

**UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA** / 13INCORPORADA A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO *2ej***ESCUELA DE INGENIERIA****TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN****"Estructura Compuesta Acero-Concreto  
en un Puente Continuo"****TESIS PROFESIONAL**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

PRESENTA :

MIGUEL PEREZ MARTINEZ

GUADALAJARA, JAL., 1986



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **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 está 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.

## INDICE

CAPITULO	PAG.
I.- INTRODUCCION	1
II.- ASPECTOS GENERALES DEL PUENTE	4
III.-ANALISIS Y DISEÑO	5
IV.- PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION	61
V.- CONCLUSIONES	97
BIBLIOGRAFIA	89

## CAPITULO I

### INTRODUCCION

Un sistema constructivo comunmente utilizado tanto en la creación de edificios como en puentes, es el formado por una losa de concreto y vigas de acero.

La construcción compuesta acero-concreto, es un sistema en el cual se aprovechan las características de la losa, de tal manera, que junto con la viga soportan las cargas.

Para que la viga y la losa trabajen conjuntamente, es necesario que se incluyan conectores de cortante, de tal forma que mediante éstos, los dos materiales queden unidos rigidamente.

Este sistema constructivo data de principios de siglo; cuando los primeros investigadores señalaron la necesidad de colocar conectores mecánicos o conectores de cortante entre la losa y la viga, con el fin de que ambas trabajaran en conjunto y soportaran las cargas.

En un inicio, este sistema tuvo gran aceptación entre los constructores; sin embargo, dado que los primeros conectores de cortante fueron constituidos por varillas de acero en espiral, el soldar por puntos las espirales eran trabajos complicados que tenían que efectuarse en obra; además, de el largo proceso de tanteos que era necesario realizar para el diseño de la sección compuesta, eran los principales factores que influyeron para que este sistema de

construcción compuesta no se utilizara, y viniera cada vez a menos en su aplicación.

No obstante, autoridades competentes en la materia de especificaciones de construcción, tales como la AASHTO y el AISC, optaron por aceptar este sistema constructivo e incluirlo en sus especificaciones en los años de 1944 y 1952 respectivamente.

Durante esta etapa, se hicieron gran número de ensayos sobre el comportamiento de la sección compuesta, tales como fueron la tendencia a el levantamiento de la losa, efectos de contracción en el concreto, la resistencia de los conectores, etc.

Actualmente, son utilizados conectores de cortante, formados por canales estructurales y pernos soldados; estos últimos facilitan las operaciones de construcción, dado que se instalan con gran rapidez por medio de una pistola especial.

Ingenieros y constructores, se han visto obligados a utilizar mejor sus recursos tanto de materiales como de mano de obra; por tal motivo, la construcción compuesta acero-concreto, se encuentra en una segunda etapa de expansión y crecimiento.

Principalmente la losa de los puentes, la cual generalmente es un gran problema en su conservación y mantenimiento, dado que se encuentra sometida a esfuerzos tanto de compresión como de tensión; la zona de la losa que está a tensión, se agrieta debido a la variación de la carga

viva más impacto. Una solución a este problema, se encuentra en la construcción compuesta haciendo que toda la losa trabaje a compresión.

En la construcción compuesta, la losa de concreto actúa como una gran cubreplaca del patín superior de la sección de acero, aumentando considerablemente la inercia de la sección y por consiguiente, se necesitarán secciones de acero más ligeras para un claro y unas cargas dadas, que las que se necesitarían si no hubiera acción compuesta.

La construcción compuesta, introduce costos extras dados por la instalación de los conectores de cortante. Estos costos adicionales, generalmente son menores que si se optara por no utilizar la acción compuesta; además, la rigidez que se obtiene en todo el sistema estructural, es considerablemente mayor a el de un sistema convencional en el cual no existe la acción compuesta.

## CAPITULO II

## ASPECTOS GENERALES DEL PUENTE.

Con motivo de la gran afluencia de automóviles y de los serios trastornos que ocasionaba el paso del fcc. en el cruce de la Av. Vallarta con la vía de fcc. Guadalajara-Tepic, era necesario la creación de una estructura que solucionara el problema. Se eligió por la construcción de un paso a desnivel, el cual estaría formado por dos cuerpos independientes de 11.75 m de sección y con un arroyo de 10.50 m. Las guarniciones extremas tendrían 50 cm y la franja central 1.50 m de ancho.

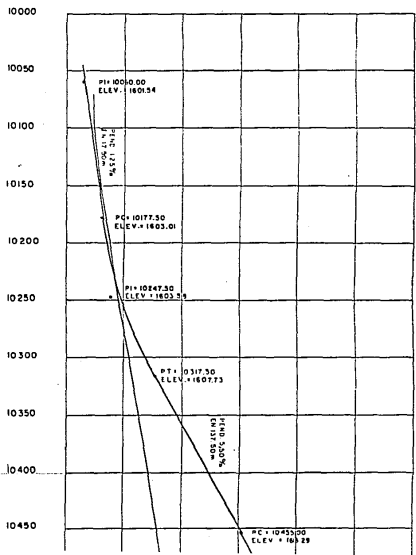
La estructura se define sobre el eje 10-10', el cual cruza a la vía férrea con un esviajamiento de 68 grados 02'15" derecho.

La cimentación podrá resolverse con dos estribos extremos de tierra armada y con pilas intermedias de concreto reforzado, cimentadas sobre pilotes colados insitu, de acuerdo con el estudio de mecánica de suelos.

Las características de la curva horizontal son:

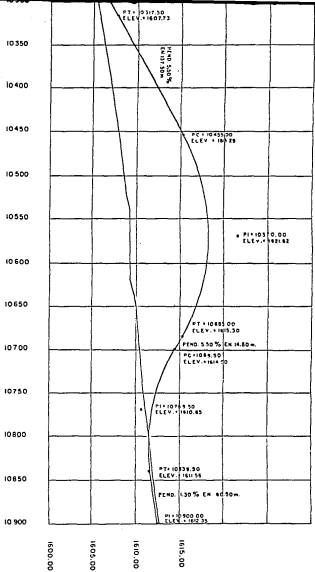
PI	10+634.32
DEFLEXION	12 grados 36'31" derecha.
GRADO	2 grados 00'
ST	63.30 m.
LC	126.09 m.
RADIO	572.96 m.

PERFIL DEL TERRENO  
ESCALA 1:3200



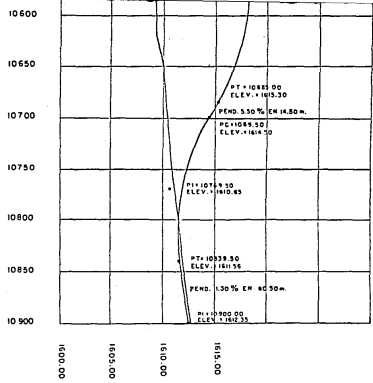


PERFIL DEL TERRENO  
ESTACION 11+250



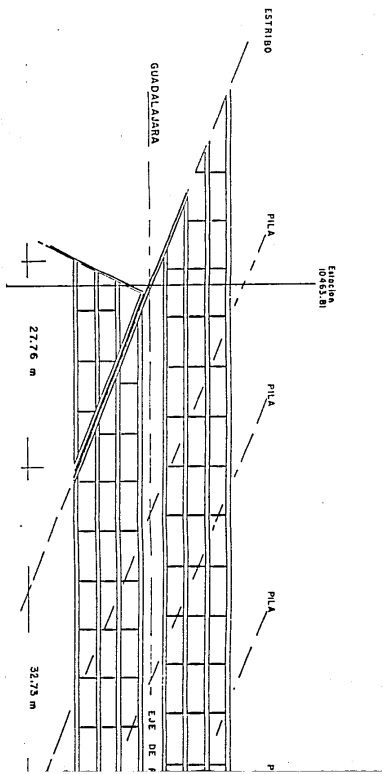
ELEVACION DEL TERRENO  
ESCALA VERTICAL 1:500

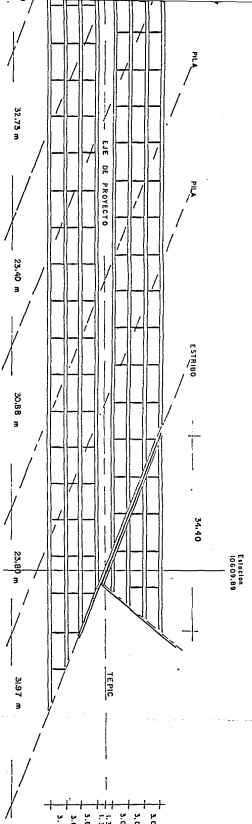
UAG  
SERVA  
SERVICIO  
PERFIL DEL  
MIDEL PERRENI



ELEVACION DEL TERRENO  
 ESCALA VERTICAL 1/320

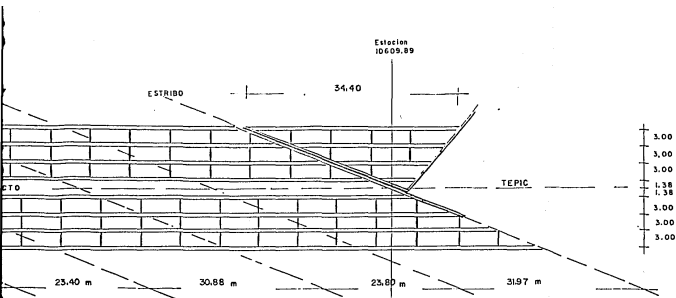
**UAG**  
 PASO A DEANIVEL VALLARTA  
 PERFIL DEL TERRENO  
 MODELO FERNIZ MARTINEZ





Completament a cada 7.00m  
 ESCALA 1:200

PASO A  
 PLANTA  
 MODEL UAG

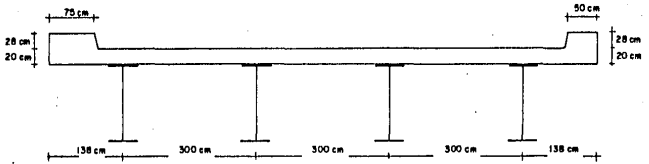


Contravientos a codo 7.00 m.

ESCALA 1:533 VZ

UAG

PASO A DESNIVEL VALLARTA  
 PLANTA GENERAL  
 MIGUEL PEREZ MARTINEZ



SECCION TRANSVERSAL  
TRABES Y LOSA

## CAPITULO III

## ANALISIS Y DISEÑO

## PROPIEDADES

## ACERO A36

$$F_y = 2531 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 21079000 \text{ kg/cm}^2$$

## CONCRETO

$$f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 259808 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 8$$

## ACERO DE REFUERZO

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

## ANALISIS DE CARGAS

## A).- CARGA MUERTA

Es preciso diferenciar los tipos de carga muerta existentes.

## 1.- Actuan en la seccion de acero sola.

TRABE	=		=	330	kg/m	
LESA	=	$11.75 \times 0.20 \times 2400/4$	=	1410	kg/m	
GUARNICIONES	=	$1.25 \times 0.20 \times 2400/4$	=	210	kg/m	
			TOTAL	=	2000	kg/m

## 2.- Actuan en la seccion compuesta.

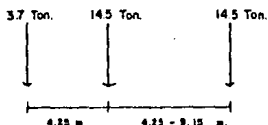
ASFALTO	=	$10.50 \times 0.05 \times 2400/4$	=	315	kg/m	
PARAFETO	=	$300/4$	=	75	kg/m	
			TOTAL	=	390	kg/m

## B).- CARGA VIVA

Del manual para puentes de la SCT, tomo I; inciso 1.2.7., pag.34. El diseño del puente se basa en un tipo de carga MS-20

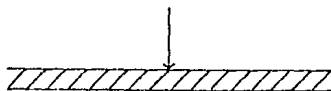


## CAMION TIPO (EJES CARGADOS)



## CARGA DE LINEA

Carga concentrada 8000 kgs para momento y 11200 kgs para esfuerzo cortante.



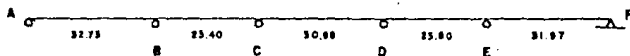
Carga uniforme igual a 950 kg por metro lineal de carril.

