



ASOCIO: THE LOUIS BERGER GROUP, INC. - ICIA



091

**PROYECTO APERTURA CONEXIONES
NEJAPA - APOPA - TRONCAL DEL NORTE Y
BOULEVARD CONSTITUCION**



**REVISION DEL DISEÑO DE
PAVIMENTO**

TRAMO 2

**CALLE AL VOLCAN - CARRETERA TRONCAL DEL NORTE (CA:4)
TRAMO ORIENTE**

TRAMO 3

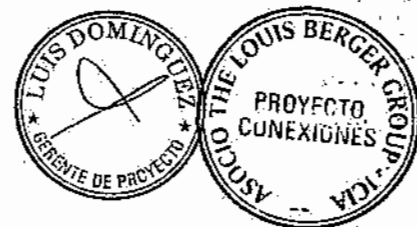
**CALLE AL VOLCAN - CARRETERA TRONCAL DEL NORTE (CA:4)
TRAMO PONIENTE**

PRESENTA: INGENIERA YOLANDA RIVARA



REVISION ACTUALIZACION DEL DISEÑO DE PAVIMENTO

INDICE	HOJA N°
REVISION POR METODO AASHTO	1
REVISION POR METODO PCA	9
ANEXO 1 TABLAS INFORME DE ACTUALIZACIÓN	15
ANEXO A METODO AASHTO	18
ANEXO B METODO PCA	24



REVISION DEL DISEÑO DE PAVIMENTO

TRAMO 2 – CALLE AL VOLCAN – CARRETERA TRONCAL DEL NORTE
(CA-4) ORIENTE

TRAMO 3 – CALLE AL VOLCAN – CARRETERA TRONCAL DEL NORTE
(CA – 4) PONIENTE

1. CONSIDERACIONES GENERALES:

La memoria descriptiva presentada, actualiza los resultados provenientes del estudio de Tráfico y del Estudio de los materiales que conformarán la traza.

Tal como se estableció en el Estudio Conceptual, el paquete estructural estará conformado por una losa de concreto hidráulico y una base de suelo estabilizado con cemento Portland.

Los espesores de la estructura se determinaron mediante el método AASHTO (1993)

2. REVISION DE LOS PARAMETROS DE DISEÑO

2.1 CARGAS DE DISEÑO

Se determinó en la actualización del diseño del pavimento:

- a) Volumen y composición vehicular.
- b) Configuración de los vehículos pesados.
- c) Cargas por eje
- d) Taza de crecimiento anual, por tipos de vehículos (n=25 años)

Tal como se puede apreciar en el informe sobre Análisis de Tránsito (Estudio de Tráfico). Se efectuó el conteo volumétrico (TPDA) de tránsito, incluyéndose la composición vehicular, como así también la configuración de los vehículos pesados. (Tablas 1 y 2 del informe sobre Actualización del Diseño del Pavimento, Anexo 1)

No contándose con censos de carga por eje, se utilizó información suministrada por la Dirección de Planificación Vial del Ministerio de Obras Públicas (MOP) de El Salvador. Así como también se dispuso de Valores de

Factor camión en Autopistas Centro Occidental (Figura 1, Fuente: Ing. Salvador Pulido Año 1995) tal como consta en el informe sobre Actualización del Diseño del Pavimento (tablas 3, 4 y 5, Anexo 1)

Si bien no correspondería diseñar para cargas que sobrepasen los valores límites legales (10 ton para camión tipo C2, eje trasero; 9 ton para ejes simples duales de otros camiones; 16,5 ton para camión tipo C3, eje trasero y 16 ton para ejes tandem de otros camiones), la realidad obliga a hacerlo, considerando el alto porcentaje de camiones con carga excedida (Tabla 3, 4 y 5 de Informe sobre Actualización del



Diseño del Pavimento, M&S Internacional S.A) que circulan por las vías de El Salvador, como así también en todos los países de Centro y Sudamérica.

Para cada tipo de vehículo pesado (C2, C3 y T3S2; 11,12 y 122 respectivamente) se determinó en base a la información indicada (MOP) el factor de equivalencia ponderado en función de los porcentajes de camiones excedidos. Se consideró que el 75% de ellos circularían en esa condición y el 25% restante en condición de vacío. Para el tipo T2S2 (112), se consideró que el 75% circularía cargado al máximo (Cargas Límites Legales vigentes) y el 25% vacío.

El factor de equivalencia para el camión vacío se obtuvo de la Tabla que se adjunta suministrada por M&S Internacional S.A. (Figura 1.)

De acuerdo al Estudio de Tráfico, los volúmenes deben ser considerados en el "escenario de crecimiento alto", dicha premisa fue aceptada. Y de acuerdo a los censos de origen y destino, un 50% de los camiones encuestados viajan en condición de vacío (principalmente los C2, que son los que predominan en el espectro de cargas pesadas), pese a lo cual siguiendo una tendencia conservadora se asumió un 25% circulando en dicha condición.

Además para el tipo de camión C2 en el Estudio de Tránsito, se indica que un 32% del total está compuesto por camiones tipo C2-A, cuyo peso máximo no sobrepasa las 10 ton, por lo que se considero para el cálculo del factor de equivalencia de dicho vehículo, un 80% de aquellos cuya carga máxima es de 15 ton y un 20% del C2-A (Carga máxima 10 ton).

Para el resto del tipo de vehículo (automóviles, pickups, microbuses y buses), se ha considerado que circulan con las cargas máximas establecidas en los reglamentos vigentes.

En el Anexo 1 se adjuntan las planillas de cálculo.

A los efectos de obtener las cargas equivalentes acumuladas en el período de diseño (n=25 años), se aplicó la relación:

$$N_{8,2t} = TPDA_i \times Fe_{pi} \times D_D \times D_L \times 365d \times n$$

Siendo:

$TPDA_i$ = Promedio diario de tránsito para el vehículo i , para el año promedio de diseño.

Fe_{pi} = Factor de equivalencia ponderado para el vehículo (i)

D_D = Factor de Distribución direccional ($D_D = 1,0$)

D_L = Factor de Utilización del carril de diseño (0.35 para vehículos livianos y microbuses y 0.80 para camiones y buses)

n = Período de Servicio, 25 años



Valores de Factoración en Autopista Centroccidental, Ambos sentidos.

Tipología de camión	Velocidad (km/h)	Profundidad (m)	Esfuerzo (kg/cm²)	N.º de pasadas	Volúmenes (m³)	N.º de volúmenes	Volúmenes (m³)	Volúmenes (m³)	Volúmenes (m³)	Factor-camión abnegrado
2RDaucobús	4.01	572	75.22	438	23.75	136	0.102	13.87	0.570	248.44
2RDaucamión	47.14	8,717	80.23	5,389	19.77	1,328	0.095	126.18	3.005	16,193.79
O3Eaucobús	1.30	185	88.85	184	11.38	21	0.155	9.31	0.955	156.66
O3Eaucamión	10.87	1,549	87.67	1,358	12.33	191	0.142	27.10	6.053	8,233.64
2S1	0.40	57	60.98	29	49.12	28	0.257	7.18	3.753	109.70
2S2	7.92	1,086	96.22	1,045	3.78	41	0.181	7.41	9.800	6,998.72
2S3	0.32	45	97.78	44	2.22	1	0.059	0.09	5.847	257.28
3S1	0.05	7	28.57	2	71.43	5	0.457	2.43	1.537	3.27
3S2	12.02	1,713	93.17	1,596	6.53	117	0.131	15.27	6.401	10,216.77
3S3	10.79	1,538	99.99	1,482	9.64	59	0.099	2.20	8.998	9,879.32
2R2	0.62	89	91.01	81	8.99	8	0.113	0.90	11.848	943.31
2R3	0.67	124	87.90	109	12.10	15	0.121	1.52	13.598	1,482.18
3R2	0.09	13	84.62	11	15.38	2	0.019	0.04	4.823	53.05
3R3	2.46	351	98.86	347	1.14	4	0.047	0.19	12.511	4,341.16
3R4	1.43	204	97.65	199	2.45	6	0.060	0.40	15.459	3,084.33
TOTAL	100.00	57,250	86.26	12,282	13.74	1,968	0.106	208.55	5,052	62,066.62

FIGURA 1

Valores de Factoración en Autopista Centroccidental, Ambos sentidos.
 Fuente: Estudio en la red vial nacional. Ing. Salvador Pujado S. Año 1965.



Resultando las cargas de diseño para cada tramo:

TRAMO 2 (Oriente):

Carril de Diseño: 13.645.328 ejes
Carril rápido : 3.518.481 ejes

TRAMO 3 (Poniente):

Carril de diseño: 10.050.894 ejes
Carril rápido : 2.600.182 ejes

2.2 CALIDAD DE MATERIAL DE SUBRASANTE; MR DE DISEÑO

Con participación de la empresa "Suelos y Materiales S.A" se llevó a cabo un programa de muestreo y ensayos de materiales de la traza. Los valores obtenidos para las características mecánicas de los suelos(CBR %), son sensiblemente inferiores a los suministrados en el Diseño Conceptual:

De acuerdo a los resultados de los ensayos realizados, los valores promedios obtenidos serían:

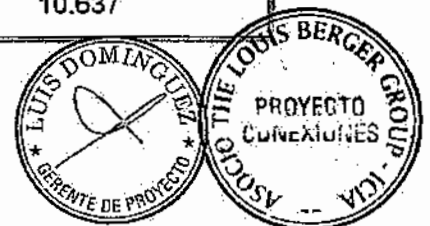
TRAMO 2 (ORIENTE): CBR \geq 18.7%
TRAMO 3 (PONIENTE): CBR \geq 17.4%

Teniendo en cuenta que se trata de suelos A₄ y A₂₋₄, sabido es que en laboratorio, por la contención lateral del molde y el efecto del fondo, acusan un valor portante medianamente superior al que desarrollaran " in situ".

Además es conveniente adoptar para CBR de diseño un valor tal que siendo inferior a los promedios obtenidos, nos garantice que sin involucrar una distancia de transporte importante, sea posible su extracción y traslado, sin mayores costos. Dichas consideraciones son valederas, siempre y cuando no obliguen a un incremento importante en el espesor de la losa, en cuyo caso ante dos alternativas técnicamente comparables, decidirá el contratista, cual sería a su criterio la más adecuada.

De acuerdo a la correlación existente entre los valores de CBR% y el módulo Resiliente de Diseño, se adoptaron los siguientes valores que consideramos adecuados:

TRAMO	CBR(%)	MR (psi)
2 (ORIENTE)	13%	11.236
3 (PONIENTE)	12%	10.637



2.3. NIVEL DE CONFIABILIDAD

Teniendo en cuenta que el nivel de Confiabilidad (R), involucra posibles errores en el diseño, provenientes de la estimación de las cargas, como así también de posibles defectos en la etapa constructiva se ha considerado aceptable el valor asumido 85% teniendo en cuenta la calidad de la información obtenida y su procesamiento, como así también la tendencia conservadora adoptada, en lo que respecta a la estimación de cargas. El haber adoptado un MR de Diseño inferior al correspondiente promedio de los CBR obtenidos, también conlleva a reducir el nivel de confiabilidad a adoptar.

La calidad a exigir durante la etapa constructiva, en base al plan de Aseguramiento (QAS), no cabe duda que garantizará que se cumplirá sin problemas con las reglas del arte en todas las etapas.

Para R=85%, correspondería para el cálculo $Z_r = -1,037$.

2.4. DESVIACION STANDARD (S_o)

La metodología utilizada (AASHTO) recomienda el valor de $S_o = 0.35$ para diseños de pavimentos rígidos, tal cual se asume en la actualización del diseño.

2.5. PERDIDA DE SERVICIABILIDAD (ΔPSI)

Los valores adoptados $PSI_i = 4.5$ y $PSI_f = 2.5$ son los correctos, resultando $\Delta PSI = 2.0$

2.6. COEFICIENTE DE DRENAJE (C_d)

Considerando que la capa subyacente a la losa estará conformada por un suelo estabilizado con cemento y que la calidad del sistema de drenaje se ubica entre condición regular a buena, el valor adoptado ($C_d = 1.0$) es el correcto.

2.7. COEFICIENTE DE TRANSFERENCIA DE CARGA (J)

Habiéndose proyectado una losa de hormigón con juntas que incluyen elementos de transferencia y espaciadas como corresponda, además de la construcción de hombros pavimentados, el valor adoptado $J = 2.7$ es correcto.

2.8. CALIDAD DEL CONCRETO QUE CONFORMARA LA LOSA DEL PAVIMENTO.

Se seleccionó un concreto hidráulico con un módulo de rotura a la flexión (28 días) de $40,00 \text{ Kg/cm}^2$ ($S'c = 568 \text{ psi}$) y un módulo elástico del concreto $E_c = 3,834,000 \text{ (psi)}$ (Resistencia a la compresión $f_c = 318,5 \text{ Kg/cm}^2 = 4,524,15 \text{ psi}$).



2.9. CALCULO DEL MODULO DE REACCION DE LA SUBRASANTE (k)

Dicho valor depende del espesor y características mecánicas de la capa de base, del módulo resiliente del material que conforma la subrasante, de la posible pérdida de valor soporte del suelo y de la profundidad ($\leq 3,00\text{m}$) en que se registre un macizo rocoso.

La capa de base se conformará con materiales locales (suelos del tipo A4), estabilizados con cemento Portland.

Con muy buen criterio se redujo la resistencia a la compresión a los 7 días, y el espesor de la capa, con respecto al Diseño Conceptual; habiéndose fijado un % de cemento tal que $R_c = 25 \text{ Kg/cm}^2$ (7 días) y un espesor de capa de 20 cm.

Si bien no carece de importancia la resistencia a la compresión de la mezcla, es fundamental que dicha característica perdure durante su comportamiento en servicio, por tal motivo es recomendable que se proceda a efectuar previamente a dicha prueba, ensayos de durabilidad (humedecimiento y secado) Norma AASHTO T135-95. Para los distintos tipos de suelo, se establece un % de pérdida que no debe superarse (para suelos A_{2-4} corresponde un 14% de pérdida como máximo y para suelos A_4 $\leq 10\%$ de pérdida). También se recomienda el ensayo de congelamiento y deshielo, aunque en la zona en estudio no se produzcan esas alternativas climáticas. En suelos salinos, la acción perniciososa de las sales se detecta fácilmente en los ensayos de congelamiento y deshielo (AASHTO T136-95)

Los ensayos de durabilidad indicados permiten estimar el contenido apropiado de cemento, no solamente en función de su durabilidad, sino que también miden la resistencia estructural del material.

En lo concerniente al espesor de la capa, dada su reducida influencia en el valor de k y por ende en el cálculo del espesor de la losa (D), se considera que con un menor espesor (20 cm vs. 25 cm) se facilitará la operación de mezclado, humedecimiento y compactación, obteniéndose desde todo punto de vista, una mayor uniformidad en la mezcla.

De acuerdo a la actualización del diseño se considerará una base de una $R_c = 25 \text{ Kg/cm}^2$ ($MR = 590,000 \text{ psi}$) y un espesor de 20 cm (7,9").

Para el módulo de la subrasante se consideró :

TRAMO 2 = MR 11.236 psi
TRAMO 3 = MR 10.637 psi

Como pérdida de valor soporte de suelo, se consideró $L_s = 0$, por tratarse de una base de suelo tratado con cemento.

La profundidad a que se registra el macizo rocoso supera los 3,00m, por lo que no tendrá efecto sobre el diseño.



De acuerdo a los factores relacionados con el módulo de reacción de la subrasante se obtiene un valor k ponderado de:

TRAMO	MODULO DE REACCION (k)
T-2 ORIENTE	1080 psi/in
T-3 PONIENTE	1035 psi/in

Los espesores de losa requeridos, para el carril lento (tránsito pesado), serán:

	$N_{d,2}$ (ton)	k (pci)	E_c (psi)	S_c (psi)
T-2 ORIENTE	13.6×10^6	1080	3.8×10^6	568
T-3 PONIENTE	10.0×10^6	1035	3.8×10^6	568

	J	C_d	S_o	Z_r	D (" / cm)
T-2 ORIENTE	2.7	1.0	0.35	-1.037	(8,5") 21.5 cm
T-3 PONIENTE	2.7	1.0	0.35	-1.037	(8,1") 20.5 cm

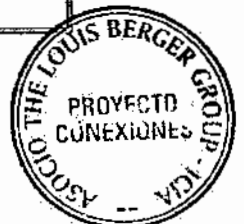
Los espesores de losa y de subbase requeridos para el carril rápido serán los mismos que los calculados para el carril lento (Tránsito Pesado).

En el anexo A se describe el método de diseño AASHTO (1993) utilizado.

De la aplicación de la ecuación presentada en la figura 6, del Anexo A, y considerando los parámetros de diseños indicados por el proyectista en su memoria descriptiva, se verifican los espesores calculados.

PARÁMETROS DE DISEÑO

	TRAMO 2	TRAMO 3
R	85%	85%
Z_R	-1,037	-1,037
S_o	0.35	0.35

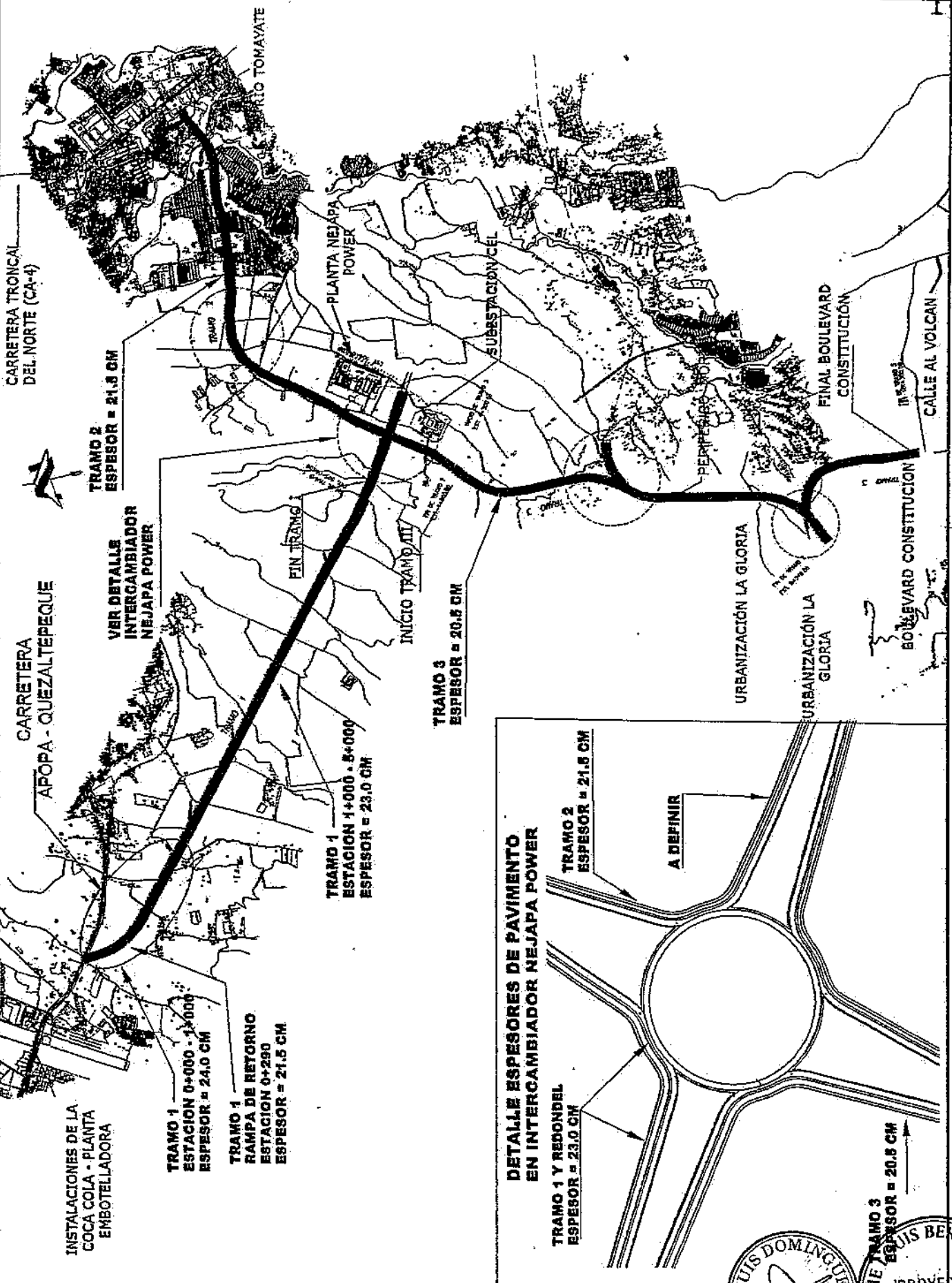


k	1080 pci	1035 pci
$\Delta\psi$	2.0	2.0
CD	1.0	1.0
J	2.7	2.7
S'_c	568 psi	568 psi
E_c	3.834.000 psi	3.834.000 psi

Se asumió:

	TRAMO 2	TRAMO 3
D	8'5"	8'1"
$(Z_R \times S_o) - 0,06$	-0,4230	-0,4230
$7,35 \lg (D+1)$	7,1863	7,0490
$\frac{L_q (\Delta\psi/4.5-1.5)}{1+1.624 \times 10^7 (D+1)^{8.46}}$	-0.1620	-0.1565
$\frac{(4.22-0.32 \text{ psi}) \lg [S'_c \times C_D (D^{0.75}-1.132)]}{215.63J (D^{0.75}-18.42)/(E_c/k)^{0.25}}$	0.5496	0.5692
Lg $N_{8.2}$	7.1509	7.0387
$N_{8.2}$	14.2×10^6	10.9×10^6
Número de ejes previstos	13.6×10^6	10.0×10^6





INSTALACIONES DE LA
COCA COLA - PLANTA
EMBOTELLADORA

TRAMO 1
ESTACION 0+000 - 1+000
ESPESOR = 24.0 CM

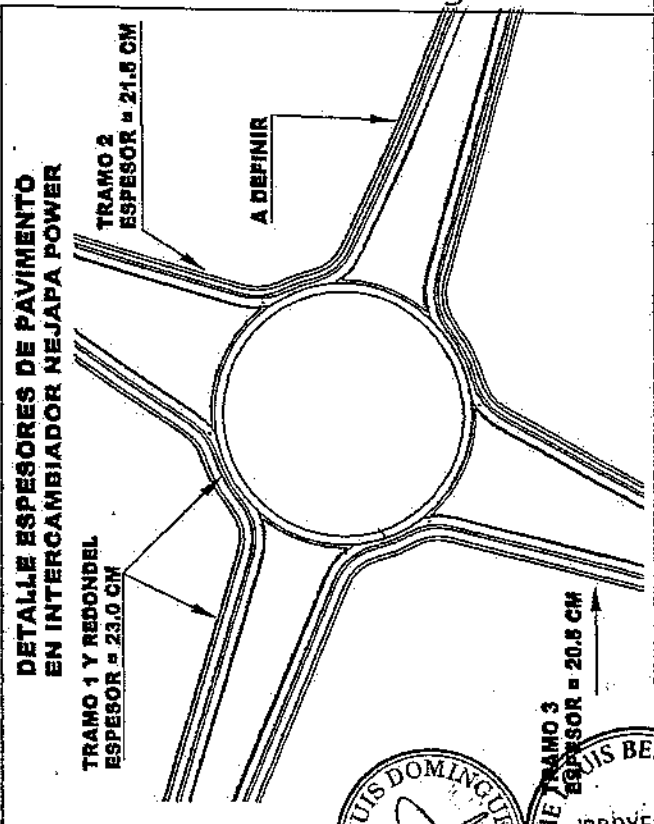
TRAMO 1
RAMPA DE RETORNO
ESTACION 0+290
ESPESOR = 21.5 CM

TRAMO 1
ESTACION 1+000 - 5+000
ESPESOR = 23.0 CM

TRAMO 3
ESPESOR = 20.5 CM

TRAMO 2
ESPESOR = 21.5 CM

VER DETALLE
INTERCAMBIADOR
NEJAPA POWER

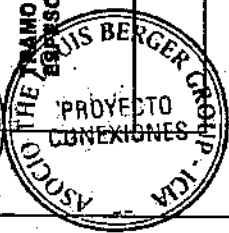


DETALLE ESPESORES DE PAVIMENTO
EN INTERCAMBIADOR NEJAPA POWER

TRAMO 1 Y REDONDEL
ESPESOR = 23.0 CM

TRAMO 2
ESPESOR = 21.5 CM

TRAMO 3
ESPESOR = 20.5 CM



PLANO DE UBICACION ESPESORES DE PAVIMENTO

ALGUNAS CONSIDERACIONES SOBRE LA DOSIFICACION, PARA LA CAPA DE SUELO – CEMENTO

De acuerdo con las opiniones vertidas por profesionales y técnicos del lugar, se puede descartar la idea de presencia de sales (sulfatos) en el suelo de la zona del proyecto.

