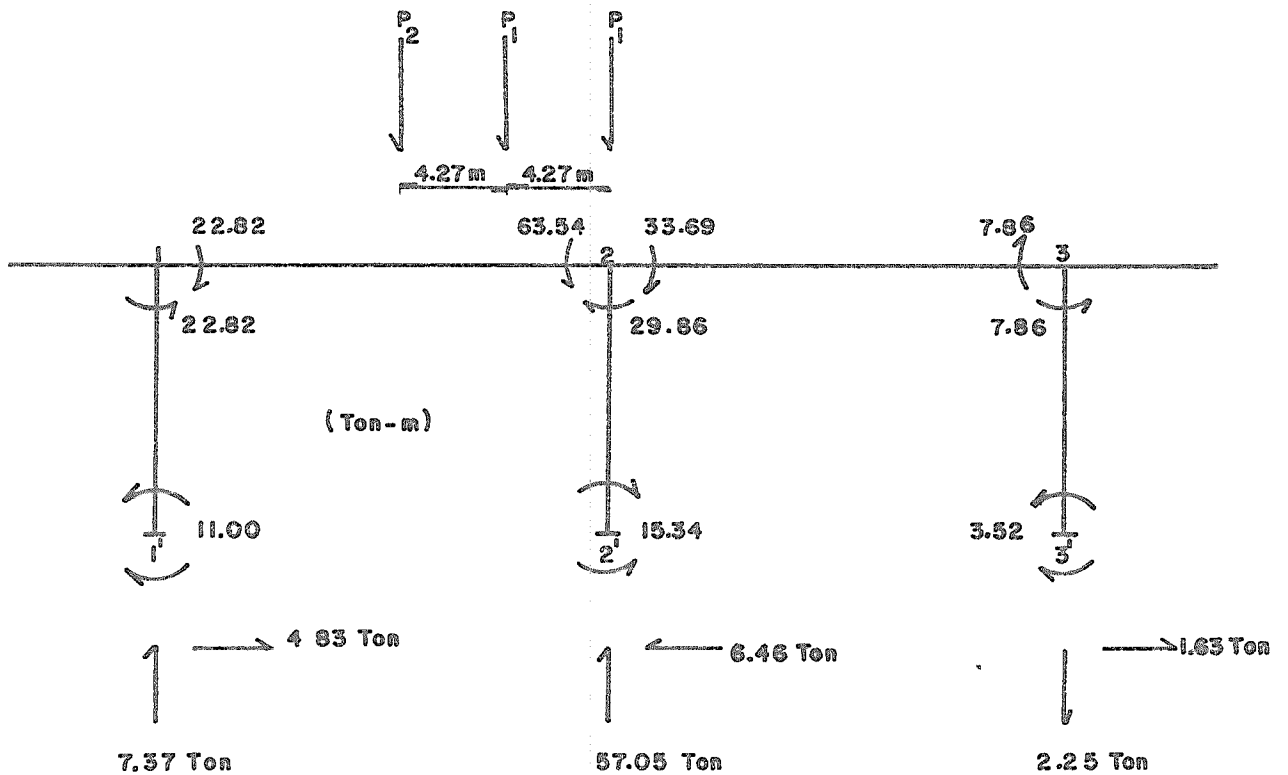
$$P_2 = 2.722 \text{ Ton} \times 2 \times 1.269 = 6.91 \text{ Ton}$$



POSICION DE LA CARGA VIVA E IMPACTO
 QUE PRODUCE LA REACCION MAXIMA EN LA COLUMNA - 2

$$P_1 = 10.886 \text{ Ton} \times 2 \times 1.269 = 27.63 \text{ Ton}$$

$$P_2 = 2.722 \text{ Ton} \times 2 \times 1.269 = 6.91 \text{ Ton}$$



FUERZAS DEBIDAS A VARIACIONES DE TEMPERATURA.

SE DEBERAN TOMAR EN CUENTA LOS ESFUERZOS O MOVIMIENTOS QUE RESULTEN DE LAS VARIACIONES DE TEMPERATURA.

SE FIJARA EL AUMENTO O DISMINUCION DE LA TEMPERATURA PARA LA LOCALIDAD EN QUE VAYA A SER CONSTRUIDA LA ESTRUCTURA.

DESPLAZAMIENTOS O DEFORMACIONES.

1.- A CORTO PLAZO:

a).- CONTRACCION DEBIDA AL FRAGUADO DEL CONCRETO

$$c = 0.0002 \times 24.00 \text{ m} = 0.0048 \text{ m}$$

b).- CONTRACCION DEBIDA A LA VARIACION DE TEMPERATURA

$$t = 0.000011 \times 15^{\circ} \text{ C} \times 24.00 \text{ m} = 0.004 \text{ m}$$

$$T = 0.0048 + 0.004 = 0.0088 \text{ m}$$

2.- CONTRACCION DEL CONCRETO A LARGO PLAZO:

$$c_L = 0.00036 \times 24.00 \text{ m} = 0.0086 \text{ m}$$

LOS MOMENTOS INDUCIDOS POR EL DESPLAZAMIENTO CALCULADO, DEBERAN DISTRIBUIRSE EN LA ESTRUCTURA.

$$M = \frac{6 E I_{col}}{L^2} = \frac{6 \times 700000 \times 0.1402 \times 0.0088}{(7.0)^2} \approx 105.75$$

$$M = 105.75 \text{ Ton} - \text{m}$$

PARA CARGAS NO DINAMICAS

PARA CALCULAR LAS FLECHAS O DESPLAZAMIENTOS DEFINITIVOS (NO INSTANTANEOS) DE LOSAS, VIGAS Y OTROS ELEMENTOS ESTRUCTURALES, EL VALOR DEL MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO SE SUPONDRA DE 1/30 DEL CORRESPONDIENTE AL ACERO, CON EL OBJETO DE TOMAR EN CUENTA, EL EFECTO DE LA DEFORMACION PLASTICA Y LA CONTRACCION DEL CONCRETO.

MOMENTOS FLEXIONANTES POR DESPLAZAMIENTOS.

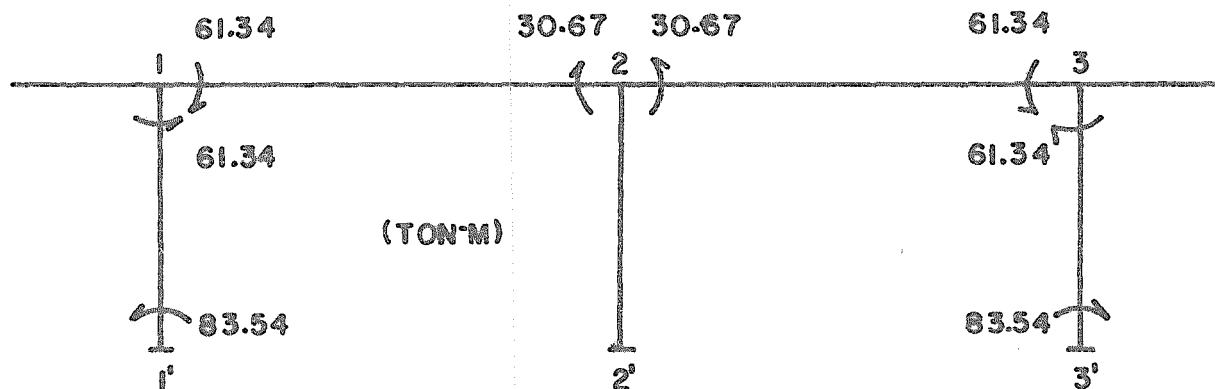
MULTIPLICANDO LOS MOMENTOS FINALES UNITARIOS PRESENTADOS EN LA PAGINA (34) DESPLAZAMIENTOS LINEALES, POR LOS MOMENTOS REALES TENEMOS:

SUPERESTRUCTURA.

$$\begin{aligned} M_{1-2} &= 0.58 \times 105.75 = 61.34 \text{ Ton} - \text{m} \\ M_{2-1} &= 0.29 \times 105.75 = 30.67 \text{ Ton} - \text{m} \\ M_{2-3} &= -0.29 \times 105.75 = -30.67 \text{ Ton} - \text{m} \\ M_{3-2} &= -0.58 \times 105.75 = -61.34 \text{ Ton} - \text{m} \end{aligned}$$

COLUMNAS.

$$\begin{aligned} M_{1-1'} &= -0.58 \times 105.75 = -61.34 \text{ Ton} - \text{m} \\ M_{1'-1} &= -0.79 \times 105.75 = -83.54 \text{ Ton} - \text{m} \\ M_{2-2'} &= 0.00 \\ M_{2'-2} &= 0.00 \\ M_{3-3'} &= 0.58 \times 105.75 = 61.34 \text{ Ton} - \text{m} \\ M_{3'-3} &= 0.79 \times 105.75 = 83.54 \text{ Ton} - \text{m} \end{aligned}$$

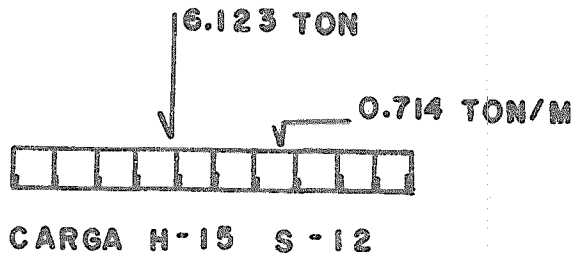


FUERZA LONGITUDINAL POR CARGA VIVA.

(FRENAJE).

DEBERA CONSIDERARSE EL EFECTO DE UNA FUERZA LONGITUDINAL DEL 5 o/o DE LA CARGA VIVA, EN TODOS LOS CARRILES DESTINADOS AL TRANSITO EN UNA MISMA DIRECCION.

SE EMPLEARA UNA CARGA POR CARRIL Y ADEMAS UNA CARGA CONCENTRADA COMO LO ESPECIFICA LA AASHTO PARA CARGAS POR CARRIL EN CLAROS CONTINUOS.



$$Fr = 0.05 \times 2 \times (0.714 \text{ Ton/m} \times 48 \text{ m} + 6.123 \text{ Ton}) = 4.04 \text{ T}$$

MULTIPLICANDO LOS MOMENTOS FINALES DEL ANALISIS PRESENTADO EN LA PAGINA (33), CARGA UNITARIA HORIZONTAL POR LA CARGA REAL TENEMOS:

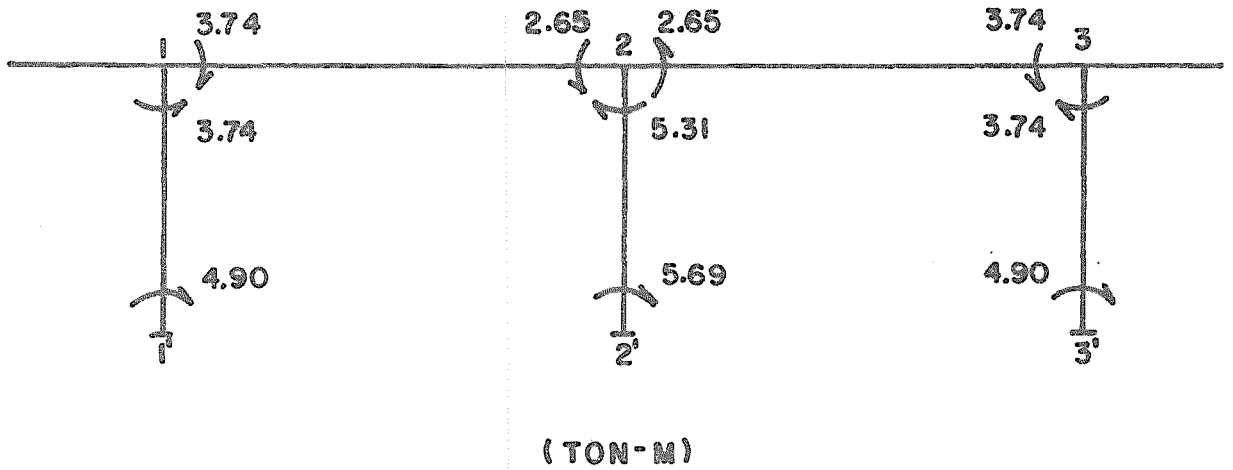
MOMENTOS FLEXIONANTES POR FRENAJE.

SUPERESTRUCTURA.

$$\begin{aligned} M_{1-2} &= -0.93 \times 4.04 = -3.74 \text{ Ton-m} \\ M_{2-1} &= -0.66 \times 4.04 = -2.65 \text{ Ton-m} \\ M_{2-3} &= -0.66 \times 4.04 = -2.65 \text{ Ton-m} \\ M_{3-2} &= -0.93 \times 4.04 = -3.74 \text{ Ton-m} \end{aligned}$$

COLUMNAS.

$$\begin{aligned}
 M_{1-1'} &= 0.93 \times 4.04 = 3.74 \text{ Ton-m} \\
 M_{1'-1} &= 1.21 \times 4.04 = 4.90 \text{ Ton-m} \\
 M_{2-2'} &= 1.31 \times 4.04 = 5.31 \text{ Ton-m} \\
 M_{2'-2} &= 1.41 \times 4.04 = 5.69 \text{ Ton-m} \\
 M_{3-3'} &= 0.93 \times 4.04 = 3.74 \text{ Ton-m} \\
 M_{3'-3} &= 1.21 \times 4.04 = 4.90 \text{ Ton-m}
 \end{aligned}$$



FUERZAS DEBIDAS A SISMO.

EN LAS REGIONES DONDE SE PUEDA ANTICIPAR QUE HABRA TEMBLORES SE TOMARAN EN CUENTA FUERZAS LATERALES COMO SIGUE:

$$T = CP$$

DONDE:

T = FUERZA LATERAL APLICADA HORIZONTALMENTE EN CUALQUIER DIRECCION EN EL CENTRO DE GRAVEDAD DEL PESO DE LA SUPERESTRUCTURA.

P = PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA.

C = 0.02 PARA ESTRUCTURAS CIMENTADAS SOBRE CIMIENTOS POR AMPLIACION DE BASE, SOBRE SUELOS A LOS QUE SE LES PUEDE SUPONER UN ESFUERZO UNITARIO PERMISIBLE DE 3.91 KG/CM².

C = 0.04 PARA ESTRUCTURAS CIMENTADAS SOBRE CIMIENTOS POR AMPLIACION DE BASE, SOBRE SUELOS A LOS QUE SE LES PUEDE SUPONER UN ESFUERZO UNITARIO PERMISIBLE MENOR QUE 3.91 KG/CM².

DEL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS SE OBTUVO UNA CAPACIDAD PERMISIBLE DE 3.0 KG/CM², POR LO TANTO EL COEFICIENTE SISMICO A EMPLEAR ES DE 0.04.

LONGITUDINAL.

$$\begin{aligned} \text{PESO SUPERESTRUCTURA} &= 11.56 \text{ Ton/m (18.5 + 5.5) m} \times 2 = \\ &= 554.88 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\text{Peso losas de acero} = 13.3 \text{ Ton} \times 2 = 26.60 \text{ Ton}$$

$$\text{Peso aleros} = 5.5 \text{ Ton} \times 2 = 11.00 \text{ Ton}$$

$$\text{Peso diafragmas} = 13.6 \text{ Ton} \times 2 = 27.20 \text{ Ton}$$

$$\text{Peso mensulas} = 2.59 \text{ Ton} \times 2 = 5.18 \text{ Ton}$$

$$\text{PESO TOTAL} = \dots\dots\dots 624.86 \text{ Ton}$$

MOMENTOS FLEXIONANTES POR SISMO.