Del manual para puentes de la SCT, tomo I; inciso 1.2.8 (C), pag. 35

"Para momento negativo máximo en claros continuos se debe poner una carga concentrada adicional de igual peso en otro claro para tener el efecto máximo. Para momento positivo máximo, solo debe usarse una carga concentrada por carril, pero combinada con tantos claros cargados uniformemente como se requiera para tener el efecto máximo."

## FACTORES DE DISTRIBUCION

VIGA CONTINUA.



A).- ANTES DE LA ACCION COMPUESTA.

E = ccte.

I = ccte.

Sea I = 3275

NUDO	A	B	C	D	E	F				
TRAMO	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EF	FE
RIGIDEZ		300	500	500	424	424	550	550	307	
F.D.	1	0.749	0.651	0.589	0.451	0.425	0.565	0.642	0.353	1

NOTA: LA RIGIDEZ UTILIZADA EN LOS NUDDS BA Y EF, ES 3EI/L

B).- EN LA SECCION COMPUESTA.

Debido a un análisis previo de la estructura, la acción compuesta únicamente la utilizaremos en los tramos AB, CD y EF; en tal motivo, propongo las siguientes inercias para cada tramo.

E = ccte.

INERCIAS

TRAMOS AB Y EF 3I

TRAMO CD 2I

TRAMOS BC Y DE I

Sea I = 3273

MODO	A	B	C	D	E	F				
TRAMO	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EF	FE
RIGIDEZ		900	560	560	648	648	550	550	921	
F.D.	1	0.617	0.393	0.398	0.602	0.607	0.393	0.374	0.625	1

FACTOR DE IMPACTO

Del manual para puentes de la SCT, tomo I; inciso 1.2.12(C), pag.43

"El impacto se expresa como el esfuerzo de una fracción de carga viva y se determina por la fórmula.

$$I = 15.24 / (38.10 + L)$$

donde:

I = impacto en porciento (30% máximo)

L = claro en metros; para momento positivo la longitud del claro. Para cortante debido a la carga de un camión, longitud de la parte cargada del claro. Para momentos negativos en claros continuos, debe usarse el promedio de los dos claros adyacentes cargados."

**FACTOR DE CONCENTRACION**

Del manual para puentes de la SCT, tomo I; inciso 1.3.1(B), pag. 67

$$K = S/2.13$$

$$S < 3.05m.$$

S= espaciamento entre largueros, en metros.

K= factor de concentración de carga por rueda.

$$K = 3/2.13 = 1.408$$

**FACTOR DE CARGA**

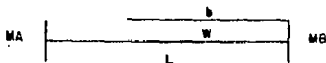
Del manual para puentes de la SCT, tomo I; inciso 1.2.9, pag. 39.

"Los efectos que se producen de las cargas simultáneas de más de dos carriles pueden reducirse mediante un factor de carga, que es de 0.90 para tres carriles y de 0.75 para cuatro carriles."

## ANALISIS ESTRUCTURAL

## MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO PERFECTO.

## A).- CARGA UNIFORME.

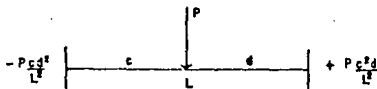


donde:

$$MA = wb^3 (3b-4L) / (12L^2)$$

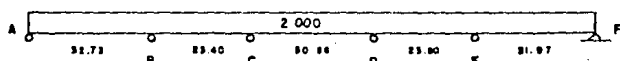
$$MB = wb^2 (6L^2 - 8bL + 3b^2) / (12L^2)$$

## B).- CARGA CONCENTRADA



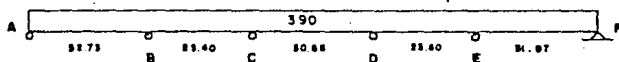
Para efectos de este trabajo únicamente se diseñará a detalle un elemento, y al final del capítulo se describirá en un plano las características de cada tramo del puente. En tal motivo, propongo analizar el tramo central CD.

## MOMENTOS POR CARGA MUERTA ANTES DE LA ACCION COMPUESTA



NÚM.	A		B		C		D		E		F
TRAMO	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EF	FE	
F.D.	1	0.249	0.651	0.529	0.471	0.475	0.525	0.642	0.358	1	
M.E.P.	-172542	172542	-91250	91250	-152929	152929	-94437	94437	-170247	170247	
ES.	172542	-20461	-56221	28504	29165	-28567	-36455	48701	27187	-170247	
TRANS.		89271	19252	-58411	-14024	14583	24277	-18228	-95174		
		-37675	-74648	24151	18294	-42949	-22002	62794	37618		
			12076	-37224	-5474	9147	22192	-11606			
		-4215	-7551	2659	18739	-18417	-22522	7066	3940		
			10750	-2921	-9209	9870	2523	-11951			
		-4547	-8483	7477	5663	-5270	-7573	7679	4282		
			3739	-4242	-2915	2822	2640	-3737			
		-1325	-2434	4072	3685	-2902	-3770	2431	1756		
			2636	-1217	-1451	1543	1216	-1885			
		-711	-1325	1518	1150	-1200	-1559	1210	675		
			759	-563	-600	575	605	-780			
		-285	-494	719	544	-513	-667	501	279		
			360	-247	-257	272	251	-324			
		-126	-224	267	217	-226	-295	214	120		
			144	-117	-114	109	107	-143			
		-50	-94	131	160	-94	-122	95	53		
			66	-47	-47	50	46	-61			
		-23	-42	55	41	-45	-55	39	22		
MOMENTOS FINALES	CEFO	182235	-158275	118672	-118632	127668	-127668	189589	-189569	CEFO	

## MOMENTOS POR CARGA MUERTA EN LA SECCION COMPUESTA

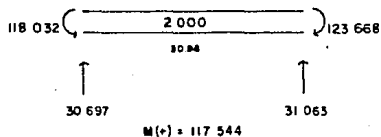


MOM. TRAMO	A	B	C	D	E	F				
	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EF	FE
F.D.	1	0.617	0.323	0.298	0.602	0.507	0.393	0.374	0.626	1
M.E.P.	-34816	34816	-17776	17776	-30991	30991	-18469	18469	-32218	32218
EQ.	34816	-10501	-6519	5252	7943	-7637	-4445	5579	9370	-33218
TRANS.		17499	2626	-7260	-3819	3972	2770	-2473	-15659	
		-12261	-7673	2817	4262	-4962	-2650	7137	11945	
			1499	-3537	-3044	2121	2559	-1728		
		-869	-543	2741	3542	-2460	-2249	496	829	
			1171	-370	-1730	1721	248	-1120		
		-723	-448	796	1204	-1226	-793	419	701	
			398	-324	-613	502	210	-357		
		-246	-152	333	504	-493	-319	148	249	
			167	-76	-247	252	74	-169		
		-103	-64	129	194	-198	-128	60	100	
			65	-32	-99	97	30	-64		
		-40	-25	52	79	-77	-50	24	40	
			26	-13	-39	40	12	-25		
		-16	-10	21	31	-32	-20	9	16	
			11	-5	-16	16	5	-10		
		-7	-4	8	13	-13	-8	4	6	
			4	-2	-7	7	2	-4		
		-2	-2	4	5	-5	-4	1	3	
MOMENTOS FINALES	CERO	27356	-27356	21830	-21830	22646	-22646	26168	-25669	CERO

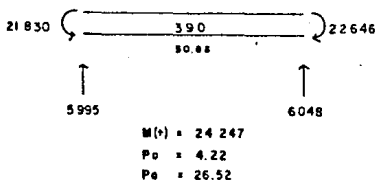
## MOMENTOS POR CARGA MUERTA

Considerando para el diseño el tramo central CD, los momentos por carga muerta son:

1.- En la sección de acero sola.



2.- En la sección compuesta.



donde  $P_o$  es la distancia del apoyo izquierdo a el punto de inflexión.



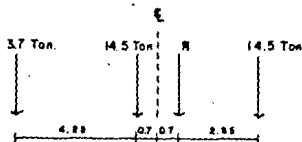
## ANALISIS POR CARGA VIVA.

Para el diseño por carga viva, primero se analizará la estructura con la carga de camión, y después con la carga de línea.

El diseño se hará para las máximas sollicitaciones.

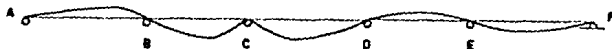
## CARGA DE CAMION

1.- El momento máximo positivo, ocurre cuando el camión se encuentra en la posición mostrada.

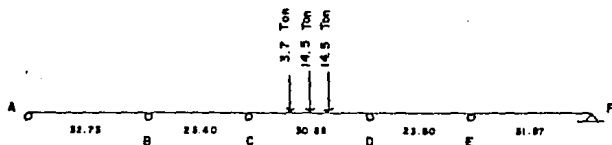


2.- En el diseño del momento máximo negativo, es necesario construir la línea de influencia del apoyo que se desee diseñar; en tal motivo diseñaré el apoyo C, y únicamente construiré la línea de influencia para sus dos claros adyacentes continuos, por considerar que es en estos donde se debe colocar el camión para producir los máximos efectos.

Línea de influencia para el apoyo C.

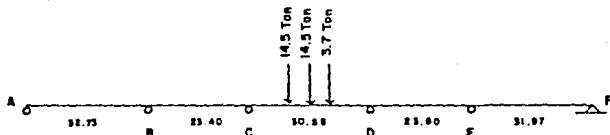


MOMENTO MAXIMO POSITIVO TRAMO CD  
POSICION (I)



N.O	A	B	C	D	E	F				
TRAMO	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EF	FE
F.O.	1	0.617	0.783	0.398	0.602	0.697	0.393	0.374	0.626	1
M.E.P.				46221	69911	-77226	-56001			
EQ.										
TRAMO			27111	-36614	34956		-25001			
		-14259	-8852	15368	20246	-21216	-10778	9250	15651	
			7854	-4426	-10609	11623	4675	-6539		4300
		-4741	-5943	5984	5051	-9293	-6402	2569		
			2692	-1472	-4947	4526	1285	-3202		
		-1846	-1146	2555	7664	-3527	-2284	1198	2005	
			1278	-573	-1764	1922	599	-1142		
		-789	-489	930	1407	-1536	-995	427	715	
			465	-245	-768	704	214	-498		
		-287	-178	403	610	-557	-761	166	312	
			292	-89	-279	305	93	-181		
		-125	-77	146	222	-242	-156	68	113	
			73	-39	-121	111	34	-78		
		-45	-28	64	96	-68	-57	29	49	
			32	-14	-44	48	15	-29		
		-20	-12	23	35	-38	-25	11	18	
			12	-6	-19	18	6	-13		
		-7	-5	10	15	-15	-9	5	8	
MOMENTOS FINALES	CERO	-22119	22119	64540	-64540	67110	-67110	-23171	23171	CERO

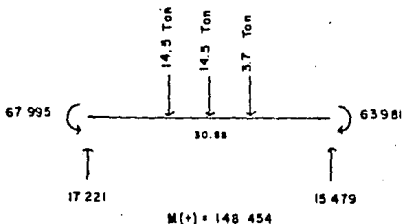
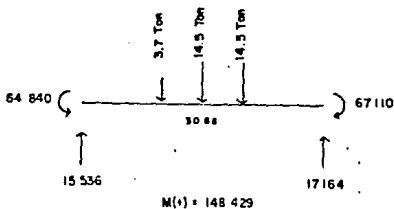
POSICION (2)



M.O.D	A	B	C	D	E	F				
TRAMO	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EF	FE
F.G.	1	0.617	0.363	0.396	0.602	0.607	0.393	0.374	0.626	1
M.E.F.				50637	76562	-70492	-45640			
EQ.										
TRANS.			25319		-38246	38296		-22820		
		-15622	-9497	14126	21216	-23246	-15050	8575	14255	
			7014	-4949	-11633	10459	4268	-7525		
		-4326	-2695	6556	9916	-9020	-5647	2814	4711	
			3273	-1243	-4515	4658	1407	-2924		
		-2023	-1255	2371	2527	-2664	-2501	1094	1820	
			1165	-625	-1722	1764	547	-1251		
		-719	-447	1019	1541	-1423	-902	458	783	
			510	-224	-702	771	234	-454		
		-315	-195	269	537	-619	-295	170	254	
			195	-92	-325	279	85	-198		
		-114	-71	160	242	-221	-145	74	124	
			80	-36	-111	122	37	-72		
		-49	-31	59	88	-97	-62	27	45	
			30	-16	-45	44	14	-31		
		-19	-11	26	39	-35	-23	12	19	
			13	-6	-19	20	6	-12		
		-8	-5	10	14	-16	-10	4	8	
MOMENTOS FINALES	DEBO	-23197	23197	67995	-67995	63961	-63961	-22069	22069	DEFO

## MOMENTO MAXIMO POSITIVO

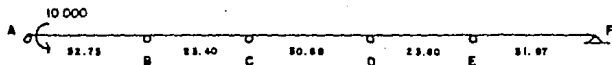
La posición del camión que cause los mayores esfuerzos de las dos anteriores, será la que se use para el diseño.