Consecuentemente para la dosificación de la capa de suelo- cemento, se podrá prescindir del ensayo de congelamiento y deshielo, procediéndose a efectuar el ensayo de humedecimiento y secado como prueba de la durabilidad de la mezcla (AASHTO T135-95)

Una vez determinado el mínimo porcentaje de cemento que arroja un % de pérdida inferior al límite fijado, se procederá a efectuar ensayos de resistencia a la compresión con porcentajes de cemento superiores a ese mínimo indicado y con 7.14 y 28 días de curado. Ya que los aumentos de resistencia de las probetas con la edad y con el incremento del contenido de cemento, son pruebas evidentes de que el cemento actúa normalmente y que el proceso de hidratación es el correcto.

Las pérdidas de peso, referidas al ensayo indicado (AASHTO T 135-95), no deben superar los siguientes límites:

SUELO TIPO	% PERDIDAS
A1; A2-4; A2-5; A3	≤14%
A2-6; A2-7; A4; A5	≤10%
A6; A7	≤7%

Si bien estos ensayos no se incluyen en la FP 96, ni en las especificaciones AASHTO, se considera de importancia su ejecución; estándose a la espera de la aprobación del MOP, de dicha propuesta, ya que fue solicitada su inclusión en la documentación del proyecto, en fecha 3-05-02.



VERIFICACIÓN DEL DISEÑO METODO PCA

PARAMETROS DE DISEÑO

	TRAMO 2 ORIENTE	TRAMO 3 PONIENTE
CBR Subrasante	13%	12%
k Subrasante	7,0 kg/cm ³	6,5 kg/cm ³
Base Suelo Cemento	e = 20 cm	e = 20 cm
k'c	28 kg/cm ³ *	28 kg/cm ³ *

* EN GRAFICOS DE DISEÑO, EL kc SE LIMITO HASTA UN VALOR DE 17 kg/cm³

De acuerdo al análisis de tráfico efectuado, y a las cargas por eje asumidas (por la carencia de censos de cargas), se indican a continuación el número de repeticiones previstas, para las cargas máximas estimadas. No se toma en cuenta la sobrecarga en el camión tipo T2S2 (112) por no registrarse entre los tipos de vehículos excedidos.

Se considera un 20% de camiones vacíos y que el tipo C2 esta conformado en su totalidad por aquellos cuya carga máxima es de 15,00 ton.

En base a la tablas 3, 4 y 5 del Informe de Actualización (Anexo 1):

CAMION TIPO C₂ (11)

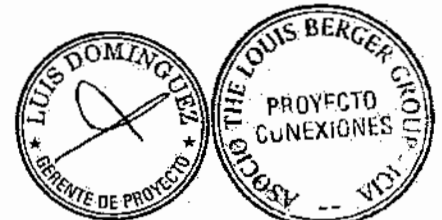
Sobrepeso / vehículo = 3,72 kips / vehículo
1,7 ton / vehículo

Relación EJE DELANTERO – EJE TRASERO = 0,31 – 0,69

Sobre peso eje delantero = 0,53 ton

Sobre peso eje trasero = 1,17 ton

CONDICION	EJE DELANTERO	EJE TRASERO
CON SOBRE CARGA	5,53 ton	11,17 ton
SIN SOBRE CARGA (Cargada al máximo)	5,00 ton	10,0 ton



CAMION TIPO C₃ (12)

Sobrepeso / vehículo = 5 kips / vehículo
2,27 ton / vehículo

Relación EJE DELANTERO – EJE TRASERO = 0,24 – 0,38 / 0,38 ton

Sobre peso eje delantero = 0,54 ton

Sobre peso eje trasero = 0,86 / 0,86 ton

CONDICION	EJE DELANTERO	EJE TRASERO
CON SOBRE CARGA	5,54 ton	18,22 ton
SIN SOBRE CARGA (Cargada al máximo)	5,00 ton	16,5 ton

CAMION TIPO T3S2 (122)

Sobrepeso / vehículo = 1,91 kips / vehículo
0,87 ton / vehículo

Relación eje delantero – eje trasero = 0.12 – 0.17 / 0.17 – 0.28 / 0.26

Sobrepeso eje delantero = 0.10 ton

Sobrepeso 1° eje trasero: 0.15 / 0.15 ton

Sobrepeso 2° eje trasero: 0.24 / 0.23 ton

CONDICION	EJE DELANTERO	EJE TRASERO	
		1°	2°
CON SOBRE CARGA	5,10 ton	16.30 ton	16.47 ton
SIN SOBRE CARGA (Cargada al máximo)	5,00 ton	16.00 ton	16.00 ton

CAMION TIPO T2S2 (112)

Sin sobrecarga



CONDICION	EJE DELANTERO	EJE TRASERO	
		1°	2°
SIN SOBRE CARGA (Cargada al máximo)	5,0 ton	9,0 ton	16,0 ton

TRAMO 2 (ORIENTE)

EJES SIMPLES

	DELANTERO	TRASERO
C ₂ (11)	5.5 ton	11,2ton 10,0ton
C ₃ (12)	5.5 ton	-
T3S2 (122)	5.1 ton	-
T2S2 (112)	5.0 ton	9.0 ton

EJES TANDEM

	TRASERO
C ₃ (12)	18.2 / 16.5 ton
T3S2 (122)	16.5 / 16.3 ton
T2S2 (112)	16.0 ton

**NUMERO DE REPETICIONES DURANTE LA VIDA UTIL PREVISTA
(n= 25 AÑOS) PARA LAS CARGAS DE MAYOR INTENSIDAD**

C2	TOTAL = 4.637.506 3.710.005 *2.021.953 **1.688.052	20% VACIO 54.5% SOBRECARGA
C3	TOTAL = 790.940 632.752 *376.487 **256.265	20% VACIO 59.5% SOBRECARGA.



T3S2	TOTAL = 468.260 374.608 *219.520 **155.088	20% VACIO 58.6% SOBRECARGA
T2S2	TOTAL = 786.755 **622.404	20% VACIO (Sin sobre carga, cargados con carga máxima)

* CON SOBRECARGA
** CON CARGA MAXIMA

Resultando para el cálculo:

EJES SIMPLES

TRASERO	11.2	2.021.953	
	10.0	1.688.052	
	9.0	622.404	
DELANTERO	5.5	2.021.953	
		376.487	2,398.440
	5,1	219.520	
	5,0	1,688.052	
		256.265	
		155.088	
		622.404	2,721.809

EJES TANDEM

TRASERO	18.2	376.487	
	16.5	256.265	
		219.520	475.785
	16.3	219.520	
	16.0	155.08 x 2	
		622.404	932.580

Teniendo en cuenta que para una relación de resistencia (R) de 0.51, le corresponde un número permisible (o admisible) de repeticiones de 400,000, (Figura II, Anexos B) no cabe duda que acorde al tránsito acumulado previsto para $n = 25$ años, para las máximas cargas calculadas, se sobrepasa ampliamente dicho valor. Aún cuando se hubiera afectado al número de repeticiones por el factor 0.80, que corresponde al porcentaje de las cargas pesadas, que se considera circulará por el carril lento (externo).

Consecuentemente se verificará el diseño, comprobando si para $\sigma_f = 40 \text{ kg/cm}^2$ y $R = 50\%$, es decir una tensión del trabajo de 20 kg/cm^2 a la flexión, el espesor calculado



es suficiente. Siendo $\sigma_f = 40 \text{ kg/cm}^2$ el valor utilizado en la metodología AASHTO aplicada.

Como ya se indicara en el Método de Diseño de la P.C.A (Anexo B), para $R \leq 0.50$, el número de repeticiones permisibles pasa a ser ilimitado.

De acuerdo al análisis de tránsito y en base a las tablas que informan sobre el peso y porcentajes de los camiones excedidos resultan los siguientes valores, asumiendo los espesores de losa, calculados mediante la metodología AASHTO. ($D = 21.5 \text{ cm} = 8.5''$)

TRAMO 3 (PONIENTE)

Aplicando el mismo criterio, para el análisis de tránsito, se tendría:

NUMERO DE REPETICIONES DURANTE LA VIDA UTIL PREVISTA (n= 25 AÑOS) PARA LAS CARGAS DE MAYOR INTENSIDAD

C2	TOTAL = 3.662.513 2.930.010 *1.596.855 **1.333.155	20% VACIO 54.5% SOBRECARGA
C3	TOTAL = 397.881 318.305 *189.391 **128.914	20% VACIO 59.5% SOBRECARGA
T3S2	TOTAL = 37.448 29.958 *17.555 **12.403	20% VACIO 58.6% SOBRECARGA
T2S2	TOTAL = 216.165 **172.932	20% VACIO (Sin sobre carga, cargados con carga máxima)

* CON SOBRECARGA
** CON CARGA MAXIMA

Resultando para el cálculo:

EJES SIMPLES

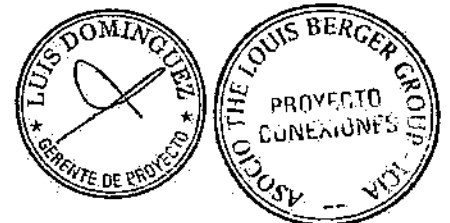
TRASEROS	11.2 ton	1.596.855
	10.0 ton	1,333.155



DELANTERO	9.0 ton	172.932	
	5.5 ton	1,596.855	
		189.391	1,786.246
	5.1 ton	17.555	
	5.0 ton	1,333.155	
		128.914	
		12.403	
		172.932	1,647.404
EJES TANDEM			
TRASEROS	18.2 ton	189.391	
	16.5ton	128.914	
		17.555	146.469
	16.3 ton	17.555	
	16.0 ton	12.403 x2	
		172.932	197.738

Aplicando el mismo criterio que para el Tramo 2 (ORIENTE), se verificará el diseño para $\sigma_t = 40 \text{ kg/cm}^2$ y $R = 50\%$, es decir para una tensión actuante o tensión de trabajo de 20 kg/cm^2 a la flexión. Resultando satisfactorios los espesores de losa consignados en el cálculo. (20.5 cm (8.1") de espesor de losa para el carril pesado, 20 cm de base de suelo cemento).

Resultando los valores que en el cuadro siguiente se adjuntan:



ANEXO 1

TABLAS 1-2-3-4-5-6-7

TABLA 1 TPDA por sentido de circulación para cada tipo de vehículo. Tramo 2 (ORIENTE)

TABLA 2 TPDA por sentido de circulación para cada tipo de vehículo. Tramo 3 (PONIENTE)

TABLAS 3, 4 Y 5. Determinación del factor de equivalencia ponderado para vehículo tipo C2, C3 y T3S2 respectivamente

TABLAS 6 Y 7 Cargas equivalentes para el periodo de diseño (n=25 años), para el tramo 2 y 3 respectivamente.

Ecuaciones utilizadas en el informe de Actualización para obtener los factores de equivalencia, para ejes simples y tandem, en función de las tablas AASHTO, para PSif 2.5 y D = 8" (Figura 1 y 2 del Anexo 1)

EJES SIMPLES	EJES TANDEM
$y = 8 \times 10^{-6} x^{4,0469}$	$y = 3 \times 10^{-6} x^{3,8184}$
$R^2 = 0,9991$	$R^2 = 0,9956$

Asumiendo que los camiones sin sobrecarga transitan con las máximas cargas legales vigentes.

TABLA 3
PARA EJES SIMPLES (CAMION C2)

EJE D. S/ SOBRECARGA = 5.0 ton = 11 kips. Fe = 0.131
EJE T. S/ SOBRECARGA = 10.0 ton = 22 kips. Fe = 2.166

Fe = para C₂ = 2.297 (S/ SOBRECARGA)

El sobre peso se distribuye 35% sobre el eje delantero y 65% sobre el eje trasero.

Calculo del Fe para C2 sobrecargado (para el caso de 144 camiones censados, Tabla 3)

SOBREPESO/ VEHÍCULO = 3.72 kips / vehículo
SOBREPESO E.D. = 1.30 kips
SOBREPESO E.T. = 2.40 kips



Tabla 1
Volúmenes de tráfico en el Tramo 2 (ORIENTE)

Año	Número de vehículos por sentido de circulación								Totales
	Autos livianos	Pick-ups	Microbuses	Buses	C-2	C-3	T2-S2	T3-S2	
2004	1,797	1,964	140	98	271	46	44	27	4,406
2005	1,877	2,073	153	107	281	47	45	28	4,611
2006	1,946	2,150	155	109	293	49	46	29	4,777
2007	2,018	2,229	157	111	306	51	48	29	4,949
2008	2,093	2,312	159	113	319	53	49	30	5,127
2009	2,171	2,397	160	115	333	55	51	31	5,312
2010	2,251	2,486	163	115	346	59	56	34	5,510
2011	2,370	2,618	164	116	356	61	59	36	5,791
2012	2,406	2,758	165	116	367	64	63	37	6,085
2013	2,623	2,902	166	117	409	67	66	39	6,286
2014	2,767	3,056	168	117	433	71	70	41	6,723
2015	2,916	3,221	169	118	451	75	75	46	7,071
2016	3,053	3,372	169	118	477	80	79	47	7,396
2017	3,197	3,531	170	119	505	85	83	50	7,739
2018	3,347	3,696	171	119	534	91	88	52	8,089
2019	3,504	3,870	172	120	565	97	92	54	8,475
2020	3,669	4,052	173	121	590	101	101	61	8,867
2021	3,816	4,214	173	121	618	106	106	63	9,218
2022	3,969	4,383	175	122	647	111	112	66	9,585
2023	4,127	4,558	176	122	678	117	118	69	9,967
2024	4,292	4,740	177	123	710	123	125	73	10,365
2025	4,463	4,929	177	124	740	129	132	79	10,772
2026	4,642	5,126	179	124	776	138	140	83	11,205
2027	4,827	5,331	180	125	814	143	148	87	11,656
2028	5,029	5,544	181	126	856	150	157	93	12,128

Tabla 2
Volúmenes de tráfico en el Tramo 3 (PONIENTE)

Año	Número de vehículos por sentido de circulación								Totales
	Autos livianos	Pick-ups	Microbuses	Buses	C-2	C-3	T2-S2	T3-S2	
2004	1,787	1,976	75	140	215	24	12	2	4,231
2005	1,837	2,031	81	153	223	24	13	2	4,364
2006	1,906	2,107	87	163	233	25	13	2	4,537
2007	1,978	2,186	92	175	244	26	13	2	4,716
2008	2,052	2,269	99	186	255	27	14	2	4,904
2009	2,129	2,353	105	199	266	28	15	3	5,088
2010	2,048	2,264	113	213	278	31	16	3	4,965
2011	2,124	2,348	117	227	293	32	17	3	5,160
2012	2,203	2,434	121	235	308	34	18	3	5,356
2013	2,284	2,524	128	244	323	36	19	3	5,560
2014	2,369	2,618	130	253	340	37	20	3	5,770
2015	2,450	2,708	136	263	360	39	21	4	5,981
2016	2,509	2,773	139	268	380	41	22	4	6,137
2017	2,569	2,839	142	274	401	43	23	4	6,298
2018	2,631	2,906	145	280	423	45	25	4	6,459
2019	2,694	2,977	148	286	446	47	26	4	6,627
2020	2,750	3,039	151	292	469	51	28	5	6,785
2021	2,880	3,161	155	298	490	53	29	5	7,050
2022	2,974	3,287	158	305	511	55	30	5	7,326
2023	3,093	3,419	161	311	533	58	32	6	7,613
2024	3,217	3,555	165	318	556	60	33	6	7,910
2025	3,341	3,692	169	325	585	64	35	6	8,217
2026	3,474	3,840	173	332	613	67	37	7	8,542
2027	3,613	3,994	176	339	642	69	39	7	8,879
2028	3,754	4,149	180	348	677	73	41	8	9,189



TABLA 3

Estadística de Control de Pesos en las Carreteras Próximas a San Salvador

C2	Sin sobrecarga	Sobrecargados	% sin sobrecarga	Sobrecargados	% de Sobrecargados	Sobrepeso (ton)	Sobrepeso (kips)	Sobrepeso (vehículo (kips)	Efecto lento con sobrecarga	Efecto lento con sobrecarga	Efecto lento con sobrecarga	Faena sobrecarga	Faena sobrecarga	FC ponderada (ca rgado)
144	96	48	66.7%	81.1	33.3%	178.42	3.72	12.33	24.39	2.30	3.60	2.70		
74	37	37	50.0%	73.4	60.0%	161.46	4.36	12.65	24.81	2.30	3.75	3.02		
160	66	94	41.3%	122.2	66.8%	268.84	2.86	12.02	23.84	2.30	3.19	2.82		
30	9	21	30.0%	26.1	70.0%	67.42	2.73	11.99	23.76	2.30	3.14	2.89		
58	18	38	32.1%	72.8	67.9%	160.16	4.21	12.60	24.71	2.30	3.69	3.24		
85	43	42	50.6%	67.4	49.4%	146.28	3.63	12.28	24.27	2.30	3.43	2.86		
110	60	60	45.5%	120.8	64.5%	266.76	4.43	12.68	24.88	2.30	3.77	3.10		
30	28	22	68.0%	40.1	44.0%	88.22	4.01	12.43	24.68	2.30	3.39	2.78		
55	35	51	40.7%	109.2	69.3%	240.24	4.71	12.66	25.03	2.30	3.89	3.24		
30	7	23	23.3%	39.1	76.7%	86.02	3.74	12.34	24.40	2.30	3.40	3.14		
38	10	28	26.3%	67.8	73.7%	127.16	4.54	12.62	24.92	2.30	3.82	3.42		
60	28	32	46.7%	53.1	63.3%	114.62	3.89	12.28	24.30	2.30	3.45	2.91		
62	18	44	29.0%	65.8	71.0%	122.1	2.78	11.99	23.78	2.30	3.15	2.81		
15	7	8	46.7%	12.88	53.3%	32.88	1.82	11.63	23.04	2.30	2.77	2.55		
25	14	11	66.0%	21.0	44.0%	46.2	4.20	12.60	24.70	2.30	3.68	2.91		
Total	468	639	43.8%	1107.8	64.4%	3077.0	3.72	12.33	24.70	2.30	3.74	2.91		

C2	Vacios	Cargados
%	25	75
FC	0.085	2.040
Total		2.235

Vehículo C2-A (7.5% cargado, según carga máxima legal)