(LONGITUDINAL)

EN LA PAGINA (33) TENEMOS EL ANALISIS DEL PUENTE APLICANDO UNA CARGA HORIZONTAL UNITARIA, MULTIPLICANDO LOS MOMENTOS FINALES UNITARIOS POR LA CARGA REAL OBTENEMOS LOS MOMENTOS FINALES REALES:

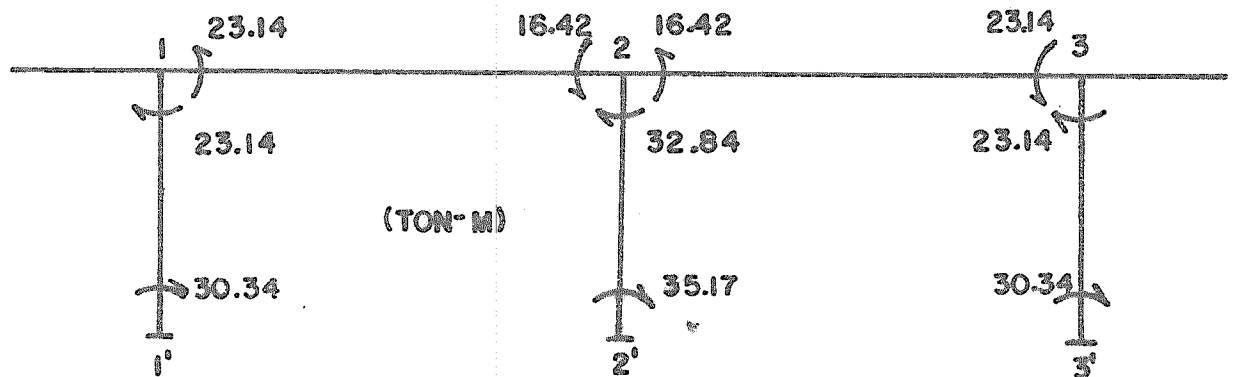
$$T = 0.04 \times 624.86 \text{ Ton} = 24.99 \text{ Ton}$$

SUPERESTRUCTURA

$$\begin{aligned} M_{1-2} &= -0.93 \times 24.99 &= -23.14 \text{ Ton-m} \\ M_{2-1} &= -0.66 \times 24.99 &= -16.42 \text{ Ton-m} \\ M_{2-3} &= -0.66 \times 24.99 &= -16.42 \text{ Ton-m} \\ M_{3-2} &= -0.93 \times 24.99 &= -23.14 \text{ Ton-m} \end{aligned}$$

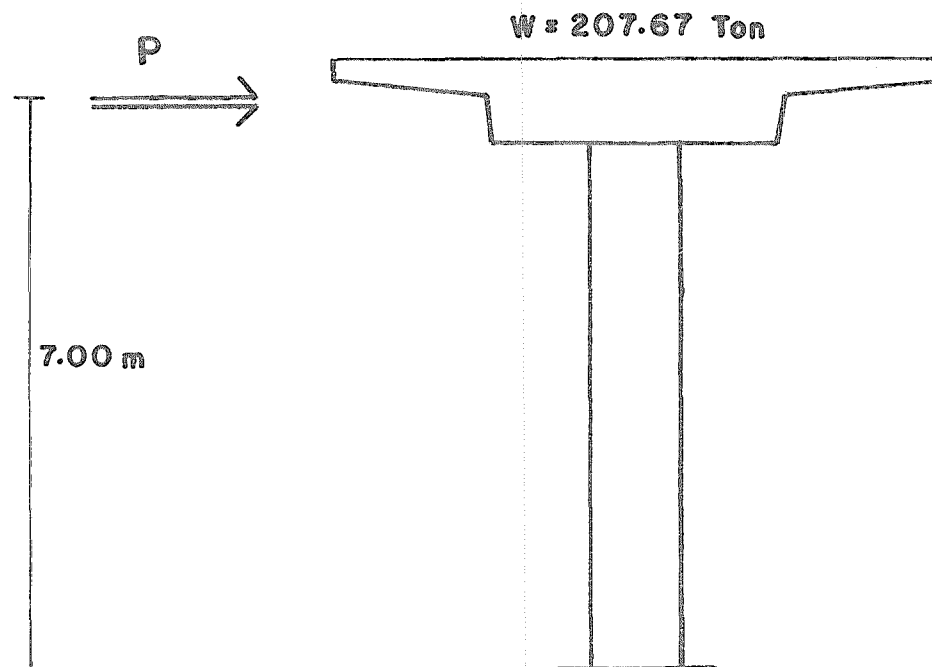
COLUMNAS

$$\begin{aligned} M_{1-1'} &= 0.93 \times 24.99 &= 23.14 \text{ Ton-m} \\ M_{1'-1} &= 1.21 \times 24.99 &= 30.34 \text{ Ton-m} \\ M_{2-2'} &= 1.32 \times 24.99 &= 32.84 \text{ Ton-m} \\ M_{2'-2} &= 1.41 \times 24.99 &= 35.17 \text{ Ton-m} \\ M_{3-3'} &= 0.93 \times 24.99 &= 23.14 \text{ Ton-m} \\ M_{3'-3} &= 1.21 \times 24.99 &= 30.34 \text{ Ton-m} \end{aligned}$$



MOMENTO FLEXIONANTE POR SISMO

(TRANSVERSAL)



COEFICIENTE SISMICO

$$C = 0.04$$

$$P = 207.67 \text{ Ton} \times 0.04 = 8.31 \text{ Ton}$$

$$M_{TT} = 8.31 \text{ Ton} \times 7.00 \text{ m} = 58.17 \text{ Ton-m}$$

PARA ESTE ANÁLISIS LA ESTRUCTURA SE COMPORTARÁ, DADA LA GEOMETRÍA Y ESTRUCTURACIÓN, PRACTICAMENTE COMO UN VOLADIZO VERTICAL, EMPOTRADO EN LA ZAPATA DE LA PILA 1, 2 Ó 3.

FUERZAS DEBIDAS AL VIENTO

LAS SIGUIENTES FUERZAS DEBIDAS A LA PRESION DEL VIENTO POR METRO CUADRADO DE AREA EXPUESTA, DEBERAN APLICARSE A TODAS LAS ESTRUCTURAS. EL AREA EXPUESTA CONSIDERADA SERA LA SUMA DE LAS PROYECCIONES VERTICALES DE LAS AREAS DE TODOS LOS MIEMBROS, INCLUYENDO EL SISTEMA DE PISO Y EL PARAPETO A 90° CON RESPECTO DEL EJE LONGITUDINAL DE LA ESTRUCTURA.

VIENTO SOBRE LA SUPERESTRUCTURA.

NORMAL : 244 KG/CM²

LONGITUDINAL : 59 KG/M²

VIENTO SOBRE LA CARGA VIVA.

SE AGREGARA UNA CARGA POR METRO LINEAL DE ESTRUCTURA, COMO UNA CARGA DE VIENTO SOBRE UNA CARGA VIVA MOVIL.

NORMAL: 149 KG/M

LONGITUDINAL: 60 KG/M

VIENTO SOBRE LA SUPERESTRUCTURA.

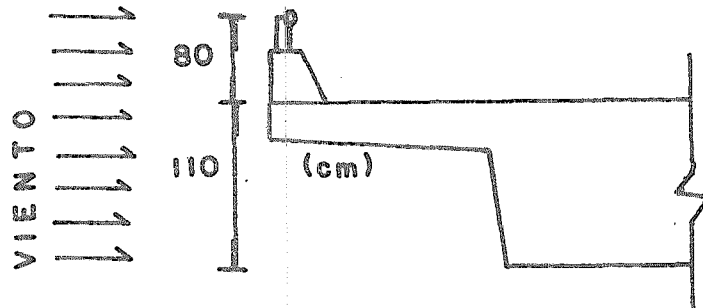
LONGITUDINAL.

$$V_{Ls} = \text{Area expuesta} \times 0.059 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Area expuesta} = 48 \text{ m} (1.10 \text{ m} + 0.80 \text{ m}) = 91.2 \text{ m}^2$$

$$V_{Ls} = 0.30 \times 91.2 \text{ m}^2 \times 0.059 \text{ Ton/m}^2 = 1.61 \text{ Ton.}$$

(VER FIGURA SIGUIENTE).



EN LA PAGINA (33) TENEMOS EL ANALISIS DEL PUENTE APLICANDO UNA CARGA HORIZONTAL UNITARIA, MULTIPLICANDO LOS MOMENTOS FINALES UNITARIOS POR LA CARGA REAL OBTENEMOS LOS MOMENTOS REALES:

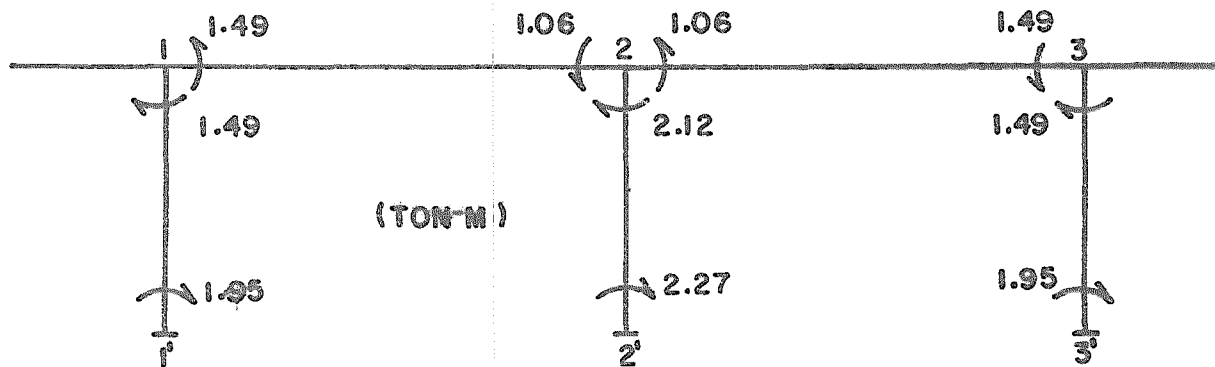
$$V_{Ls} = 1.61 \text{ Ton}$$

SUPERRESTRUCTURA.

$$\begin{aligned} M_{1-2} &= -0.93 \times 1.61 &= -1.49 \text{ Ton} - \text{m} \\ M_{2-1} &= -0.66 \times 1.61 &= -1.06 \text{ Ton} - \text{m} \\ M_{2-3} &= -0.66 \times 1.61 &= -1.06 \text{ Ton} - \text{m} \\ M_{3-2} &= -0.93 \times 1.61 &= -1.49 \text{ Ton} - \text{m} \end{aligned}$$

COLUMNAS.

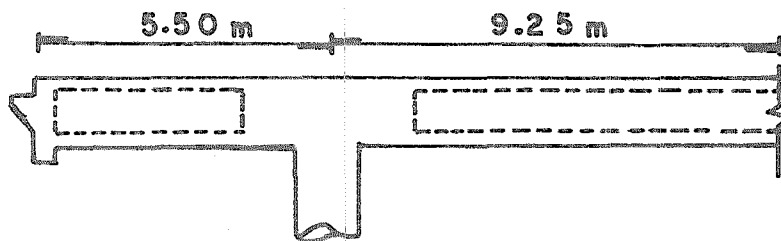
$$\begin{aligned} M_{1-1'} &= 0.93 \times 1.61 &= 1.49 \text{ Ton} - \text{m} \\ M_{1'-1} &= 1.21 \times 1.61 &= 1.95 \text{ Ton} - \text{m} \\ M_{2-2'} &= 1.32 \times 1.61 &= 2.12 \text{ Ton} - \text{m} \\ M_{2'-2} &= 1.41 \times 1.61 &= 2.27 \text{ Ton} - \text{m} \\ M_{3-3'} &= 0.93 \times 1.61 &= 1.49 \text{ Ton} - \text{m} \\ M_{3'-3} &= 1.21 \times 1.61 &= 1.95 \text{ Ton} - \text{m} \end{aligned}$$



VIENTO NORMAL SOBRE LA SUPERESTRUCTURA.

$$V_{Ns} = \text{Area expuesta} \times 0.244 \text{ Ton/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Area expuesta} &= (1.10 \text{ m} + 0.80 \text{ m}) \times (5.50 \text{ m} + 9.25 \text{ m}) \\ &= 28.03 \text{ m}^2 \end{aligned}$$



$$V_{Ns} = 0.30 \times 28.03 \text{ m}^2 \times 0.244 \text{ Ton/m}^2 = 2.05 \text{ Ton}$$

$$Y_{VNs} = 7.00 \text{ m}$$

$$M_{VNs} = 2.05 \text{ Ton} \times 7.00 \text{ m} = 14.26 \text{ Ton} - \text{m}$$

VIENTO SOBRE LA CARGA VIVA.

LONGITUDINAL.

$$V_{Lcv} = 48 \times 0.060 \text{ Ton/m} = 2.88 \text{ Ton}$$

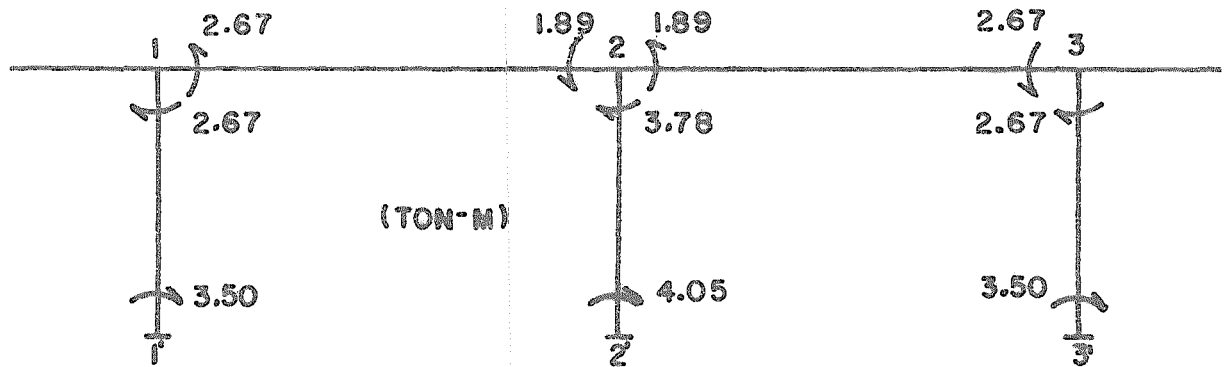
MULTIPLICANDO LA CARGA ANTERIOR POR LOS MOMENTOS FINALES DEL ANALISIS PRESENTADO EN LA PAGINA (33) CARGA HORIZONTAL UNITARIA, RESULTA:

SUPERESTRUCTURA.

$$\begin{aligned} M_{1-2} &= - 0.93 \times 2.88 &= - & 2.67 \text{ Ton - m} \\ M_{2-1} &= - 0.66 \times 2.88 &= - & 1.89 \text{ Ton - m} \\ M_{2-3} &= - 0.66 \times 2.88 &= - & 1.89 \text{ Ton - m} \\ M_{3-2} &= - 0.93 \times 2.88 &= - & 2.67 \text{ Ton - m} \end{aligned}$$

COLUMNAS.

$$\begin{aligned} M_{1-1'} &= 0.93 \times 2.88 &= & 2.67 \text{ Ton - m} \\ M_{1'-1} &= 1.21 \times 2.88 &= & 3.50 \text{ Ton - m} \\ M_{2-2'} &= 1.32 \times 2.88 &= & 3.78 \text{ Ton - m} \\ M_{2'-2} &= 1.41 \times 2.88 &= & 4.05 \text{ Ton - m} \\ M_{3-3'} &= 0.93 \times 2.88 &= & 2.67 \text{ Ton - m} \\ M_{3'-3} &= 1.21 \times 2.88 &= & 3.50 \text{ Ton - m} \end{aligned}$$



VIENTO SOBRE LA CARGA VIVA.