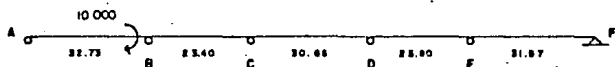
## MOMENTO MAXIMO NEGATIVO

Para la construcción de la línea de influencia del apoyo C, me baso en el método de distribución de momentos; además, tomaré intervalos de 2.0 m para determinar las ordenadas de la misma.

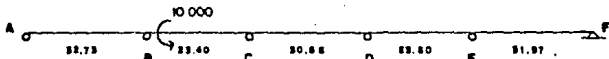
Ver el libro "Teoría Elemental de Estructuras" pag. 314



NUDO	A	B	C	D	E	F				
TRAMO	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EF	FE
F.D.	1	0.617	0.385	0.398	0.602	0.607	0.393	0.374	0.625	1
M.E.P.	-10000									
EQ	10000									
TRANS.		5000								
		-3035	-1915							
				-958						
				381	577					
			191			289				
		-118	-72			-175	-114			
				-37	-62			-57		
				50	75			21	36	
			25			36	11			
		-15	-10			-30	-19			
				-5	-15			-10		
				8	12			4	6	
			4			6	2			
		-2	-2			-5	-3			
				-1	-3			-2		
				2	2			1	1	
			1			1	1			
		-1	0			-1	-1			
MOMENTOS FINALES	CERO	1779	-1779	-560	560	123	-123	-43	43	CERO



M.D.O.	A	B		C		D		E		F
TRANC	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EF	FE
F.D.	1	0.617	0.383	0.299	0.502	0.607	0.393	0.374	0.626	1
M.E.P.		10000								
EG.		-6170	-3830							
TRANS.				-1915						
				762	1153					
			381			577				
		-225	-146			-350	-227			
				-73	-175			-114		
				99	149			43	71	
			50			75	22			
		-31	-19			-59	-79			
				-10	-30			-19		
				16	24			7	12	
			6			12	4			
		-5	-3			-10	-6			
				-2	-5			-3		
				3	4			1	2	
			2			2	1			
		-1	-1			-2	-1			
				-1	-1			-1		
				1	1			0	1	
MOMENTOS										
FINALES	CERO	3536	-3536	-1120	1120	245	-245	-86	86	CERO

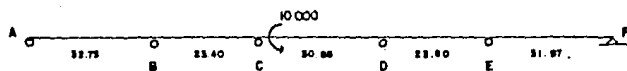


M.D.C	A		B		C		D		E		F
TRANS	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EF	FE	1
F.D.	1	0.617	0.383	0.398	0.602	0.607	0.393	0.374	0.625		
M.E.P.			-10000								
E.D.		6170	3830								
TRANS.				1515							
				-762	-1153						
			-581			-577					
		235	148			350	227				
				73	175			114			
				-99	-145			-43	-71		
			-50			-75	-22				
		31	19			58	33				
				10	30			19			
				-16	-24			-7	-12		
			-8			-12	-4				
		5	3			10	6				
				2	5			3			
				-3	-4			-1	-2		
			-2			-2	-1				
		1	1			2	1				
				1	1			1			
				-1	-1			0	-1		
MOMENTOS FINALES	CERO	6442	-6442	1120	-1120	-245	245	66	-66	CERO	

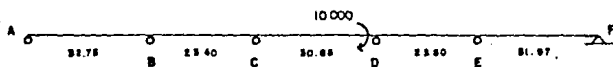


	A	B		C		D		E		F
	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EF	FE
NUDO										
TRAMO	1	0.617	0.383	0.398	0.602	0.697	0.393	0.374	0.626	1
F. D.				10000						
M. E. P.				-3520	-6020					
EQ.										
TRANS.			-1990			-3010				
		1228	762			1927	1183			
				581	914			592		
				-515	-750			-221	-371	
			-258			-370	-111			
		159	99			304	197			
				50	152			97		
				-36	-122			-37	-62	
			-40			-61	-19			
		25	15			49	31			
				8	25			16		
				-13	-20			-6	-10	
			-7			-10	-3			
		4	3			8	5			
				2	4			3		
				-2	-4			-1	-2	
			-1			-2	-1			
		1	0			2	1			
MOMENTOS										
FINALES	CERO	1417	-1417	5851	-5851	-1283	1283	445	-445	CERO





	A		B		C		D		E		F
	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EF	FE	
NDC											
TRANS											
F.D.	1	0.617	0.283	0.398	0.492	0.607	0.353	0.374	0.626		1
M.E.P.					-10000						
EQ.				2930	6000						
TRANS.			1990				3010				
		-1226	-762				-1527	-1153			
				-381	-914				-592		
				515	790				221	371	
			258				390	111			
		-159	-95				-304	-197			
				-50	-152				-99		
				80	122				37	62	
			40				61	19			
		-25	-15				-49	-31			
				-8	-25				-16		
				13	20				6	10	
			7				10	3			
		-4	-3				-8	-5			
				-2	-4				-3		
				2	4				1	2	
			1				2	1			
		-1	0				-2	-1			
MOMENTOS FINALES	CERO	-1417	1417	4149	-4149	1263	-1263	-445	445	CERO	

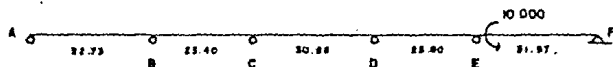


M.D.O	A	B	C	D	E	F				
TRABE	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EF	FE
F.D.	1	0.617	0.353	0.398	0.602	0.607	0.393	0.774	0.526	1
M.E.P.						10000				
ED.						-8070	-3930			
TRABE.					-3035			-1985		
				1208	1827			725	1230	
			604			914	388			
		-373	-231			-778	-504			
				-116	-289			-252		
				201	304			94	158	
			101			152	47			
		-62	-39			-121	-73			
				-20	-61			-20		
				32	49			15	24	
			16			25	8			
		-10	-5			-20	-13			
				-3	-10			-7		
				5	8			3	4	
			3			4	2			
		-2	-1			-4	-2			
				-1	-2			-1		
				1	2			0	1	
MOMENTOS FINALES	CERO	-447	447	1307	-1307	4102	-4102	-1417	1417	CERO



NODO	A	B	C	D	E	F				
TRANC	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EF	FE
F.D.	1	0.617	0.393	0.393	0.602	0.697	0.393	0.374	0.626	1
M.E.P.						6070	2920			
EQ.										
TRANS.										
				-1209	3075			1925		
				-1827	-1827			-735	-1270	
			-604			-514	-768			
		373	231			778	514			
				116	354			252		
				-201	-204			-74	-158	
			-101			-151	-47			
		62	39			121	78			
				29	51			39		
				-22	-49			-15	-24	
			-16			-25	-8			
		10	6			20	13			
				3	10			7		
				-5	-8			-3	-4	
			-3			-4	-2			
		2	1			4	2			
				1	2			1		
				-1	-2			0	-1	
MOMENTOS										
FINALES	CERO	447	-447	-1307	1307	5898	-5898	1417	-1417	CERO

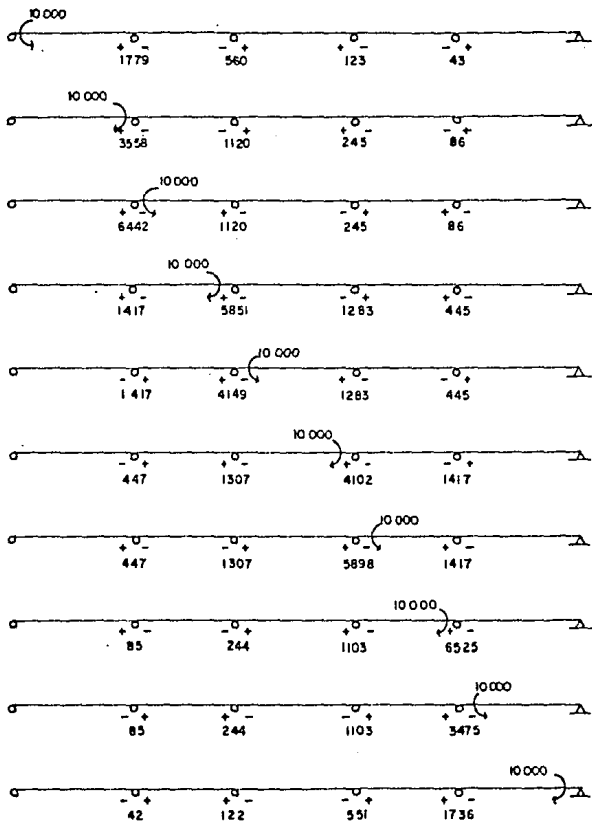


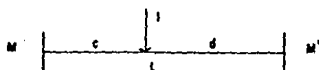


M.C.O.	A	B	C	D	E	F				
TRAB.	AE	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EF	FE
F.D.	1	0,617	0,353	0,395	0,602	0,607	0,373	0,374	0,626	1
M.E.P.									-10000	
EQ.								3740	6260	
TRAB.							1870			
						-1175	-725			
					-568			-268		
			226	342				138	230	
		113				171	69			
	-70	-47				-143	-94			
				-22	-73				-47	
				38	57			18	29	
		19				29	9			
	-12	-7				-23	-15			
				-4	-12				-8	
				6	10			3	5	
		3				5	2			
	-2	-1				-4	-3			
				-1	-2				-2	
				1	2			1	1	
			1			1	1			
		1	0			-1	-1			
MOMENTOS FIXALES	CERO	-85	85	244	-244	-1103	1103	3475	-3475	CERO



## FACTORES DE MOMENTO CORRESPONDIENTES A UN MOMENTO UNITARIO





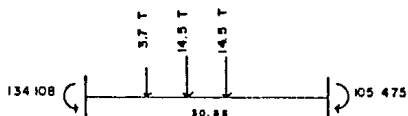
ORIGEN	TRAMO	C (MTS)	M.E.P.		ORDENADA DE INFLUENCIA
			M	M'	
B	BC	2.0	1.673	0.156	0.279
		4.0	2.749	0.057	0.840
		6.0	3.318	1.144	1.041
		8.0	3.465	1.200	1.441
		10.0	3.279	2.447	1.799
		12.0	2.848	2.998	2.073
		14.0	2.259	3.365	2.222
		16.0	1.600	3.460	2.204
		18.0	0.959	3.195	1.977
		20.0	0.422	2.484	1.501
		22.0	0.079	1.227	0.733
C	CD	2.0	1.749	0.121	0.742
		4.0	3.031	0.451	1.217
		6.0	3.895	0.979	1.739
		8.0	4.392	1.526	2.023
		10.0	4.572	2.190	2.183
		12.0	4.486	2.851	2.234
		14.0	4.183	3.470	2.189
		16.0	3.715	3.995	2.064
		18.0	3.131	4.376	1.871
		20.0	2.483	4.564	1.627
		22.0	1.819	4.507	1.344
		24.0	1.191	4.156	1.037
		26.0	0.649	3.459	0.721
28.0	0.244	2.368	0.411		
30.0	0.024	0.821	0.119		

Ejemplo: Para encontrar la ordenada de influencia del apoyo C, en un punto a 10.0 m del mismo, en el tramo CD tenemos:

$$4.572(0.4149) + 2.190(0.1307) = 2.183$$



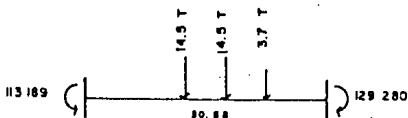
Propongo colocar el camión con el eje central de 14.5 ton. a 12.0 m del apoyo C del tramo CD, y con una separación mínima del semirremolque.