C2/A	Vacios	Cargados
%	25	75
FC	0.080	0.328
Total		0.269

Vehículo C2-A combinado	%	FC
C2	80.0%	2.235
C2-A	20.0%	0.269
Combinado		1.842



TABLA 4

Estadística de Control de Pesos en las Carreteras Próximas a San Salvador

C3	Sin sobrecarga	Sobrecargados	% sin sobrecarga	% de Sobrecargados	Sobrepeso (ton)	Sobrepeso (kips)	Sobrepeso/vulcú (kips)	Eje delantero con sobrecarga	Eje trasero con sobrecarga	Fasita sobrecarga	Fasos sobrecarga	FOPonderato (kg)
25	15	10	60.0%	40.0%	22.0	48.5	4.85	12.18	40.03	2.87	4.14	3.98
2	2	0	100.0%	0.0%						2.87		2.87
12	4	8	33.3%	66.7%	40.6	89.4	11.18	13.70	44.84	2.87	6.40	5.22
10	4	6	40.0%	60.0%	14.2	31.3	6.21	12.26	40.31	2.87	4.25	3.70
6	3	3	50.0%	50.0%	13.0	28.6	9.64	13.30	43.60	2.87	5.76	4.31
15	7	8	46.7%	53.3%	43.2	29.1	3.63	11.88	39.11	2.87	3.78	3.38
22	8	14	36.4%	63.6%	34.5	76.0	5.43	12.32	40.47	2.87	4.32	3.79
25	5	20	20.0%	80.0%	29.4	65.9	2.80	11.68	36.47	2.87	3.55	3.42
19	7	12	36.8%	63.2%	10.8	23.6	1.88	11.49	37.86	2.87	3.34	3.16
5	3	2	60.0%	40.0%	10.7	23.6	11.78	13.84	45.30	2.87	6.65	4.38
2	1	1	50.0%	50.0%	2.7	6.9	6.85	12.44	40.86	2.87	4.48	3.67
25	8	17	32.0%	68.0%	38.4	84.8	4.88	12.21	40.12	2.87	4.18	3.78
5	3	2	60.0%	40.0%	6.6	18.9	9.47	13.28	43.54	2.87	5.72	4.01
0	0	0										
0	0	0										
24	20	4	45.5%	54.5%	23.1	61.6	6.71	23.53	42.74	2.87	4.27	3.68

C3	Vencos	Cargados
%		25
FC		0.142
Total		3.688
		2.801

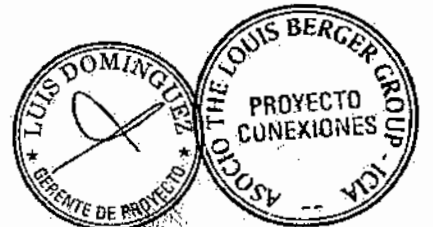


TABLA 5

Estadística de Control de Pasos en las Carreteras Próximas a San Salvador

#352	sin sobrecarga	Sobrecargados	% sin sobrecarga	Sobrecargados	% de Sobrecargados	Sobrepeso (ton)	Sobrepeso (kips)	Sobrepeso vehiculo (kips)	Estandar con sobrecarga	Ejemplar con sobrecarga	Feelsobrecarga	Reconsobrecarga	FCponderado (cargado)
48	32	16	66.7%	33.3%	25.1	64.0	4.00	11.48	36.81	37.41	4.88	6.00	5.32
5	3	2	60.0%	40.0%	3.0	7.9	3.98	11.48	38.00	37.38	4.98	0.00	6.39
45	25	20	55.6%	44.4%	35.4	77.9	3.88	11.47	36.57	37.35	4.98	5.97	5.42
1	0	1	0.0%	100.0%	1.6	3.3	3.30	11.40	36.37	37.03	4.98	5.81	5.81
26	8	17	32.0%	68.0%	21.2	48.6	2.74	11.33	35.18	36.73	4.98	5.87	5.45
70	42	28	60.0%	40.0%	48.6	100.1	3.68	11.43	36.47	37.18	4.98	5.88	5.34
17	3	14	17.6%	82.4%	22.3	49.1	3.60	11.42	38.44	37.14	4.98	5.69	5.65
18	10	8	55.6%	44.4%	7.7	16.8	2.12	11.20	35.97	36.38	4.98	5.90	5.21
35	10	25	28.6%	71.4%	31.3	68.9	2.76	11.33	38.19	36.74	4.98	5.67	5.47
10	0	4	80.0%	20.0%	0.0	11.0	2.78	11.33	36.19	35.74	4.98	5.87	5.26
8	5	3	62.5%	37.5%	1.8	4.0	1.32	11.16	35.70	35.96	4.98	5.30	5.10
150	32	118	21.3%	78.7%	12.4	27.3	0.23	11.03	35.33	36.37	4.98	5.04	5.03
10	7	3	70.0%	30.0%	8.4	18.6	6.16	11.74	37.34	38.58	4.98	6.62	5.47
442	183	259	41.4%	58.6%	22.2	59.1	1.91	11.91	37.34	38.58	4.98	6.62	5.47

Ventilador 02 (100% cargado sobre el eje legal)

Eje 1 (ton)	Eje 2 (ton)	Feponderado (Cargado+Sobrecargado)
5	10	
11	22	
0.131	2.166	2.297

Ventilador 03 (100% cargado sobre el eje legal)

Eje 1 (ton)	Eje 2 (ton)	Feponderado (Cargado+Sobrecargado)
5	16.6	
11	36	
0.131	2.784	2.915



FE

Tabla 6
Cargas equivalentes en el tramo 2 (ORIENTE)

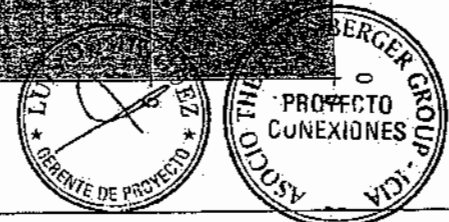
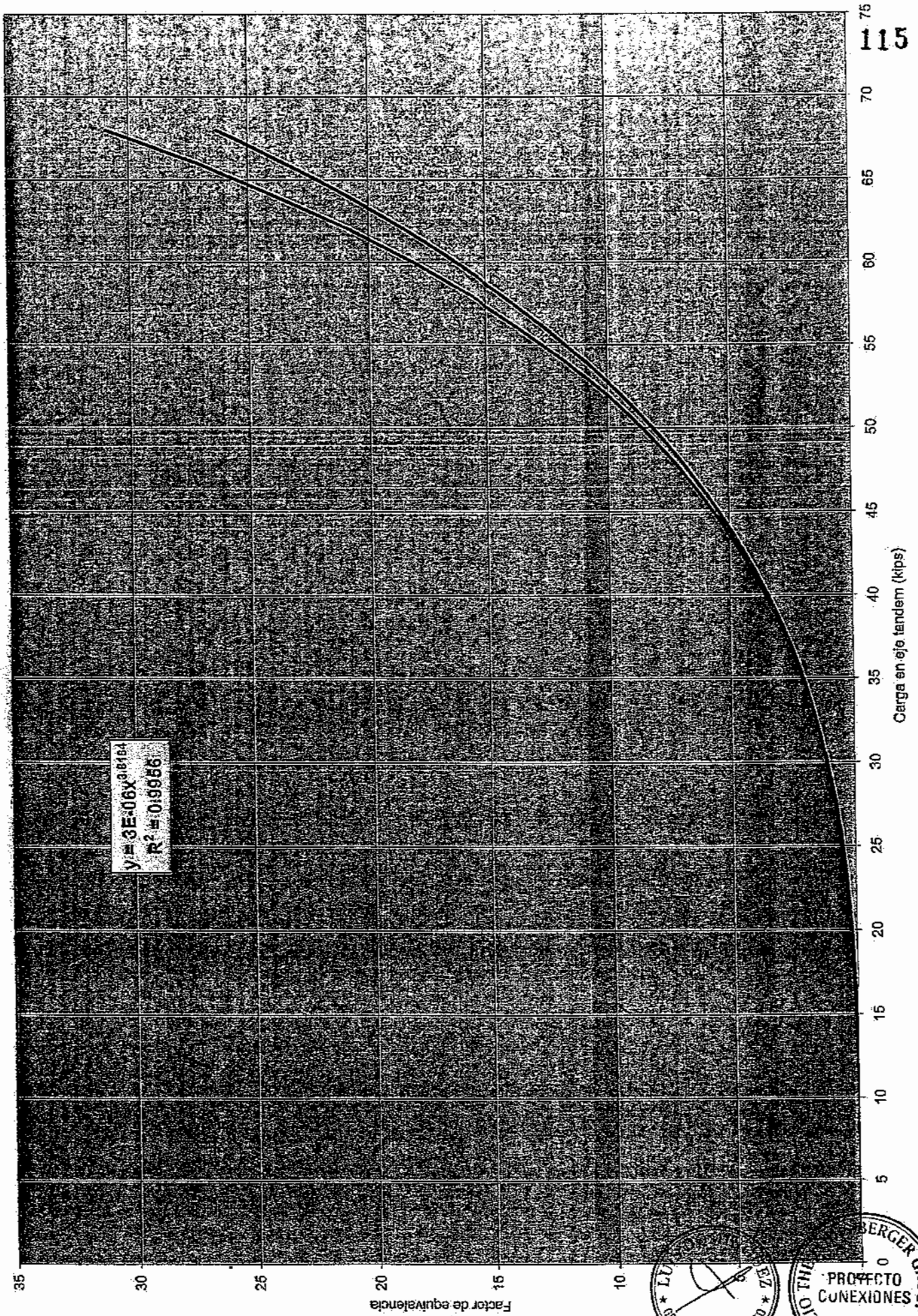
	A.L.	P.	MB	B	C2	C3	T252	T352
TPDA Promedio 25 años	3,170	3,501	168	117	508	87	86	51
Total anual	1,157,183	1,277,966	61,204	42,866	185,500	31,638	31,470	18,730
Total 25 años	28,929,563	31,949,147	1,530,106	1,071,640	4,637,506	790,940	786,755	468,260
FE/vehículo	0.0004	0.0056	0.139	1.555	3.242	2.801	3.217	3.87725
Ejes equiv. Totales	11,572	178,915	212,685	1,656,220	8,542,286	2,215,423	2,531,148	1,815,561
En canal diseño	4,050	62,620	170,148	1,324,976	6,833,828	1,772,338	2,024,918	1,452,449
En canal rápido	7,522	116,295	42,537	331,244	1,708,457	443,085	506,230	363,112
								3,518,481

Tabla 7
Cargas equivalentes en el tramo 3 (PONIENTE)

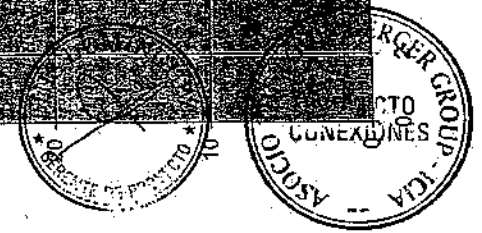
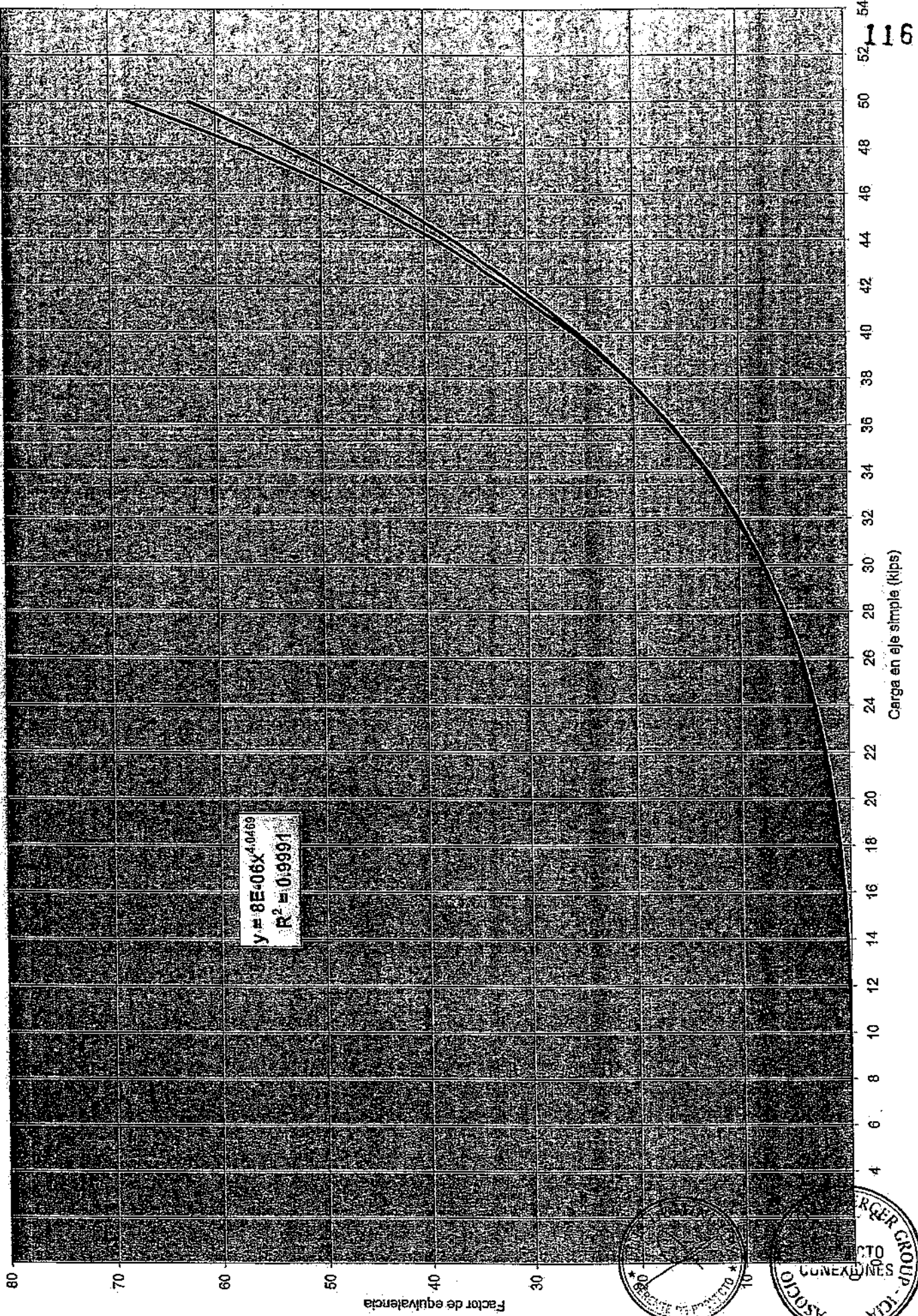
	A.L.	P.	MB	B	C2	C3	T2-52	T3-52
TPDA Promedio 25 años	2,586	2,858	134	257	401	44	24	4
Total anual	943,817	1,043,167	48,800	93,809	146,501	15,915	8,647	1,498
Total 25 años	23,595,433	26,079,163	1,219,991	2,345,235	3,662,513	397,881	216,165	37,448
FE/vehículo	0.0004	0.0056	0.139	1.555	3.242	2.801	3.217	3.87725
Ejes equiv. Totales	9,438	146,043	169,579	3,624,561	6,746,349	1,114,463	695,446	145,196
En canal diseño	3,303	51,115	135,663	2,899,649	5,397,079	891,571	556,357	116,157
En canal rápido	6,135	94,928	33,916	724,912	1,349,270	222,893	139,089	29,039
								10,050,894
								2,690,182



Relación entre ejes dobles y FE



Relación entre carga en eje simple y FE



Cálculo de Fe para camión sobrecargado:

EJE D. C/ SOBRECARGA = $11 + 1.30 = 12.30$ kips. Fe = 0.20

EJE T. C/ SOBRECARGA = $22 + 2.40 = 24.40$ kips. Fe = 3.294

Fe para C2 = 3,494 (c/ sobrecarga)

Fe ponderado = 2.949 (45.5% s/ sobrecarga y 54.5% c/sobrecarga)

Dicho factor de equivalencia corresponde al camión tipo C₂ (Carga máxima 15 ton). El camión tipo C_{2A} (Carga máxima 10 ton) integra un 20% de ese conjunto; considerando que en ambos casos un 75% circula cargado y un 25% vacío, resulta Fe_e = 1.842.

C2	VACIO	CARGADOS
%	25	75
FC	0.095	2.949
TOTAL		2.235

VEHÍCULO C2-A (75% cargado, según carga máxima legal)

C2-A	VACIO	CARGADOS
%	25	75
FC	0.090	0.328
TOTAL		0.269

VEHÍCULO C2 COMBINADO		
TIPO	%	FC
C2	80	2.235
C2-A	20	0.269
COMBINADO		1.842

Para el cálculo de las cargas equivalentes en el Tramo 2 (ORIENTE), de acuerdo a la Tabla 6, para cada tipo de vehículo y por sentido de circulación se calculó:

- 1) El TPDA promedio en 25 años (de Tabla 1)
- 2) El total anual
- 3) El total en 25 años
- 4) El Fe/ vehículo, calculados en base a los cuadros de las tablas 3, 4 y 5 (camiones excedidos y con carga máxima) y a los valores indicados en la Figura 1 (acápito 2.1 del Informe presente), donde para distintos tipos de camiones se indica el factor de equivalencia para el camión vacío (por ejemplo C2, Fe = 0.095). Considerando un 75% cargados y un 25% vacío. Para el camión tipo T2 - S2, se determinó como



condición de cargado (75%), a aquellos que transportaran las cargas máximas legales vigentes, por no contarse este tipo de vehículo entre los excedidos.

- 5) Los ejes equivalentes totales, surge de multiplicar los valores obtenidos en (3) y (4).

Para los cálculos de $N_{8.2}$ en el carril de diseño se consideró solicitado por el 35% de las cargas livianas y el 80% de las cargas pesadas. Siendo las livianas: automóviles, pick-ups y microbuses y las pesadas las restantes (buses, C2, C3, T2-S2 y T3-S2)



ANEXO A

**REVISION DEL DISEÑO DEL PAQUETE ESTRUCTURAL.
PAVIMENTO RIGIDO.**

METODOS A UTILIZAR:

- AASHTO (1993)
- PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (PCA)

METODO DE DISEÑO AASHTO (1993)

FACTORES DE DISEÑO:

- Módulo de Reacción efectivo de la subrasante.
- Análisis de tránsito.
- Nivel de confiabilidad.
- Pérdida de Serviciabilidad.
- Módulo Elástico del Concreto Hidráulico
- Módulo de Rotura del Concreto
- Coeficiente de Transferencia de Carga
- Coeficiente de Drenaje

MODULO DE REACCION EFECTIVO DE LA SUBRASANTE

Considerando que el valor de k efectivo, depende de varios factores, ajenos al módulo de reacción de la subrasante en si, el primer paso consiste en identificar la combinación de los factores a considerar, a fin de poder estimar mediante la Tabla y Figuras que se adjuntan (Figuras 1,2,3,4 y 5) el módulo de reacción efectivo.

Las variables a considerar son:

- a) Tipo de Subbase :diferentes tipos de subbases, tienen distintos módulos elásticos (E_{sb}), por lo que se debe de considerar los efectos, así como también la variación del mismo en las distintas estaciones del año.
- b) Espesores de Subbases (en pulgadas) que corresponda a cada tipo de subbase, a fin de evaluar económicamente distintas alternativas.
- c) Pérdida de soporte (LS); este factor tiene en cuenta la potencial pérdida portante de la subbase (erosión, movimientos diferenciales de capas subyacentes, etc). A continuación se indican valores de LS para distintos tipos de materiales.



TIPO DE MATERIAL	LS
Base granular tratada con cemento E = 1.000.000 a 2.000.000 psi	0,0 a 1,0
Mezclas de agregado cemento E = 500.000 a 1.000.000 psi	0,0 a 1,0
Estabilizados con cal E = 20.000 a 70.000 psi	1,0 a 3,0
Materiales Granulares sin tratar E = 15.000 a 45.000 psi	1,0 a 3,0
Materiales de subrasante (naturales) E = 3.000 a 40.000 psi	2,0 a 3,0

- d) Profundidad de macizo rocoso: si debajo de la subrasante, a una profundidad menor de 10 pies, existiera un macizo rocoso, su influencia debe ser considerada para esa sección, aunque la longitud que abarque del Tramo no sea realmente significativa.

Se comenzará por estimar los módulos resilientes de la subrasante en las distintas estaciones del año (columna 2 de Tabla de la Figura 1).

Se analizarán las características mecánicas de los distintos tipos de subbase, a fin de evaluar sus módulos (E_{sb}) en las distintas épocas del año.

Para un material tratado con cemento (insensible a la acción del agua) bastará con asignarle un valor constante para cada estación.

En el siguiente paso, se estimará el valor del módulo compuesto (k'_b) para cada estación, asumiendo una profundidad de subrasante semi-infinita.

Mediante la carta que se indica en la figura 2, entrando con el espesor de la subbase (D_{sb}), y en función de los módulos de la subrasante y de la subbase (MR y E_{sb}) se determina el módulo compuesto (k_c) en pci.

El efecto del macizo rocoso se excluye si el mismo se ubica a una profundidad mayor de 10 pies (3,00 m)

A continuación se estimará en base a la carta de la figura 4 el deterioro relativo (u) para cada estación, entrando con k_c y asumiendo un espesor de losa en pulgadas. Dividiendo la sumatoria de los deterioros relativos por el número de estaciones (o por el número de meses según correspondiera), se obtendrá el valor promedio $m = S_m/h$. Entrando nuevamente a la carta de la figura 4, con dicho valor promedio (m) y el espesor de losa asumido, se obtendrá el módulo de reacción efectivo de la subrasante. El último paso consiste en ajustar dicho módulo en base a una potencial pérdida de soporte de la subbase.



Mediante el gráfico de la Figura 5, en base al módulo efectivo y al valor LS se determina el módulo de reacción efectivo de la subrasante corregido por una potencial pérdida de soporte.