NORMAL.

$$V_{Ncv} = (5.50 \text{ m} + 9.25 \text{ m}) \times 0.149 \text{ Ton/m} = 2.20 \text{ Ton}$$

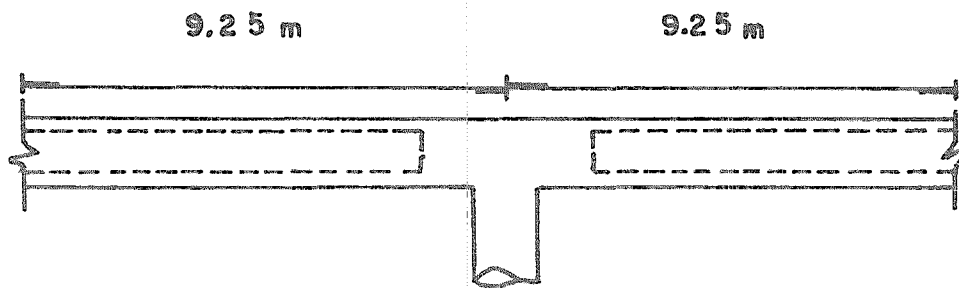
$$Y_{Vncv} = 7.00 \text{ m}$$

$$M_{Vncv} = 2.20 \text{ Ton} \times 7.00 \text{ m} = 15.4 \text{ Ton} - \text{m}$$

VIENTO NORMAL SOBRE LA SUPERESTRUCTURA.

$$V_{Ns} = \text{Area expuesta} \times 0.244 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Area expuesta} = (1.10 \text{ m} + 0.80 \text{ m}) \times (18.50 \text{ m}) = 35.15 \text{ m}^2$$



$$V_{Ns} = 0.30 \times 35.15 \text{ m}^2 \times 0.244 \text{ Ton/m}^2 = 2.57 \text{ Ton}$$

$$Y_{VNs} = 7.00 \text{ m}$$

$$M_{VNs} = 2.57 \text{ Ton} \times 7.00 \text{ m} = 17.99 \text{ Ton} - \text{m}$$

VIENTO SOBRE LA CARGA VIVA.

NORMAL.

$$V_{Ncv} = (9.25 \text{ m} + 9.25 \text{ m}) \times 0.149 \text{ Ton/m} = 2.76 \text{ Ton}$$

$$Y_{VNcv} = 7.00 \text{ m}$$

$$M_{VNcv} = 2.76 \text{ Ton} \times 7.00 \text{ m} = 19.32 \text{ Ton} - \text{m}$$

COMBINACIONES DE CARGA.

COLUMNAS EXTREMAS: 1 – 3

GRUPO I
CM + CV I

Porcentaje de esfuerzos
unitarios

= 100 o/o

SECCION SUPERIOR

$$M_{CM} = 19.42 \text{ T - m}$$

$$P_{CM} = 207.67 \text{ Ton}$$

$$M_{CVI} = 70.29 \text{ T - m}$$

$$P_{CVI} = 65.60 \text{ Ton}$$

$$M_T = 89.71 \text{ T - m}$$

$$P_T = 273.27 \text{ Ton}$$

SECCION INFERIOR

PESO PROPIO DE LA COLUMNA

$$P_C = \frac{3.1416 \times 1.30^2}{4} \times 7.00 \times 2.4 \text{ Ton/m}^3 = 22.30 \text{ Ton}$$

$$M_{CM} = 9.71 \text{ T - m}$$

$$P_{CM} = 207.67 \text{ Ton}$$

$$M_{CVI} = 23.43 \text{ T - m}$$

$$P_{CVI} = 65.60 \text{ Ton}$$

$$M_T = 33.14 \text{ T - m}$$

$$P_C = 22.30 \text{ Ton}$$

$$P_T = 295.57 \text{ Ton}$$

COMBINACIONES DE CARGA.

GRUPO III

Porcentaje de esfuerzos
unit.

$$\text{GRUPO I} + \text{FL} + 30 \text{ o/o VE} + \text{VCV} = 125 \text{ o/o}$$

$$\text{CM} + \text{CVI} + \text{FL} + 30 \text{ o/o VE} + \text{VCV}$$

SECCION SUPERIOR.

$$M_{\text{CM}} = 19.42 \text{ T-m}$$

$$M_{\text{CVI}} = 70.29 \text{ T-m}$$

$$M_{\text{FL}} = 3.74 \text{ T-m}$$

$$M_{30 \text{ o/o VE}} = 1.49 \text{ T-m}$$

$$M_{\text{VCV}} = 2.67 \text{ T-m}$$

$$M_T = \frac{97.61}{1.25} = 78.09 \text{ T-m}$$

$$P_{\text{CM}} = 207.67 \text{ Ton}$$

$$P_{\text{CVI}} = 65.60 \text{ Ton}$$

$$P_T = \frac{273.27}{1.25} = 218.62 \text{ Ton}$$

SECCION INFERIOR.

LONGITUDINAL

$$M_{\text{CM}} = 9.71 \text{ T-m}$$

$$M_{\text{CVI}} = 23.43 \text{ T-m}$$

$$M_{\text{FL}} = 4.90 \text{ T-m}$$

$$M_{30 \text{ o/o VE}} = 1.95 \text{ T-m}$$

$$M_{\text{VCV}} = 3.50 \text{ T-m}$$

$$M_{\text{Total L}} = 43.49 \text{ T-m}$$

TRANSVERSAL

$$M_{30 \text{ o/o VE}} = 14.36 \text{ T-m}$$

$$M_{\text{VCV}} = 15.40 \text{ T-m}$$

$$M_{\text{Total T}} = 29.76 \text{ T-m}$$

$$M_T = \sqrt{(43.49)^2 + (29.76)^2} = 52.70 \text{ T-m}$$

$$M_T = \frac{52.70}{1.25} = 42.16 \text{ T-m}$$

$$P_{\text{CM}} = 207.67 \text{ Ton}$$

$$P_{\text{CVI}} = 65.50 \text{ Ton}$$

$$P_C = 22.30 \text{ Ton}$$

$$P_T = 295.57/1.25 = 236.46 \text{ Ton}$$

COMBINACIONES DE CARGA.

GRUPO IV

GRUPO I + C + T

CM + CV + I + C + T

SECCION SUPERIOR.

$$M_{CM} = 19.42 \text{ Ton} - m$$

$$M_{CVI} = 70.29 \text{ Ton} - m$$

$$M_{C+T} = 61.34 \text{ Ton} - m$$

$$M_{Total} = \frac{151.05}{1.25} = 120.84 \text{ T} - m$$

SECCION INFERIOR.

$$M_{CM} = 9.71 \text{ Ton} - m$$

$$M_{CVI} = 23.43 \text{ Ton} - m$$

$$M_{C+T} = 83.54 \text{ Ton} - m$$

$$M_{Total} = \frac{106.97}{1.25} = 85.58 \text{ Ton} - m$$

Porcentaje de esfuerzos unitarios.

$$= 125 \text{ o/o}$$

$$P_{CM} = 207.67 \text{ Ton}$$

$$P_{CVI} = 65.60 \text{ Ton}$$

$$P_{C+T} = 4.97 \text{ Ton}$$

$$P_{Total} = \frac{278.24}{1.25} = 222.59 \text{ Ton}$$

$$P_{CM} = 207.67 \text{ Ton}$$

$$P_{CVI} = 65.60 \text{ Ton}$$

$$P_{C+T} = 4.97 \text{ Ton}$$

$$P_{Columna} = 22.30 \text{ Ton}$$

$$P_{Total} = \frac{300.54}{1.25} = 240.42 \text{ Ton.}$$

COMBINACIONES DE CARGA.

GRUPO VII

Porcentajes de esfuerzos
unitarios

CM + TT

= 133 o/o

SECCION SUPERIOR

$$\begin{aligned} M_{CM} &= 19.42 \text{ Ton} - \text{m} \\ M_{TT} &= 23.14 \text{ Ton} - \text{m} \\ M_T &= \frac{42.56}{1.33} = 32 \text{ Ton} - \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{CM} &= 207.67 \text{ Ton} \\ P_{TT} &= 2.14 \text{ Ton} \\ P_T &= \frac{209.81}{1.33} = 157.75 \text{ Ton} \end{aligned}$$

SECCION INFERIOR.

LONGITUDIONAL

TRANSVERSAL

$$\begin{aligned} M_{CM} &= 9.71 \text{ Ton} - \text{m} \\ M_{TT} &= 30.34 \text{ Ton} - \text{m} \\ M_{Total L} &= 40.05 \text{ Ton} - \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{TT} &= 58.15 \text{ Ton} - \text{m} \\ M_{Total T} &= 58.17 \text{ Ton} - \text{m} \end{aligned}$$

$$M_T = \frac{\sqrt{(40.05)^2 + (58.17)^2}}{1.33} = \frac{70.62 \text{ Ton} - \text{m}}{1.33} = 53.10 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$\begin{aligned} P_{CM} &= 207.67 \text{ Ton} \\ P_{TT} &= 2.14 \text{ Ton} \\ P_C &= 22.30 \text{ Ton} \\ P_T &= \frac{232.11}{1.33} = 174.52 \text{ Ton} \end{aligned}$$

COMBINACIONES DE CARGA

RESUMEN.

COLUMNAS: I – 3

GRUPO	SECCION SUPERIOR			SECCION INFERIOR		
	M	P	e	M	P	e
	(T – m)	(Ton)	(m)	(Ton – m)	(Ton)	(m)
I	89.71	273.27	0.33	33.14	295.57	0.11
III	78.09	218.62	0.35	42.16	236.46	0.18
IV	120.84	222.59	0.54	85.58	240.43	0.36
VII	32.00	157.75	0.20	53.10	174.52	0.30

COLUMNAS: 2

I	59.73	248.30	0.24	34.98	270.60	0.13
	29.86	266.55	0.11	15.34	288.89	0.05
III	56.75	198.64	0.29	48.00	216.48	0.22
IV	47.78	206.59	0.23	27.98	224.43	0.12
VII	24.69	157.52	0.16	51.43	174.29	0.30

DISEÑO DE LAS COLUMNAS 1 Y 3.

LOS ELEMENTOS MECANICOS QUE RIGEN EL DISEÑO DE LAS COLUMNAS SON LOS DEL GRUPO IV, EN LA SECCION SUPERIOR.

$$\begin{aligned}P &= 222.59 \text{ Ton} \\M &= 120.48 \text{ Ton} - \text{m} \\e &= 0.54 \text{ m}\end{aligned}$$

ESFUERZOS PERMISIBLES.

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad f_c = 0.4 f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Acero de refuerzo de L.E.} \cong 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

CONSTANTES DE DISEÑO.

$$n = 9$$

LA SECCION TRANSVERSAL DE LAS COLUMNAS ES CIRCULAR, CON UN DIAMETRO DE 130 CM. Y AREA TOTAL DE 13273 cm^2 . PARA SU DIMENSIONAMIENTO SE PROPORCIONARA UN PORCENTAJE DE ACERO ENTRE LOS LIMITES MINIMO Y MAXIMO PERMITIDO, COMO SE INDICA:

$$P_{\text{mín}} \leq P \leq P_{\text{máx}}$$

EN SEGUIDA SE DETERMINARA EL AREA DE ACERO, NUMERO DE VARILLAS Y SEPARACION.

Y POSTERIORMENTE SE REVISARA LA SECCION, ENCONTRANDO EL EJE NEUTRO DE LA SECCION TRANSFORMADA PARA, POR ULTIMO, CALCULAR LOS ESFUERZOS DE TRABAJO DEL CONCRETO Y ACERO CON LOS ELEMENTOS MECANICOS MAXIMOS.

PROPONIENDO EL PORCENTAJE DE ACERO:

$$p = 0.014$$

$$p_{\text{mín}} = 0.01 \leq p = 0.014 \leq 0.08 = p_{\text{máx}}$$

AREA DE ACERO.

$$A_s = p A_g = 0.014 \times 13273 \text{ cm}^2 = 185.82 \text{ cm}^2$$

NUMERO DE VARILLAS.

$$\text{núm de var.} = A_s/a_s = 185.82 \text{ cm}^2/5.07 \text{ cm}^2 = 36 \text{ } \phi \text{ 8C}$$

SEPARACION.

$$\text{Sep.} = \frac{2 \times 3.1416 (\text{radio} - \text{rec.} - \phi/2)}{\text{núm. de var.}}$$

$$\text{Sep.} = \frac{2 \times 3.1416 (65 - 6 - 1.27)}{36} = 10 \text{ cms.}$$

LA DISTRIBUCION DE LAS VARILLAS SE MUESTRA EN LA FIGURA DE LA PAGINA (151).

DETERMINACION DEL EJE NEUTRO.

PROPONIENDO UNA PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO DE 35 CM. Y CALCULANDO LOS MOMENTOS ESTATICOS DE LA SECCION TRANSFORMADA TENEMOS:

CALCULOS PRELIMINARES.

AREA DE CONCRETO EN COMPRESION.