En tanto el momento máximo negativo producido por la carga de camión en el apoyo C será:

$$M(-) = 134108 (0.4149) + 105475 (0.1307) = 69427 \text{ kg.m}$$

De la misma manera, el momento máximo negativo en el apoyo D producido por la carga de camión; ocurre cuando el eje central de 14.5 ton. se encuentra a 18.0 m del apoyo C. Así tenemos.



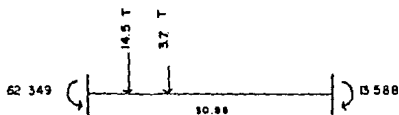
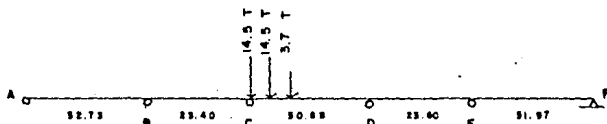
El momento máximo negativo en el apoyo D será:

$$M(-) = 113189 (0.1287) + 129280 (0.4102) = 67553 \text{ kg.m}$$

## CORTANTE

Para el diseño por cortante, la longitud del semirremolque se debe considerar como la más pequeña, o sea 4.25 m.

A).- REACCION MAXIMA EN EL APOYO C.



## MOMENTOS NEGATIVOS

APOYO B

$$M(-) = -62349 (0.1417) - 13588 (0.0447) = -9442$$

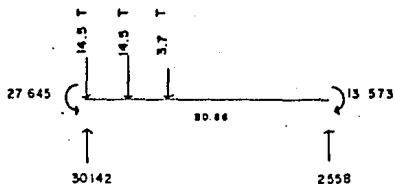
APOYO C

$$M(-) = 62349 (0.4149) + 13588 (0.1307) = 27645$$

APOYO D

$$M(-) = 62349 (0.1283) + 13588 (0.4102) = 13573$$

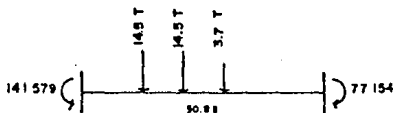
Así tenemos:



La reacción en el apoyo C será entonces:

$$R_c = 30142 + (27645 + 9442) / 20.40 = 31727 \text{ kg}$$

B).- CORTANTE A 1/4L TRAMO CD



## MOMENTOS NEGATIVOS

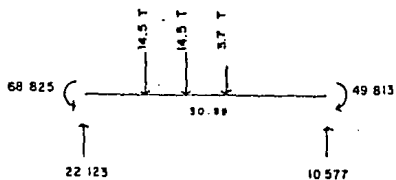
APOYO C

$$M(-) = 141579 (0.4149) + 77154 (0.1307) = 68825$$

APOYO D

$$M(-) = 141579 (0.1283) + 77154 (0.4102) = 49813$$

Así pues:

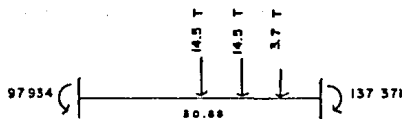


C).- CORTANTE A 1/2L TRAMO CD

Se deben analizar dos posiciones.

1.-





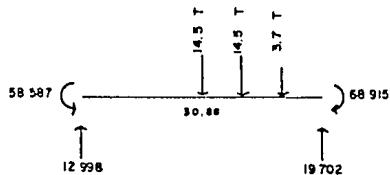
MOMENTOS NEGATIVOS

AFOYO C

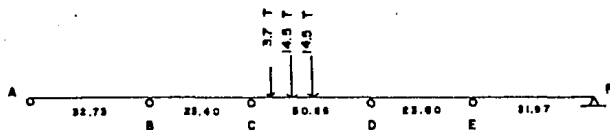
$$M(-) = 97934 (0.4149) + 137371 (0.1307) = 58587$$

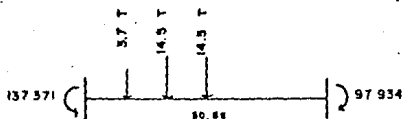
AFOYO D

$$M(-) = 97934 (0.1563) + 137371 (0.4102) = 68915$$



2.-





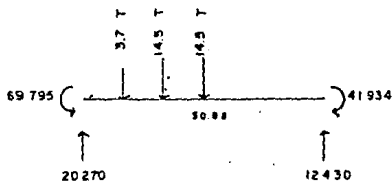
MOMENTOS NEGATIVOS

APoyo C

$$M(-) = 137371 (0.4149) + 97934 (0.1367) = 69795$$

APoyo D

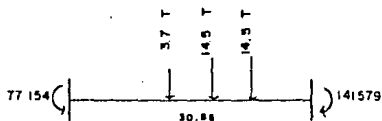
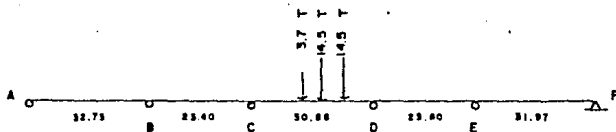
$$M(-) = 137371 (0.1263) + 97934 (0.4102) = 41934$$



Por tanto; el cortante a el centro del claro será:

$$V = 12998 \text{ kgs.}$$

D).- CORTANTE A 3/4L TRAMO CD.



MOMENTOS NEGATIVOS

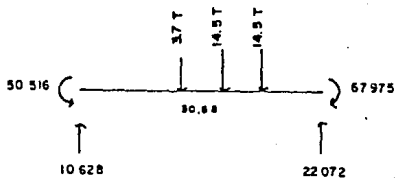
APROYO C

$$M(-) = 77154 (0.4149) + 141579 (0.1307) = 50516$$

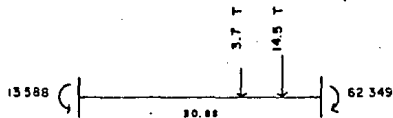
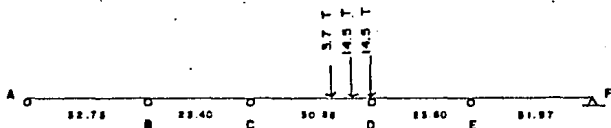
APROYO D

$$M(-) = 77154 (0.1287) + 141579 (0.4102) = 67975$$

Por tanto:



E).- REACCION MAXIMA DEL APOYO D.



MOMENTOS NEGATIVOS

APOYO C

$$M(-) = 13588 (0.4149) + 62349 (0.1307) = 13787$$

APOYO D

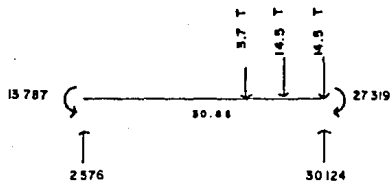
$$M(-) = 13588 (0.1283) + 62349 (0.4102) = 27319$$

APOYO E

$$M(-) = -13588 (0.0445) - 62349 (0.1417) = -9440$$



Por tanto:

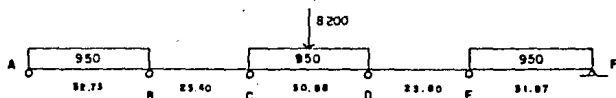


La reacción máxima en el apoyo D, es entonces:

$$R = 30124 + (27319 + 9440) / 23.80 = 31563 \text{ kg}$$

## CARGA DE LINEA

## MOMENTO MAXIMO POSITIVO



M.USO	A	B	C	D	E	F				
TRAMO	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EF	FE
M.E.P.	-24619	64608		-107143	107143			-80915	80915	

## MOMENTOS NEGATIVOS

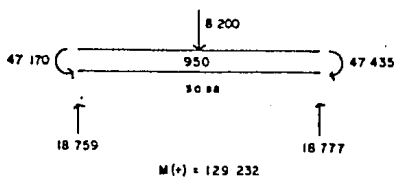
## APOYO C

$$\begin{aligned}
 -84608(0.0560) - 64608(0.1120) &= -14248 \\
 107143(0.4149) + 107143(0.1207) &= 56457 \\
 80915(0.0244) + 80915(0.0122) &= 2961 \\
 M(-) &= 47170
 \end{aligned}$$

## APOYO D

$$\begin{aligned}
 84608(0.0123) + 64608(0.0245) &= 3121 \\
 107143(0.1253) + 107143(0.4102) &= 57697 \\
 -80915(0.1103) - 80915(0.0551) &= -13383 \\
 M(-) &= 47435
 \end{aligned}$$

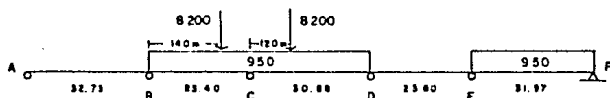
Así tenemos:



rige la carga de camion

MOMENTO MAXIMO NEGATIVO

APROYO C



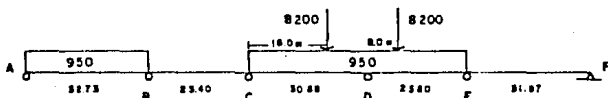
NUDO	A	B	C	D	E	F				
TRAMO	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EF	FE
M.E.P.			-51574	70939	-112274	98570			-80915	80915

MOMENTO NEGATIVO

APROYO C

$$\begin{aligned}
 61874(0.1120) + 70939(0.5851) &= 48436 \\
 112274(0.4149) + 98870(0.1307) &= 59505 \\
 80915(0.0244) + 80915(0.0122) &= 2961 \\
 M(-) &= 110902
 \end{aligned}$$

APOYO D



M.O.D	A	B	C	D	E	F			
TRAMO	AB	BA	BC	CD	DC	DE	ED	EF	FE
M.E.P.	-64806	64806		-101169	111377		-73754	59482	

MOMENTO NEGATIVO

APOYO D

$$84806(0.0123) + 64806(0.0245) = 3121$$

$$101169(0.1263) + 111377(0.4102) = 58667$$

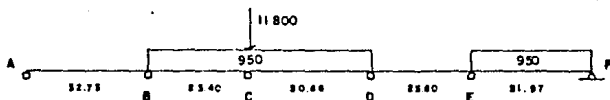
$$73754(0.5698) + 59482(0.1103) = 50061$$

$$M(-) = 111849$$

Para momento negativo, rige la carga de línea.

## CORTANTE

A).- REACCION MAXIMA EN EL APOYO C.