ANÁLISIS DE TRANSITO

Como para el caso de pavimento flexibles, se determinarán los factores de equivalencia para ejes simples, tandem y triples, para espesores de losa de 6 a 14" y PSI final de 2,0; 2,5 y 3,0. Tablas D₁₀ a D₁₈ (AASHTO Guide for Design of Paviment Structures, 1993). Las cargas de tránsito deben ser convertidas a un número equivalente de cargas por eje simple de 18,000 lb (8,2 ton).

Se requiere la siguiente información, a los efectos de llevar a cabo un completo análisis de tránsito:

- Tránsito promedio diario anual (TPDA) actual y serie histórica.
- Composición vehicular y configuración de cargas pesadas.
- Censos de cargas por ejes.
- Tasa de crecimiento anual.

Para obtener el número total de pasadas de ejes equivalente a 8,2 ton (N_{8,2}) durante el período de vida útil previsto (n) para el diseño, se aplica:

$$N_{8,2} = 365 \times D_D \times D_L [C_L \times F_{ECL} + C_P \times F_{ECP}] [(1+i)^n - 1 / i]$$

Siendo: D_D Factor de distribución direccional (generalmente se adopta D_D = 1.00; ya que se considera que el transporte de cargas de ambas direcciones es similar); D_L factor de distribución por carril, su valor varía de acuerdo al número de carriles que conformarán la calzada en cada dirección. Según AASHTO los valores que se indican pueden usarse como guía:

NÚMERO DE CARRILES EN CADA DIRECCIÓN	% A ADOPTAR PARA DISEÑO
1	100
2	80-100
3	60-80
4	50-75

- C_L = Números de camiones livianos en el año de habilitación (promedio diario anual).
- F_{ECL} = Factor de equivalencia de los camiones livianos
- C_P, F_{ECP} = ídem para camiones pesados
- i% = Tasa de crecimiento anual
- n = Período de servicio adoptado para el diseño (en años)



NIVEL DE CONFIABILIDAD

Se debe destacar que para elevados volúmenes de tránsito, se recomiendan altos niveles de confiabilidad. A continuación se indican los rangos de confiabilidad (R) sugeridas para distintos tipos de carreteras, clasificadas según su funcionalidad.

NIVELES DE CONFIABILIDAD RECOMENDADOS (R)

CLASIFICACION FUNCIONAL	URBANAS	RURALES
INTERESTATALES	85.0 - 99.9	85.0 - 99.9
ARTERIAS PRINCIPALES	80 - 99	75 - 95
COLECTORAS	80 - 95	75 - 95
LOCALES	50 - 80	50 - 80

Para la desviación estándar (S_o) se recomienda para pavimentos rígidos adoptar un valor comprendido entre 0.30 y 0.40.

PERDIDA DE SERVICIABILIDAD (Δ PSI)

Siendo Δ PSI la diferencia entre la serviciabilidad inicial y la serviciabilidad en el momento en que se requiera una rehabilitación, se recomienda un $PSI_i = 4,5$ y un $PSI_f = 2,5$.

MODULO ELASTICO DEL CONCRETO HIDRAULICO (E_c)

Considerando las dificultades que presenta determinar dicho módulo en laboratorio (ensayos de tracción indirecta), su valor se puede estimar, mediante la siguiente expresión, recomendada por la American Concrete Institute.

$$E_c = 57,000 (f_c)^{0.5}$$

Siendo:

E_c = Módulo elástico del concreto (psi)

f_c = Tensión a la compresión del concreto (psi), norma AASHTO T22



MODULO DE ROTURA DEL CONCRETO (S'c)

El módulo de rotura (tensión de flexión) requerido, corresponde al promedio de valores (28 días de curado) resultantes de la aplicación del ensayo AASHTO T97.

Considerando la introducción del nivel de confiabilidad en el método de diseño, se recomienda enfáticamente que no se utilice como factor de diseño, el valor del módulo exigido en las especificaciones de construcción normales, dado que representa un valor reducido y dónde solo un pequeño porcentaje de la distribución caería por debajo del mismo. Si se desea utilizar dicho valor (Sc), se le debe de hacer un ajuste, basado en la desviación standard del módulo (SDs) y en el porciento (PS) de la distribución de tensiones, que se considere que normalmente pueden caer debajo del valor especificado, siendo:

$$S'c \text{ (promedio)} = Sc + Z \text{ (SDs)}$$

Siendo:

S'c = Promedio estimado del valor del módulo de rotura (en psi)

Sc = Módulo de rotura (en psi) según las especificación de construcción

SDs = Desviación Standard estimada del módulo de rotura

Z = Variación Normal Standard

Donde:

Z	PS*
0.841	20%
1.037	15%
1.282	10%
1.645	5%
2.327	1%

* Número de testigos permitidos (en %), que pueden registrar resistencia menor a la especificada

COEFICIENTE DE TRANSFERENCIA DE CARGA (J)

Este coeficiente tiene en cuenta la capacidad del pavimento de concreto, para transferir(distribuir) las cargas a través de discontinuidades, tales como las juntas o grietas.

Para pavimentos proyectados con juntas que no incluyan elementos de transferencia de carga (pasadores, barras), el valor de J recomendado es de 3,8 a 4,4. Si se colocan en las juntas, los elementos de transferencia de carga, se recomienda J = 3,2 y J = 2,7 para hombros sin pavimentar y pavimentados respectivamente.



COEFICIENTE DE DRENAJE (Cd)

Se adjunta a continuación una tabla en la que se indican los valores de Cd recomendados, dependiendo de la calidad del sistema de drenaje proyectado y del tiempo, durante un año, en que la estructura del pavimento está expuesta a niveles de humedad cercanas a la saturación. Esta condición lógicamente dependerá del promedio de lluvia anuales y de las condiciones de drenaje prevaletientes. Los valores recomendados para el coeficiente de drenaje (Cd), para el diseño de pavimentos rígidos, se indican a continuación.

PORCENTAJE DE TIEMPO, DURANTE UN AÑO, EN QUE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO ESTA EXPUESTO A NIVELES DE HUMEDAD CERCANOS A LA SATURACION

CALIDAD DE DRENAJE	MENOR QUE 1%	1-5%	5-25%	MAYOR QUE 25%
EXCELENTE	1.25-1.20	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10
BUENA	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10-1.00	1.00
REGULAR	1.15-1.10	1.10-1.00	1.00-0.90	0.90
POBRE	1.10-1.00	1.00-0.90	0.90-0.80	0.80
MUY MALA	1.00-0.90	0.90-0.80	0.80-0.70	0.70

Una vez definidos los parámetros de diseño, mediante el nomograma y / o ecuación que se presenta en la Fig. 6 (parte 1 y 2) se estima el espesor de losa requerido.



**TABLA PARA ESTIMAR EL MODULO DE REACCION
EFFECTIVO DE LA RASANTE**

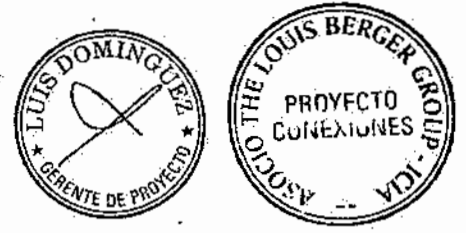
SUBBASE: TIPO _____
 ESPESOR (pulg) _____
 PERDIDA DE SOPORTE _____

PROFUNDIDAD DE MANTO
 ROCOSO (pulg) _____
 ESPESOR PROYECTADO
 DE LOSA (pulg) _____

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
MES	Módulo de la subrasante M (psi)	Módulo de la subbase E (psi)	Valor de k (pci) compuesto (Figura 2)	Valor de k (pci) sobre manto rocoso. (Figura 3)	Deterioro relativo. μ (Figura 4)
ENERO					
FEBRERO					
MARZO					
ABRIL					
MAYO					
JUNIO					
JULIO					
AGOSTO					
SEPTIEMBRE					
OCTUBRE					
NOVIEMBRE					
DICIEMBRE					
			Sumatorio	Sm =	

Promedio: $m = S_m/h =$ _____
 Módulo de reacción efectivo, k (pci) = _____
 Corregido por pérdida de soporte: k (pci) = _____

FIGURA 1



EJEMPLO:
 $D_{20} = 8$ pulgadas
 $E_{sl} = 20,000$ psi
 $M_k = 7,000$ psi
 SOLUCION: $k_{co} = 400$ psi

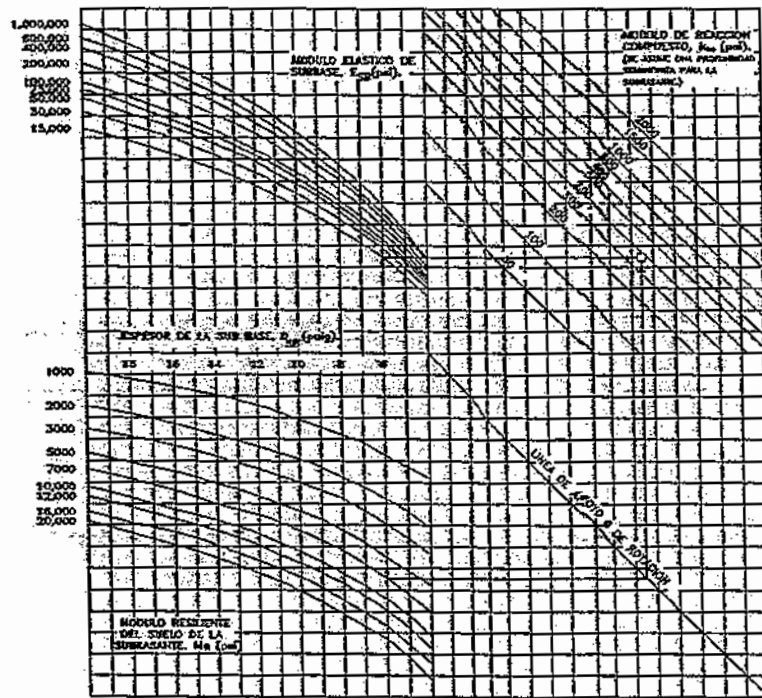
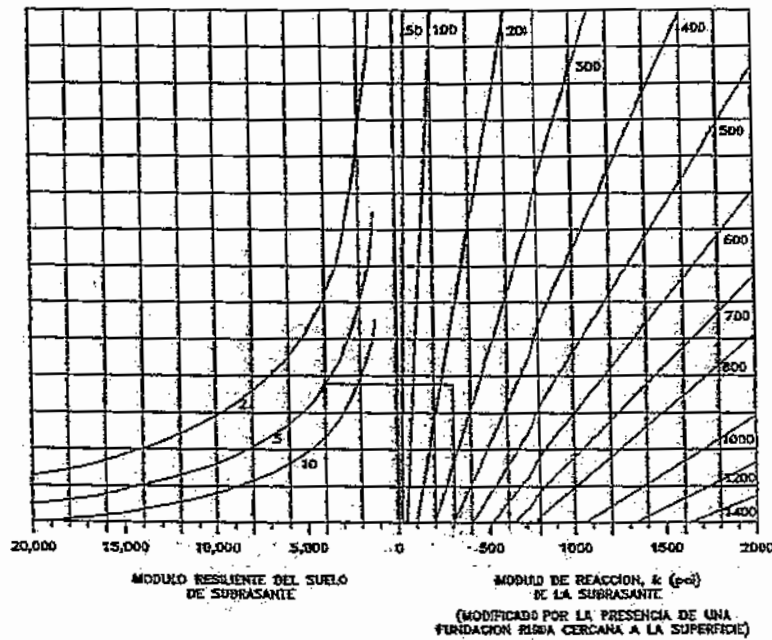


FIGURA 2.
 CARTA PARA ESTIMAR EL MÓDULO DE REACCIÓN COMPUESTO DE LA SUBGRASE, k_{co} , ASUMIENDO UNA PROFUNDIDAD SEMI-INFINITA PARA LA SUBGRASE (EN LA PRACTICA UNA PROFUNDIDAD SEMI-INFINITA SE CONSIDERA MAYOR QUE 10 PIES POR DEBAJO DE LA SUPERFICIE DE LA SUBGRASE)



PROFUNDIDAD DEL MANTO ROCOSO, D_{50} (pies) MÓDULO DE REACCIÓN DE LA SUBRASANTE, k_{so} (pci),
 ASUMIENDO UNA PROFUNDIDAD SEMI-INFINITA PARA
 LA SUBRASANTE.



EJEMPLO:
 $M_R = 4000$ psi
 $D_{50} = 5$ pies
 $k_{so} = 230$ pci
 SOLUCIÓN: $k = 300$ pci

FIGURA 3.
 CARTA PARA MODIFICAR EL MÓDULO DE REACCIÓN DE LA SUBRASANTE,
 CONSIDERANDO EL EFECTO DE UN MACIZO ROCOSO CERCA A LA
 SUPERFICIE (DENTRO DE LOS 10 PIES).



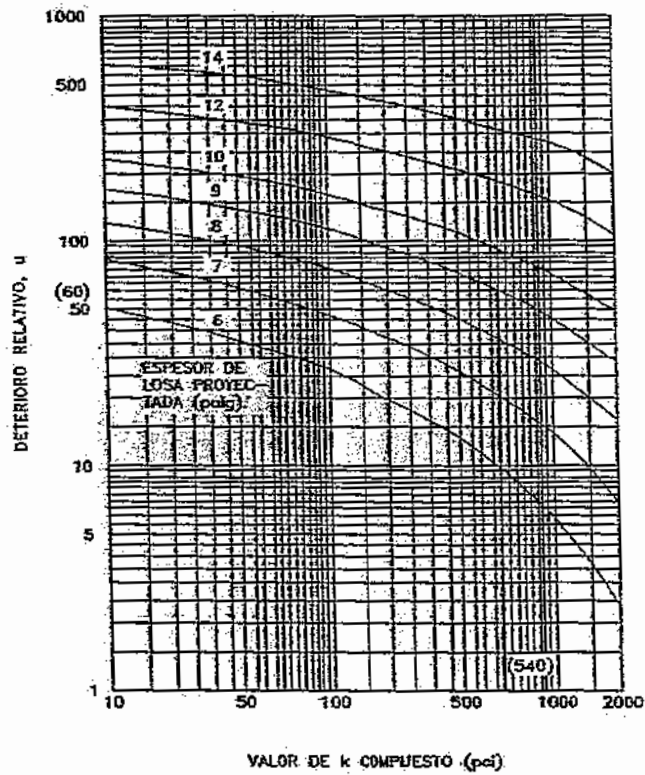


FIGURA 4:
 CARTA PARA ESTIMAR EL DETERIORO RELATIVO DE UN PAVIMENTO RIGIDO, BASADA EN EL ESPESOR DE LA LOSA Y EN EL VALOR DEL MÓDULO DE REACCIÓN COMPUESTO.



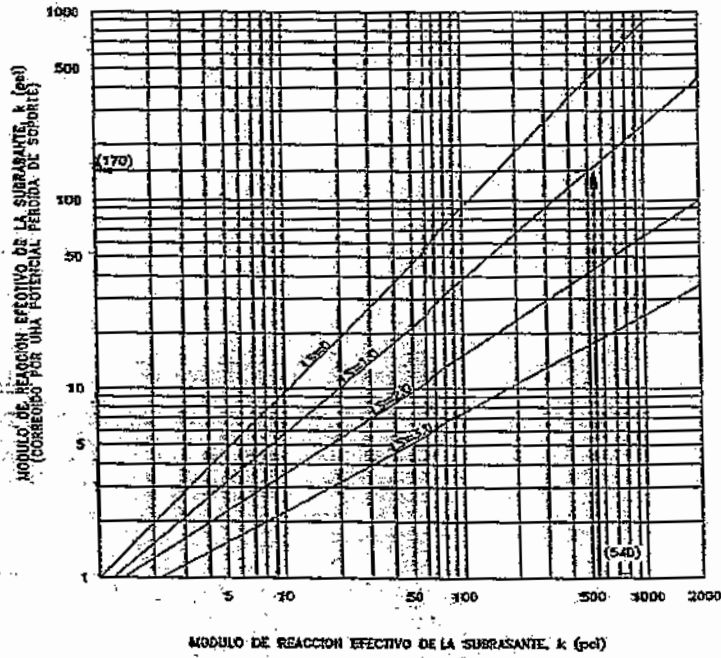
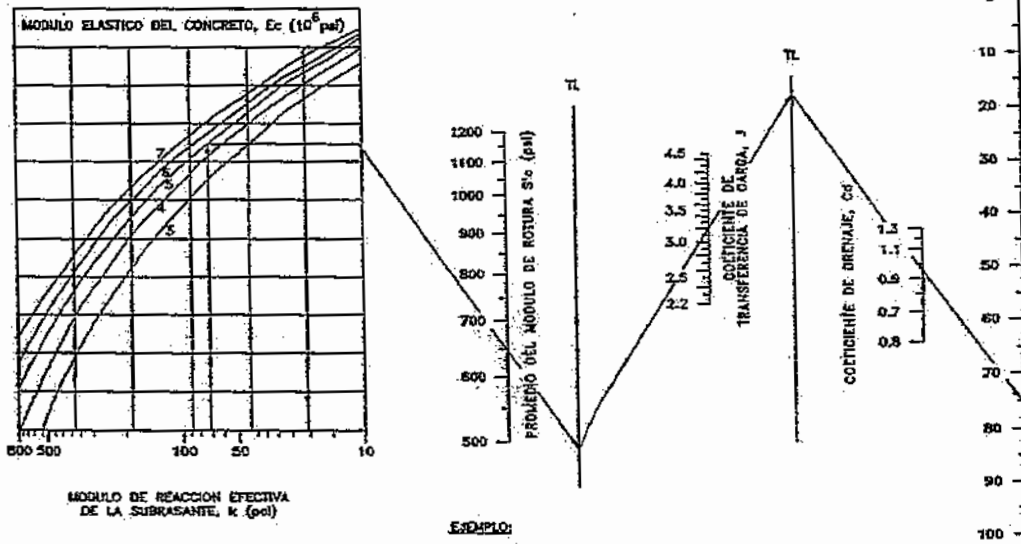


FIGURA 5
 CORRECCION DEL MODULO DE REACION EFECTIVO DE LA
 SUBRASANTE POR UNA POTENCIAL PERDIDA DE SOPORTE
 DE LA SUBBASE.



ECUACION DEL NOMOGRAMA:

$$\log_{10} W_{18} = Z_R \times S_o + 7.55 \log_{10} (D+1) - 0.06 + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta \text{ PSI}}{4.5 - 1.5} \right]}{1 + \frac{1.624 \times 10^7}{(D+1)^{6.46}}} + (4.21 - 0.32 p_1) \log_{10} \left[\frac{S_c \times C_d \left[D^{0.75} - 1.132 \right]}{215.63 \times J \left[D^{0.75} - \frac{18.42}{(E_c/k)^{0.25}} \right]} \right]$$



MODULO DE REACCION EFECTIVA DE LA SUBRASANTE, k (psi)

EjemPlo:

- $k = 72$ psi
- $E_c = 5 \times 10^6$ psi
- $S_o = 620$ psi
- $J = 3.2$
- $C_d = 1.0$
- $S_o = 0.29$
- $R = 95\%$ ($Z_R = -1.645$)
- $\Delta \text{ PSI} = 4.2 - 2.5 = 1.7$
- $W_{18} = 5.1 \times 10^6$ (18 kip ESAL)

SOLUCION: $D = 10.0$ pulg. (REDONDEAR VALOR HASTA LA MEDIA PULG. MAS CERCANA, DE LA PARTE 2).

FIGURA 6
CARTA DE DISEÑO PARA PAVIMENTOS RIGIDOS, BASADA EN VALORES PROMEDIOS PARA CADA DATO VARIABLE (PARTE 1)



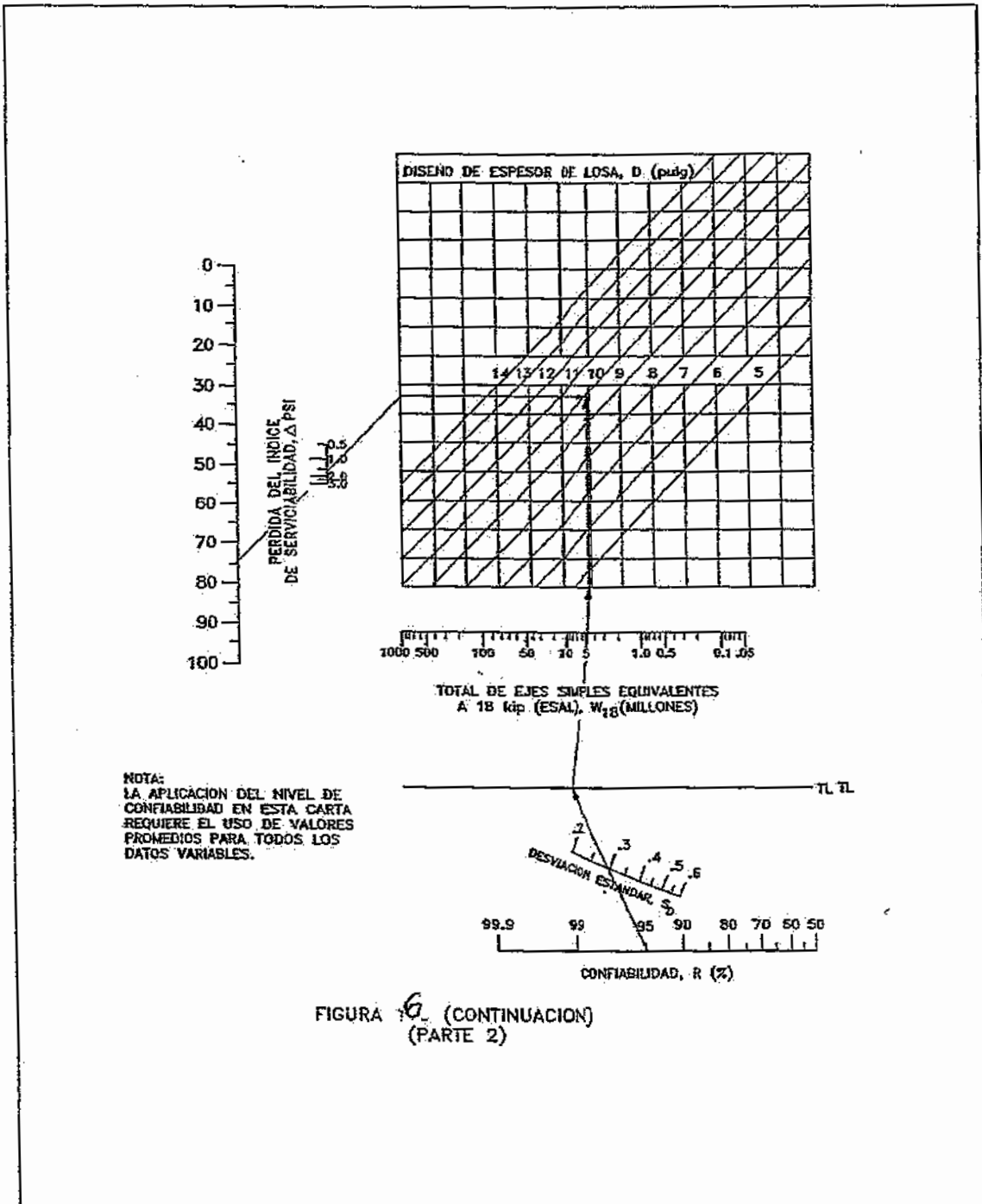
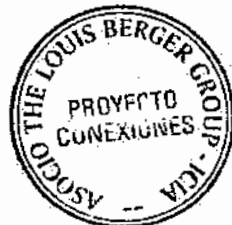


FIGURA 6 (CONTINUACION)
(PARTE 2)



ANEXO B

REVISION DEL DISEÑO DEL PAQUETE ESTRUCTURAL. PAVIMENTO RIGIDO.