(DE ACUERDO CON LA FIGURA SIGUIENTE RESULTA).

$$\text{Area total} = \frac{\text{área circular} \times 2\alpha}{360^\circ} = \frac{13273 \times 2 \times 62^\circ 30'}{360^\circ}$$

$$\text{Area total} = 4609 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area triángulo} = 30 \text{ tang } 62^\circ 30' \times 30 = 1710 \text{ cm}^2$$

$$Y_{gT} = \frac{2r \text{ sen } \alpha}{3\alpha} = \frac{2 \times 65 \text{ sen } 62^\circ 30'}{3 \times 1.09} = 35.2 \text{ cm.}$$

$$\alpha = \frac{2 \times 3.1416 \times 62^\circ 30'}{360^\circ} = 1.09$$

$$Y_g \text{ (triángulo)} = \frac{2}{3} (h) = \frac{2 \times 30}{3} = 20 \text{ cms.}$$

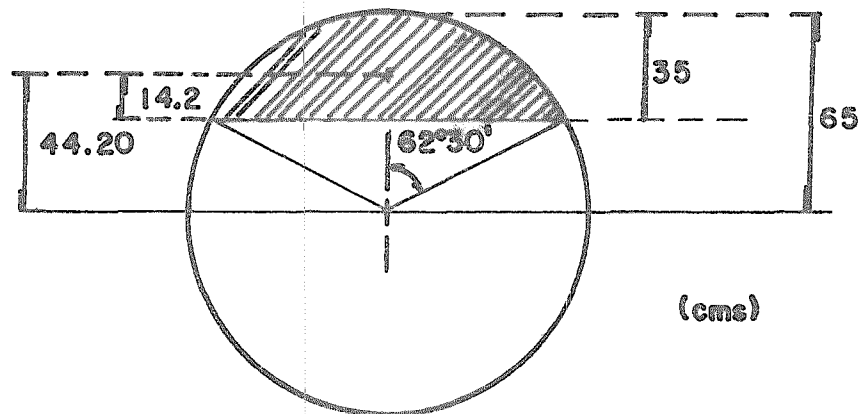
RESUMIENDO TENEMOS:

Componente	área (cm ²)	Y _g (cm)	A Y _g (cm ³)
Area total	4609	35.2	162237
Area triang.	-1710	20.0	-34200
	<hr/>		<hr/>
	2899		128037

$$\text{Area de concreto} = 2899 \text{ cm}^2$$

$$Y_g = \frac{128037 \text{ cm}^3}{2899 \text{ cm}^2} = 44.20 \text{ cms.}$$

$$d = Y_g - 30 = 44.2 - 30 = 14.2 \text{ cms.}$$



MOMENTOS ESTATICOS DE LA SECCION TRANSFORMADA.

$$A_c \cdot d + (2n - 1) A'_s \cdot d = n A_s \cdot d$$

DONDE:

A_c = AREA EN COMPRESION DEL CONCRETO.

A'_s = AREA EN COMPRESION DEL ACERO.

A_s = AREA EN TENSION DEL ACERO.

d =DISTANCIA DEL CENTROIDE DEL AREA CORRESPONDIENTE AL EJE NEUTRO.

$$A_c \cdot d$$

$$2899 \times 14.2 \dots\dots\dots 41165.8$$

$$(2n - 1) A'_s \cdot d$$

$$1.- (2 \times 9 - 1) 5.07 \times 27.73 = 2390.05$$

$$2.- (2 \times 9 - 1) 10.14 \times 27.0 = 4654.26$$

$$3.- (2 \times 9 - 1) 10.14 \times 24.0 = 4137.12$$

$$4.- (2 \times 9 - 1) 10.14 \times 20.0 = 3447.60$$

$$5.- (2 \times 9 - 1) 10.14 \times 14.0 = 2413.32$$

$$6.- (2 \times 9 - 1) 10.14 \times 7.0 = 1206.66$$

$$A_c \cdot d + (2n - 1) A'_s \cdot d = 59414.81$$

$$n A_s \cdot d$$

$$7.- 9 \times 10.14 \times 1.5 \dots\dots = 136.89$$

$$8.- 9 \times 10.14 \times 10.0 \dots\dots = 912.60$$

$$9.- 9 \times 10.14 \times 20.0 \dots\dots = 1825.20$$

$$10.- 9 \times 10.14 \times 30.0 \dots\dots = 2737.80$$

$$11.- 9 \times 10.14 \times 40.0 \dots\dots = 3650.40$$

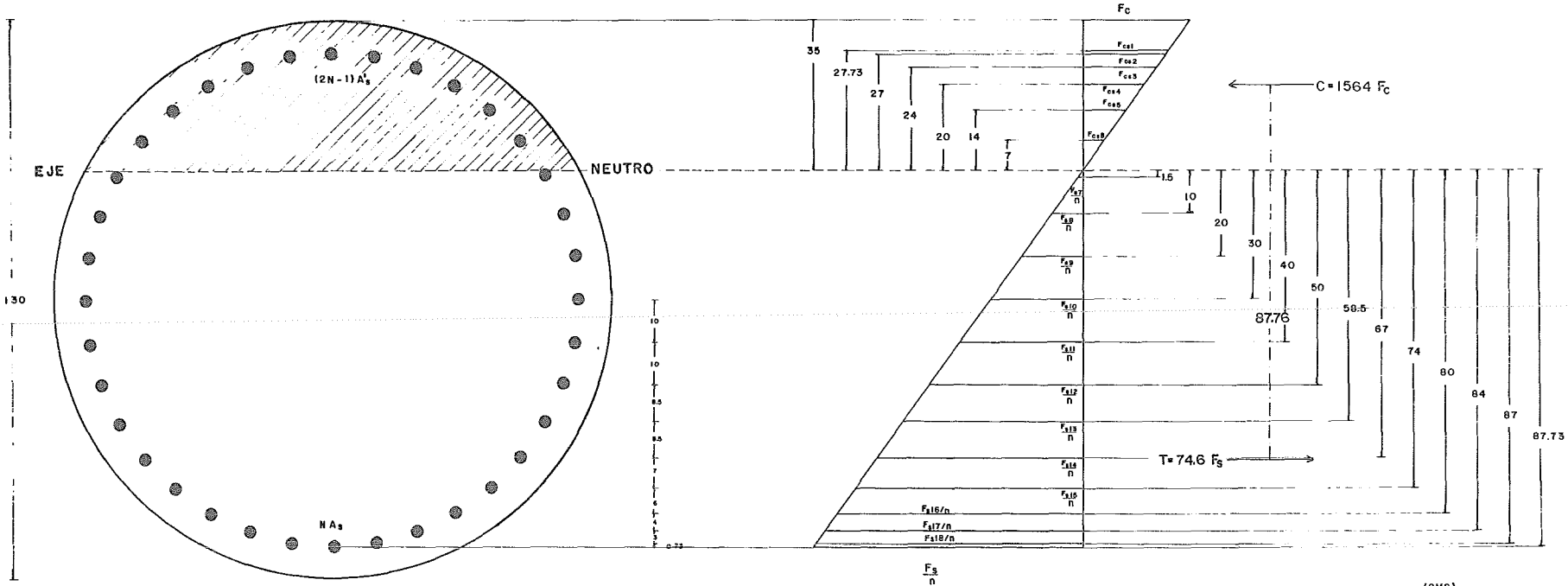
$$12.- 9 \times 10.14 \times 50.0 \dots\dots = 4563.00$$

$$13.- 9 \times 10.14 \times 58.5 \dots\dots = 5338.71$$

COLUMNA CIRCULAR

1 y 3

SECCION TRANSFORMADA



$A'_s = 11$ varillas 8C
 $A_s = 25$ varillas 8C

DIAGRAMA DE ESFUERZOS

(CMS)

- 14.- $9 \times 10.14 \times 67.0 \dots = 6114.42$
- 15.- $9 \times 10.14 \times 74.0 \dots = 6753.24$
- 16.- $9 \times 10.14 \times 80.0 \dots = 7300.80$
- 17.- $9 \times 10.14 \times 84.0 \dots = 7665.84$
- 18.- $9 \times 10.14 \times 87.0 \dots = 7939.62$
- 19.- $9 \times 5.07 \times 87.73 \dots = 4003.12$

$$n A_s \cdot d \dots = 58941.64$$

$$A_c \cdot d + (2n - 1) A'_s \cdot d = n A_s \cdot d$$

$$59414.81 \approx 58941.64$$

LA PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO SUPUESTA ES LA CORRECTA, DEBIDO A QUE LOS MOMENTOS ESTATICOS CON RESPECTO AL EJE SON SEMEJANTES.

CALCULO DE LA COMPRESION RESULTANTE Y SU POSICION.

POR TRIANGULOS SEMEJANTES OBTENEMOS LOS ESFUERZOS:

(VER FIGURA DE LA PAGINA 151).

$$f_{cs1} = \frac{27.73}{35} f_c = 0.79 f_c$$

$$f_{cs2} = \frac{27.0}{35} f_c = 0.77 f_c$$

$$f_{cs3} = \frac{24.0}{35} f_c = 0.69 f_c$$

$$f_{cs4} = \frac{20.0}{35} f_c = 0.57 f_c$$

$$f_{cs5} = \frac{14.0}{35} f_c = 0.40 f_c$$

$$f_{cs6} = \frac{7.0}{35} f_c = 0.20 f_c$$

$$C_i = (2n - 1) A'_s \cdot f_{csi}$$

FUERZA	X	BRAZO	=	MOMENTO
$C_c = 1042.8$ fc		18.9		19708.9 fc
$C_1 = 86.19 \times 0.79$ fc		27.73		1888.0 fc
$C_2 = 172.38 \times 0.77$ fc		27.00		3583.7 fc
$C_3 = 172.38 \times 0.69$ fc		24.00		2854.6 fc
$C_4 = 172.38 \times 0.57$ fc		20.00		1965.2 fc
$C_5 = 172.38 \times 0.40$ fc		14.00		965.3 fc
$C_6 = 172.38 \times 0.20$ fc		7.00		241.4 fc
				<hr/>
		$C_{Total} = 1564$ fc		31207.0 fc

$$d = \frac{31207.0 \text{ ft}}{1564.0 \text{ ft}} = 20 \text{ cms}$$

LA FUERZA DE COMPRESION RESULTANTE SE ENCUENTRA A UNA DISTANCIA DE 20 CMS. A PARTIR DEL EJE NEUTRO.

CALCULO DE LA TENSION RESULTANTE Y SU POSICION.

POR TRIANGULOS SEMEJANTES OBTENEMOS LOS ESFUERZOS EN EL ACERO DE TENSION.

(VER FIGURA DE LA PAGINA 151).

$$f_{s7} = \frac{1.5 f_s}{87.73} = 0.17 f_s$$

$$f_{s8} = \frac{10.0 f_s}{87.73} = 0.11 f_s$$

$$f_{s9} = \frac{20.0 f_s}{87.73} = 0.23 f_s$$

$$f_{s10} = \frac{30.0 f_s}{87.73} = 0.34 f_s$$

$$f_{s11} = \frac{40.0 f_s}{87.73} = 0.46 f_s$$

$$f_{s12} = \frac{50.0 f_s}{87.73} = 0.57 f_s$$

$$f_{s13} = \frac{58.5 f_s}{87.73} = 0.65 f_s$$

$$f_{s14} = \frac{67.0 f_s}{87.73} = 0.76 f_s$$

$$f_{s15} = \frac{74.0 f_s}{87.73} = 0.84 f_s$$

$$f_{s16} = \frac{80.0 f_s}{87.73} = 0.91 f_s$$

$$f_{s17} = \frac{84.0 f_s}{87.73} = 0.96 f_s$$

$$f_{s18} = \frac{87.0 f_s}{87.73} = 0.99 f_s$$

$$f_{s19} = \frac{87.73 f_s}{87.73} = f_s$$

$$T_i = n A_s \cdot f_{si} / n$$

FUERZA	X	BRAZO	=	MOMENTO
$T_7 = 10.14 \times 0.017 \text{ fs} = 0.17 \text{ fs}$		1.5		0.255 fs
$T_8 = 10.14 \times 0.11 \text{ fs} = 1.12 \text{ fs}$		10.0		11.2 fs
$T_9 = 10.14 \times 0.23 \text{ fs} = 2.33 \text{ fs}$		20.0		46.6 fs
$T_{10} = 10.14 \times 0.34 \text{ fs} = 3.45 \text{ fs}$		30.0		103.5 fs
$T_{11} = 10.14 \times 0.46 \text{ fs} = 4.66 \text{ fs}$		40.0		186.4 fs
$T_{12} = 10.14 \times 0.57 \text{ fs} = 5.78 \text{ fs}$		50.0		289.0 fs
$T_{13} = 10.14 \times 0.67 \text{ fs} = 6.79 \text{ fs}$		58.5		397.2 fs
$T_{14} = 10.14 \times 0.76 \text{ fs} = 7.71 \text{ fs}$		67.0		516.6 fs
$T_{15} = 10.14 \times 0.84 \text{ fs} = 8.52 \text{ fs}$		74.0		630.5 fs
$T_{16} = 10.14 \times 0.91 \text{ fs} = 9.23 \text{ fs}$		80.0		738.4 fs
$T_{17} = 10.14 \times 0.96 \text{ fs} = 9.73 \text{ fs}$		84.0		817.32 fs
$T_{18} = 10.14 \times 0.99 \text{ fs} = 10.04 \text{ fs}$		84.0		873.5 fs
$T_{19} = 5.07 \times 1.00 \text{ fs} = 5.07 \text{ fs}$		87.73		444.8 fs
				5055.2 fs
				74.6 fs

$$T_{\text{Total}} = 74.6 \text{ fs}$$

$$d = \frac{5055.2 \text{ fs}}{74.6 \text{ fs}} = 67.76 \text{ cms.}$$

LA FUERZA DE TENSION RESULTANTE SE ENCUENTRA A UNA DISTANCIA DE 67.76 CMS. A PARTIR DEL EJE NEUTRO.

ESFUERZOS NORMALES DE TRABAJO DEL CONCRETO.

EL BRAZO DE PALANCA TIENE UN VALOR DE:

$$d = 20 \text{ cms} + 67.76 \text{ cms} = 87.76 \text{ cms.}$$

POR EQUILIBRIO TENEMOS:

$$M_I = M_E = C \times d$$

$$1564.25 f_c \times 87.76 = 12084000$$

$$f_c = \frac{12084000}{1564.25 \times 87.76} = 88 \text{ kg/cm}^2 < 100 \text{ kg/cm}^2 \text{ bien}$$

ESFUERZOS NORMALES DE TRABAJO EN EL ACERO.

DE LA FIGURA DE LA PAGINA (151) Y POR TRIANGULOS SEMEJANTES:

$$\frac{f_c}{35} = \frac{f_s/n}{87.73}$$

despejando f_s/n

$$f_s/n = \frac{87.73 f_c}{35} = \frac{37.73 \times 88}{35} = 220.56$$

$$f_s = 220.56 n = 220.56 \times 9 = 1985 \text{ kg/cm}^2 < 2000 \text{ kg/cm}^2 \text{ bien}$$

REVISION DE COLUMNAS CUANDO LA EXCENTRICIDAD ES GRANDE.

$$\frac{P_{act.}}{P_{perm.}} \pm \frac{M_{act.}}{M_{perm.}} \leq 1$$

$$P_{perm.} = M_{perm.}$$

$$P_{perm.} = 0.8 (0.225 f'_c A_g + A_s f_s)$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_g = 13273 \text{ cm}^2 \quad A_s = 182.52 \text{ cm}^2$$

$$P_{perm.} = 0.8 (0.225 \times 250 \times 13273 + 182.52 \times 2000)$$

$$P_{perm.} = 889320 \text{ kg} = 889.32 \text{ Ton}$$

$$M_{perm.} = C \times d$$

$$C = 1564.25 f_c ; d = 87.76 \text{ cm}$$

$$M_{perm.} = 1564.25 \times 100 \times 87.76 = 13727858 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{perm.} = 137.28 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$P_{act} = 222.59 \text{ Ton}$$

$$M_{act} = 120.48 \text{ Ton} - \text{m}$$

SUSTITUYENDO LOS VALORES CORRESPONDIENTES:

$$\frac{222.59}{889.32} \pm \frac{120.48}{137.28} = 0.25 \pm 0.87 = 1.12 \approx 1$$

LA COLUMNA PROPUESTA TIENE LA CAPACIDAD PARA RESISTIR LOS ELEMENTOS MECANICOS ACTUANTE, TRABAJANDO LOS MATERIALES DENTRO DE LOS ESFUERZOS PERMISIBLES.

REVISION POR PANDEO.