NUDO	A	B	C	D	E	F	
TRAMO	AB	BC	CD	DE	EF	FE	
M.E.P.		-43349	43349	-75491	75491	-80915	80915

## MOMENTOS NEGATIVOS

APOYO B

$$\begin{aligned}
 43349(0.6442) + 43349(0.1417) &= 34068 \\
 -75491(0.1417) - 75491(0.0447) &= -14072 \\
 -80915(0.0085) - 80915(0.0042) &= -1028 \\
 M(-) &= 18968
 \end{aligned}$$

APOYO C

$$\begin{aligned}
 43349(0.1120) + 43349(0.5851) &= 30219 \\
 -75491(0.4149) + 75491(0.1307) &= 41188 \\
 80915(0.0244) + 80915(0.0122) &= 2961 \\
 M(-) &= 74368
 \end{aligned}$$

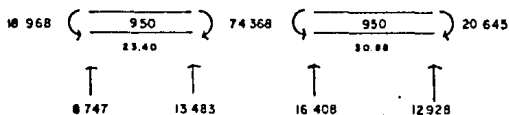
APOYO D

$$-43349(0.0245) - 43349(0.1283) = -6624$$

$$75491(0.1283) + 75491(0.4102) = 40652$$

$$-80915(0.1103) - 80915(0.0551) = -15383$$

$$M(-) = 20645$$

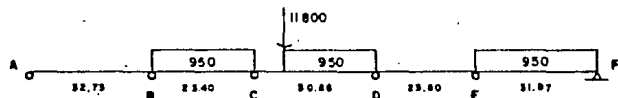


La reacción máxima en el apoyo C es:

$$R = 13483 + 16408 + 11800 = 41691 \text{ kgs.}$$

rige la carga de línea

B).- CORTANTE A 1/4L TRAMO CD



M.CC	A	B	C	D	E	F				
TRAMO	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EF	FE
N.E.P.			-43349	43349	-106976	89739			-80915	80915

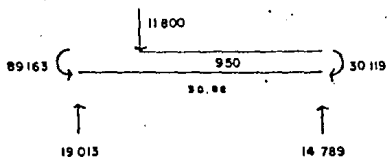
## MOMENTOS NEGATIVOS

## APOYO C

$$\begin{aligned}
 -43349(0.1120) + 43349(0.5851) &= 30219 \\
 106976(0.4149) + 89739(0.1307) &= 55963 \\
 80915(0.0244) + 80915(0.0122) &= 2961 \\
 M(-) &= 69163
 \end{aligned}$$

## APOYO D

$$\begin{aligned}
 -43349(0.0245) - 43349(0.1285) &= -6624 \\
 106976(0.1285) + 89739(0.4102) &= 50126 \\
 -80915(0.1103) - 80915(0.0551) &= -13385 \\
 M(-) &= 30119
 \end{aligned}$$

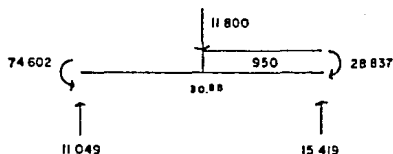


rige la carga de camión

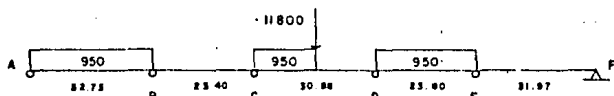




Así tenemos:



2.-



M.O.	A	B	C	D	E	F
TRAMO	AB	BC	CD	DE	EF	FE
M.E.F.	-84808	84808	-97448	69139	-44843	44843

MOMENTOS NEGATIVOS:

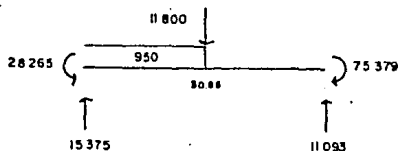
APOYO C

$$\begin{aligned}
 -84808(0.0560) - 84808(0.1120) &= -14248 \\
 97448(0.4149) + 69139(0.1307) &= 49468 \\
 -44843(0.1307) - 44843(0.0244) &= -6955 \\
 M(-) &= 28265
 \end{aligned}$$

APOYO D

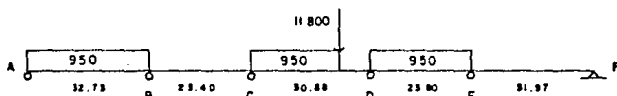
$$\begin{aligned}
 84808(0.0123) + 84808(0.0245) &= 3121 \\
 97448(0.1280) + 69139(0.4102) &= 40863 \\
 44843(0.5898) + 44843(0.1103) &= 31395 \\
 M(-) &= 75379
 \end{aligned}$$

Así tenemos:



rige la carga de camión

D).- CORTANTE A 3/4L TRAMO CD



M.D.G.	A	B	C	D	E	F				
TRAMO	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EF	FE
M.E.P.	-84808	84808		-88739	106976	-44843	44843			

MOMENTOS NEGATIVOS

APDOYO C

$$\begin{aligned}
 -84808(0.0560) - 84808(0.1120) &= -14248 \\
 88739(0.4149) + 106976(0.1307) &= 50800 \\
 -44843(0.1103) - 44843(0.0244) &= -6955 \\
 M(-) &= 29595
 \end{aligned}$$

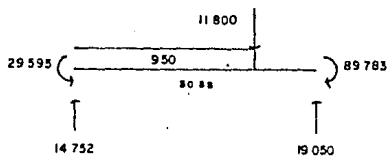
APOYO D

$$84808(0.0123) + 84808(0.0245) = 3121$$

$$88739(0.1283) + 106976(0.4102) = 55267$$

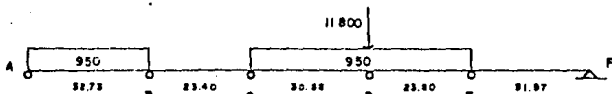
$$44843(0.5898) + 44843(0.1102) = 31395$$

$$M(-) = 89783$$



rige la carga de camión

E).- REACCION MAXIMA DEL APOYO D



NUDO	A		B		C		D		E		F
TRAMO	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EF	FE	
M.E.P.	-24508	34808			-75491	75491	-44543	44543			

## MOMENTOS NEGATIVOS

## APOYO C

$$\begin{aligned}
 -84808(0.0561) - 84808(0.1120) &= -14248 \\
 75491(0.4149) + 75491(0.1307) &= 41188 \\
 -44847(0.1307) - 44847(0.0244) &= -6955 \\
 M(-) &= 19985
 \end{aligned}$$

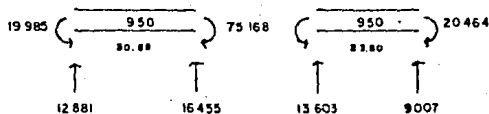
## APOYO D

$$\begin{aligned}
 84808(0.0122) + 84808(0.0245) &= 3151 \\
 75491(0.1283) + 75491(0.4102) &= 40652 \\
 44847(0.5872) + 44847(0.1103) &= 31395 \\
 M(-) &= 75188
 \end{aligned}$$

## APOYO E

$$\begin{aligned}
 -84208(0.0043) - 84208(0.0086) &= -1094 \\
 -75491(0.0445) - 75491(0.1417) &= -14056 \\
 44843(0.1417) + 44843(0.6525) &= 35614 \\
 M(-) &= 20464
 \end{aligned}$$

Así tenemos:



$$R = 16455 + 13603 + 11800 = 41858 \text{ kgs.}$$

rige la carga de línea.

## DISEÑO ESTRUCTURAL

TRAMO	MOMENTOS-MÁXIMOS POSITIVOS-kg.m		FACTOR-DE IMPACTO
	CARGA-MUERTA	CARGA-VIVA	
CD	117544 24247	148454	0.221
APOYO	MOMENTOS-MÁXIMOS NEGATIVOS-kg.m		FACTOR-DE IMPACTO
	CARGA-MUERTA	CARGA-VIVA	
C	139862	110902	0.234
D	146314	111849	0.233

## MOMENTO POSITIVO.

$$M_d = 24247 \text{ kg.m}$$

$$M_D = 117544 \text{ kg.m}$$

$$M_L = 148454 \text{ kg.m}$$

$$I = 0.221$$

$$K = 1.408(1.221)0.90/2 = 0.774$$

Proporción  $F_b = 0.65$   $F_y$  considerando la acción compuesta

$$M_t = (24247 + 117544) + 148454 (0.774) = 256694 \text{ kg.m}$$

$$S_{req} = 256694 \cdot 100 / (0.65 \cdot 2531) = 15603 \text{ cm}^3$$

$$\text{Sea } h = L/20; h = 3088/20 = 154.4 \text{ cm}$$

Del manual para puentes de la SCT, tomo II; inciso 1.7.43 (C) y (D), pags. 338-341 respectivamente.

Condición para no utilizar atiesadores longitudinales

$$h/165 < tw(h/68$$

$$tw) 154.4/165 = 0.94 \text{ cm}$$

$$tw(154.4/68 = 2.27 \text{ cm}$$

$$\text{Sea } tw = 0.95 \text{ cm } \text{ ó } 3/8"$$

$$h_{\text{mín}} = 0.95(165) = 156.75 \text{ cm}$$

$$\text{Sea } h = 157.5 \text{ cm } \text{ ó } 62"$$

tenores:

$$A_p = S/h - tw/b$$

$$A_p = 15607/157.5 - 0.95 \cdot 157.5/b = 74.10 \text{ cm}^2$$

Además; en el inciso 1.7.43 (E) pag. 335 del mismo manual.

"La relación entre el ancho del patín de compresión y el espesor del mismo no debe exceder de 24 o  $964 / \sqrt{f_b}$ , en donde:  $f_b$  = esfuerzo de flexión máximo calculado,  $\text{kg/cm}^2$ ".

$$\text{Sea } t_f = 1.90 \text{ cm } \text{ ó } 3/4"$$

$$b_f = 74.10/1.90 = 39.0 \text{ cm}$$

$$\text{Sea } b_f = 38.10 \text{ cm } \text{ ó } 15"$$

$$b_f/t_f = 20:24 \text{ O.K.}$$

Proponemos:



$$\begin{aligned}
 I &= 1'229'002 \text{ cm}^4 \\
 S &= 15'239 \text{ cm}^3 \\
 A &= 294.40 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

EN LA SECCION COMPUESTA

Del manual para puentes de la SET, tomo II: inciso 1.7.4B  
(A), pag. 375

$$n=8$$

Del mismo manual, inciso 1.7.4B(C), pag. 378

Ancho efectivo del patin.

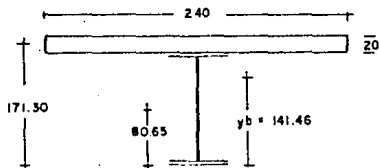
$$1.- b \leq 12t = 12(20) = 240 \text{ cm (rige.)}$$

$$2.- b \leq s = \quad \quad \quad = 300 \text{ cm}$$

$$3.- b \leq 1/4L = 1/4(3088) = 772 \text{ cm}$$

$$Act = 240 + 20/8 = 600 \text{ cm}^2$$

$$I_{cg} = 240(20)^3 / (12 \cdot 8) = 20000 \text{ cm}^4$$



POSICIÓN DEL EJE NEUTRO

$$y_b = (294.40 \cdot 60.65 + 600 \cdot 171.30) / (294.40 + 600) = 141.46 \text{ cm}$$

MOMENTO DE INERCIA

VIGA DE ACEFO  $I_{cg} =$  = 1'229002  $\text{cm}^4$

$$Ad^2 = 294.40(60.81)^2 = 1'088649$$

LOSA DE CONCRETO  $I_{cg} =$  = 20000

$$Ad^2 = 600(29.54)^2 = 534255$$

$$\text{Total} = 2'871906 \text{ cm}^4$$

$$\text{Str de tensión} = 2'871906 / 141.46 = 20302 \text{ cm}^3$$

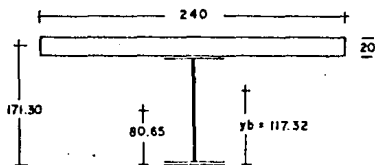
$$\text{Str de compresión} = 2'871906 / 39.84 = 72086 \text{ cm}^3$$

$$n=24$$

$$A_{ct} = 240 \cdot 20 / 24 = 200 \text{ cm}^2$$

$$I_{cg} = 240(20)^3 / (12 \cdot 24) = 6667 \text{ cm}^4$$





#### POSICION DEL EJE NEUTRO

$$y_b = (294.40 \cdot 80.65 + 200 \cdot 171.30) / (294.40 + 200) = 117.32 \text{ cm}$$

#### MOMENTO DE INERCIA

VIGA DE ACERO	$I_{cg} =$	=	1'229'000 cm <sup>4</sup>
	$A d^2 =$	$294.40(35.67)^2$	= 395'876
LOSA DE CONCRETO	$I_{cg} =$	=	6667
	$A d^2 =$	$200(53.95)^2$	= 582'769
		Total	2'214'313 cm <sup>4</sup>

$$\text{Str de tensión} = 2'214'313 / 117.32 = 18874 \text{ cm}^3$$

$$\text{Str de compresión} = 2'214'313 / 53.98 = 41009 \text{ cm}^3$$

#### Esfuerzos

Del manual para puentes de la SCT, tomo II; inciso 1.7.48 (D), pag. 378

A).- Antes de la acción compuesta.

$$f_s = MD/S_s$$

$$f_s = 117544 \cdot 100 / 15239 = 771 \text{ kg/cm}^2$$

Del mismo manual, tabla 1.7.1A, pag. 265

El esfuerzo permisible a flexión en el patín a compresión.

$$F_b = (1 - 3(L/b)^2) F_y / (\pi^2 E) \leq 0.55 F_y$$

la longitud sin arriostrar son 700 cm.

$$F_b = (1 - 3(700/38.10)^2) 2531 / (\pi^2 \cdot 21035000) \leq 0.55(2531)$$

$$F_b = 1333 \text{ kg/cm}^2 < f_s$$

B).- En la sección compuesta.