METODOS A UTILIZAR:

- AASHTO (1993)
- PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (PCA)

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION.

De acuerdo a la metodología propuesta por P.C.A., se deberá comenzar por evaluar la relación entre las resistencias de trabajo y de rotura (Esfuerzo Actuante y tensión de rotura por flexión). Para ello deberá conocerse el módulo de rotura del hormigón a utilizar en el proyecto, y deberá calcularse en base a los parámetros de diseño (Cargas por Eje, Módulo de Reacción "k") y a un espesor de losa asumido, el esfuerzo actuante o tensión de trabajo.

El hormigón, como otros materiales estructurales, sometido a una tensión crítica, se verá tanto más afectado cuanto mayor sea el número de repeticiones de esa tensión. Se dice que el material está sometido a la fatiga. Dado que las tensiones críticas en el hormigón son las de flexión, para su diseño se emplean las Curvas o tablas de Fatiga del hormigón sometido a esas tensiones.

En la figura I se presenta la Curva de Fatiga del hormigón, sometido a tensión de flexión y en la figura II los valores tabulados para las distintas relaciones entre las Tensión de trabajo y el módulo de rotura (Relación de Tensiones).

Todos los investigadores concuerdan en que:

- a) Cuando las tensiones a la que se somete el hormigón no exceden el 50% del Módulo de Rotura, puede soportar un número ilimitado de estas tensiones.
- b) Cuando la tensión excede el 50% del Módulo de Rotura la repetición de las tensiones puede ocasionar la falla del hormigón. El número de repeticiones que ocasiona la falla, decrece cuando aumenta la relación de Tensiones. Se dice que se ha consumido la total resistencia a la fatiga o capacidad estructural del pavimento, cuando sobreviene la falla por repetición de Tensiones.

En base al número de repeticiones esperados (Resultante del análisis de tránsito) y admisibles (Número de repeticiones permisibles) se calcula el porcentaje utilizado de la capacidad total del pavimento, valor que indica lo que contribuye cada una de las cargas que circularán en el pavimento, a la falla final. La sumatoria de los porcentajes correspondientes a las distintas cargas, es el porcentaje utilizado de la capacidad total. El valor óptimo sería hasta un 100% (técnica y económicamente inobjetable), pero la PCA permite hasta valores que no excedan el 125%.



Lógicamente que el valor aceptable dependerá del nivel de servicio de la carretera, del futuro posible crecimiento del tránsito, etc.

Los factores que se tomarán en cuenta para definir el espesor de la losa, en la metodología de la PCA, serán : el nivel de carga (análisis de tránsito), el Módulo de Reacción de los suelos de apoyo (k en Kg/cm^3) y las características mecánicas del concreto hidráulico que conformará la losa.

El soporte que ofrece la subrasante al pavimento de hormigón se expresa por el módulo "k", definido como la relación: $k = p/z$ en Kg/cm^3 . Siendo p carga unitaria en Kg/cm^2 aplicada sobre una placa rígida y z la deflexión en cm obtenida por la aplicación de la carga p (ASTM D-1196).

Existe una relación, suficientemente aproximada y divulgada, entre los valores de CBR de fácil determinación y el módulo "k" (Figura III y IV).

Un pavimento de hormigón, distribuye las cargas que soporta, sobre una gran superficie de la subrasante. Las deflexiones son pequeñas y las presiones transmitidas a la subrasante muy reducidas. Consecuentemente estos pavimentos no requieren subrasantes de alto valor soporte, sino un valor portante razonablemente uniforme.

A pesar de lo expuesto, suelen intercalarse subbases entre el pavimento y la subrasante a fin de justificar, uno, varios, o todos los requisitos que a continuación se enuncian:

- Prevenir la acción del bombeo a través de juntas, grietas y bordes del pavimento.
- Reducir los posibles efectos perjudiciales provenientes de los altos cambios volumétricos de los suelos.
- Controlar los efectos de la penetración de la helada.
- Mejorar las condiciones de drenaje de la subrasante.
- Proveer una superficie estable de soporte uniforme, que asegure el mejor comportamiento del pavimento y facilite su construcción.

Si bien económicamente no es conveniente colocar subbases para disminuir el espesor de las losas, en el caso que se requiera su colocación, se considera el mayor valor de "k" resultante, para el diseño del pavimento.

En base a resultados experimentales, la PCA aconseja adoptar para el diseño del pavimento de hormigón, los siguientes valores de "k" medidos sobre subbases tratados con cemento(suelo cemento durable, elaborado con suelos

A_1, A_2 o A_3):

Módulo k de la subrasante: $2.8 \text{ Kg}/\text{cm}^3$

ESPESOR DE SUBBASE	VALOR k (Kg/cm^3)
10 cm	8.3
12.5 cm	12.5
15.0 cm	15.2
17.5 cm	16.6



En la Figura V se transcriben curvas correspondientes a distintos Módulos de Subrasantes, que permiten obtener para variados espesores de subbases tratadas con cemento, los valores de k_c correspondientes a las subbases, y que se utilizarán para diseño.

Con relación a las subbases tratadas con cemento, debe tenerse en cuenta que su extensión fuera del borde de la losa (generalmente 30 cm) aumenta la capacidad de carga de ese borde.

En base a este criterio, el Depto. De Caminos del Estado de California, establece que la subbase se extienda 30 cm a cada lado y fuera de los bordes del pavimento.

El contenido de cemento se determina mediante los ensayos de humedecimiento y secado, de congelamiento y deshielo (aún cuando la región no registre un clima riguroso), aplicando el criterio para las pérdidas de peso establecido por la PCA. Pudiéndose aplicar otros métodos de dosificación que proporcionen una calidad equivalente. Debe tenerse presente que se busca uniformidad y durabilidad del estabilizado, no un incremento en las características mecánicas.

En lo concerniente al análisis de tránsito, el método de diseño propuesto por la PCA exige conocer la distribución de las cargas del tránsito, para ejes simples y para ejes tandem y sus respectivas magnitudes.

Se deberá conocer tanto el flujo de tránsito actual, como las repeticiones que se esperan para cada una de las cargas registrada, dentro de la vida útil del pavimento. Consecuentemente los datos requeridos son:

Cargas por Ejes Simples (y tandem):

- Tasa Anual de Crecimiento
- Número de Ejes Simples (tandem) para el año base (habilitación)
- Número de Ejes Simples (tandem) durante la vida útil del pavimento (Parámetro de Diseño)

Este método de Diseño recomienda que las cargas de tránsito se afecten por un factor de seguridad, cuyo valor es de 1.2 para rutas sometidas a tránsito pesado y frecuente y de 1.1 para caminos con tránsito de peso y frecuencia medios. Adoptándose un factor 1,00 para caminos y calles de tránsito liviano, con tránsito pesado muy reducido.

En lo que respecta al Módulo de Resistencia en flexión del hormigón, puede obtenerse experimentalmente, ensayando una viga estándar conformada con los materiales y la dosificación que se utilizará en obra. Para su aplicación al diseño del pavimento, dicho módulo varía generalmente entre 40 y 55 Kg/ cm² (28 días).

Con demasiada frecuencia, se la define en función de la resistencia del concreto a la compresión simple (σ_c) a los 28 días siendo:

$$0,10 \sigma_c \leq \sigma_f \leq 0,17 \sigma_c$$



No se recomienda la utilización de esta correlación, ya que el tipo de cemento y los materiales de los agregados influyen considerablemente, restándole certeza a la misma. Si mediante trabajos similares en una misma zona, se puede garantizar que mediante ensayos realizados (Flexión y compresión simple), se ha obtenido una correlación valedera, de utilizarse cemento de igual procedencia y agregados del lugar (similares a los ya empleados) el nivel de seguridad de la correlación ya obtenida adquiere otro nivel de certeza.

A continuación se adjuntan los gráficos de diseño, Figura VI para ejes simples y Figura VII para ejes tandem. Dichos gráficos son los que se encuentran en la bibliografía de uso generalizado para el diseño de pavimentos rígidos, según el método de la PCA.

Usualmente se diagrama un cuadro (Figura VIII) como el que se adjunta, conformado por:

- Primera Columna: Cargas previstas para el diseño (ejes simples y tandem)
- Segunda Columna: se calculan dichas cargas, afectadas por el coeficiente de seguridad adoptado.
- Tercera Columna: mediante los gráficos de diseño (Figura VI / VII), entrando con las diferentes cargas por eje (simple / tandem), conociendo "kc" y en base a un espesor de losa asumido, se obtiene para cada carga por eje, el valor del esfuerzo actuante. Los distintos valores obtenidos, corresponden a los esfuerzos que el tránsito aplica a la losa (Tensión de Trabajo).
- Cuarta Columna: Habiendo considerado como factor de diseño, una determinada Tensión de Rotura a la Flexión σ_r , se calcula la relación R entre el esfuerzo actuante y el esfuerzo disponible.
- Quinta Columna: Con dicha relación de resistencia (R) y la Curva de Fatiga o la tabla adjunta (Figura I y II respectivamente), se determina el número de repeticiones permisibles o admisible para cada carga. Es decir el número de aplicaciones que el pavimento puede soportar, sin que se provoque la falla.
- Sexta Columna: Se transcriben las repeticiones previstas para cada carga.
- Séptima Columna: Dividiendo los valores de la columna Sexta por los valores transcritos en la columna quinta y expresando el cociente como un porcentaje, se obtiene el consumo a la fatiga del pavimento proyectado.

De acuerdo al % utilizado de la Capacidad Total del pavimento proyectado, habrá que repetir el cálculo o no.

En el primer caso utilizando un espesor inferior al asumido o superior si $S \geq 125\%$.

El método descrito requiere un análisis de tránsito fehaciente y una extrapolación de crecimiento futuro certera. No debe pensarse por eso que el método carece de sentido práctico ya que es dable suponer que para una carretera que por su nivel de tránsito y de servicio, requiera un pavimento de hormigón, es casi inconcebible que no se cuente con un análisis de tránsito completo y confiable.



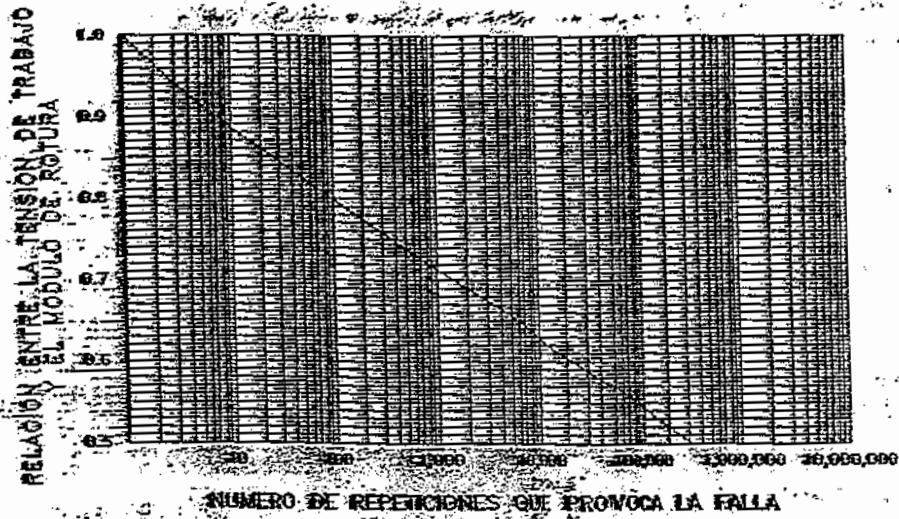


FIGURA 7
CURVA DE FATIGA DEL HORMIGON SOMETIDO
A TENSION DE FLEXION



Tabla de Correlación entre la Relación de Resistencias de un pavimento rígido carretero y el número de repeticiones de la carga correspondiente que se puede soportar sin falla.

<i>Relación de Resistencias</i>	<i>Número permisible de repeticiones</i>	<i>Relación de Resistencias</i>	<i>Número permisible de repeticiones</i>
0.51	400,000	0.69	2,500
0.52	300,000	0.70	2,000
0.53	240,000	0.71	1,500
0.54	180,000	0.72	1,100
0.55	150,000	0.73	850
0.56	100,000	0.74	650
0.57	75,000	0.75	490
0.58	57,000	0.76	360
0.59	42,000	0.77	270
0.60	32,000	0.78	210
0.61	24,000	0.79	160
0.62	18,000	0.80	120
0.63	14,000	0.81	90
0.64	11,000	0.82	70
0.65	8,000	0.83	50
0.66	6,000	0.84	40
0.67	4,500	0.85	30
0.68	3,500		

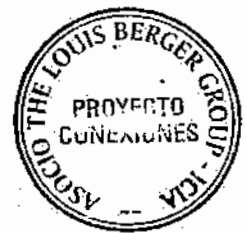
FIGURA II



TABLA XV
Valores aproximados de k y CBR para los grupos de suelos de la clasificación de la Administración de Caminos Públicos de E.U.A.

DESCRIPCIÓN DE LOS SUELOS	Grupo	k (kg/cm ²)	CBR - %
Mezcla de grava, arena y arcilla bien graduada. Ligante excelente.	A-1	10.80-18.90 ó superior	38-80 ó superior
Mezcla de arena y arcilla. Ligante excelente.	A-1	6.80-13.50	19-80
Gravas con material fino gravar limosas; masas de grava, arena y arcilla pobremente graduada. Esbeltas. Ligante pobre.	A-2	8.10-18.90 ó superior	27-80 ó superior
Gravas bien graduada; mezclas de grava y arcilla arenosa.	A-3	8.90-18.90 ó superior	30-80 ó superior
Material fino escaso o nulo.	A-4	2.70-8.10	9-27
Suelos limosos con pequeñas cantidades de material grueso y de arcilla plantosa.	A-5	1.40-4.70	0-8
Suelos limosos pobremente graduados que contienen finos y finísimos y presentan propiedades atásticas.			
Suelos arcillosos con cantidades moderadas e despreciables de material grueso.	A-6	1.40-6.10	0-17
Comprimidos suelos limo arcillosos inorgánicos; suelos compuestos de arena, limo y arcilla y suelos arenos arcillosos.			
Suelos de arcillas atásticas con cantidades moderadas e despreciables de material grueso. En general pobremente graduados y con contenido de finos muy alto.	A-7	1.40-6.10	0-17

FIGURA III



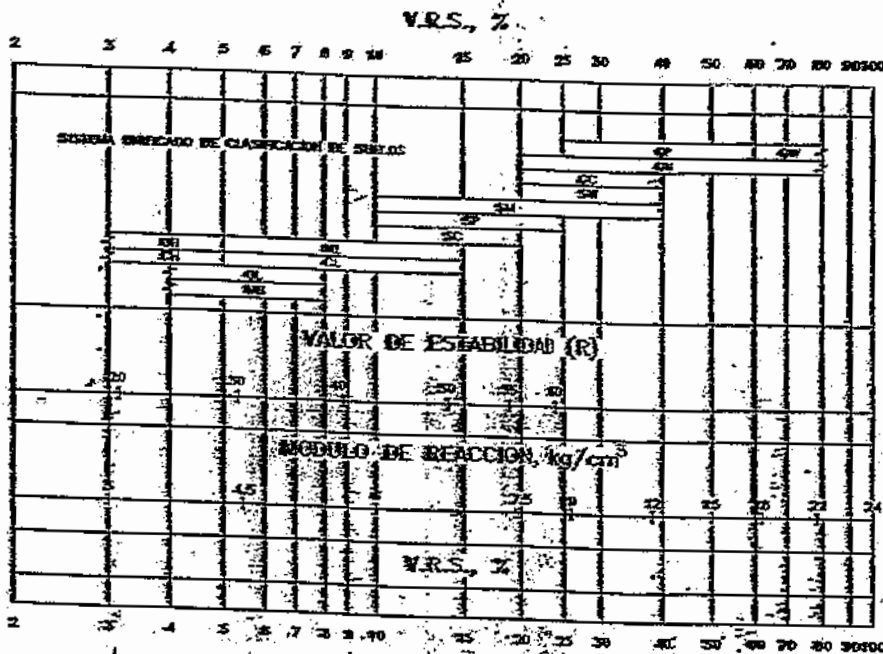


FIGURA IV
COMPARACION ENTRE VARIOS INDICES DE RESISTENCIA
QUE PUEDEN USARSE EN SUBBASES DE PAVIMENTOS RIGIDOS



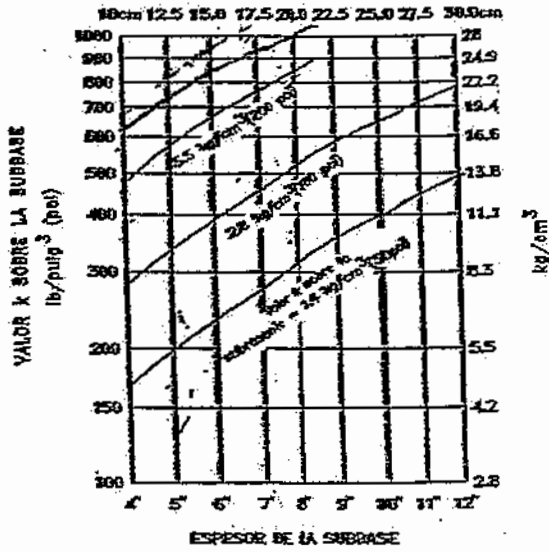


FIGURA 17
 INFLUENCIA DEL ESPESOR DE LAS SUBBASES TRATADAS CON CEMENTO SOBRE EL VALOR "K".



PAVIMENTOS DE HORMIGON
 ABACO PARA EL PROYECTO DE ESPESORES

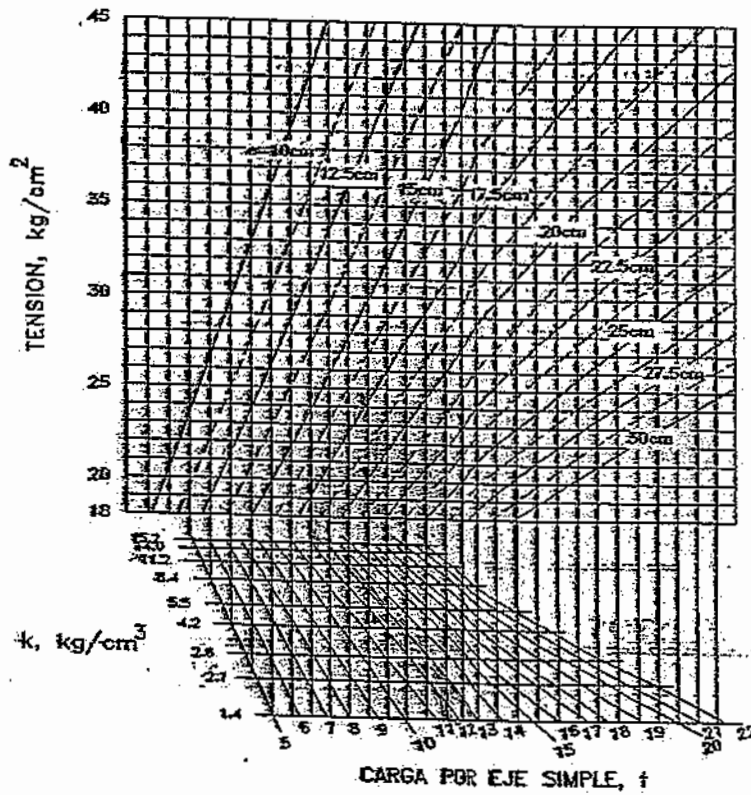


FIGURA VI
 EJES SIMPLES



PAVIMENTOS DE HORMIGON
 ABACO PARA EL DISEÑO DE ESPESORES

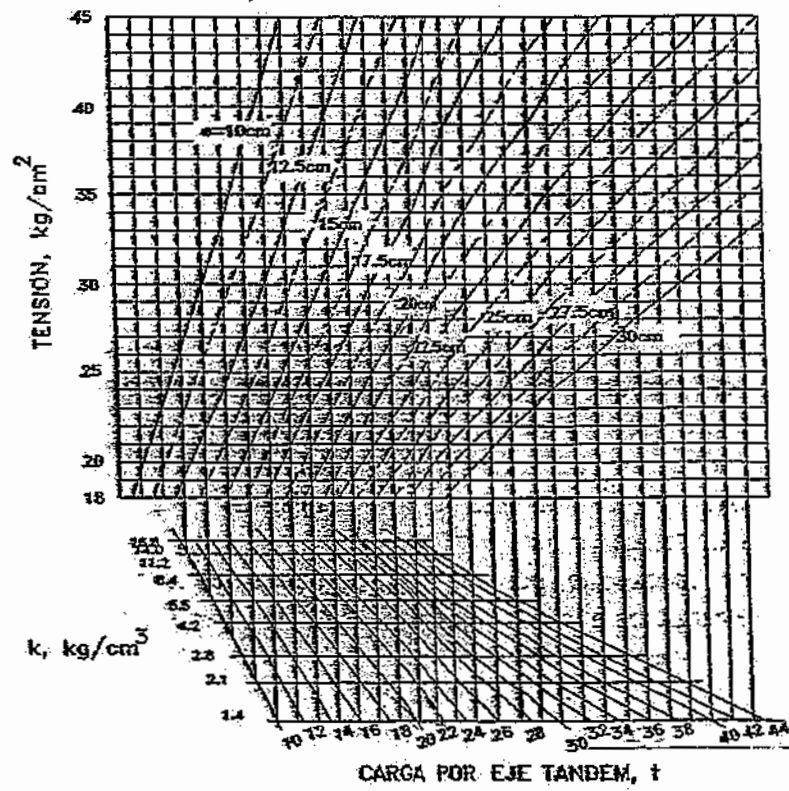


FIGURA VII
 EJES TANDEM



DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS (P.C.A.)