LAS COLUMNAS SE REVISARAN POR PANDEO SEGUN LAS NORMAS ALEMANAS DIN –1045.

DEBE CUMPLIRSE;

$$\frac{P_{Ruptura}}{W \cdot P_{actuante}} \geq 3$$

$W \cdot P_{actuante}$.

$$P_{Ruptura} = A_c f'_c + A_s f_y$$

$$P_{Ruptura} = 13273 \text{ cm}^2 \times 250 \text{ kg/cm}^2 + 182.52 \text{ cm}^2 \times 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{Ruptura} = 4048330 \text{ kg}$$

Radio de giro mínimo

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{14019848 \text{ cm}^4}{13273 \text{ cm}^2}} = 32.50 \text{ cm}$$

$$i = 0.325 \text{ m.}$$

$$H_k = \text{Altura libre de pandeo} = 2.0 \text{ (conservadoramente)}$$

$$H_k = 2.0 \times 7.0 \text{ m} = 14.0 \text{ m}$$

$$\lambda = H_k / i = 14.0 / 0.325 = 43.08 < 140 \text{ por lo tanto } W = 1.00$$

$$P_{actuante} = 222590 \text{ kg}$$

$$\frac{4048330}{222590 \times 1.00} = 18.19 > 3.0$$

POR LO TANTO LA COLUMNA NO PRESENTA PROBLEMAS DE PANDEO.

DISEÑO DE LA COLUMNA – 2

LA COLUMNA – 2 SE DISEÑO DE IGUAL MANERA QUE LAS COLUMNAS: 1 Y 3. LOS ELEMENTOS MECANICOS UTILIZADOS PARA EL DISEÑO FUERON LOS DEL GRUPO I, SECCION SUPERIOR:

GRUPO I

$$P = 248.30 \text{ Ton}$$

$$M = 59.73 \text{ Ton – m}$$

$$e = 0.24 \text{ m}$$

EN LA FIGURA SIGUIENTE SE RESUME LA DISTRIBUCION DE LAS VARILLAS (8C) DE LA COLUMNA, ASI COMO EL DIAGRAMA DE ESFUERZOS NORMALES.

ESFUERZOS NORMALES DE TRABAJO DEL CONCRETO.

BRAZO DE PALANCA.

$$d = 17.64 + 70.43 = 88.07 \text{ cm}$$

POR EQUILIBRIO TENEMOS:

$$M_I = M_E = C \times d$$

$$1351.69 f_c \times 88.07 = 5973000$$

$$f_c = \frac{5973000}{1351.69 \times 88.07} = 50.2 \text{ kg/cm}^2 < 100 \text{ kg/cm}^2 \text{ bien}$$

ESFUERZOS NORMALES DE TRABAJO DEL ACERO.

DE LA FIGURA DE LA PAGINA (160) Y POR TRIANGULOS SEMEJANTES:

$$\frac{f_c}{31.5} = \frac{f_s/n}{91.23}$$

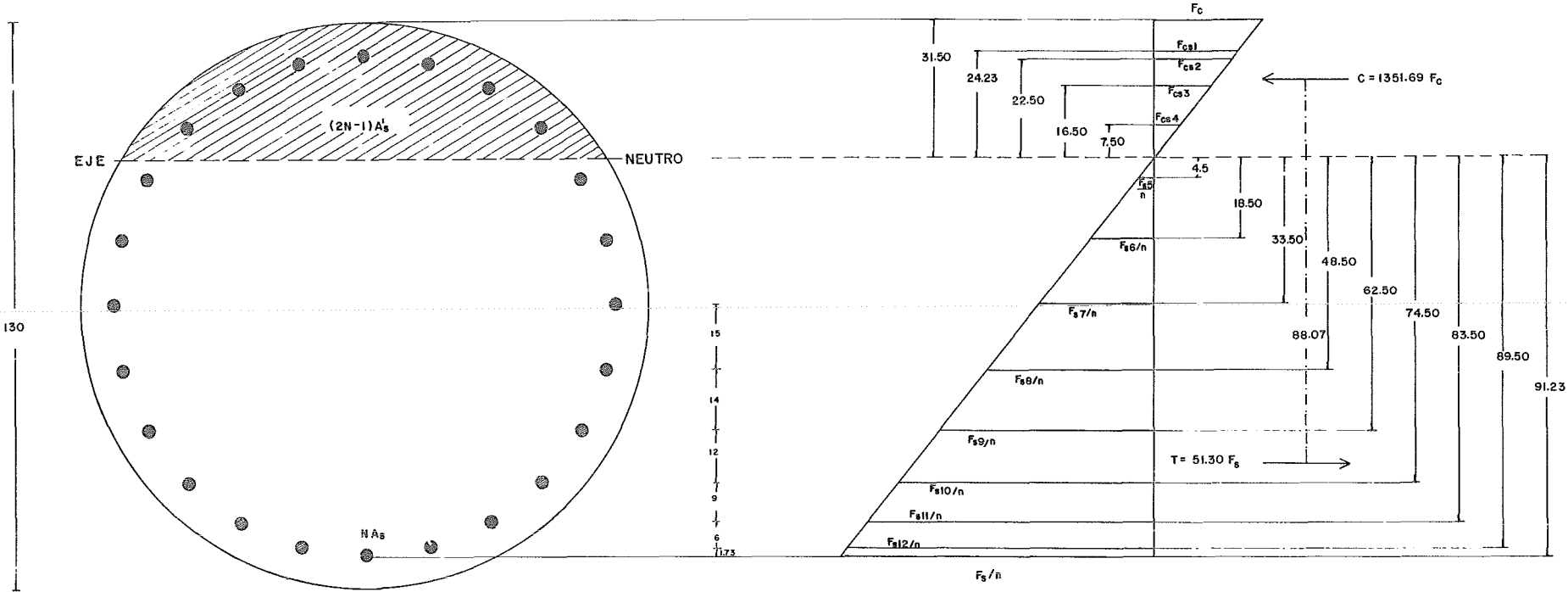
Despejando f_s/n

$$f_s/n = \frac{91.23 f_c}{31.50} = \frac{91.23 \times 50.20}{31.50} = 145.39$$

$$f_s = 145.39 n = 145.39 \times 9 = 1308 \text{ kg/cm}^2 < 2000 \text{ kg/cm}^2 \text{ bien}$$

COLUMNA CIRCULAR - 2

SECCION TRANSFORMADA



$A_s = 7$ varillas 8 C
 $A_s = 17$ varillas 8 C

DIAGRAMA DE ESFUERZOS NORMALES

(CMS)

REVISION DE COLUMNAS LA EXCENTRICIDAD ES GRANDE.

$$\frac{P_{act.}}{P_{perm.}} + \frac{M_{act.}}{M_{perm.}} \leq 1$$

$$P_{perm.} = 0.8 (0.225 f'_c A_g + A_s f_s)$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_g = 13273 \text{ cm}^2 \quad A_s = 121.58 \text{ cm}^2$$

$$P_{perm.} = 0.8 (0.225 \times 250 \times 13273 + 121.58 \times 2000)$$

$$P_{perm.} = 791.97 \text{ Ton}$$

$$M_{perm.} = C \times d$$

$$C = 1351.69 f_c ; d = 88.07 \text{ cm}$$

$$M_{perm.} = 1351.69 \times 100 \times 88.07 = 11904334 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{perm.} = 119.04 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$P_{act.} = 248.30 \text{ Ton}$$

$$M_{act.} = 59.73 \text{ Ton} - \text{m}$$

SUSTITUYENDO VALORES RESULTA:

$$\frac{248.30}{791.97} + \frac{59.73}{119.04} = 0.31 + 0.50 = 0.81 < 1$$

LA COLUMNA PROPUESTA ES LA CORRECTA.

III.5 DISEÑO DE LAS ZAPATAS I – 2 – 3

ZAPATAS EXTREMAS I Y 3

LAS ZAPATAS SERAN RECTANGUALRES O CUADRADAS DE PERALTE VARIABLE Y SE DISEÑARAN CON LOS ELEMENTOS MECANICOS, TRANSMITIDOS POR LAS COLUMNAS, QUE PRODUZCAN LOS MAYORES ESFUERZOS EN LAS ZONAS DE DESPLANTE, SIENDO ESTOS, LOS ELEMENTOS MECANICOS DE LA COMBINACION DE CARGA DEL GRUPO IV.

SECCION INFERIOR.

$$\begin{aligned}M_{CM} &= 9.71 \text{ Ton} - \text{m} \\M_{CVI} &= 23.43 \text{ Ton} - \text{m} \\M_{C+T} &= 83.54 \text{ Ton} - \text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_{CM} &= 207.67 \text{ Ton} \\P_{CVI} &= 65.60 \text{ Ton} \\P_{C+T} &= 4.97 \text{ Ton} \\P_{p.c} &= 22.30 \text{ Ton}\end{aligned}$$

$$M_{\text{Total}} = \frac{106.97}{1.25} = 85.58 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$P_{\text{Total}} = \frac{300.54}{1.25} = 240.43 \text{ Ton}$$

ESFUERZOS PERMISIBLES DE LOS MATERIALES.

$$\begin{aligned}\text{Concreto} \quad f'_c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \\f_c &= 0.4 f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Acero de refuerzo de L.E.} &\cong 4000 \text{ kg/cm}^2 \\f_s &= 2000 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

ESFUERZO CORTANTE ADMISIBLE.

v_c (Como medida de la tensión diagonal a una distancia d de la cara del apoyo).

Vigas sin refuerzo en el alma

$$v_c = 0.29 \sqrt{f'_c} = 0.29 \sqrt{250} = 4.59 \text{ kg/cm}^2$$

Losas y zapatas (cortante perimetral)

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c} = 0.53 \sqrt{250} = 8.38 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo admisible de adherencia.

$$\mathcal{A} = \frac{3.2 \sqrt{f'_c}}{D} \cong 35 \text{ kg/cm}^2$$

CONSTANTES DE DISEÑO.

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{nfc}} = \frac{1}{1 + \frac{2000}{9 \times 100}} = 0.30$$

$$J = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.30}{3} = 0.90$$

$$K = \frac{1}{2} f_c \quad kJ = 0.5 \times 100 \times 0.30 \times 0.90 = 13.5$$

$$n = 9$$

LAS ZAPATAS SE DESPLANTARAN A UNA PROFUNDIDAD DE 2.00 M, A ESTA PROFUNDIDAD LA CAPACIDAD DE CARGA, PROPORCIONADA POR LOS ESTUDIOS DE GEOTECNIA, ES DE 30 TON/M².

LAS DIMENSIONES DE LA ZAPATA SE PROPONEN, PARA DESPUES REVISAR ESFUERZOS EN EL DESPLANTE Y PROCEDER AL DISEÑO.

(VER FIGURA DE LA PAGINA – 165).

CARGAS VERTICALES.

$$P_{CM+CVI+C+T} = 240.43 \text{ Ton}$$

PESO DE LA ZAPATA.

$$V = \frac{h}{3} (A_s + A_i + \sqrt{A_s \cdot A_i}) \quad \text{Donde:}$$

V = Volumen de un prismoide.

A_i = Area inferior

A_s = Area superior

h = Altura

SUSTITUYENDO VALORES RESULTA:

$$A_i = 4.00 \times 4.00 = 16.00 \text{ m}^2$$

$$A_s = 1.30 \times 1.30 = 1.69 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{0.35}{3} (1.69 + 16.00 + \sqrt{1.69 \times 16.00}) = 2.67 \text{ m}^3$$

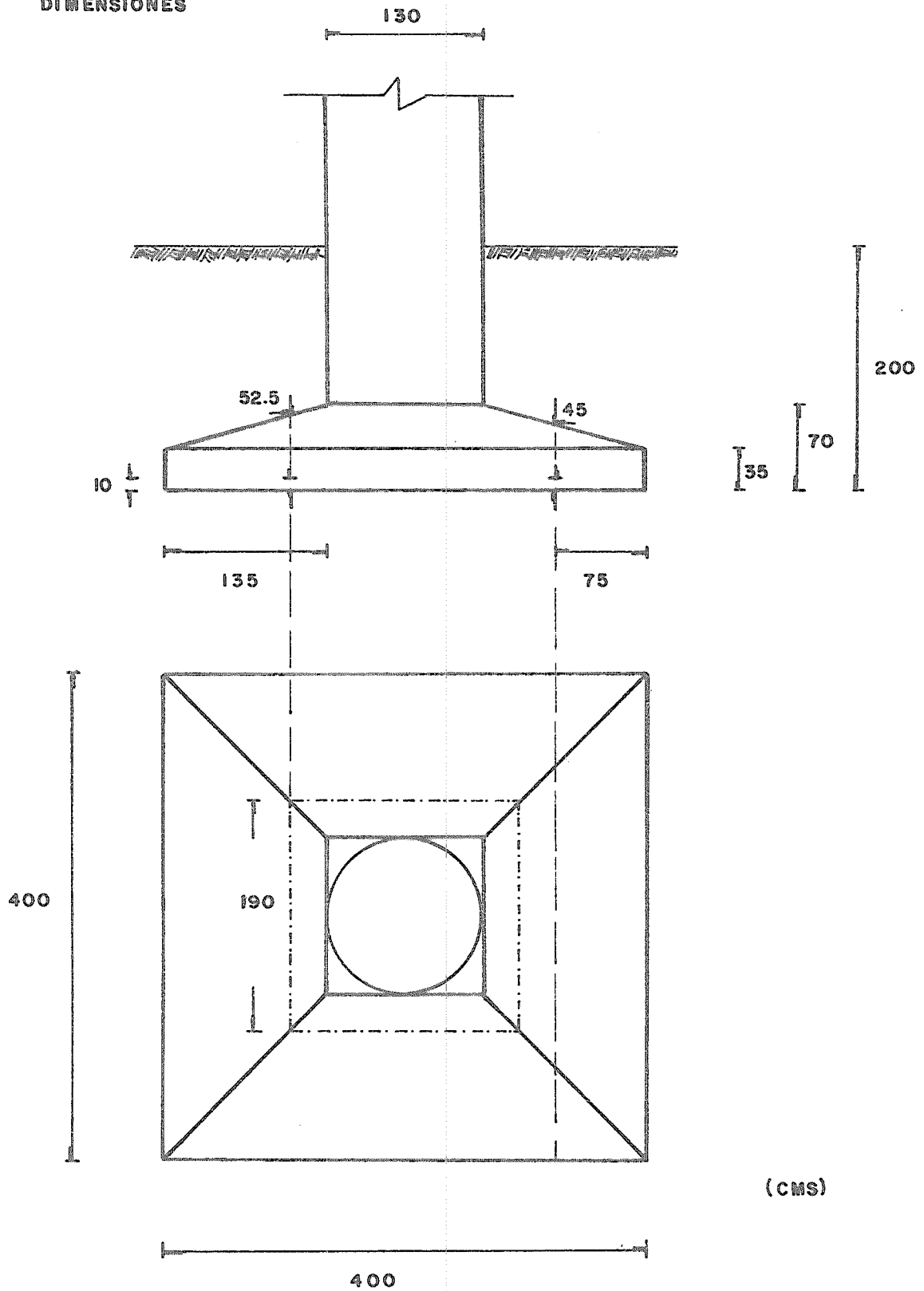
VOLUMEN TOTAL DE LA ZAPATA.

$$V_z = 16.0 \text{ m}^2 \times 0.35 \text{ m} + 2.67 \text{ m}^3 = 8.27 \text{ m}^3$$

$$P_z = 8.27 \text{ m}^3 \times 2.4 \text{ Ton/m}^3 = 19.85 \text{ Ton}$$

ZAPATA DE PERALTE VARIABLE

DIMENSIONES



Peso de la tierra (colchón = 1.48 m)

$$V_{\text{Tierra}} = \frac{(16.0 - 3.1416 \times (1.3)^2) \times 1.48}{4} = 21.72 \text{ m}^3$$

$$P_{\text{Tierra}} = 21.72 \text{ m}^3 \times 1.7 \text{ Ton/m}^3 = 36.92 \text{ Ton}$$

$$P_{\text{TOTAL}} = 240.43 \text{ Ton} + 19.85 \text{ Ton} + 36.92 \text{ Ton} = 297.20 \text{ Ton}$$

$$M_{\text{TOTAL}} = 85.58 \text{ Ton} - \text{m}$$

CALCULO DE ESFUERZOS EN LA ZONA DEL DESPLANTE.

LAS CARGAS QUE INTERVIENEN PARA CALCULAR ESTOS ESFUERZOS SON LAS SIGUIENTES:

$$P_{\text{CM}} + \text{CVI} + \text{C} + \text{T} + P_{\text{zapata}} + P_{\text{tierra}}$$

$$M_{\text{CM}} + \text{CVI} + \text{C} + \text{T}$$

APLICANDO LA FORMULA PARA ESFUERZOS COMBINADOS "FORMULA DE LA ESCUADRIA", TENEMOS:

$$q = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{I} y$$

De donde:

$$A = 4.0 \times 4.0 = 16 \text{ m}^2$$

$$I = bh^3/12 = 4 \times 4^3/12 = 21.33 \text{ m}^4$$

$$y = 2.0 \text{ m}$$

Sustituyendo valores:

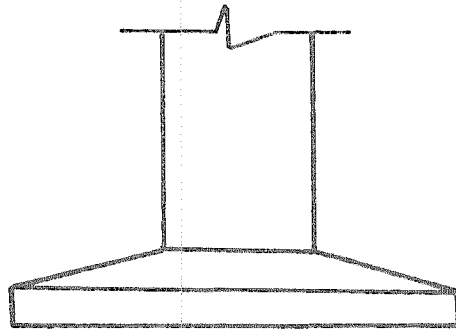
$$q = \frac{297.20}{16.0} \pm \frac{85.58 \times 2}{21.33} = 18.58 \pm 8.02$$

$$q_{\text{máx}} = 18.58 + 8.02 = 26.60 \text{ Ton/m}^2 < 30 \text{ Ton/m}^2$$

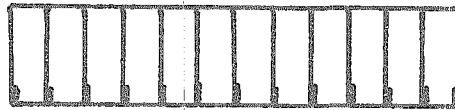
$$q_{\text{mín}} = 18.58 - 8.02 = 10.56 \text{ Ton/m}^2 < 30 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{bien}$$

LOS ESFUERZOS PRODUCIDOS POR LAS DESCARGAS, NO EXCEDEN LA CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO, PRESENTANDOSE UNICAMENTE ESFUERZOS DE COMPRESION. POR LO TANTO LA AREA DE DESPLANTE DE LA ZAPATA ES LA ADECUADA.

ESFUERZOS EN EL DESPLANTE



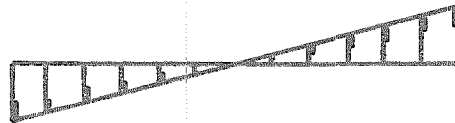
18.58 Ton/m²



18.58 Ton/m²

P/A

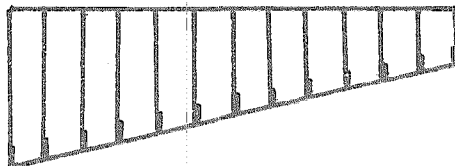
8.02 Ton/m²



- 8.02 Ton/m²

$\pm \frac{M_y}{I}$

26.60 Ton/m²



10.56 Ton/m²

LA ZAPATA SE DISEÑARA CON LOS ESFUERZOS NETOS; ES DECIR, LOS CAUSADOS POR LAS DESCARGAS DE LA COLUMNA, SIN INCLUIR EL PESO DE LA ZAPATA Y EL PESO DE LA TIERRA; DEBIDO A QUE LAS DESCARGAS DE LA COLUMNA SON LAS QUE PRODUCEN LOS ESFUERZOS DE FLEXION, CORTE Y ADHERENCIA EN LA ZAPATA.

$$q = \frac{P}{A} = \frac{P_{zapata} + P_{tierra}}{A} = \frac{19.85 + 36.79}{16.0} = 3.54 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{n. \text{ máx}} = 26.60 - 3.54 = 23.06 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{n. \text{ mín}} = 10.56 - 3.54 = 7.02 \text{ Ton/m}^2$$

PARA CALCULAR EL PERALTE ADECUADO Y LA AREA DE ACERO NECESARIA, ES PRECISO, PRIMERO, EVALUAR EL VALOR DEL ESFUERZO NETO (q_{nx}) EN EL EMPOTRAMIENTO DEL CANTILIVER CON LA COLUMNA.

$$\frac{q_{nx} - q'_n}{L - c} = \frac{q_n - q'_n}{L} \quad \text{De donde:}$$

$$q_{nx} = q'_n + \frac{q_n - q'_n}{L} (L - c)$$

SUSTITUYENDO VALORES TENEMOS:

$$q_{nx} = 7.02 + \frac{23.06 - 7.02}{4.00} (4.00 - 1.35) = 17.65 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{n. \text{ medio}} = \frac{23.06 + 17.65}{2} = 20.36 \text{ Ton/m}^2$$

MOMENTO FLEXIONANTE EN EL EMPOTRAMIENTO.

$$M = \frac{w l^2}{2} = \frac{20.36 \times (1.35)^2}{2} = 18.55 \text{ Ton} - \text{m}$$

CALCULO DEL PERALTE REQUERIDO.

$$d_{\text{mín}} = \sqrt{\frac{M \text{ máx}}{K b}} = \sqrt{\frac{1855000}{13.5 \times 100}} = 37 \text{ cm} < 60 \text{ cm.}$$

EL PERALTE QUE SE NECESITA PARA ABSORVER EL ESFUERZO CORTANTE ES MAYOR AL REQUERIDO POR ESFUERZOS DE FLEXIÓN, POR LO CUAL LA ZAPATA SE DEJARA APARAL-TADA.

CALCULO DEL ACERO PARALELO A LA DIRECCION DEL TRANSITO.

AREA DE ACERO NECESARIA.

$$A_s = \frac{M \text{ máx}}{f_s J d} = \frac{1855000}{2000 \times 0.9 \times 60} = 17.18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{empleando varillas de } \phi 5C (5/8) a_s = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Separación} = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{100 \times 1.98}{17.18} = 11 \text{ cm.}$$

CALCULO DEL ACERO PERPENDICULAR A LA DIRECCION DEL TRANSITO.

$$q_{n. \text{ medio}} = \frac{23.06 + 7.02}{2} = 15.04 \text{ Ton}/\text{m}^2$$

$$M = w l^2/2 = \frac{15.04 \times (1.35)^2}{2} = 13.71 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$A_s = M/f_s J d = \frac{1371000}{2000 \times 0.9 \times 60} = 12.69 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{sep.} = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{100 \times 1.98}{12.69} = 16 \text{ cm}$$

REVISION DE ESFUERZOS CORTANTES.

(VER FIGURA PAGINA – 165).

ESFUERZO CORTANTE COMO VIGA ANCHA.

$$v = V / b d$$

$$V = 20.36 \text{ Ton/m}^2 \times 4.0 \text{ m} \times 0.75 \text{ m} = 61.08 \text{ Ton}$$

$$b = 4.00 \text{ m}$$

$$d = 0.45 \text{ m}$$

SUSTITUYENDO:

$$v = 61080 / (400 \times 45) = 3.39 \text{ kg/cm}^2 < 4.59 \text{ kg/cm}^2 \text{ bien.}$$

ESFUERZO CORTANTE COMO LOSA (PERIMETRAL).

$$v = V / b_o d$$

$$\text{Area} = 16 \text{ m}^2 - (1.9)^2 \text{ m}^2 = 12.39 \text{ m}^2$$

$$V = 12.39 \text{ m}^2 \times 20.36 \text{ Ton/m}^2 = 252.260 \text{ Ton}$$

$$b_o = 1.9 \text{ m} \times 4 = 7.60 \text{ m}$$

$$d = 52.5 \text{ cm}$$

SUSTITUYENDO VALORES RESULTA:

$$v = 252260 / (760 \times 52.5) = 6.32 \text{ kg/cm}^2 < 8.38 \text{ kg/cm}^2 \text{ bien.}$$

REVISION POR ESFUERZOS DE ADHERENCIA.

$$A = V / \leq o J d$$

$$V = 20.36 \text{ Ton/m}^2 \times 1.35 \text{ m} \times 4.0 \text{ m} = 109.944 \text{ Ton}$$

El perímetro de una varilla $\emptyset 5C = 5 \text{ cm}$ y $\emptyset = 1.59 \text{ cm}$

SUSTITUYENDO LOS VALORES ANTERIORES TENEMOS:

$$A = \frac{109944}{35 \times 5 \times 0.9 \times 60} = 11.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$A \text{ perm.} = \frac{3.2 \sqrt{250}}{1.59} = 31.82 \text{ kg/cm}^2$$

$$A \text{ real} < A \text{ perm.} \quad \text{bien.}$$

DISEÑO DE LA ZAPATA – 2.

EL PROCEDIMIENTO SEGUIDO PARA EL DISEÑO DE LA ZAPATA – 2 FUE IGUAL AL QUE SE UTILIZO PARA DISEÑAR LAS ZAPATAS EXTREMAS I – 3.

LAS DIMENSIONES DE LA ZAPATA – 2, SON SEMEJANTES A LAS DIMENSIONES DE LAS ZAPATAS EXTREMAS I – 3.

LOS ELEMENTOS MECANICOS QUE RIGEN EL DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA – 2, SON LOS DEL GRUPO I, SECCION INFERIOR:

(VER PAGINA – 146).

$$P_{CM+ CVI + C} = 270.60 \text{ Ton}$$

$$M_{CM+ CVI} = 34.98 \text{ Ton – m}$$

ESFUERZOS EN LA ZONA DE DESPLANTE.

$$\frac{P}{A} \pm \frac{M y}{I}$$

$$\text{Peso de la tierra y zapata} = 56.77 \text{ Ton}$$

SUSTITUYENDO VALORES RESULTA:

$$\frac{270.60 + 56.77}{16} \pm \frac{34.98 \times 2}{21.33} = 20.46 \pm 3.28$$

$$q_{\text{máx}} = 20.46 + 3.28 = 23.74 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < 30 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{\text{mín}} = 20.46 - 3.28 = 17.18 \text{ Ton/m}^2 < 30 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{bien.}$$

ESFUERZOS NETOS DE DISEÑO.

$$q_{n. \text{ máx}} = 23.74 - 3.54 = 20.2 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{n. \text{ mín}} = 17.18 - 3.54 = 13.64 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{n. \text{ medio}} = 19.10 \text{ Ton/m}^2$$

MOMENTO EN EL EMPOTRAMIENTO.

$$M = \frac{w l^2}{2} = \frac{19.10 \times (1.35)^2}{2} = 17.40 \text{ Ton – m}$$

CALCULO DEL PERALTE REQUERIDO.

$$d_{\min} = \sqrt{\frac{M_{\max}}{K b}} = \sqrt{\frac{1740000}{13.5 \times 100}} = 36 \text{ cm} < 60 \text{ cm}$$

AREA DE ACERO NECESARIA.

$$A_s = \frac{M_{\max}}{f_s J d} = \frac{1740000}{2000 \times 0.9 \times 60} = 16.10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Separación} = \frac{100 \times 1.98}{16.10} = 12 \text{ cm}$$

POR SER LA SEPARACION DE VARILLAS, SEMEJANTES A LA SEPARACION DE LAS ZAPATAS EXTREMAS I – 3, LA ZAPATA – 2 TENDRA EL MISMO ARMADO QUE ESTAS.

III.6 DISEÑO DE LAS LOSAS DE ACCESO.

LAS LOSAS DE ACCESO ESTARAN CONSTITUIDAS POR UN TRAMO DE LOSA LIBREMENTE APOYADA, DE 4.00 M. DE LONGITUD, CON REFUERZO PRINCIPAL PARALELO A LA DIRECCION DEL TRANSITO.

EL DISEÑO DE LAS LOSAS SERA POR METRO DE ANCHO.

ESFUERZOS PERMISIBLES DE LOS MATERIALES.

$$\begin{aligned}\text{Concreto:} \quad f'_c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \\ f_c &= 0.4 f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{acero de refuerzo de LE} &\geq 4000 \text{ kg/cm}^2 \\ f_s &= 2000 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

CONSTANTES DE CALCULO:

$$k = \frac{I}{I + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{I}{I + \frac{2000}{9 \times 100}} = 0.30$$

$$J = 1 - \frac{K}{3} = 1 - \frac{0.30}{3} = 0.90$$

$$K = \frac{I f_c}{2} k J = 0.5 \times 100 \times 0.30 \times 0.90 = 13.50$$

$$n = 9$$

MOMENTO POR CARGA MUERTA.

Ancho total = 4.00 m

Claro = 3.80 m

CARGA MUERTA (TON/M).

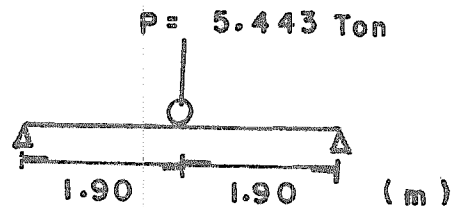
Losa = $0.25 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} \times 2.40 \text{ Ton/m}^3 = 0.60 \text{ Ton/m}$

Asfalto = $0.10 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} \times 2.20 \text{ Ton/m}^3 = 0.22 \text{ Ton/m}$

w = 0.82 Ton/m

$$M_{CM} = \frac{w L^2}{8} = \frac{0.82 \times (3.80)^2}{8} = 1.48 \text{ Ton} - \text{m}$$

MOMENTO POR CARGA VIVA MAS IMPACTO.



$$M_{CVI} = \frac{P L I}{4 E}$$

DONDE:

P = Carga sobre una rueda trasera de camión.
5.443 Ton. para carga tipo HS - 15

L = Longitud del claro

I = Coeficiente de impacto.

E = Ancho de la losa en metros, sobre el que se distribuye una carga de rueda.

E = $0.06 S + 1.22 < 2.13 \text{ m}$

COEFICIENTE DE IMPACTO.

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10} = \frac{15.24}{3.80 + 38.10} = 0.36 > 0.30$$

POR LO TANTO $I = 30$ o/o

DISTRIBUCION DE LAS CARGAS POR RUEDA.

$$E = 0.060 \times 3.80 + 1.22 = 1.45 \text{ m}$$

MOMENTO POR CARGA VIVA MAS IMPACTO:

$$M_{CVI} = \frac{5.443 \times 3.80 \times 1.30}{4 \times 1.45} = 4.64 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{Total} = M_{CM} + M_{CVI}$$

$$M_{Total} = 1.48 + 4.64 = 6.12 \text{ Ton} - \text{m}$$

CALCULO APROXIMADO DEL PERALTE REQUERIDO.

$$d = \sqrt{\frac{M_{\text{máx}}}{K b}} = \sqrt{\frac{612000}{13.5 \times 100}} = 21.29 \text{ cm}$$

CALCULO APROXIMADO DEL AREA DE ACERO.

$$A_s = \frac{M_{\text{máx}}}{f_s J d} = \frac{612000}{2000 \times 0.9 \times 21} = 16.2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usando varillas del Núm. 6 ($a_s = 2.85 \text{ cm}^2$) tenemos:

$$\text{Separación} = \frac{100 \times a_s}{A_s}$$

$$\text{Sep.} = \frac{100 \times 2.85}{16.20} = 17 \text{ cms.}$$

REVISION DE LOS ESFUERZOS NORMALES DE TRABAJO.

FORMULAS DE REVISION.

$$k = \sqrt{2np + (np)^2} - np$$

$$np = \frac{n A_s}{b d} = \frac{9 \times 16.2}{100 \times 21} = 0.0694$$

$$2np = 2 \times 0.0694 = 0.139$$

$$(np)^2 = (0.0694)^2 = 0.0048$$

SUSTITUYENDO LOS VALORES ANTERIORES EN LA ECUACION INICIAL RESULTA:

$$k = \sqrt{0.139 + 0.0048} - 0.0694 = 0.31$$

$$J = \frac{1 - 0.31}{3} = 0.897$$

ESFUERZOS DE TRABAJO EN EL CONCRETO.

$$f_c = \frac{2 M}{k J b d^2}$$

$$f_c = \frac{2 \times 612000}{0.31 \times 0.897 \times 100 \times 21^2} = 100 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{bien.}$$

ESFUERZOS DE TRABAJO EN EL ACERO.

$$f_s = \frac{M}{A_s J d}$$

$$f_s = \frac{612000}{16.2 \times 0.897 \times 21} = 2005 \approx 2000 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{bien.}$$

APOYOS PARA LAS LOSAS DE ACCESO.

LAS UNIDADES ACTUALIZADAS PARA APOYOS DE LAS ESTRUCTURAS EMPLEADAS POR EL DEPARTAMENTO DE PUENTES, CONSISTEN EN APOYOS INTEGRALES, RECTANGULARES O CUADRADOS, FORMADOS POR PLACAS DE NEOPRENO PURO DE DUREZA SHORE 60 Y PLACAS INTERPUESTAS DE ACERO, DE 1.3 CM. Y 0.3 CM. DE ESPESOR RESPECTIVAMENTE.

EL CONJUNTO ES VULCANIZADO EN PLANTA BAJO ESTRICTO CONTROL DE CALIDAD.

LOS APOYOS PARA LAS LOSAS DE ACCESO DEL PUENTE CARRETERO "LAS MALVAS", SERAN DEL TIPO ANTERIORMENTE ENUNCIADO; ES DECIR, APOYOS INTEGRALES RECTANGULARES CON LAS SIGUIENTES DIMENSIONES: 10 CM X 25 CM X 2.5 CM. COLOCADOS A CADA METRO, ESTE ARREGLO TIENE COMO FIN, LOGRAR UNA DISTRIBUCION UNIFORME DE LAS CARGAS TRANSMITIDAS POR LA LOSA DE ACCESO Y LA CARGA VIVA MAS IMPACTO EN LA MENSULA.

CONCLUSIONES

EXISTEN UNA INFINIDAD DE TIPOS DE PUENTES, CLASIFICÁNDOSELES DE ACUERDO AL MATERIAL EMPLEADO EN SU CONSTRUCCION Y A LA FORMA DE ESTRUCTURARLOS.

DE ACUERDO AL MATERIAL UTILIZADO EN SU CONSTRUCCION, LOS PUENTES PUEDEN SER DE CONCRETO REFORZADO, CONCRETO PRESFORZADO, CONCRETO POSTENSADO Y ACERO.

CONFORME AL TIPO DE ESTRUCTURACION SE LES PUEDE AGRUPAR EN ISOSTATICOS: PUENTES CONSTITUIDOS POR TRAMOS SIMPLEMENTE APOYADOS, VIGAS GERBER, ETC.

HIPERESTATICOS: PUENTES CONSTITUIDOS POR VIGAS CONTINUAS, MARCOS RIGIDOS, DOBLES VOLADIZOS, ETC.

EL PUENTE CARRETERO "LAS MALVAS", COMO SE MENCIONO ANTERIORMENTE, ES DE CONCRETO REFORZADO Y ESTA CONSTITUIDO POR UNA ESTRUCTURA HIPERESTATICA (MARCO RIGIDO).

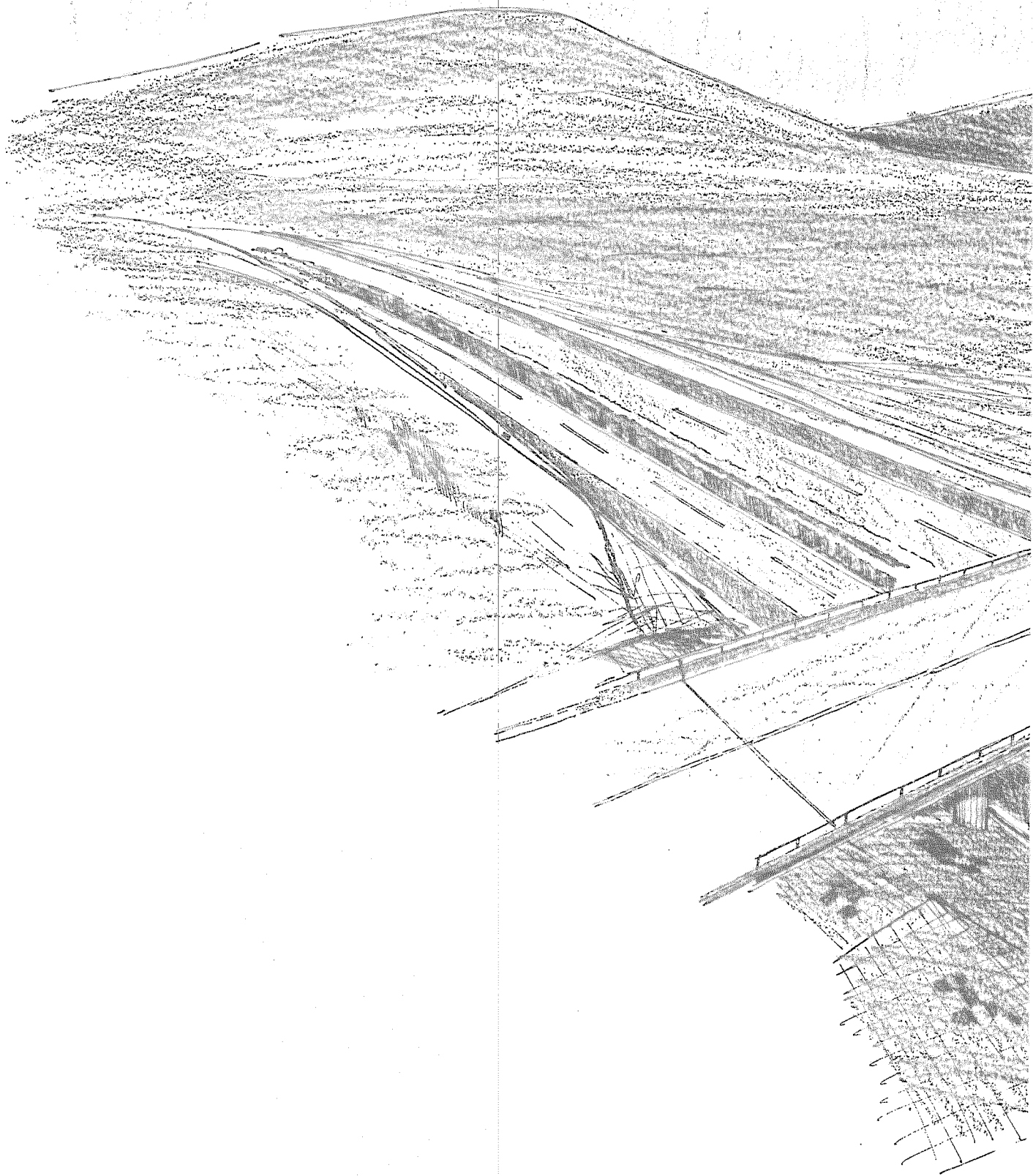
COMO RESULTADO EN LA ELABORACION DE ESTE TRABAJO SE TIENEN LAS SIGUIENTES CONCLUSIONES:

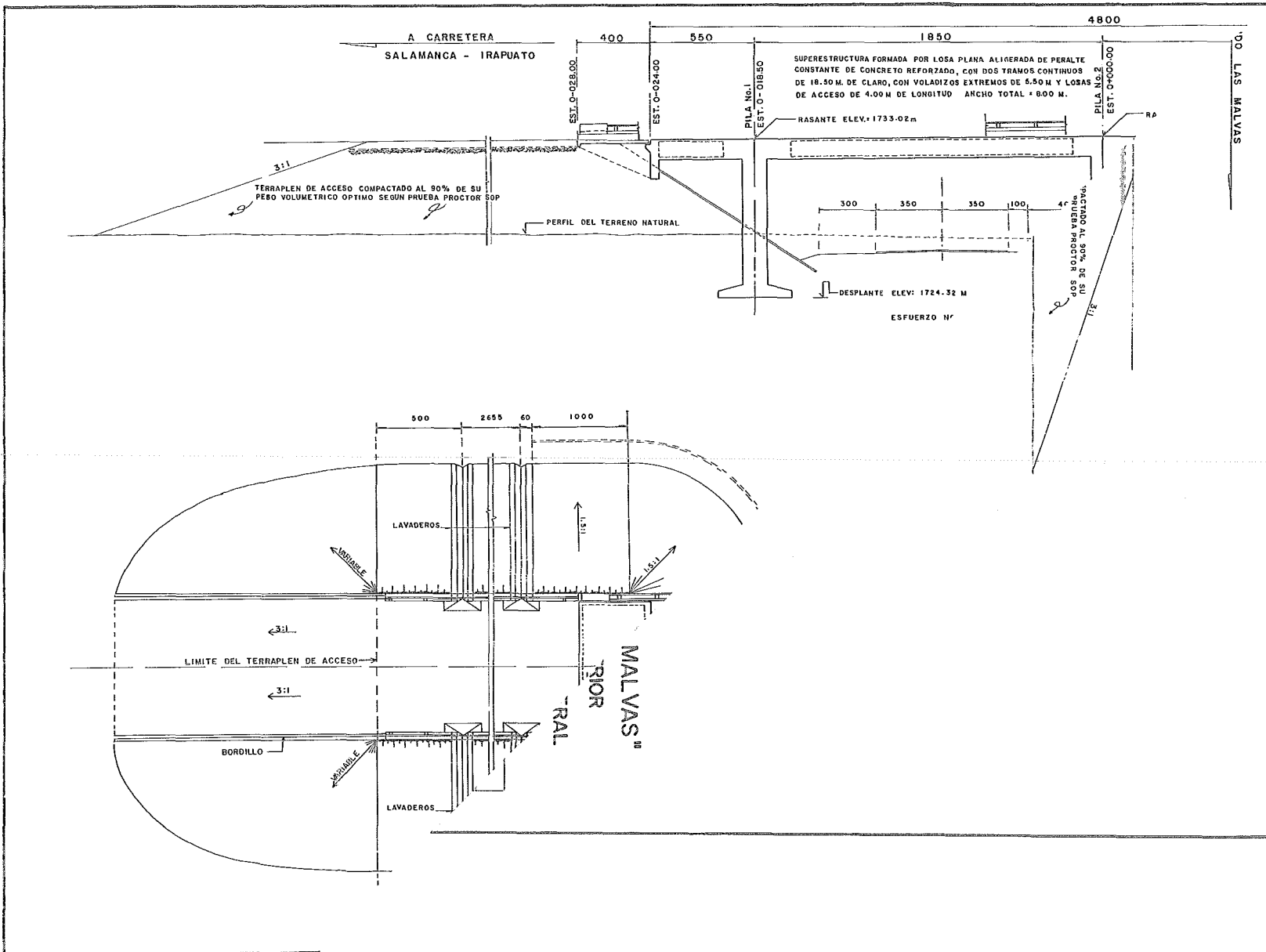
- LOS ESTUDIOS PRELIMINARES O DE CAMPO SON DETERMINANTES PARA UNA OPTIMA ELECCION DEL TIPO DE PUENTE.
- EL EMPLEO DE HERRAMIENTAS DE ANALISIS ESTRUCTURAL TAN IMPORTANTE COMO SON LAS LINEAS DE INFLUENCIA EN PUENTES, DONDE LAS CARGAS VIVAS SON MOVILES, ES SUMAMENTE CONFIABLE PORQUE PERMITE OBTENER RESULTADOS EXACTOS DE LOS EFECTOS QUE SE PRESENTAN EN ESTOS.
- LOS MATERIALES COMO SON EL CONCRETO Y EL ACERO, JUNTO CON LOS SOFISTICADOS PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS, HAN PERMITIDO PROYECTAR PUENTES ESTRUCTURALMENTE HIPERESTATICOS, CON MAYORES CLAROS LIBRES, Y MAYOR NUMERO DE CARRILES, HACIENDO RESALTAR LAS VENTAJAS DE LOS PUENTES CONSTITUIDOS POR ESTRUCTURAS HIPERESTATICAS EN COMPARACION CON LOS PUENTES CONSTITUIDOS POR ESTRUCTURAS ISOSTATICAS.

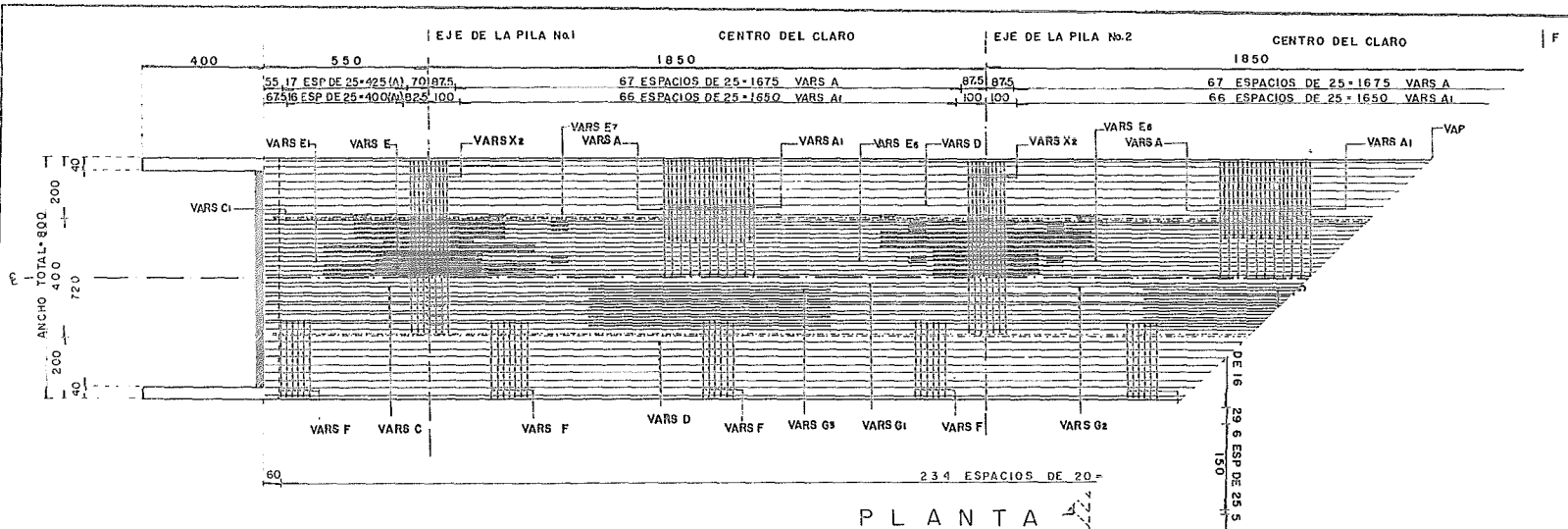
- EL ANALISIS ESTRUCTURAL Y DISEÑO OPTIMO DE ESTE TIPO DE ESTRUCTURAS (PUENTES) RADICA EN BUENA MEDIDA, EN LA EXPERIENCIA DEL PROYECTISTA.

- ES IMPORTANTE TAMBIEN CONCLUIR, QUE EN LA ELABORACION DE LOS PLANOS ESTRUCTURALES, NO UNICAMENTE PARA ESTE TIPO DE ESTRUCTURAS, COMO SON LOS PUENTES, SINO, ADEMAS PARA ESTRUCTURAS MAS COMPLEJAS, SE REQUIERE DE UN BUEN DETALLADO PARA SU MEJOR COMPRESION EN CAMPO; ES DECIR, SE DEBE EMPLEAR UNA EXCELENTE INGENIERIA DE DETALLE, INGENIERIA QUE UNICAMENTE SE APRENDE EN LA PRACTICA PROFESIONAL.

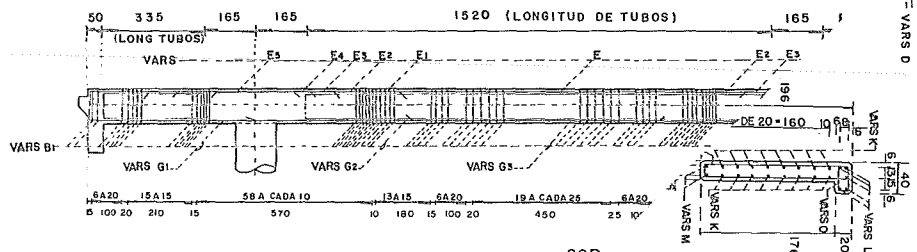
A N E X O S



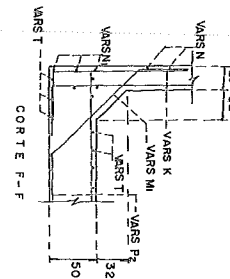




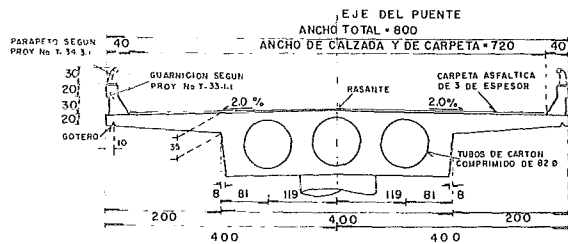
PLANTA



COP



CORTE F-F

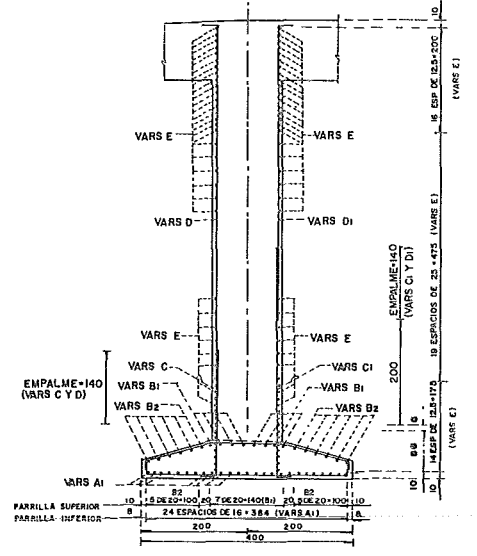
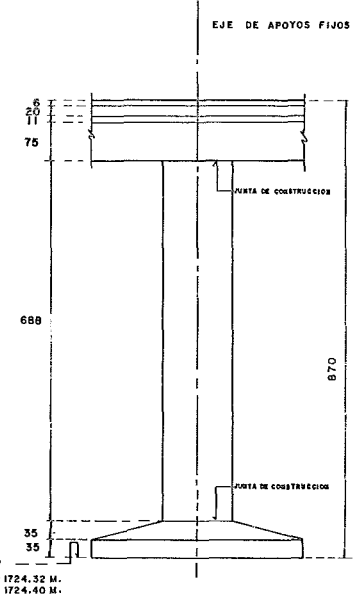
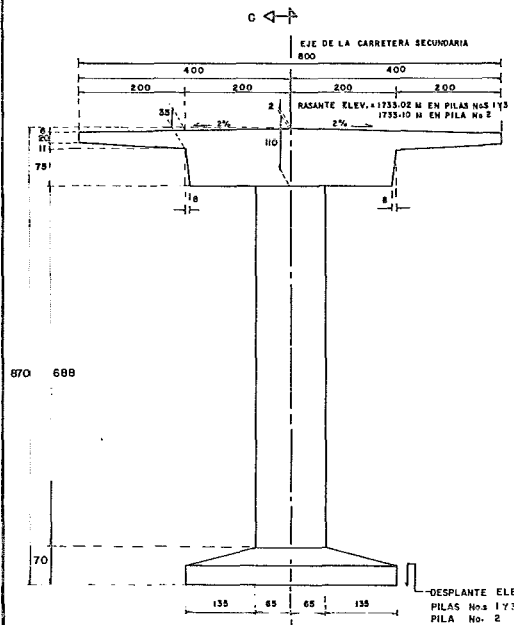


SECCION TRANSVERSAL

DIAPHRAGM

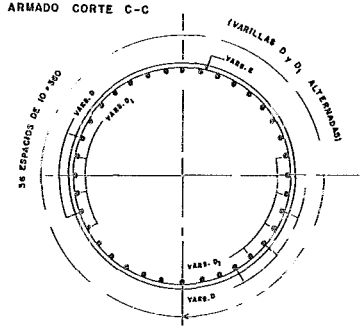
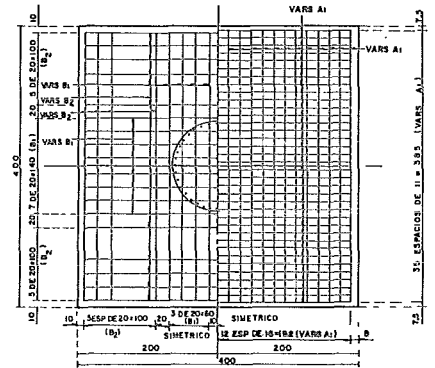
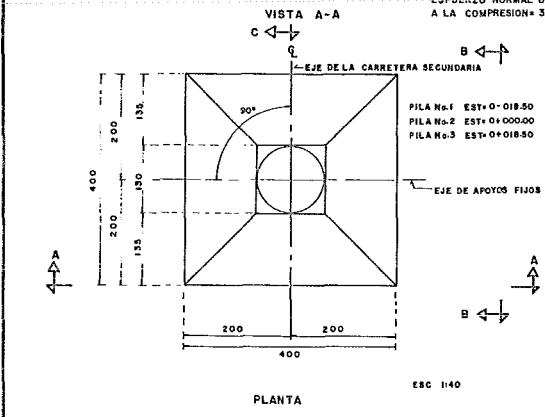
	V1	DC	G1	424	b1	I10	34	120	440
VARS	V2	5C	57	294			94	43	261
	X1	BC	30	450			360	45	536
	X2	BC	30	660			770	45	1025
	X3	5C	21	418			360	29	138

TESIS PROFESIONAL	LICENCIATURA INGENERIA CIVIL
U. N. A. M. E. N. E. P. ACATLAN	
MAURICIO A. AGUILERA REVELES	
SUPERESTRUCTURA	
PLANO ESTRUCTURAL	



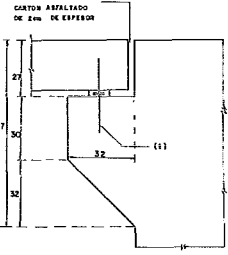
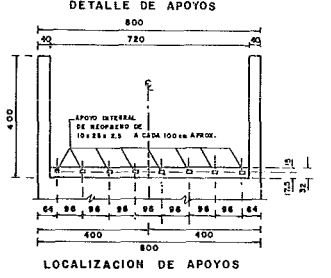
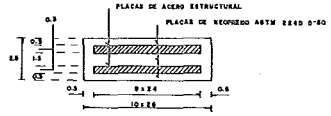
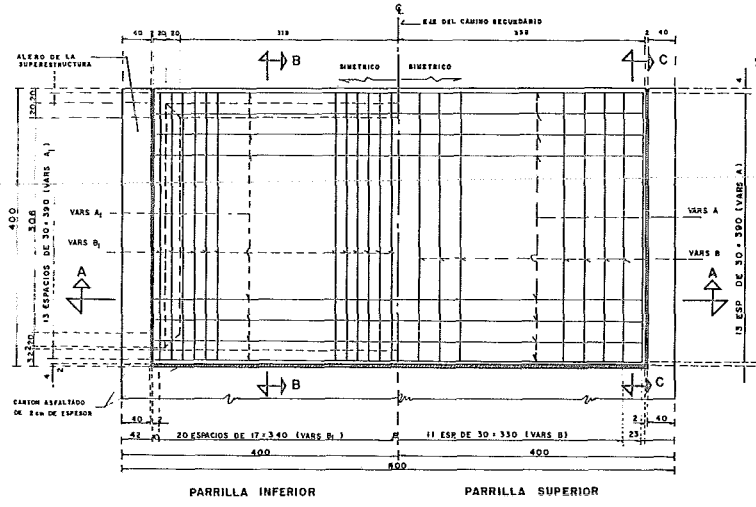
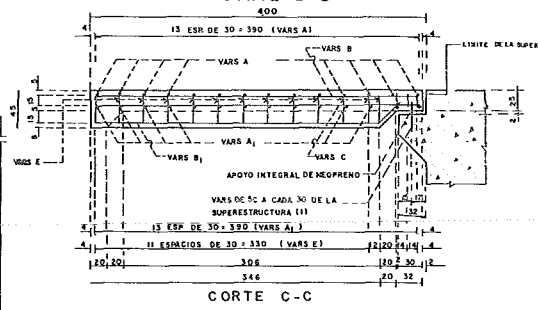
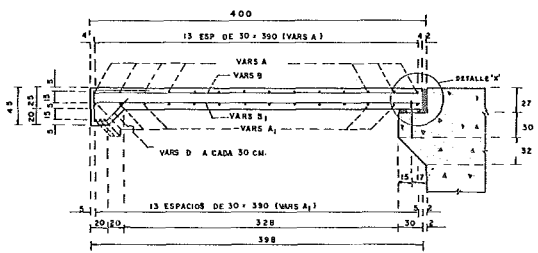
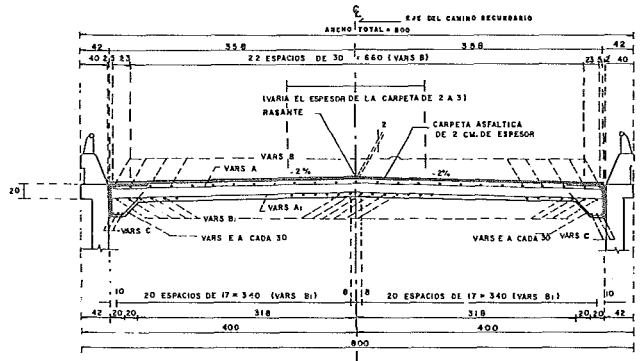
MATERIALES						
LISTA DE VARILLAS						
LOC	VARS	DIAM	NUM	LONG TOTAL	CROQUIS	a b
ZAPATA	A1	5C	183	458		390 25
	B1	4C	48	430		130 130
	B2	4C	48	430		130 130
COLUMNA	C	8C	48	279		221 40
	C1	8C	48	479		421 40
	D	8C	48	798		740 40
	D1	8C	48	598		540 40
	E	4C	150	444		122 60

NOTA 1 VER DETALLES DEL REFUERZO Y MATERIALES EN PLANO DE SUPERESTRUCTURA.



COLUMNA 1 Y 3 = 36 VARS A CADA 10 CM
COLUMNA 2 = 24 VARS A CADA 15 CM

TESIS PROFESIONAL	LICENCIATURA INGENIERIA CIVIL
U. N. A. M. E. N. E. P. A. C. A. T. A. L. A. N.	
AGUILERA REVELLES MAURICIO A.	
COLUMNAS Y ZAPATAS	
PLANO ESTRUCTURAL	



LISTA DE VARILLAS							
VARS	DIAM.	NUM	LONG TOBL	CRQUIS	A	B	PESO KG
A	4C	14	708		708	—	99
A1	5C	17	708		708	—	188
B	4C	25	392		392	—	98
B1	6C	42	392		392	—	368
C	5C	6	398		343	27	37
D	5C	25	109		—	—	43
E	5C	26	109		—	—	44

NOTA: VER DETALLES DEL REFUERZO Y MATERIALES EN PLANO DE SUPERESTRUCTURA.

TESIS PROFESIONAL U. N. A. M. E. N. E. P. A. C. A. T. I. A. N.	LICENCIATURA INGENIERIA CIVIL
	AGUILERA REVELLES MAURICIO A.
LOSA DE ACCESO PLANO ESTRUCTURAL	

BIBLIOGRAFIA

- 1.- ESPECIFICACIONES DE LA AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO).
- 2.- PROYECTOS TIPO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO
PARTE 1 DE LA SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS.
- 3.- APUNTES DE PUENTES
VICENTE GUERRERO Y GAMA.
- 4.- SEMINARIO DE TITULACION "PUENTES" 1976-1980
IPN ESIA
- 5.- ANALISIS DE ESTRUCTURAS INDETERMINADAS
J. STERLING KINNEY
EDITORIAL CECSA
- 6.- ANALISIS ESTRUCTURAL
JUAN J. TUMA
LIBROS McGRAW- HILL
- 7.- MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES.
CARLOS CRESPO VILLALAZ
EDITORIAL LIMUSA
- 8.- EL CONCRETO ARMADO EN LAS ESTRUCTURAS.
TEORIA ELASTICA.
VICENTE PEREZ ALAMA
EDITORIAL TRILLAS.
- 9.- DISEÑO SIMPLIFICADO DE CONCRETO REFORZADO
HARRY PARKER.
EDITORIAL LIMUSA.
- 10.- DISEÑO PLASTICO CONCRETO
TEORIA ELASTICA
ING. MARCO AURELIO TORRES H.
EDITORIAL PATRIA, S.A.