Del manual para puentes de la SCT, tomo II; tabla 1.7.1A,  
pag. 265

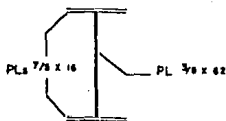
sin puntales  $f_s = MD/S_s + ML/Str < 0.55 F_y$

$$f_s = 771 + 24247 \cdot 100 / 18974 + 149454(100)0.774 / 20302$$

$$f_s = 1466 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 0.55(2531) = 1392 \text{ kg/cm}^2 < f_s \text{ NO.}$$

Propongo:



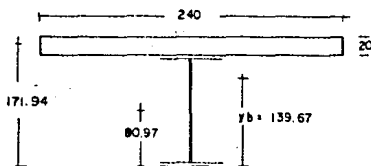
$$I = 1'459.032 \text{ cm}^4$$

$$S = 18.019 \text{ cm}^3$$

$$A = 329.89 \text{ cm}^2$$

SECCION COMPUESTA

n=8



POSICION DEL EJE NEUTRO

$$y_b = (329.89 \cdot 80.97 + 600 \cdot 171.94) / (329.89 + 600) = 139.67 \text{ cm}$$

MOMENTO DE INERCIA

VIGA DE ACERO	$I_{cg} =$	=	1'459'032 cm <sup>4</sup>
---------------	------------	---	---------------------------

	$Ad^2 =$	$329.89(58.70)^2 =$	1'136'699
--	----------	---------------------	-----------

LOSA DE CONCRETO	$I_{cg} =$	=	20000
------------------	------------	---	-------

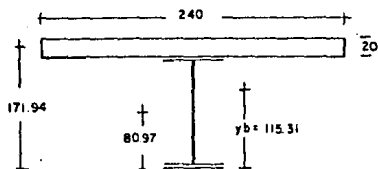
	$Ad^2 =$	$600(32.27)^2 =$	624'812
--	----------	------------------	---------

	Total	=	3'240'543 cm <sup>4</sup>
--	-------	---	---------------------------

$$\text{Str de tensión} = 3'240'543 / 139.67 = 23'201 \text{ cm}^3$$

$$\text{Str de compresión} = 3'240'543 / 42.27 = 76'663 \text{ cm}^3$$

n=24



POSICION DEL EJE NEUTRO

$$y_b = (329.89 \times 80.97 + 200 \times 171.94) / (329.89 + 200) = 115.31 \text{ cm}$$

MOMENTO DE INERCIA

VIGA DE ACERO	$I_{cg} =$	$=$	1'459'032 cm <sup>4</sup>
	$A d^2 =$	$329.89 (24.34)^2 =$	289'018
LOSA DE CONCRETO	$I_{cg} =$	$=$	6667
	$A d^2 =$	$200 (56.63)^2 =$	641'391
	Total	$=$	2'495'108 cm <sup>4</sup>

$$\text{Str de tension} = 2'495'108 / 115.31 = 21647 \text{ cm}^3$$

$$\text{Str de compresión} = 2'495'108 / 65.63 = 37462 \text{ cm}^3$$

Esfuerzos:

A).- Antes de la acción compuesta.

$$f_s = 117544 \times 100 / 18019 = 652 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible a flexión en el patín a compresión

$$F_b = \{1 - 3(700/40.60)^2\} 2531 / (\pi^2 + 2 \cdot 0.39000) = 0.55(2531)$$

$$F_b = 1236 \text{ kg/cm}^2 > f_s$$

B).-En la sección compuesta.

$$f_s = 652 + 24247 \cdot 100 / 21647 + 146454(100)0.774/23201$$

$$f_s = 1250 \text{ kg/cm}^2 < 0.55 F_y$$

$$f_c = 24247 \cdot 100 / (374e2 \cdot 24) + 146454(100)0.774 / (7e662 \cdot 8)$$

$$f_c = 21 \text{ kg/cm}^2 < 0.4 f'_c \quad \text{O.K.}$$

## MOMENTO NEGATIVO

No se considera la acción compuesta.

## A.- APOYO C

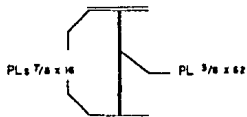
$$MD = 109862 \text{ kg.m}$$

$$ML = 110902 \text{ kg.m}$$

$$I = 0.234$$

$$K = 1.408(1.234)0.90/2 = 0.782$$

Sección:



I =	1'459 032	cm <sup>4</sup>
S =	18 019	cm <sup>3</sup>
A =	329.89	cm <sup>2</sup>

Esfuerzos:

$$f_s = (109862 + 110902 \cdot 0.782)100 / 18019$$

$$f_s = 1257 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible a flexión en el patín a compresión.

Del manual para puentes de la SCT, tomo II; tabla 1.7.1 A,  
pag. 265.

NOTAS (1) y (2), pag. 266

"(1) Las vigas o traveses continuas se pueden proporcionar para momento negativo en los apoyos interiores para un esfuerzo unitario permisible 20% mayor que el permitido por la fórmula:

$$F_b = (1 - 3(L/b)^2 F_y / (\pi^2 E)) 0.55 F_y$$

Pero en ningún caso deberá exceder el valor del esfuerzo unitario permisible para patines en compresion apoyados en toda su longitud.

(2) L= Longitud en cm del patin sin apoyo entre conexiones laterales (contraventes) acortamientos u otros puntos de apoyo. Para vigas y traveses continuas, L corresponde a la distancia del apoyo interior a el punto de inflexion por carga muerta, si esta distancia es menor que la señalada anteriormente".

Tenemos:

$$F_b = 1.20(1236) = 1483 \text{ kg/cm}^2 > 0.55 F_y$$

Por lo tanto

$$F_b = 1392 \text{ kg/cm}^2 > f_s \text{ O.K.}$$

## B).- APOYO D

$$MD = 146314 \text{ kg.m}$$

$$ML = 111849 \text{ kg.m}$$

$$I = 0.233$$

$$K = 1.408(1.233)(0.90/2) = 0.781$$

## Esfuerzos:

$$fs = (146314 + 111849 + 0.781)100 / 18019$$

$$fs = 1297 \text{ kg/cm}^2 < 1392 \text{ kg/cm}^2 \text{ O.K.}$$



## ATIESADORES

TRAMO PUNTO		CORTANTE-MAXIMO-KGS		FACTOR-DE
		CD	CL	IMPACTO
CD	C	36693	28208	0.234
	1/4L	18241	22123	0.249
	1/2L	210	12998	0.285
	3/4L	18660	22072	0.249
	D	37111	28255	0.233
APOYO		REACCION-MAXIMA-KGS		FACTOR-DE
		CD	CL	IMPACTO
	C	61419	41691	0.234
	D	62991	41656	0.233

Tenemos:

$$h = 157.5 \text{ cm } \text{ ó } 6.25"$$

$$tw = 0.95 \text{ cm } \text{ ó } 3/8"$$

Del manual para puentes de la SCT, tomo II; inciso 1.7.43(D), pag.341:

"Se pueden omitir los atiesadores transversales intermedios si se cumple"

$$tw \geq h \sqrt{fv} / 1988$$

pero  $tw \geq h / 150$

$$t_w \geq 157.5 / 150 = 1.05 \text{ cm} > 0.95 \text{ cm}$$

No se pueden omitir los atiesadores transversales intermedios.

"Cuando se requieran atiesadores transversales intermedios, el espaciamiento entre atiesadores será tal que el esfuerzo cortante real no exeda del valor dado por la siguiente ecuación. El espaciamiento máximo deberá limitarse a 1.5 h"

$$F_v = F_y / 3 (C + 0.67(1-C) / \sqrt{1 + (a'/h)^2})$$

donde:

$$C = 15'429394(1+(h/a')^2) / (F_y(h/t)^2) \leq 1$$

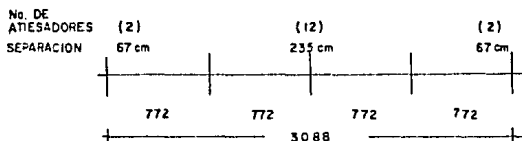
a' = espaciamiento de los atiesadores intermedios.

"El espaciamiento del primer atiesador intermedio a partir del extremo libremente apoyado de una trabe, deberá ser tal que el esfuerzo cortante en el tablero extremo no exeda del valor dado por la siguiente ecuación. El espaciamiento máximo deberá limitarse a h/2"

$$F_v = 4'925136(1+(h/a')^2) / (h/t)^2 \leq F_y/3$$

## TRAMO CD

PUNTO	CORTANTE	$f_v$	$a'$	$F_v$
	TOTAL-KGS	KG/CM2	CM	KG/CM2
C	56751	393	75	845
1/4L	35740	239	235	550
1/2L	10790	72	235	550
3/4L	36119	241	235	550
D	59178	396	75	845



"Si un tablero de la trabe queda sujeto a la acción simultánea de esfuerzo cortante y momento flexionante, donde la magnitud del esfuerzo cortante sea mayor que  $0.60 F_v$ , el esfuerzo de flexión ( $F_s$ ) deberá limitarse a:

$$F_s = (0.754 - 0.34 f_v/F_v)F_y$$

Para los tableros centrales:

$$0.6(550) = 330 > 241 \text{ kg/cm}^2 \text{ O.K.}$$

Para los tableros extremos:

$$0.6(B45) = 507 > 396 \text{ kg/cm}^2 \text{ O.K.}$$

Para el primer tablero extremo con separación de 335 cm.  
tenemos:

$$\text{Sea } f_v = 393 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.6 F_v = 230 < f_v$$

El esfuerzo permisible a flexión será:

$$F_s = (0.754 - 0.34-393 / 550) 2531 = 1293 \text{ kg/cm}^2$$

tenemos:

Los momentos a 1.75 m del apoyo C son:

$$M_D = 92504 \text{ kg.m}$$

$$M_L = 81703 \text{ kg.m}$$

$$I = 0.234$$

$$K = 1.408(1.234)0.90/2 = 0.782$$

Así pues:

$$f_s = (92504+81703+0.782)100/18019$$

$$f_s = 868 \text{ kg/cm}^2 < 1293 \text{ kg/cm}^2 \text{ O.K.}$$

NOTA: Los tableros siguientes están sujetos a esfuerzos cortantes más pequeños; por tal motivo, se omite su revisión.

## DISEÑO DE ATIESADORES

Del manual para puentes de la ECT, tomo II; inciso 1.7.43 (F)  
pag. 347

## A).- ATIESADORES DE APOYO

Diseñare un solo tipo de atiesador para los apoyos C y D,  
dado que estos sujetos a condiciones semejantes.

$$C_D = 5000 \text{ lga}$$

$$C_L = 4100 \text{ lga}$$

$$I = 0.077$$

$$K = 1.408 \times 10^{10} \text{ (cm}^4 \text{)} \quad \rho = 0.780$$

$$C_t = 42991 + 41000(0.780) = 99890 \text{ lga}$$

SEA:

$$e \geq b^2/12 \sqrt{F_y/2000}$$

e = espesor mínimo del atiesador de apoyo

b = ancho del atiesador de apoyo

F<sub>y</sub> = límite de fluencia; kg/cm<sup>2</sup>

Prepongo:



$$A_t = 18(3/8)^2 + (18)(3/8) = 12.91 \text{ in}^2 \text{ o } 83.27 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 18(3/8)^3 + 12 = 93.06 \text{ in}^4$$

$$r_x = 2.11 \text{ in o } 5.31 \text{ cm.}$$

Esfuerzo permit. a/c a compresión

del manual para pines de la SDT, tomo II; tabla 1.7.14,  
 p. 10-77

$$F_a = F_y / F.S. (1 - (kL/r)^2 F_y / (4\pi^2 E))$$

$$\text{cuando: } kL/r < C_c; \quad C_c = 126.1$$

$$F.S. = 2.12$$

$$\text{si } kL/r = 62/2.68 = 23.13 < C_c$$

tenemos:

$$F_a = 2531/2.12 (1 - (23.13)^2 2531 / (4\pi^2 * 29000))$$

$$F_a = 1174 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a = 95682/83.27 = 1149 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a/F_a = 0.98 < 1 \text{ O.K.}$$

#### B).- ATIESADORES INTERMEDIOS

Del manual para puentes de la SCT, tomo II; inciso 1.7.43 (D), pag. 343

$$I \geq a' t^3 J / 10.92$$

donde:

$$J = 25 (h/a)^2 - 20.5$$

$I$  = momento de inercia mínimo permisible para cualquier tipo de atiesador transversal intermedio, en in<sup>4</sup>

$J$  = relación entre la rigidez requerida de un atiesador transversal y la de una placa de alma.