EJES SIMPLES		CARGA x F ₃ (ton)	ESFUERZO ACTUANTE (kg/cm ²)	R	REPETICIONES		%UTILIZADO DE LA CAPACIDAD TOTAL
CARGA (ton)	PERMISIBLES				REPETICIONES PREVISITAS		
13.6	16.3	26.0	0.52	300,000	3,100	1	
12.7	15.2	25.0	0.51	400,000	3,100	1	
11.8	14.2	23.3	<0.50	Ilimitadas	0	
10.9	13.1	Ilimitadas	0	
10.0	12.0	Ilimitadas	0	
9.6	11.5	Ilimitadas	0	
EJES TANDEM							
24.5	29.4	29.8	0.89	42,000	3,100	7	
23.6	28.3	28.2	0.87	73,000	3,100	4	
22.6	27.2	27.4	0.55	130,000	30,360	23	
21.8	26.1	26.6	0.54	180,000	30,360	17	
20.8	25.0	25.6	0.52	300,000	48,140	16	
20.0	24.0	24.5	<0.50	Ilimitadas	0	
19.0	22.8	Ilimitadas	0	
18.1	21.8	Ilimitadas	0	

S = 69%

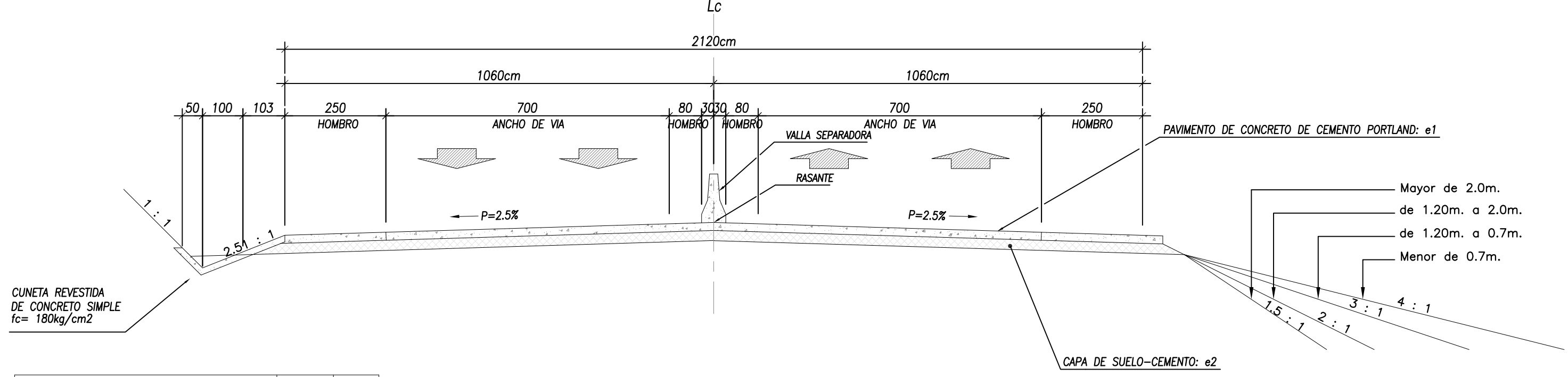
FIGURA VII



M_c = MITAD DEL ANCHO DE RODAMIENTO DEL CAMINO (3.50m.)
 B = BOMBEO DEL CAMINO (2.5%)
 S_{max} = SOBRES ANCHO MAXIMO DE LA CURVA
 P_{max} = PERALTE MAXIMO DE LA CURVA
 N = LONGITUD TANGENCIAL O DE TRANSICION DEL BOMBEO
 LT = LONGITUD DE DESARROLLO DEL PERALTE
 m = PENDIENTE RELATIVA ENTRE LOS BORDES Y EL EJE DEL CAMINO
 V_d = 60 K.P.H. TRAMO 3a
 V_d = 90 K.P.H. TRAMO 3

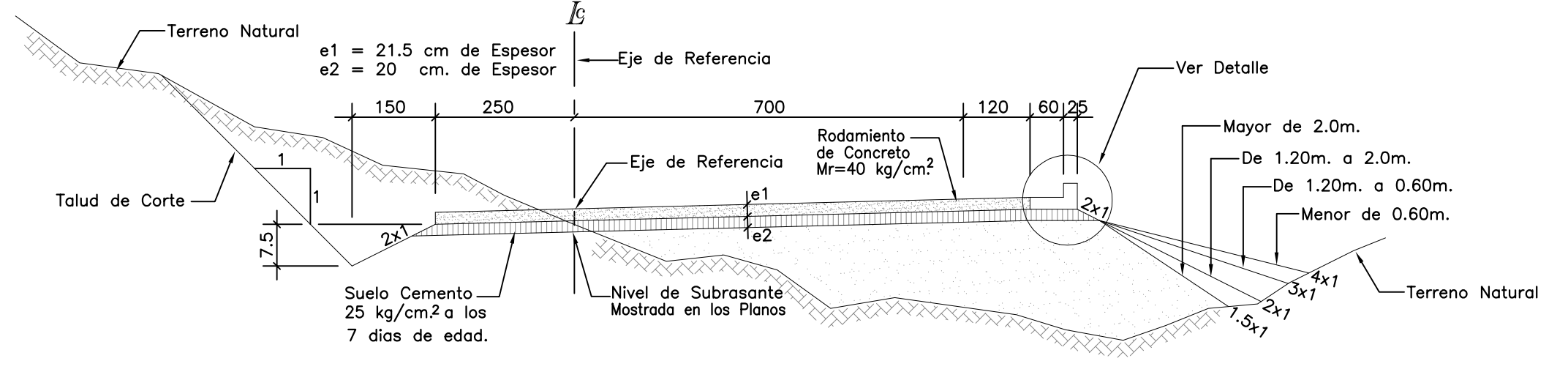
$$N = \frac{M_c \times B}{m} ; LT = \frac{M_c \times P_{max}}{m}$$

VELOCIDAD DE DISEÑO (V_d) = 60 kph.
 PERALTE MAXIMO DEL PROYECTO (P_{max}): 10%
 PERALTE DE LA CURVA = $\frac{P_{max}}{G_{cmx}} \times G_c$
 SOBRESANCHO POR CURVA = $n[R - (R^2 - L^2)^{0.5}] + 3/(10\sqrt{R})$, para cada vía de circulación.
 n = No. DE CARRILES
 L = DISTANCIA ENTRE EJES DEL VEHICULO

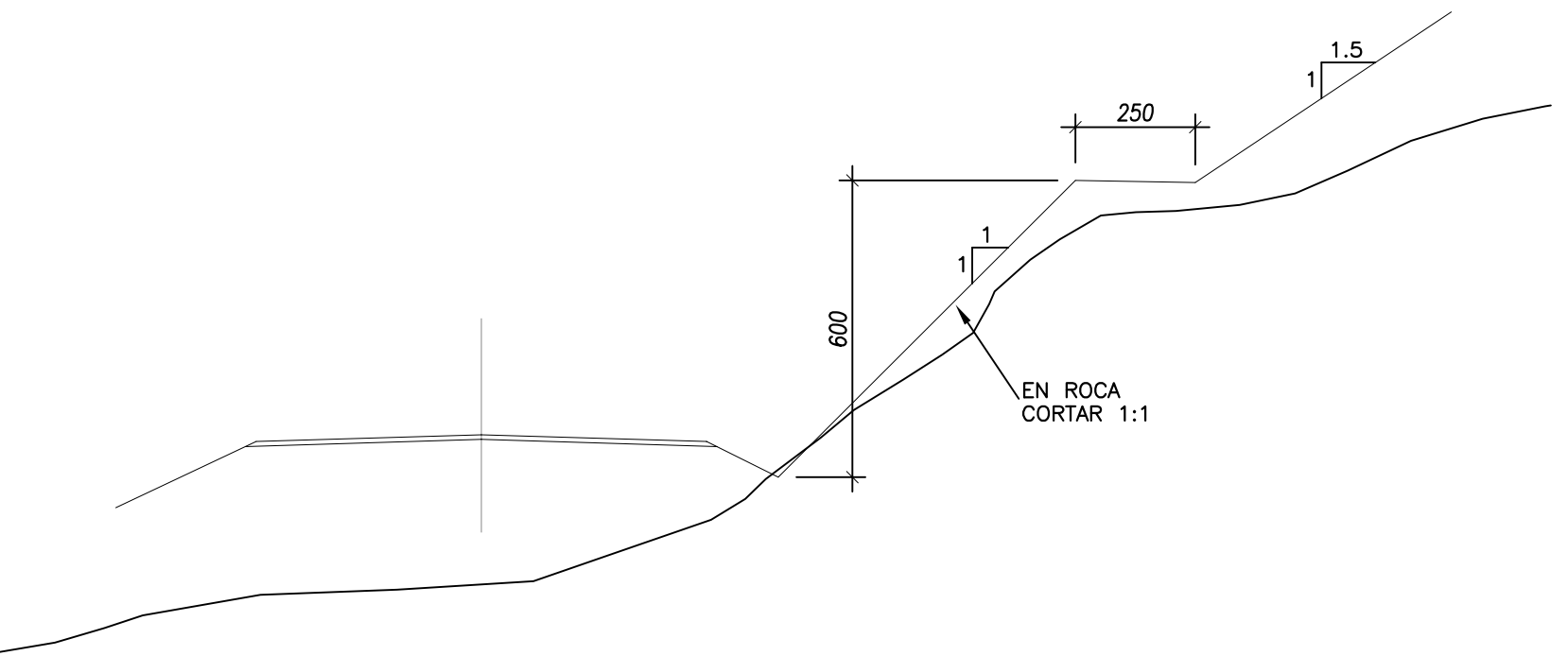


CAPA	e1	e2
CONCRETO DE CEMENTO PORTLAND	21.5	
CAPA DE SUELO-CEMENTO		20.0

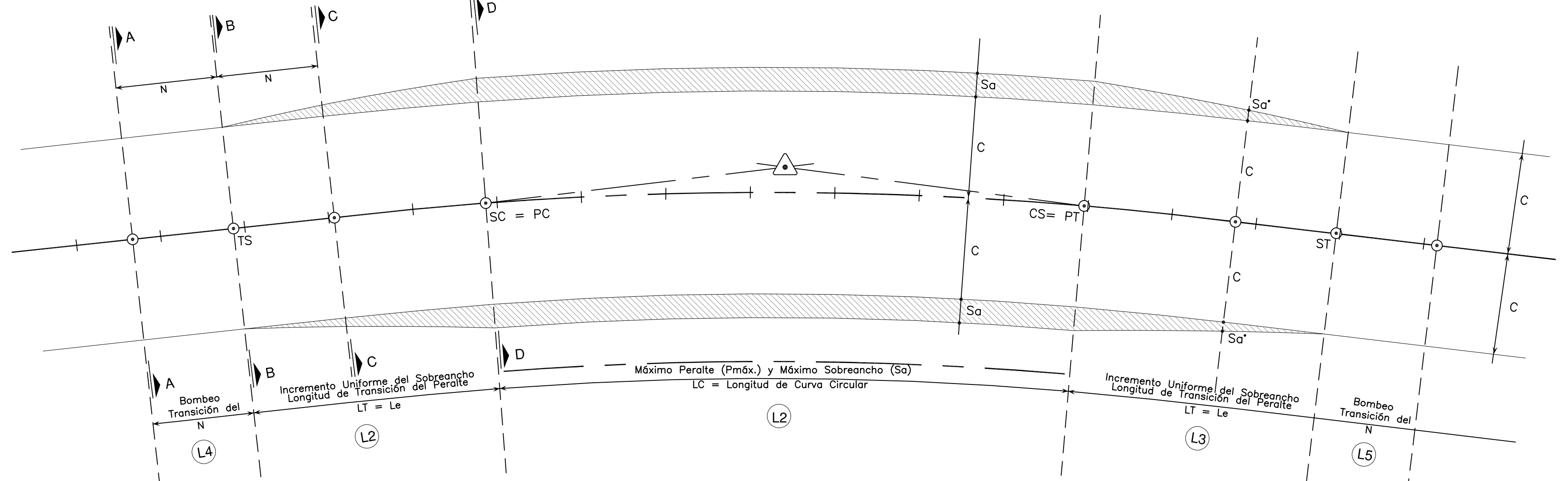
SECCION TIPICA
 TRAMO 2: Est. 0+000.0 - Est. 2+080.0
 Escala 1:100



SECCION TIPICA LINEAS BASES EN INTERSECCIONES APOPA Y NEJAPA
 TRAMO 2: Est. 2+100.00 - Est. 4+693.50
 Escala 1:100

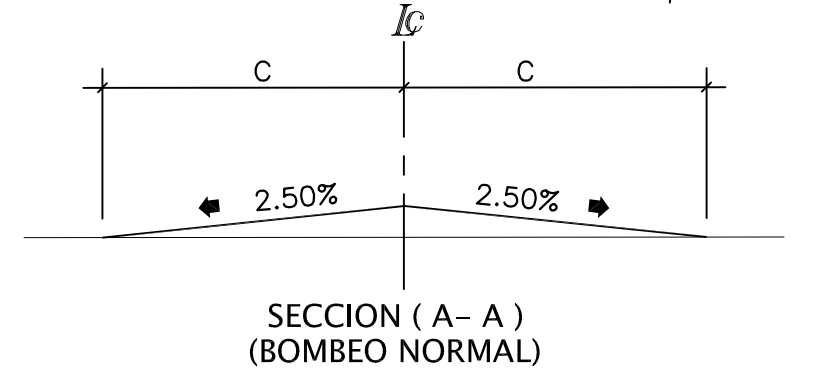


SECCION TRANSVERSAL PARA CONFORMACION DE TALUDES Y CONTRACUNETAS
 Sin Escala

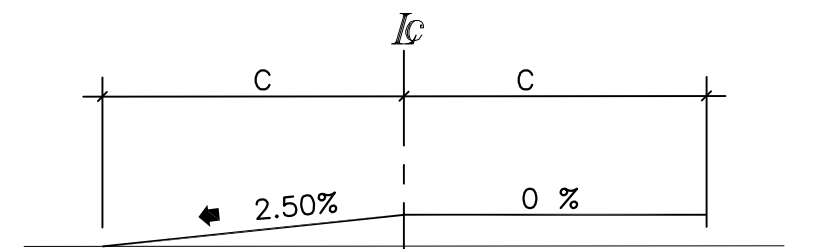


PLANTA DE :
 APLICACION DE PERALTE Y EL SOBRESANCHO A UNA CURVA CIRCULAR CON ESPIRALES EN LOS EXTREMOS (CASO NORMAL)

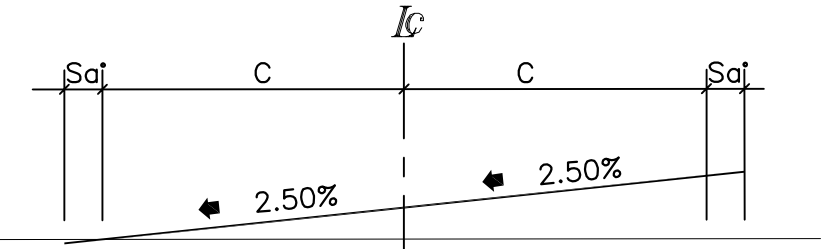
- L1 = LONGITUD DEL TRAMO DEL PERALTE MAXIMO.
- L2 = LONGITUD DE TRANSICION DEL PERALTE A LA ENTRADA DE LA CURVA (VER DATOS EN PLANO).
- L3 = LONGITUD DE TRANSICION DEL PERALTE A LA SALIDA DE LA CURVA.
- L4 = TRANSICION DEL BOMBEO.
- L5 = TRANSICION DEL BOMBEO.



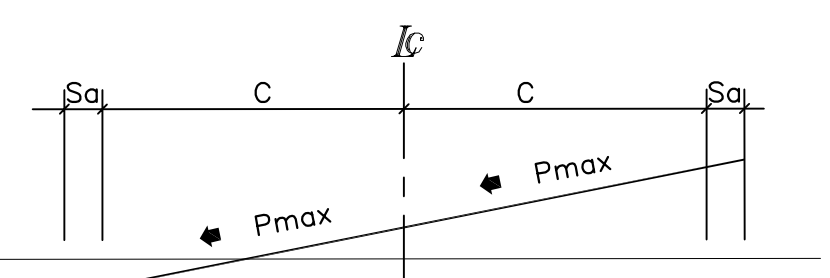
SECCION (A-A)
 (BOMBEO NORMAL)



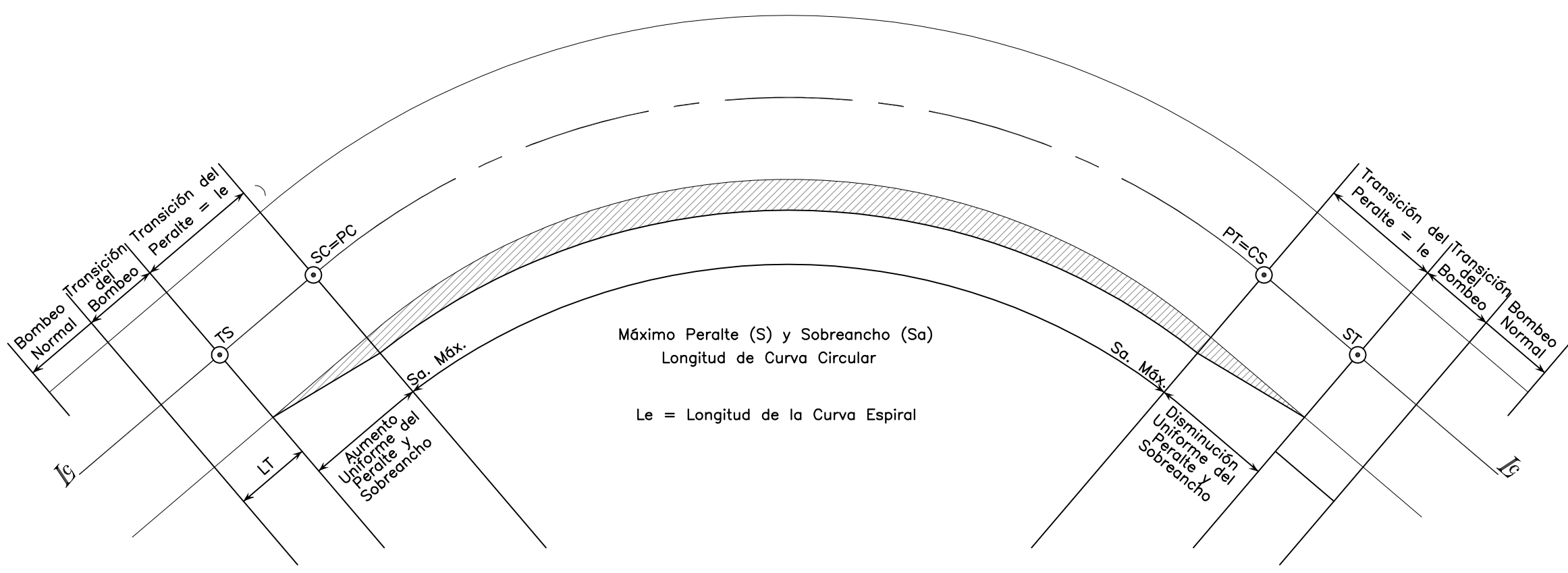
SECCION (B-B)
 (TRANSICION DEL BOMBEO EN CARRILES EXTERIORES) E INICIO DEL SOBRESANCHO



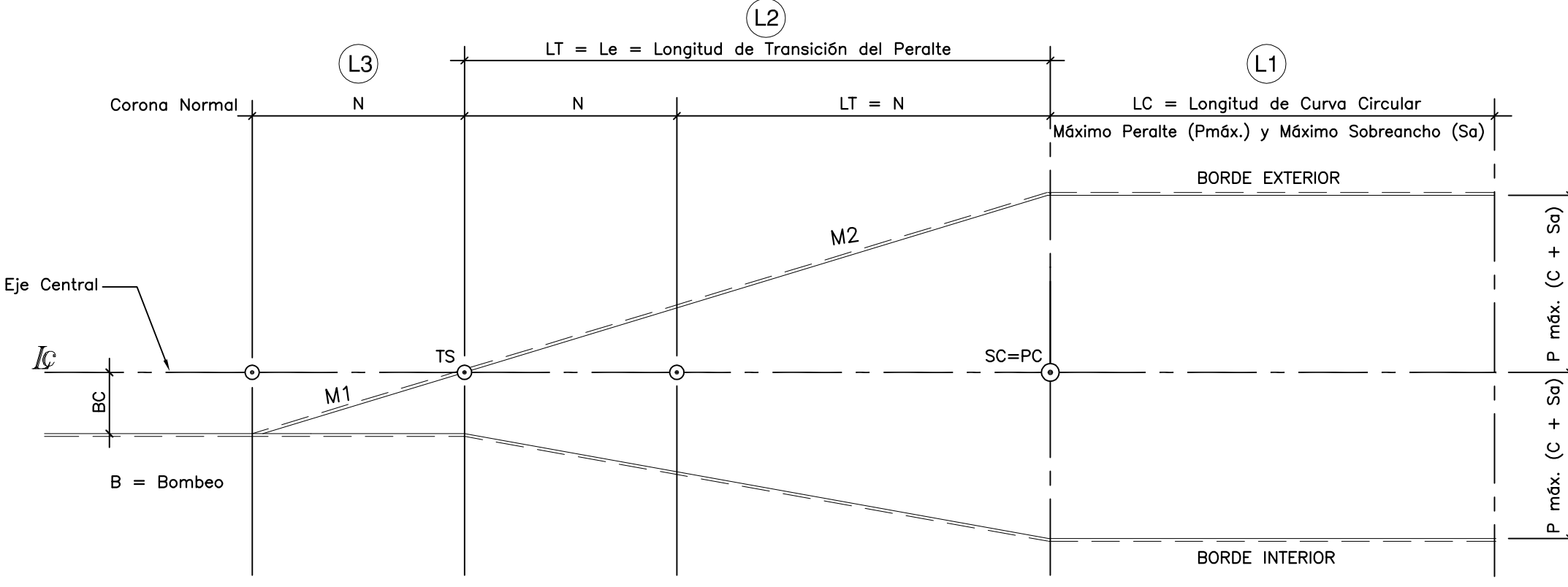
SECCION (C-C)
 (INICIO DE LA TRANSICION DEL PERALTE)



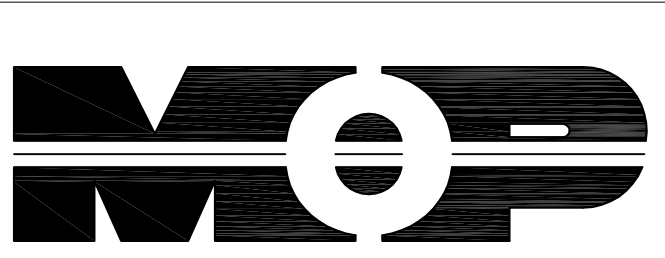
SECCION (D-D)
 (PERALTE Y SOBRESANCHO MAXIMO)



PLANTA DE :
 APLICACION DE PERALTE Y EL SOBRESANCHO A UNA CURVA CIRCULAR CON ESPIRALES EN LOS EXTREMOS (CASO NORMAL)



ELEVACION DE :
 APLICACION DE PERALTE Y EL SOBRESANCHO A CURVAS CIRCULARES CON ESPIRALES DE TRANSICION (CASO NORMAL)



MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS
 TRANSPORTE, VIVIENDA Y DESARROLLO URBANO.

NOMBRE DEL PROYECTO:
 APERTURA CONEXIONES NEJAPA-APOPA-TRONCAL DEL NORTE Y BOULEVARD CONSTITUCION TRAMO ORIENTE 2

VICEMINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS



FIRMA:
 REPRESENTANTE LEGAL

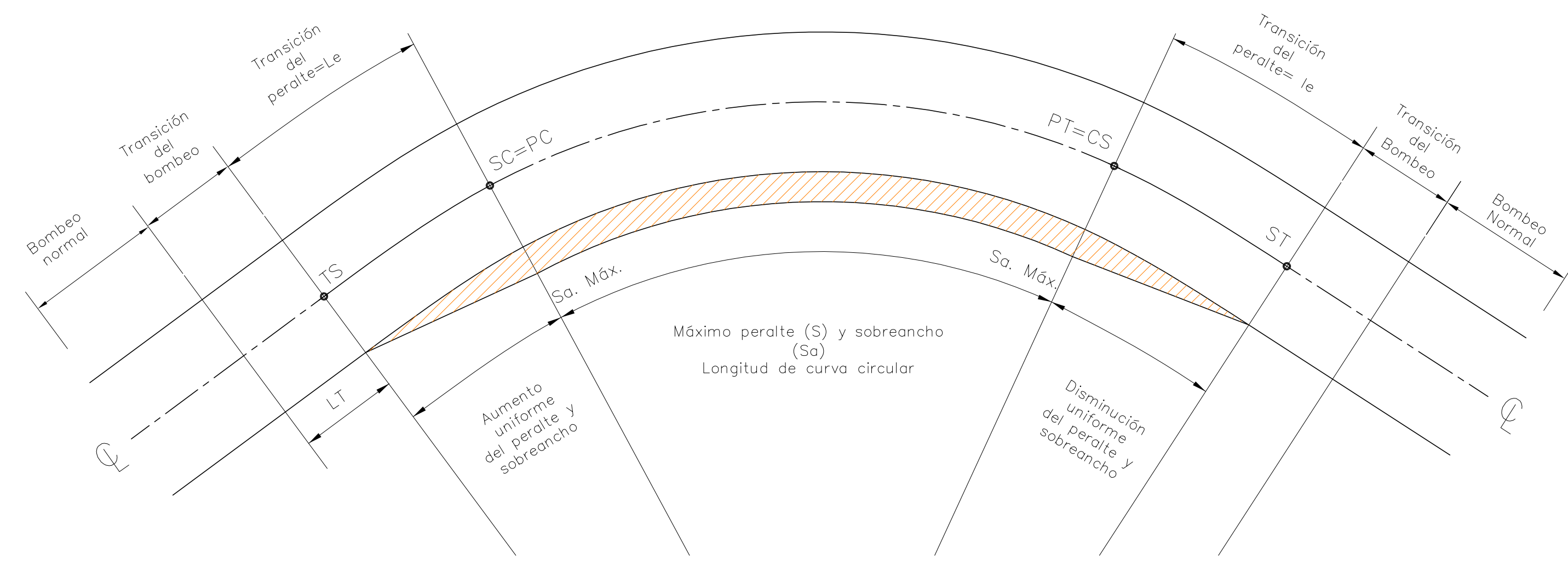
DISEÑO:
 CALCULO:

DIBUJO:
 REVISO:

CONTENIDO:
 DIAGRAMA DE TRANSICION Y SECCION TIPICA

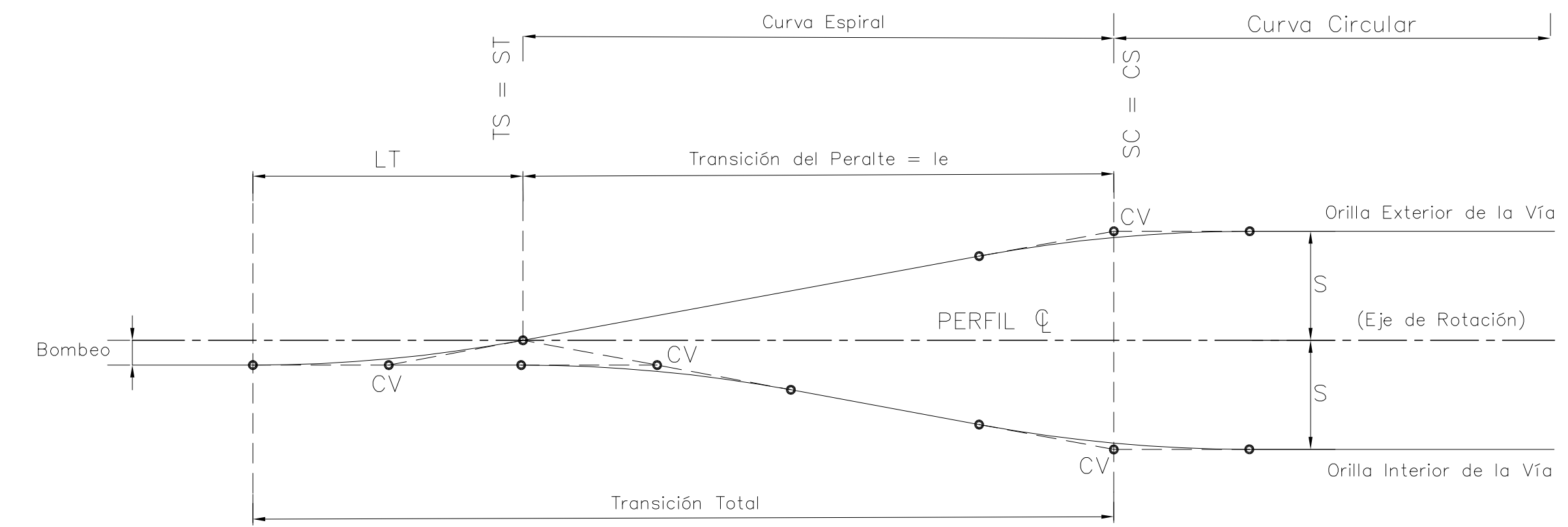
ARCHIVO:
 ST Tipica .dwg
 ESCALA:
 INDICADAS
 No. PLANO:
 ST 4.2
 HOJA:

FECHA:
 Mayo / 2002



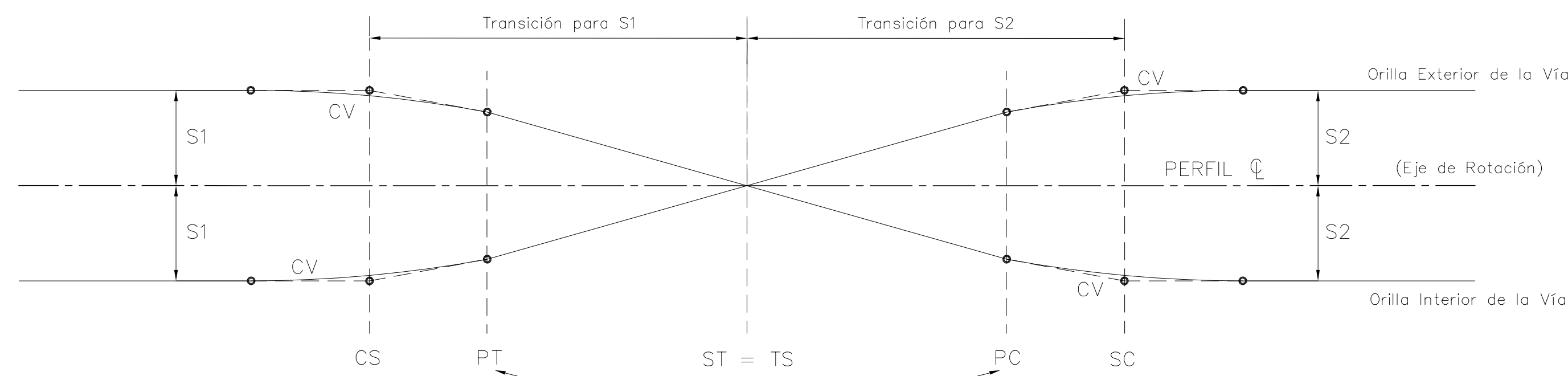
Le = Longitud de la curva espiral

APLICACION DE PERALTE Y EL SOBREAÑO
A UNA CURVA CIRCULAR CON ESPIRALES EN LOS EXTREMOS
(CASO NORMAL)
PLANTA



Nota: Usar curvas verticales
20 m. en los cambios de
pendiente en las orillas

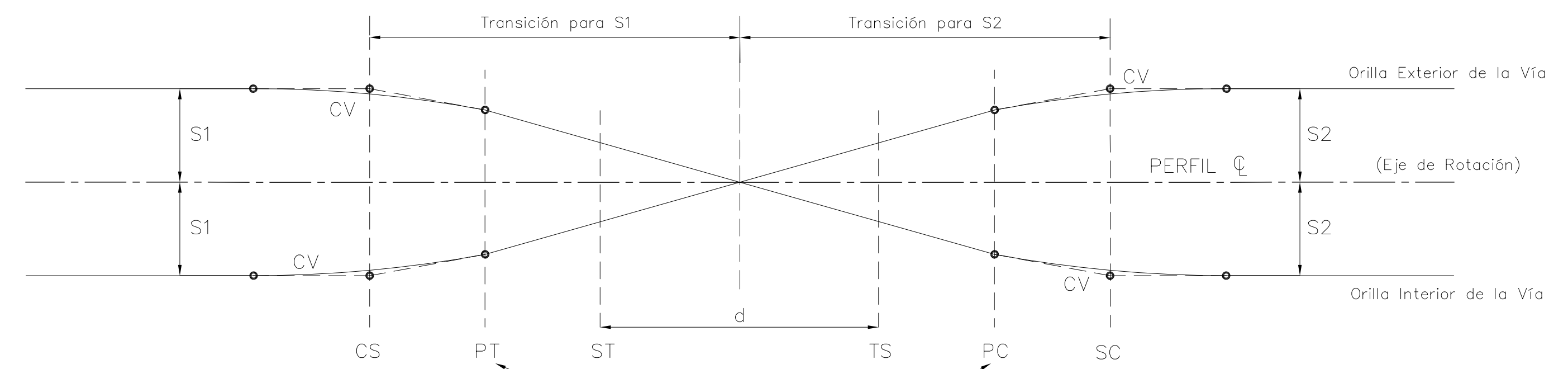
TRANSICION PARA CURVAS PERALTADAS
(CASO NORMAL)



PARA CURVAS SIN ESPIRALES

Nota: Usar curvas verticales de
20 m. en los cambios
de pendiente en las orillas

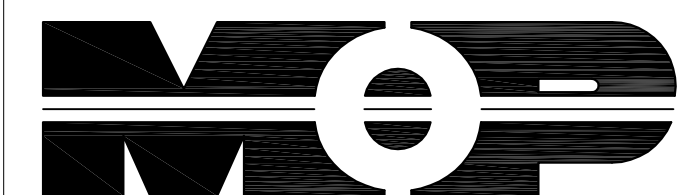
TRANSICION PARA CONTRACURVAS PERALTADAS
(CASO DE TANGENTES NULAS)



PARA CURVAS SIN ESPIRALES

Nota: Usar curvas verticales de
20 m. en los cambios de
pendiente en las orillas

TRANSICION PARA CONTRACURVAS PERALTADAS
(CASO DE TANGENTES CORTAS)



MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS
TRANSPORTE, VIVIENDA Y DESARROLLO
URBANO.

NOMBRE DEL PROYECTO:
APERTURA CONEXIONES NEJAPA-APOPA-
TRONCAL DEL NORTE Y BOULEVARD
CONSTITUCION TRAMO ORIENTE 2

APROBACION:
VICEMINISTERIO DE
OBRAS PÚBLICAS

PRESENTA:
CORPORACION
M&S
EL SALVADOR
CORPORACION M&S INTERNACIONAL, CA S.A.

FIRMA:
REPRESENTANTE LEGAL

DISEÑO:
CALCULO:

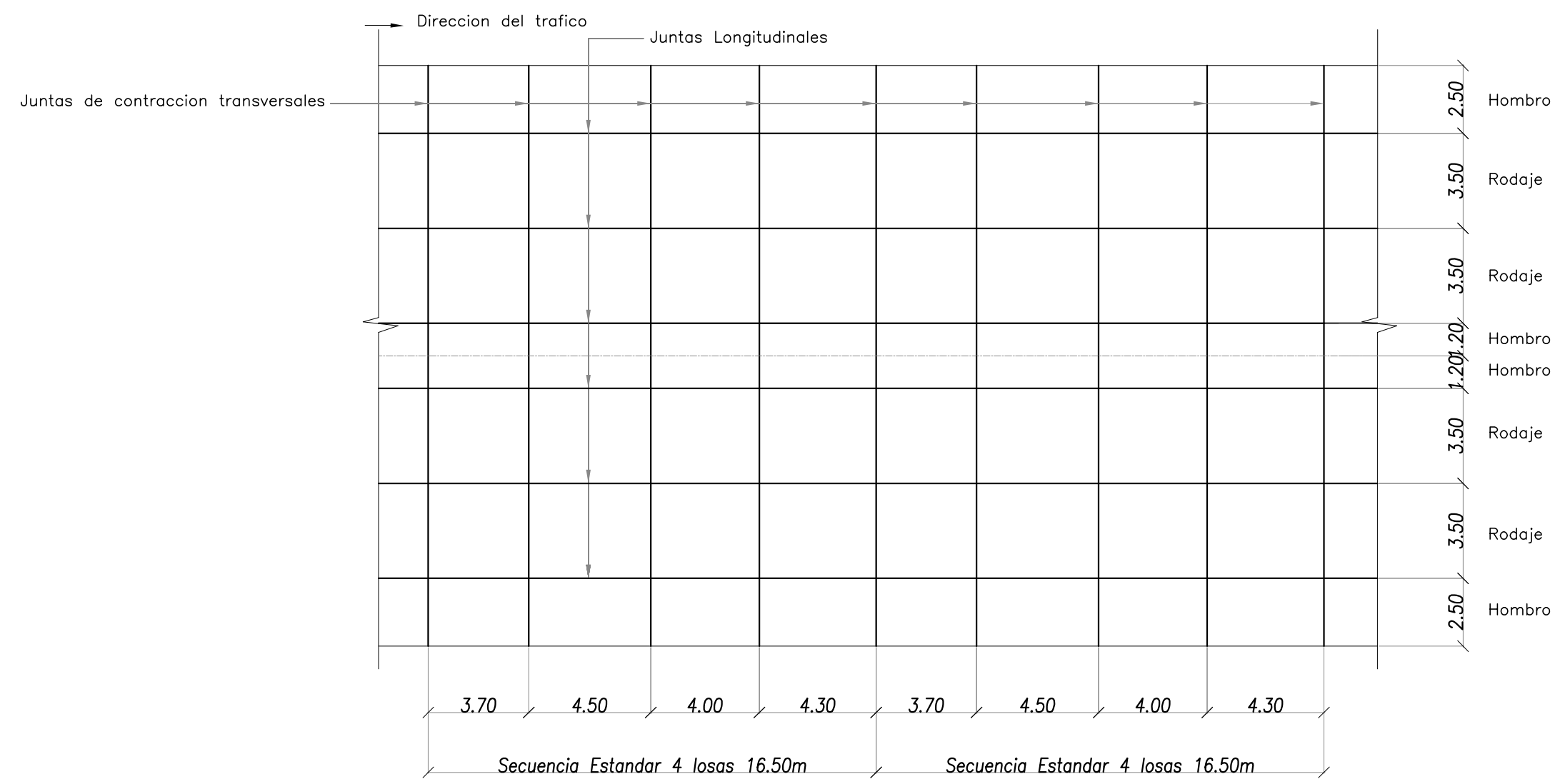
DIBUJO:
REVISO:

CONTENIDO:
DIAGRAMAS DE TRANSICION
2 CARRILES

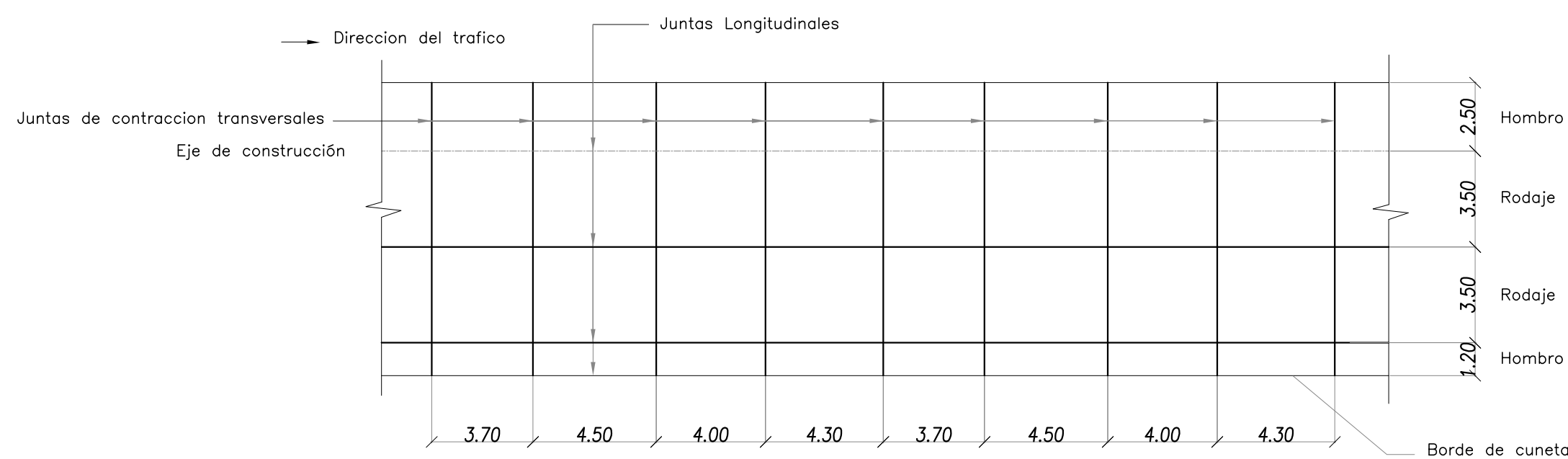
ARCHIVO:
Diagramas T.dwg
FECHA:
Agosto / 2003