$a$  = distancia libre requerida entre atiesadores, en in

$a'$  = distancia real entre atiesadores, en in

$h$  = peralte de la placa del alma sin apoyo entre patines, en in

$t$  = espesor de la placa del alma, en in

"El ancho de un atiesador transversal intermedio, debe ser por lo menos 2 pulgadas más 1/30 del peralte de la trabe, y preferiblemente, no menor que un cuarto del ancho del patín.

"El espesor mínimo es 1/16 del ancho."

## 1.- ATIESADORES INTERMEDIOS EN EL CENTRO DEL CLARO

Tenemos:

$$h = 62''$$

$$a = 91''$$

$$a' = 91''$$

$$t = 3/8''$$

$$J = 25(62/91)^2 - 20 < 5 \text{ por lo tanto } J = 5$$

$$I = 91(3/8)^3 \cdot 5 / 10.92 = 2.20 \text{ in}^4$$

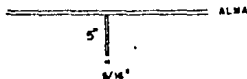
Sea:

$$b' \geq 2'' + h/30 = 2 + 62/30 = 4.07 \text{ in}$$

$$b' \geq 1/4 \text{ ancho patin} = 1/4(16) = 4.0 \text{ in}$$

$$e \geq 1/16 b'$$

Propongamos:



$$I = 5/16(5)^3/12 = 3.26 \text{ in}^4 > 2.20 \text{ in}^4 \quad \text{D.K.}$$



## 2.- ATISADORES EXTREMOS INTERMEDIOS

tenemos:

$$h = 62''$$

$$a = 31''$$

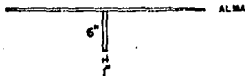
$$a' = 31''$$

$$t = 3/8''$$

$$J = 25(62/31)^4 - 20 = 80$$

$$I = 51(3/8)^3 80/10.92 = 11.98 \text{ in}^4$$

Propongor:



$$I = 1(6)^3/12 = 18 \text{ in}^4 > 11.98 \text{ in}^4 \text{ O.K.}$$

## DISEÑO DE CONECTORES DE CORTANTE

TRAMO	PUNTO	CORTANTE-MAXIMO POR-CARGA-VIVA-lgs	FACTOR-DE IMPACTO
CD	C	28208	0.234
	1/4L	22123	0.249
	1/2L	12998	0.285
	3/4L	22072	0.249
	D	28255	0.233

Del manual para puentes de la SCT, tomo II; inciso 1.7.43(E), pag. 290

"Los conectores para puentes se proyectan por fatiga y luego se revisan para la resistencia última".

## A).- POR FATIGA

Colocando canales de 4" por 8" el esfuerzo permisible es:

$$Z_r = R_w$$

donde:

$$R = 2.4 \text{ para } 2'000'000 \text{ ciclos}$$

NOTA: Ver tabla 1.7.2(B), pag. 294 del mismo manual.

$$Z_r = 2.4 * 8 (453.6) = 8709 \text{ lgs}$$

## SEPARACION DE CONECTORES.

"La variación del corte horizontal por fatiga se calcula por:"

$$S_r = V_r C / I_{tr}$$

Así tenemos:

$$K = 1.409(1+1)0.90/2$$

TRAMO CD

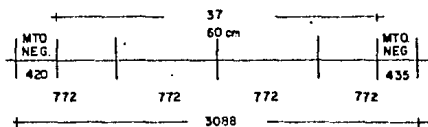
$$I_{tr} = 3'240547 \text{ cm}^4$$

$$Q = 19362 \text{ cm}^3$$

PUNTO Sr SEPARACION

	kg/cm	cm
C	132	66
1/4L	108	23
1/2L	63	136
3/4L	104	64
D	132	66

Nº. DE  
CONECTORES  
SEPARACION



"El espaciamiento máximo de conectores es el cm."

B).- POR RESISTENCIA ULTIMA

La resistencia última de un canal de 4" por 8" es:

$$S_u = 17.4(h+t/2) \sqrt{f'c}$$

$$S_u = 17.4 (0.8+0.5(1/2))/2.54 \cdot 6 \sqrt{4.267} (453.6)$$

$$S_u = 53917 \text{ kgs}$$

"La resistencia última de los conectores de cortante se revisa calculando el número de conectores requeridos por:

$$N = P / (r' S_u)$$

donde:

N = número de conectores entre los puntos de momento máximo y de inflexión.

S<sub>u</sub> = resistencia última del conector.

r' = factor de reducción = 0.85

P = fuerza sobre la losa.

En los puntos de máximo momento positivo, la fuerza en la losa corresponde al valor menor de las formulas:"

$$P_1 = A_s F_y$$

$$P_2 = 0.85 f'_c b c$$

TRAMO CD

$$P_1 = 329.67 \cdot 2501 = 843952 \text{ kgs}$$

$$P_2 = 0.85 \cdot 300 (240 \cdot 20) = 1'224000 \text{ kgs}$$

$$N = 843952 / (0.85 \cdot 53917) = 18 \text{ conectores}$$

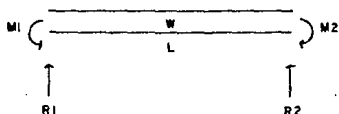
No. TOTAL DE CONECTORES = 18 + 2 = 20 conectores < 37

Por tanto, se colocarán 20 conectores con separación uniforme de 60 cm.

## DEFLEXION

Para el cálculo de la deflexión utilizaré el método de singularidad.

A).- CARGA UNIFORME



$$w = -M_1 x^2 + R_1 x^3 - w_0 x^4$$

$$V = -M_1 x^3 + R_1 x^4 - w_0 x^5$$

$$M = -M_1 x^4 + R_1 x^5 - w_0 x^6 / 2$$

$$EI \theta = -M_1 x^5 + R_1 x^6 / 2 - w_0 x^7 / 6 + C_1$$

$$EI Y = -M_1 x^6 / 2 + R_1 x^7 / 6 - w_0 x^8 / 24 + C_1 x + C_2$$

Condiciones de frontera.

$$Y(0) = 0 \rightarrow C_2 = 0$$

$$Y(L) = 0$$

$$0 = -M_1 L^6 / 2 + R_1 L^7 / 6 - w_0 L^8 / 24 + C_1 L$$

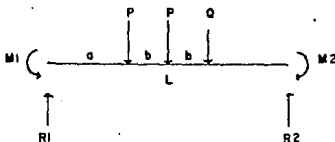
$$C_1 = M_1 L / 2 - R_1 L^2 / 6 + w_0 L^3 / 24$$

Tenemos:

$$EIO = -M1(x)^1 + R1(x)^2/2 - w(x)^3/6 + M1L/2 - R1L^2/6 + wL^3/24$$

$$EIY = -M1(x)^2/2 + R1(x)^3/6 - w(x)^4/24 + M1L(x)/2 - R1L^2(x)/6 + wL^3(x)/24$$

B). - CARGAS CONCENTRADAS



$$w = -M1(x)^{-2} + R1(x)^{-1} - P(x-a)^{-1} - P(x-(a+b))^{-1} - P(x-(a+2b))^{-1}$$

$$V = -M1(x)^{-1} + R1(x)^0 - P(x-a)^0 - P(x-(a+b))^0 - P(x-(a+2b))^0$$

$$M = -M1(x)^0 + R1(x)^1 - P(x-a)^1 - P(x-(a+b))^1 - P(x-(a+2b))^1$$

$$EIO = -M1(x)^1 + R1(x)^2/2 - P(x-a)^2/2 - P(x-(a+b))^2/2 - P(x-(a+2b))^2/2 + C1$$

$$EIY = -M1(x)^2/2 + R1(x)^3/6 - P(x-a)^3/6 - P(x-(a+b))^3/6 - P(x-(a+2b))^3/6 + C1(x) + C2$$

Condiciones de Frontera

$$Y(0) = 0 \rightarrow C2 = 0$$

$$Y(L) = 0$$

$$0 = -M1L^2/2 + R1L^3/6 - P(L-a)^3/6 - P(L-(a+b))^3/6 \\ - Q(L-(a+2b))^3/6 + C1L$$

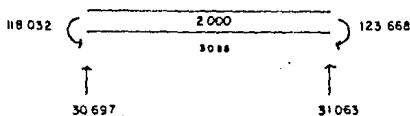
$$C1 = M1L/2 - R1L^2/6 + P(L-a)^3/(6L) + P(L-(a+b))^3/(6L) \\ + Q(L-(a+2b))^3/(6L)$$

#### CALCULO DE LA DEFLEXION

Del manual para puentes de la SCT, tomo II; inciso 1.7.4B(E), pag. 754.

#### A). - TRAMO CD

1. - Inflexion a corto plazo por carga muerta.



$$EIY = 11'803200x(3088-x)/2 + 30697x(x^2-(3088)^2)/6 \\ + 20x((3088)^3 - x^3)/24$$

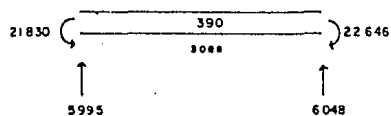
Tabulaci3n:

x (cm)	IY (cm <sup>5</sup> )
1500	-4'544281
1600	-4'537283
1400	-4'492792
1550	-4'547974
1525	-4'547928
1544	-4'548291 (C- rige)

$$SI \ I = 1'459032 \text{ cm}^4$$

$$Y = 4'548291 / 1'459032 = 3.12 \text{ cm}$$

2.- De-leccion a largo plazo por carga muerta.



$$EIY = 21830x(3088-x)/2 + 5995x(x^2 - (3088)^2)/6$$

$$+ 3.90x((3088)^3 - x^3)/24$$



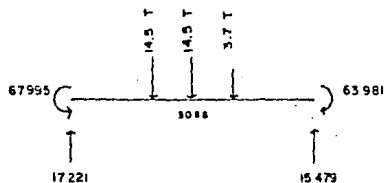
Tabulación.

x (cm)	IY (cm <sup>5</sup> )
1544	-2'112996 ← rige
1550	-2'112926
1525	-2'11270e

Si  $I_{tr} = 2'495108 \text{ cm}^4$

$$Y = 2'112996 / 2'495108 = 0.85 \text{ cm}$$

3.- Deflexión por carga viva.



$$\begin{aligned}
 EIY = & 6799500x(3088-x)/2 \\
 & + 17221x(x^2 - (3088)^2)/6 \\
 & + 14500(((1899)^3x/3088 - \langle x-1169 \rangle^3)/6 \\
 & + 14500(((1474)^3x/3088 - \langle x-1644 \rangle^3)/6 \\
 & + 3700(((1049)^3x/3088 - \langle x-2039 \rangle^3)/6
 \end{aligned}$$

## Tabulación.

x (cm)	IY (cm <sup>5</sup> )
1500	-5'491496
1600	-5'470444
1550	-5'469956
1525	-5'492962 ← rige
1544	-5'491086

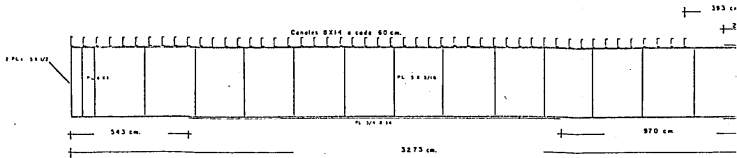
Si Itr = 3'240543 cm<sup>4</sup>

$$Y = 5'471086 + 0.774 / 3'240543 = 1.51 \text{ cm}$$

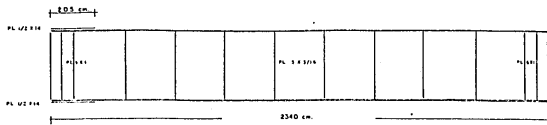
$$Y_p = 3023 / 800 = 3.85 \text{ cm}$$

$$Y_p = 1.51 \text{ cm C.M.}$$

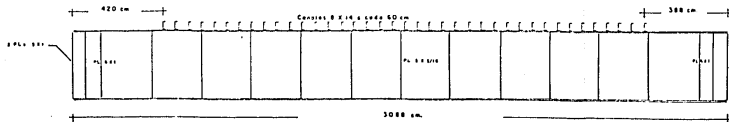
TRAMO AB

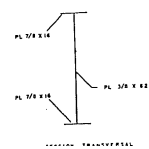
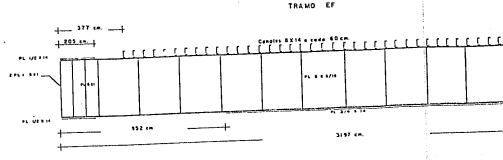
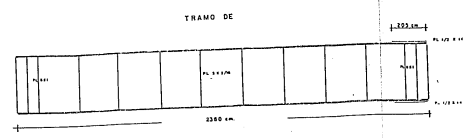
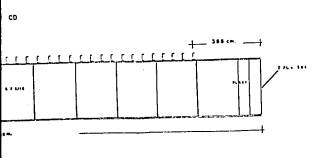
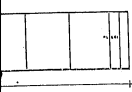
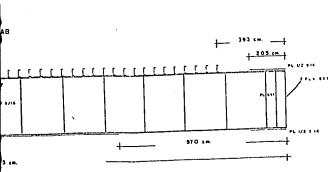


TRAMO BC



TRAMO CD

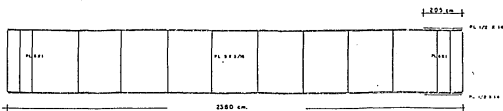




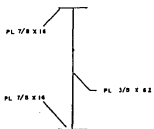
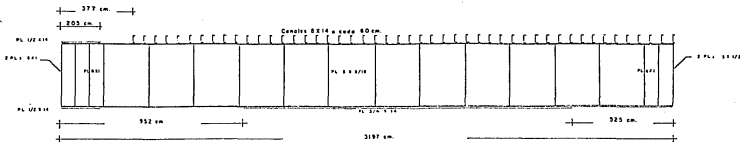
Escala: horizontal  
vertical

UAG

TRAMO DE



TRAMO EF



SECCION TRANSVERSAL

Escala: horizontal 1:100  
vertical 1:50

UAG PASO A DESNIVEL VALLARTA  
TRABES  
MIGUEL PEREZ MARTINEZ

## CAPITULO IV

## PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION

Una vez construidos los apoyos intermedios y los estribos del puente, se prosiguió a la construcción de la superestructura.

La forma en la que se llevó a cabo, fué la siguiente.

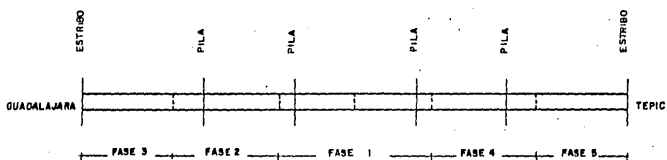
- 1.- Montaje de traves
- 2.- Cimbrado
- 3.- Colado de losa
- 4.- Descimbrado

1.- Montaje de Traves. Para el montaje de las traves de acero, fué necesario que estas se trasladaran desde el taller, hasta el sitio donde tenían que ser colocadas en tramos que variaban desde 20 a 27 metros: estas a su vez, fueron montadas sobre un camión y apoyadas sobre una armadura para su traslado.

Para el montaje de las traves, fué necesario el uso de una grúa de 20 toneladas de capacidad, la cual sujetaba a la trave con un especie de gancho de los patines superiores. De esta manera, se empezó a montar el tramo intermedio del puente, hacia los extremos. Ver figura 4-1

Así mismo, cada tramo era unido a su similar por medio de pernos, y posteriormente se soldaba a todo lo largo del alma y de los patines.

Tanto los conectores de cortante, como las cubreplacas, fueron soldadas a la trave en el taller, y el contraventeo



SECUENCIA DE MONTAJE

Figura 4-1

estuvo formado por armaduras, las cuales eran soldadas tanto a el patín superior como a el inferior de las traves.

2.- Cimbrado. Una vez colocadas en su sitio las diversas traves, éstas empezaron a soportar su propio peso y las respectivas cargas del proceso constructivo, dado que no estaban apuntaladas. En consecuencia, el cimbrado únicamente se utilizó para el colado de la losa.

En general, la cimbra de la losa estuvo formada de lámina acanalada que se unía a el patín superior de la trave de acero por medio de pernos, y ésta a su vez, se apoyaba sobre largueros y puntales de madera; la lámina acanalada quedó formando parte del sistema de piso del puente, mientras que el apuntalamiento se retiró a los 18 días de ser colada la losa.

Es preciso señalar, que el apuntalamiento de la losa de piso del puente, no ofrece ningún soporte lateral a el patín de compresión de las traves, y el único soporte de este es el proporcionado por el contravante a cada 7 metros.

Este aspecto es de gran importancia, dado que las cargas que actúan hasta antes de que la sección trabaje como compuesta, son soportadas únicamente por la sección de acero.

3.- Colado de la losa. Una vez colocado el sistema de piso de obra falsa del puente, se prosiguió a el armado de la losa, y posteriormente a el colado de la misma.

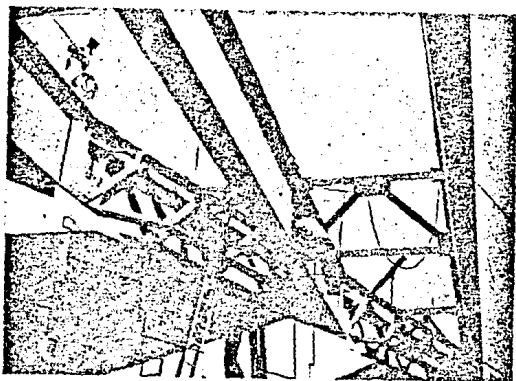
En general, el colado de la losa se llevó acabo por medio del bombeo del concreto. Así mismo, se tomaron franjas perpendiculares a el eje del puente de 3.70 m de ancho,

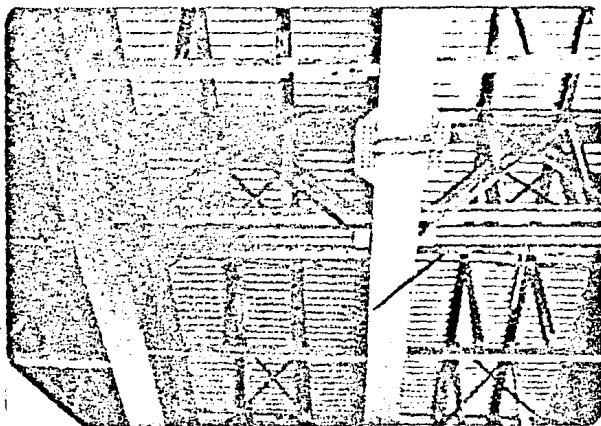
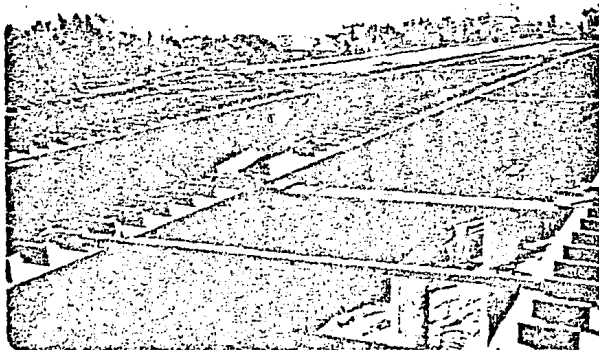


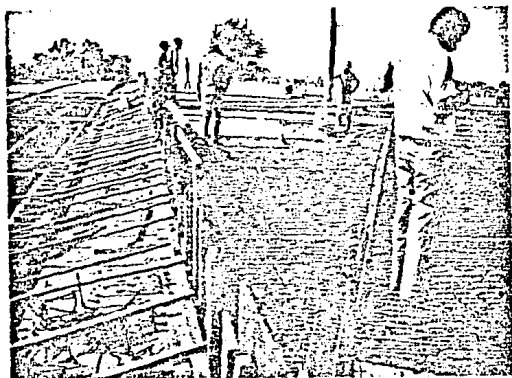
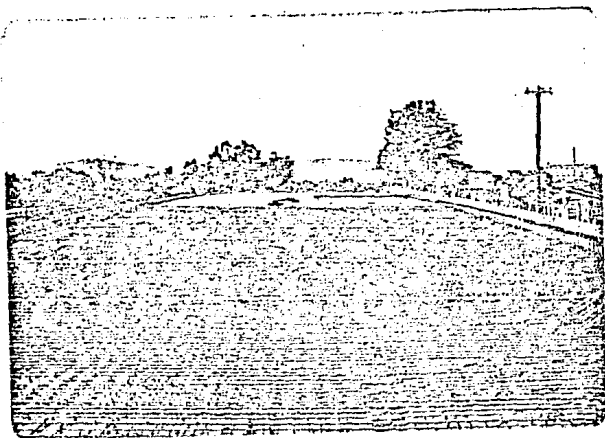
colándose primero un cuerpo del puente, y posteriormente el otro. La finalidad de colar franjas de 3.70 m de ancho, fué el de poder controlar perfectamente los niveles de piso requeridos.

Se empezó a colar primero el tramo central del puente continuo y posteriormente los extremos.

4.- Descibrado. El descibrado o remoción de los largueros y puntales, fué la última operación en la construcción del puente. En esta fase, se recomienda que la obra falsa se quite en forma gradual, con el fin de, no provocar una condición de fatiga en la losa.







## CAPITULO V

## CONCLUSIONES

En el puente de cinco claros continuos, se utilizó una sección uniforme a lo largo de toda la estructura, y en las zonas donde así lo requerían se consideró la acción compuesta, o más aún se añadieron cubreplacas a el patín inferior.

En algunas zonas de la viga continua, no se utilizó la acción compuesta, dado que no era necesario. Para los momentos negativos, se consideró no aplicar la acción compuesta, evitando así posibles agrietamientos en la losa.

Algunas de las ventajas que podemos señalar con el uso de la construcción compuesta acero-concreto son:

Se requieren secciones de acero de menor tamaño, debido a que la cubreplaca de concreto, aumenta la inercia de la sección.

La losa del puente que se encuentra formando parte de la acción compuesta, está sometida totalmente a compresión; además de que se aprovechan las propiedades de la losa, se evita el agrietamiento en la misma.

La construcción compuesta proporciona una mayor rigidez a todo el sistema estructural, trayendo por consiguiente, menores deflexiones.

Debe tenerse en cuenta, que la construcción compuesta trae considerables ventajas, pero que la sección trabaja como compuesta, hasta que el concreto adquiere su resistencia a

los 28 días del colado. Por consiguiente, se debe proporcionar un soporte lateral adecuado a el patin de compresión de las trabes de acero, en el caso de que sea necesario.

Además, el costo extra que implica la instalación de los conectores, son operaciones necesarias para que la sección trabaje como compuesta.

## BIBLIOGRAFIA

- 1.- SCT., "Normas técnicas para el proyecto de puentes carreteros". Tomos I y II
- 2.- John P. Cook., "Construcciones Compuestas". LIMUSA
- 3.- Yuan Yu Hsieh., "Teoría Elemental de Estructuras"  
PHI