ESCALA:
Sin Escala
HOJA:

No. PLANO:
ST 4.1

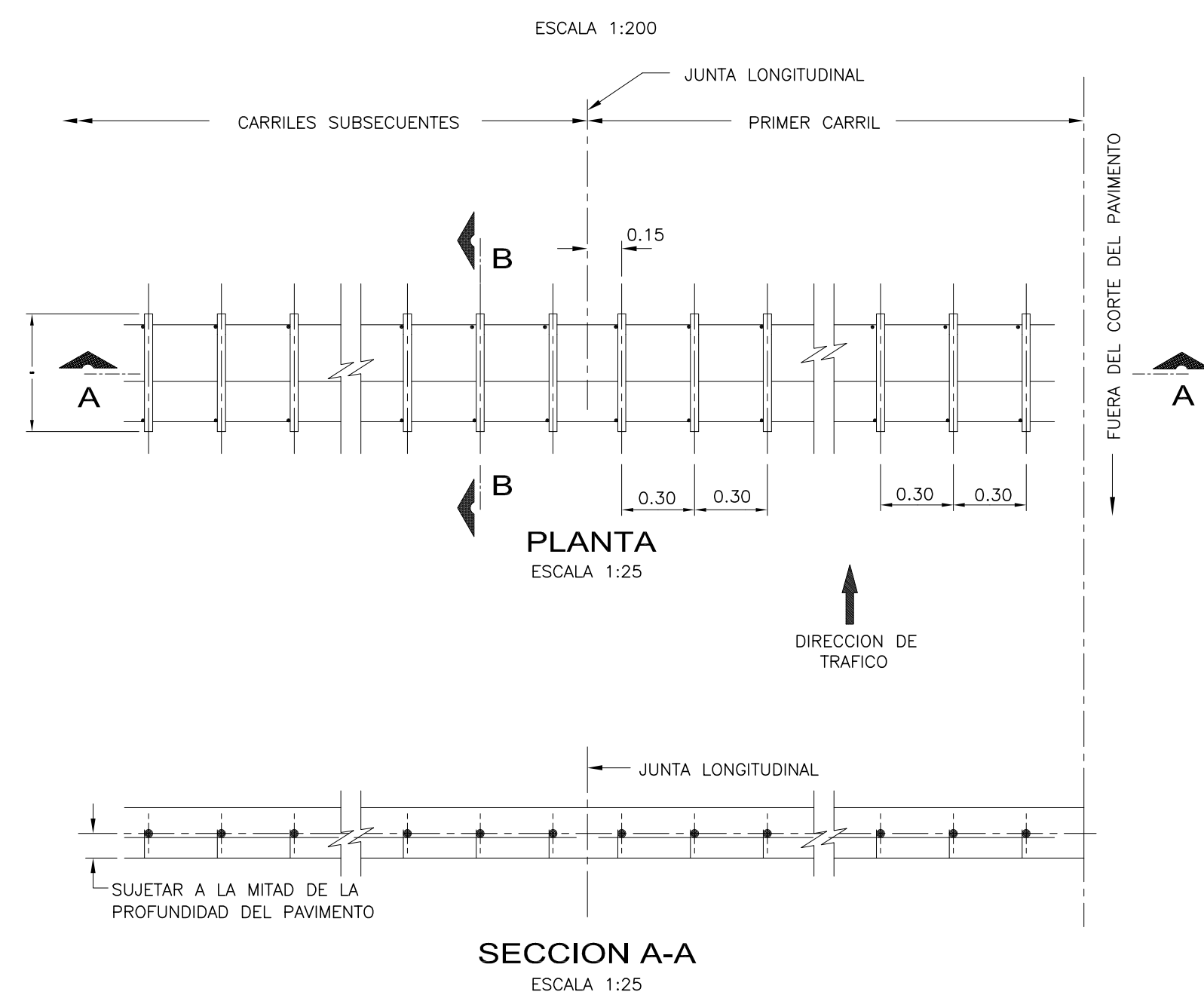


TRAMO II
PLANTA DE ESPACIAMIENTO DE JUNTAS
Escala 1:200



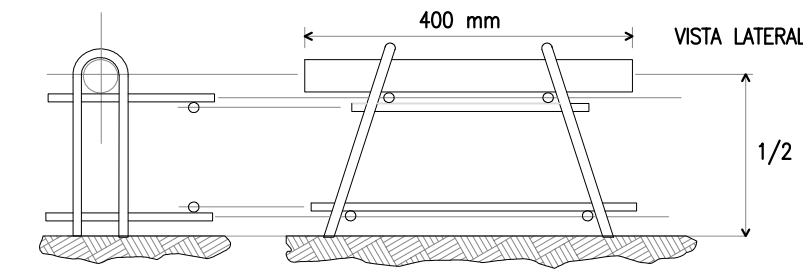
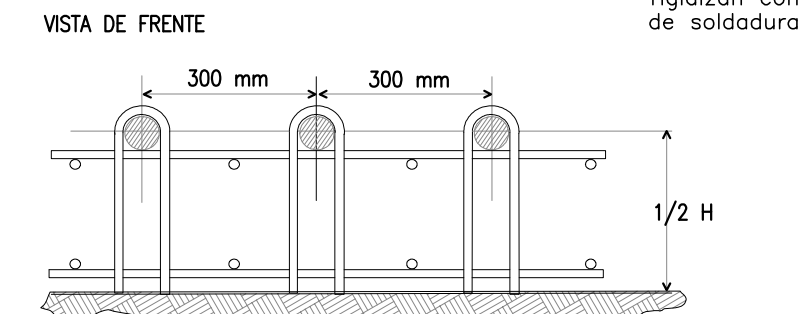
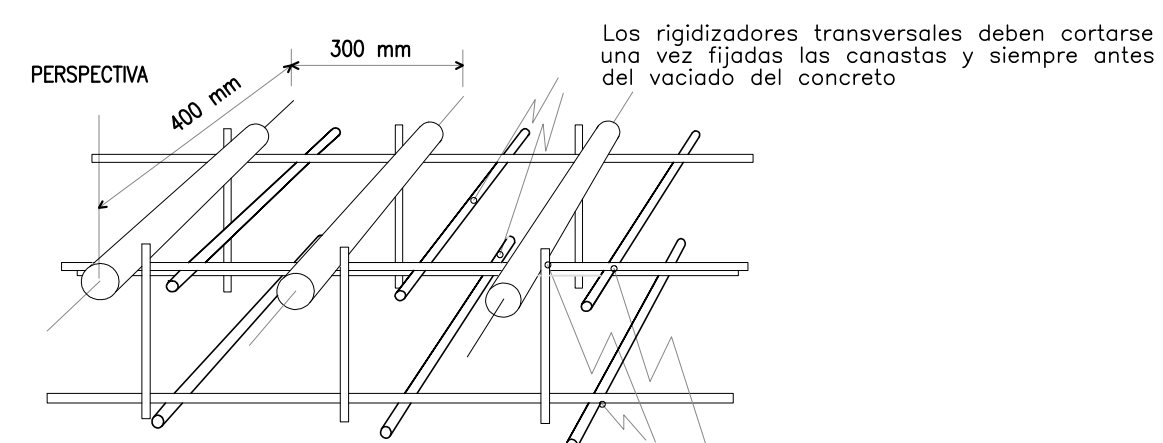
TRAMO II
PLANTA DE ESPACIAMIENTO DE JUNTAS
EN RAMPA PARA INTERSECCIONES APOPA-NEJAPA
Escala 1:200

ESPACIAMIENTO DE JUNTAS

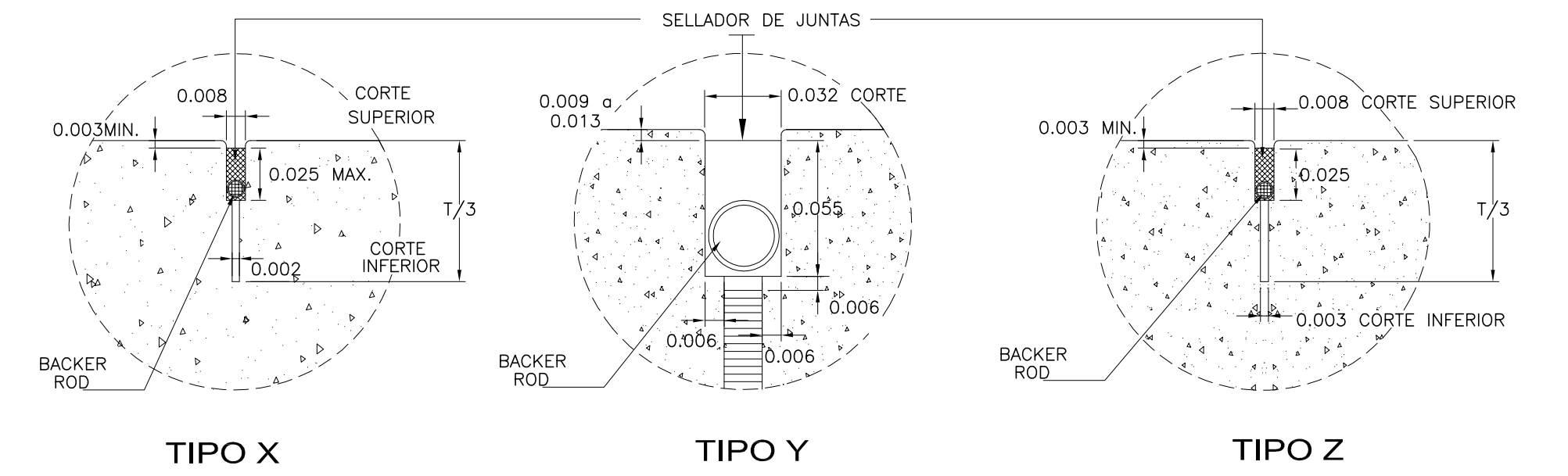


SECCION A-A
ESCALA 1:25

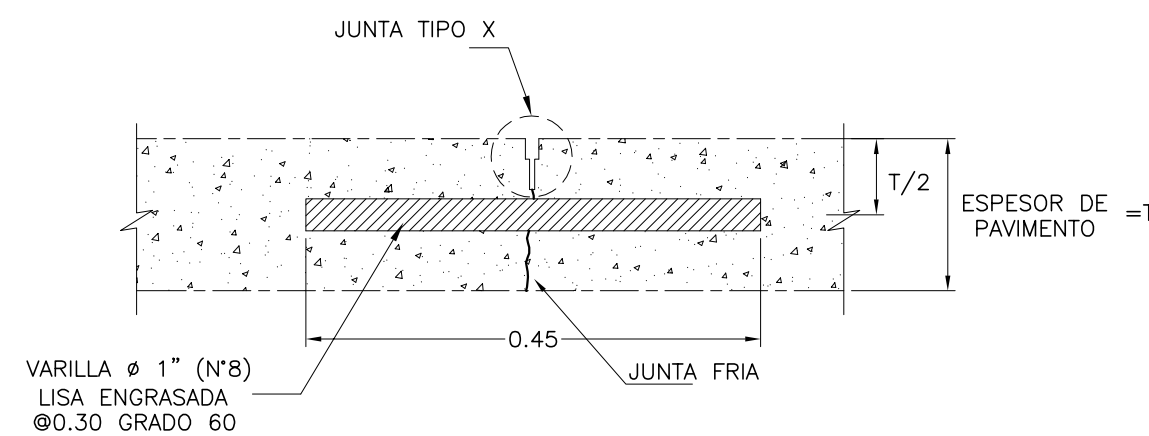
DETALLES DE CANASTAS PARA PASAJUNTAS



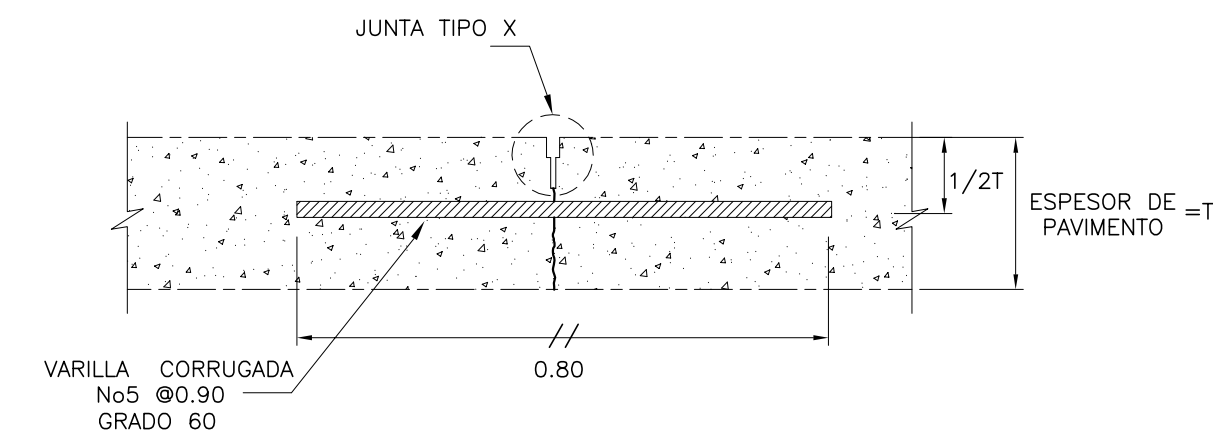
NOTAS:
Los dibujos no están a escala y son simplemente indicativos.
Todas las dimensiones están en milímetros, salvo que se indique expresamente lo contrario



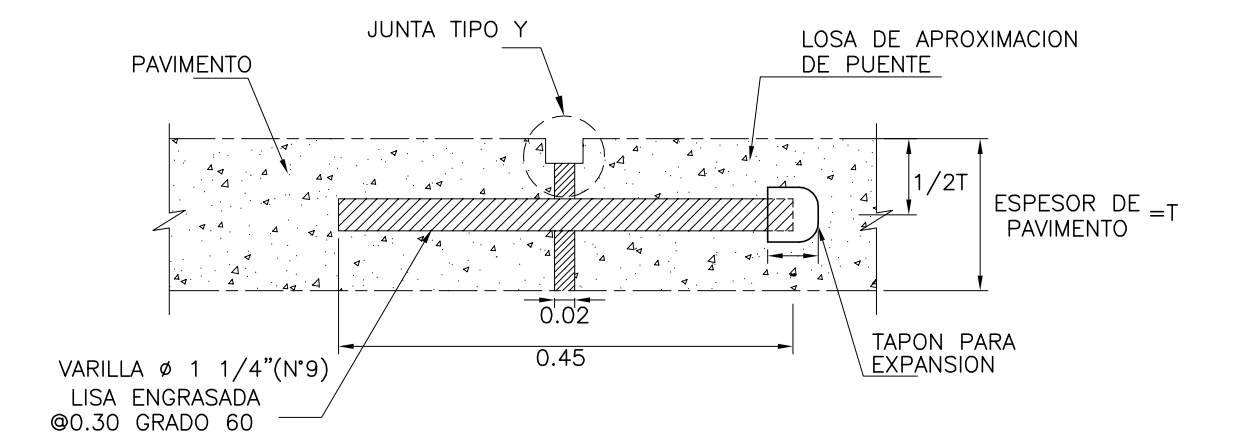
DETALLES DE JUNTAS
ESCALA 1:2.5



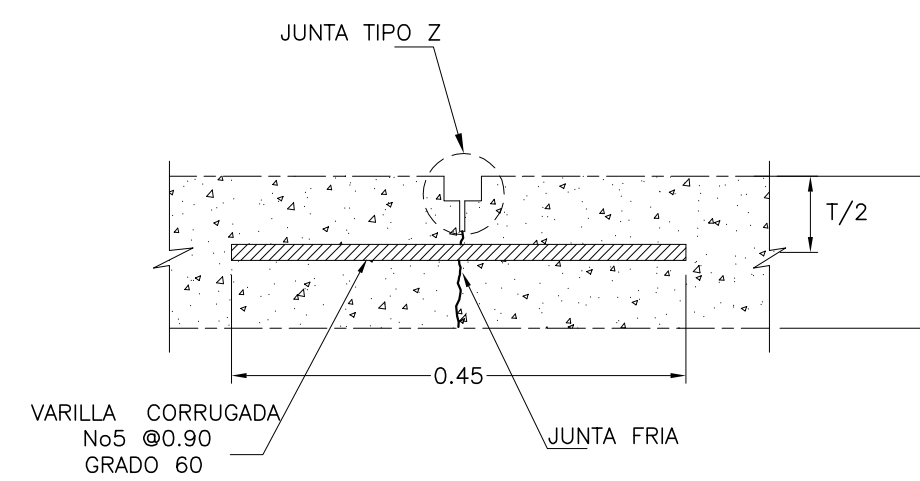
SECCION B-B
JUNTA DE CONSTRUCCION
TRANSVERSAL
ESCALA 1:7.5



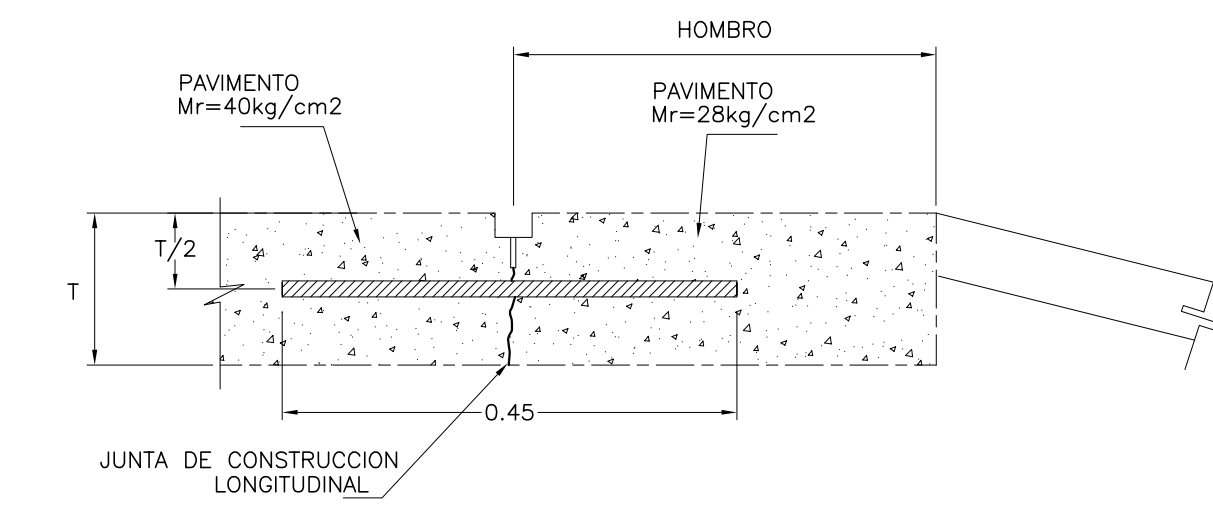
JUNTA DE CONTRACCION
LONGITUDINAL
(A INSTALARSE CUANDO SE PAVIMENTEN DOS O MAS
CARRILES SIMULTANEAMENTE)
ESCALA 1:7.5



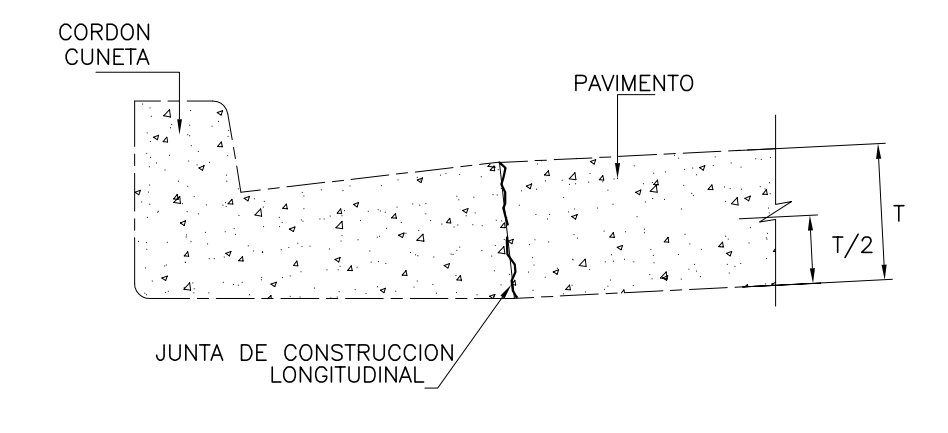
JUNTA DE EXPANSION
ESCALA 1:7.5



JUNTA DE CONSTRUCCION
LONGITUDINAL
ESCALA 1:7.5



JUNTAS EN EXTREMOS LONGITUDINALES
ESCALA 1:7.5



MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS
TRANSPORTE, VIVIENDA Y DESARROLLO
URBANO.

NOMBRE DEL PROYECTO:
APERTURA CONEXIONES NEJAPA-APOPA-
TRONCAL DEL NORTE Y BOULEVARD
CONSTITUCION TRAMO ORIENTE 2

VICEMINISTERIO DE
OBRAS PUBLICAS

CORPORACION
M&S
EL SALVADOR
CORPORACION M&S INTERNACIONAL, CA S.A.

FIRMA:
REPRESENTANTE LEGAL

DISEÑO:
CALCULO:

DIBUJO:
REVISO:

CONTENIDO:

DETALLES DE PAVIMENTO
DISTRIBUCION Y DETALLES DE JUNTAS

ARCHIVO:
ST Tipica .dwg
FECHA:
Agosto / 2003
ESCALA:
INDICADAS
No. PLANO:
ST 4.3
HOJA: