

4.2) CASO I: fuerzas sin factorar el estribo con relleno y sin puente ni sobrecarga

RESISTENCIA SIN EL PUENTE

Fuerzas desestabilizantes

	TOTAL	PANTALLA	MEDIA PANT	CAJUELA	
Empuje relleno: Ea	23.024	18.166	4.542	0.121	Ton

Momento de volteo: $M_v = E_h \cdot H/3$ 68.688 48.141 6.018 0.026 Ton-m

Fuerzas estabilizadoras

TIPO	Fza VERT	BRAZO	MOMENTO
Peso estribo: Dce=	21.85	2.42m	52.98 Ton-m
Peso relleno: DCr=	48.54	3.83m	185.96 Ton-m
TOTAL	70.39		238.94

4.3) CASO II.- fuerzas sin factorar del estribo con sobrecarga y sin el puente:

hs = altura adicional por sobrecarga Ws/c/Peso específico :

0.60

fuerzas desestabilizantes

TIPO	Fza Hor(T)	BRAZO(m)	MOMENTO(T-m)
Empuje relleno: Ea	23.024	2.98m	68.69
E S/C.HL(s/c)=Ka*Ws/c*H	3.087	4.48m	13.81
TOTAL	26.11		82.50

fuerzas estabilizadoras

TIPO	Fza Vert(T)	BRAZO(m)	MOMENTO(T-m)
Peso estribo: Dce=	21.85	2.42	52.98
Peso relleno: DCr=	48.54	3.83	185.96
Fza S/C.VL(s/c)= $\gamma \cdot B_s/c \cdot h_s$	3.28	4.00	13.10
TOTAL	73.67		252.05

4.4) CASO III.- Fuerzas sin factorar del estribo con sobrecarga y el puente

- a) La Fuerza de Frenado BR 1.633
b) La Fuerza de Fricción FR 0.330

0.62 tn/m

1.63 tn/m

fuerzas desestabilizantes

TIPO	Fza Hor(T)	BRAZO(m)	MOMENTO(T-m)	base pant	Hp/2 pant	cajuel
Empuje relleno: Ea	23.024	2.98m	68.69	48.14	6.02	0.03
Emp S/C.HL(s/c)=Ka*Ws/c	3.087	4.48m	13.81	10.90	5.45	0.07
Fuerza Frenado BR	1.633	11.75	19.19	12.98	6.49	0.64
Fricción apoyo FR	0.330	8.45	2.79	2.41	1.20	0.00
TOTAL	28.07		104.48			

fuerzas estabilizadoras

TIPO	Fza Vert(T)	BRAZO(m)	MOMENTO(T-m)
Peso estribo: Dce=	21.85	2.42	52.98
Peso relleno: DCr=	48.54	3.83	185.96
Fza S/C.VL(s/c)= $\gamma \cdot B_s/c \cdot h_s$	3.28	4.00	13.10
fza Reaccion S/C LL =	6.24	2.05	12.80
fza Reaccion SuperEst DL=	6.60	2.05	13.52
fza Reaccion asfalto DW=	0.50	2.05	1.03
TOTAL	87.01		279.39

5) CARGAS DE DISEÑO FACTORADAS POR METODO LRFD

l) fuerzas estabilizantes

5.1) Fuerzas verticales Vu (t/m)

ITEMS	estribo	relleno	DL	DW	LL	IM	VL	VU
OTACIC	DC	EV	DC	DW	LL	IM	LL	T/m
Vi	21.8532	48.5394	6.5957	0.5005	6.2428	2.0601	3.2760	Total
sistenc	27.3200	65.5300	8.2400	0.7500	10.9200	3.6100	5.7300	115.9950
Resiste	19.6700	48.5400	5.9400	0.7500	10.9200	3.6100	5.7300	90.4020
Servici	21.8500	48.5400	6.6000	0.5000	8.1200	2.6800	4.2600	87.9225
Constri	21.8500	48.5400	6.6000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	73.1405
Resiste	32.7800	72.8100	9.8900	0.7500	0.0000	0.0000	0.0000	110.4185
Servici	21.8500	48.5400	6.6000	0.5000	6.2400	2.0600	3.2800	84.6165

HOB CONSULTORES S.A.

ING. MARCO HUGO LEON COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Ampliación
de la Carretera Chonchos - Cacha - Chota
Tramo: Cacha - Chota

ING. ABEL FRANCISCO ROTAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 2244

ITEMS	estribo	relleno	DL	DW	LL	IM	VL	MVU
DTACIO	DC	EV	DC	DW	LL	IM	LL	T/m
MVi	52.9838	185.9588	13.5211	1.0260	12.7978	4.2233	13.1040	Total
sistenci	66.2300	251.0400	16.9000	1.5400	22.4000	7.3900	22.9300	369.0085
Resiste	47.6900	185.9600	12.1700	1.5400	22.4000	7.3900	22.9300	285.0760
Servici	52.9800	185.9600	13.5200	1.0300	16.6400	5.4900	17.0400	278.0270
Constru	52.9800	185.9600	13.5200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	239.8370
Resiste	79.4800	278.9400	20.2800	1.5400	0.0000	0.0000	0.0000	361.2280
Servici	52.9800	185.9600	13.5200	1.0300	12.8000	4.2200	13.1000	269.4295

ITEMS OTACION	relleno EH	s/c HL LS	frenado BR	friccion FR	Vuh T/m
Hi	23.0239	3.0870	1.6331	0.3298	Total
sistenci	34.5400	5.4000	2.8600	0.3300	43.1300
sistenci	20.7200	5.4000	2.8600	0.3300	29.3100
servicio	23.0200	0.0000	2.1200	0.0000	25.1400
nstrucco	23.0200	0.0000	0.0000	0.0000	23.0200
sistenci	34.5400	0.0000	0.0000	0.3300	34.8700
Servicio	23.0200	3.0900	1.6300	0.3300	28.0700

ITEMS	relleno	s/c HL	frenado	fricción	Muh
OTACIO	EH	LS	BR	FR	T/m
Mhi	68.6878	13.8143	19.1863	2.7867	total
sistenc	103.0300	24.1800	33.5800	2.7900	163.5800
sistencia	61.8200	24.1800	33.5800	2.7900	122.3700
servicio	68.6900	0.0000	24.9400	0.0000	93.6300
nstrucci	68.6900	0.0000	0.0000	0.0000	68.6900
sistenci	103.0300	0.0000	0.0000	2.7900	105.8200
servicio	68.6900	13.8100	19.1900	2.7900	104.4800

Se puede suponer que el empuje activo dinámico adicional actúa a 0.6H de la base del estribo por consiguiente el Momento con respecto al punto "x" es:

$$M_{AE} = E_A \left(\frac{H}{3} \right) + \Delta E_{AE} (0.6H)$$

$$M_{AE} = 100.71 \text{ Ton-m}$$

$M_{AE} =$	100.71 Ton-m/m	Efecto dinámico y estático
$M_{AE} =$	68.69 Ton-m/m	Efecto estático

fuerzas desestabilizantes

	TIPO	Fza Hor(T)	BRAZO(m)	MOMENTO(T-m)
EH	Emp Horiz. Rell=Ea	23.024	2.98m	68.69
EQ	Emp Sismo Esis= ΔE_A	5.962	5.37m	32.02
EQ	Sismo superestructura DC	0.989	8.95m	8.85
EQ	Sismo superestructura DW	0.075	8.95m	0.67
EQ	Sismo subestructura DC	3.278	4.11m	13.46
EQ	Sismo subestructura relleno	7.281	4.11m	29.90
	TOTAL	40.61		153.60

fuerzas estabilizadoras

	TIPO	Fza Vert(T)	BRAZO(m)	MOMENTO(T-m)
	Peso estribo: DC=	21.85	2.42	52.98
	Peso relleno: EV=	48.54	3.83	185.96
	Carga LL = :	6.24	2.05	12.80
	Superestructura DC :	6.60	2.05	13.52
	Superestructura DW :	0.50	2.05	1.03
	Sismo estribo: DC=	1.31	2.42	3.18
	Sismo relleno: EV=	2.91	3.83	11.16
	Sismo Superestructura DC :	0.40	2.05	0.81
	Sismo Superestructura DW :	0.03	2.05	0.06
	TOTAL	88.38		281.50

6.2) Cargas de diseño Factoradas con sismo (Evento Extremo I y II).

I) fuerzas estabilizantes

Fuerzas verticales Vu (t/m)

ITEMS	estribo	relleno	Super	Super	Sobrec.	SISMO	SISMO	SISMO	SISMO	VU
OTACIO	DC	EV	DC	DW	LL	EQ	EQ	EQ	EQ	T/m
Vi	21.8532	48.5394	6.5957	0.5005	6.2428	1.3112	2.9124	0.3957	0.0300	Total
nto Extr	27.3200	65.5300	8.2400	0.7500	3.1200	1.3100	2.9100	0.4000	0.0300	104.1295
Evento	19.6700	48.5400	5.9400	0.7500	3.1200	1.3100	2.9100	0.4000	0.0300	78.5365

Momentos por Fuerzas verticales Vu (t-m/m)

ITEMS	estribo	relleno	Super	Super	Sobrec.	SISMO	SISMO	SISMO	SISMO	Mvu
OTACIO	DC	EV	DC	DW	LL	EQ	EQ	EQ	EQ	T/m
Vi	52.9838	185.9588	13.5211	1.0260	12.7978	3.1790	11.1575	0.8113	0.0616	Total
nto Extr	66.2300	251.0400	16.9000	1.5400	6.4000	3.1800	11.1600	0.8100	0.0600	339.4540
Evento	47.6900	185.9600	12.1700	1.5400	6.4000	3.1800	11.1600	0.8100	0.0600	255.5215

II) fuerzas desestabilizantes

Fuerzas horizontales Hu (t/m)

ITEMS	relleno	SISMO	SISMO	SISMO	SISMO	VU
OTACIO	EH	EQ	EQ	EQ	EQ	T/m
Hi	23.0239	5.9624	0.9894	0.0751	3.2780	7.2809
nto Extr	34.5400	5.9600	0.9900	0.0800	3.2800	52.1300
Evento	20.7200	5.9600	0.9900	0.0800	3.2800	38.3100

Momentos por Fuerzas horizontales Hu (t-m/m)

ITEMS	relleno	SISMO	SISMO	SISMO	SISMO	VU
OTACIO	EH	EQ	EQ	EQ	EQ	T/m
Mi	68.6878	32.0182	8.8547	0.6719	13.4627	29.9028
nto Extr	103.0300	32.0200	8.8500	0.6700	13.4600	187.9300
Evento	61.8200	32.0200	8.8500	0.6700	13.4600	146.7200

7) CRITERIOS DE ESTABILIDAD POR EL METODO DEL LRFD (AASHTO)

7.1) Excentricidad

$$(e_{max}-e) \times 100\%$$

$$e_{max}$$

FACTORES DE	Vl	Hl	Mv	Mh	Xo	e	e _{max}	MARGEN
RESISTENCIA	(T)	(T)	(T-M)	(T-M)	(M _u -M _h)/V _L	(B _u -X _o)	(%)	DE DISEÑO
Resistencia I	116.60	43.13	369.01	163.58	1.771	0.93	1.35	31.2
Resistencia I-a	90.40	29.31	285.08	122.37	1.800	0.90	1.35	33.3
Servicio II	87.92	25.14	278.03	93.63	2.097	0.60	1.35	55.3
Construcción	73.14	23.02	239.84	68.69	2.340	0.36	1.35	73.3
Resistencia IV	110.42	34.87	361.23	165.82	2.313	0.39	1.35	71.3
Servicio I	84.62	28.07	269.43	104.48	1.949	0.75	1.35	44.4
Evento Extrem I	104.13	52.13	339.45	187.93	1.455	1.25	1.35	7.8
Evento Extrem I-a	78.54	38.31	255.52	146.72	1.385	1.32	1.35	2.6

HOB CONSULTORES S.A.

ING. MARCO HUGO LEÓN COIRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chiguanare - Cochabamba - Calamarcá.
Tramo Cochabamba - Chiguanare

ING. ASER FRANCISCO ROSA
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 41811

7.2) Deslizamiento

Øs: 0.9

$$(\frac{\phi_s F_r H_L}{\phi_s F_r}) \times 100\%$$

FACTORES DE RESISTENCIA	V _L (T)	f=tan(δ)	P _p	F _p =V _L *tan(δ) (T)	Øs	ØsFr	H _L (T)	MARGEN DE DISEÑO (%)
Resistencia I	116.00	0.65	0.00	75.33	0.9	07.80	43.13	36.4
Resistencia I-a	90.40	0.65	0.00	58.71	0.9	52.84	29.31	44.5
Servicio II	87.92	0.65	0.00	57.10	0.9	51.39	25.14	51.1
Construcción	73.14	0.65	0.00	47.50	0.9	42.75	23.02	46.2
Resistencia IV	110.42	0.65	0.00	71.71	0.9	64.54	34.87	46.0
Servicio I	84.62	0.65	0.00	54.95	0.9	49.46	28.07	43.2
Evento Extrem I	104.13	0.65	0.00	67.62	0.9	60.86	52.13	14.3
Evento Extrem I-a	78.54	0.65	0.00	51.00	0.9	45.90	38.31	16.5

7.3) Capacidad de carga

$$q_{max} = \left(\frac{V_L}{B} \pm \frac{6eV_L}{B} \right)$$

Factor de resistencia de carga Ø = 0.45								
Capacidad ultima	H _L (T)	V _L (T)	H _L /V _L	q _{ult} (*x/m2)	Ø q _{ult}	q _{max} (t/m2) trapezoidal	q _{max} rectang.	MARGEN DE DISEÑO (%)
Resistencia I	43.13	116.00	0.37	105.30	47.39	43.65	32.75	7.9
Resistencia I-a	29.31	90.40	0.32	105.30	47.39	33.48	25.11	29.3
Servicio II	25.14	87.92	0.29	105.30	47.39	27.19	20.96	42.6
Construcción	23.02	73.14	0.31	105.30	47.39	18.96	15.63	60.0
Resistencia IV	34.87	110.42	0.32	105.30	47.39	29.24	23.87	38.3
Servicio I	28.07	84.62	0.33	105.30	47.39	28.75	21.71	39.3
Evento Extrem I	52.13	104.13	0.50	105.30	84.24	45.96	35.78	45.4
Evento Extrem I-a	38.31	78.54	0.49	105.30	84.24	35.79	28.35	57.5

q_{ult} (*) : q_{ult} determinado sin considerar factores de inclinación de carga

10.90

8) DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE LA SUB ESTRUCTURA EN VOLADIZO

8.1) DISEÑO DE LA PANTALLA CENTRAL, VASTAGO, CAJUELA Y PANTALLA LATERAL.

MOMENTO MAXIMO SEGUN FACTOR DE CARGA ULTIMA LRFD EN EL ESTRIBO

	base estri Mhu (tn-m)	zapata		B talon T-m	B punta T-m
		qmin	qmax	3.05	1.60
Resistencia I	163.0500	-0.07	42.24	23.83	29.71
Resistencia I-a	121.8400	0.58	32.21	18.44	22.84
Servicio II	93.6300	5.78	26.23	17.33	20.17
Construcción	68.6900	8.26	18.54	14.07	15.49
Resistencia IV	105.3000	12.00	28.44	21.28	23.57
Servicio I	103.9600	3.05	27.80	17.03	20.46
Evento Extrem I	186.4800	-6.84	44.87	22.36	29.55
Evento Extrem I-a	145.2700	-6.21	34.85	16.98	22.68

186.4800 T-m

MOMENTO MAXIMO EN LA BASE, A MEDIA ALTURA Y EN CAJUELA DE ESTRIBO ES:

EL MOMENTO MAXIMO SEGUN LRFD E Resistencia I

Momentos debido a fuerza horizontal V_{uh} (t-m/m)

ITEMS NOTACION	relleno EH	s/c HL LS	frenado BR	friccion FR	sismo EQ	Muh T/m
Momento base pantalla:	48.1404	10.8997	12.9827	1.9477	41.7271	total
Resistencia 01	72.2100	19.0700	22.7200	2.6300	0.0000	116.6300
Evento Extremo 01	72.2100	0.0000	0.0000	0.0000	41.7300	113.9400
Momento 1/2 h pantalla:	6.0176	5.4499	6.4914	0.9739	9.5972	total
Resistencia 01	9.0300	9.5400	11.3600	1.3100	0.0000	31.2400
Evento Extremo 01	9.0300	0.0000	0.0000	0.0000	9.6000	18.6300
Momento alt. Cajuela	0.0263	0.0729	0.6369	0.0000	2.8792	total
Resistencia 01	0.0400	0.1300	1.1100	0.0000	0.0000	1.2800
Evento Extremo 01	0.0400	0.0000	0.0000	0.0000	2.8800	2.9200

HOB CONSULTORES S.A.

ING. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Changuape - Cochabamba - Guaymarca.
Tramo Cochabamba - Guaymarca

ING. ASER PRADIN
Jefe de Oficina

DISEÑO DEL REFUERZO EN LA BASE, A MEDIA ALTURA Y EN CAJUELA DE ESTRIBO ES:

f_c (kg/cm ²)	210								
f_y (kg/cm ²)	4200								
b (m)	d (m)	Mult (t-m)	R_u	m	$P_{cuantia}$	P_{minima}	p_{max}	A_s cm ²	separacion del refuerzo $s =$ cm
1.00	0.70	116.63	264.47	23.53	0.0068	0.0015	0.0163	47.94	s con 1" Ø 1" @ 10cm s con 3/4 Ø 3/4" @ 5cm s con 5/8 Ø 5/8" @ 2.5cm s 5/8" + 3/4 @ 10cm
REFUERZO EN BASE DE PANTALLA									P2 y P5
b (m)	d (m)	Mult (t-m)	R_u	m	$P_{cuantia}$	P_{minima}	p_{max}	A_s cm ²	separacion del refuerzo $s =$ cm
1.00	0.48	31.24	153.84	23.53	0.0038	0.0015	0.0163	18.22	s con 1" Ø 1" @ 27.5cm s con 3/4 Ø 3/4" @ 15cm s con 5/8 @ 10cm s con 1/2 Ø 1/2" @ 5cm
REFUERZO EN LA MITAD DE LA PANTALLA									P2
b (m)	d (m)	Mult (t-m)	R_u	m	$P_{cuantia}$	P_{minima}	p_{max}	A_s cm ²	separacion del refuerzo $s =$ cm
1.00	0.23	2.97	65.19	23.53	0.0016	0.0015	0.0163	3.56	s con 3/4 Ø 3/4" @ 77.5cm s con 5/8 Ø 5/8" @ 55cm s con 1/2 Ø 1/2" @ 35cm s con 3/8 Ø 3/8" @ 17.5cm Ø 1/2" @ 20.0 cm ADOPTADO
REFUERZO EN LA CAJUELLA									M2

M2

% Acero Temperatura
Acero de Temperatura

$$As \geq \frac{0.75bh}{2(b+h)F_y} \text{ (mm}^2 \text{ / mm)}$$

$$0.233 \leq As \leq 1.27$$

$$b, h(\text{mm}); F_y(\text{MPa})$$

% Acero Temperatura 0.33 mm²/mm en ambas direcciones
s con 1/2" 0.389 m
Ø 1/2" @ 30 cm P1 y P3, P4

MOMENTO MAXIMO EN LA BASE Y A MEDIA ALTURA DE PAREDES LATERALES.

EL MOMENTO MAXIMO SEGUN LRFD ES:

Momentos debido a fuerza horizontal Vuh (t-m/m)

ITEMS NOTACION	relleno EH	s/c HL LS	frenado BR	friccion FR	sismo EQ	Muh T/m
Momento base pantalla	48.1407	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	total
Resistencia 01	72.2100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	72.2100
Momento 1/2 h pantalla	6.0176	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	total
Resistencia 01	9.0300	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.0300

DISEÑO DE PAREDES LATERALES.

F_c (kg/cm ²)	210								
F_y (kg/cm ²)	4200								
b (m)	d (m)	Mult (t-m)	Ru	m	Pcuantia	Pminima	pmax	As cm ²	separacion del refuerzo s = cm
1.00	0.55	72.21	265.23	23.53	0.0069	0.0015	0.0163	37.79	s con 1" Ø 1" @ 12.5cm s con 1/2 Ø 1/2" @ 2.5cm s con 5/8 Ø 5/8" @ 5cm s 5/8"+1" @ 20 cm
REFUERZO EN BASE DE PANTALLA LATERAL									A5 y A2
b (m)	d (m)	Mult (t-m)	Ru	m	Pcuantia	Pminima	pmax	As cm ²	separacion del refuerzo s = cm
1.00	0.40	9.03	62.71	23.53	0.0015	0.0015	0.0163	6.08	s con 1" Ø 1" @ 22.5cm s con 3/4 Ø 3/4" @ 45cm s con 5/8 @ 20 cm s con 1/2 Ø 1/2" @ 20cm
REFUERZO EN LA MITAD DE LA PANTALLA LATERAL									A2
% Acero Temperatura Ø 1/2" @ 30.0 cm									A1 y A3

HOB CONSULTORES S.A.

ING. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mantenimiento
de la Carretera Chomayap - Cochabamba - Cochabamba.
Tramo: Cochabamba - Chota

ING. ABEL PRADO RIVERA
ESP. DE ESTUDIO
CIP N° 3343

Diseño de la zapata:**Refuerzo en la Punta**

Mu 26.60

f_c (kg/cm ²)	210
f_y (kg/cm ²)	4200
b m	1.00
d m	0.93
Mul tn-m	26.60
Ru	34.55
m	23.53
Pcuantia	0.0008
Pminima	0.0015
Pmax	0.0163
As cm ²	13.88
s con 3/4"	0.25
s con 1"	0.37
s con 1/2"	0.09

Entonces la distribución del acero será:

Ø 3/4" @ 25cm

Acero TransversalAst < 50% As 6.07 cm²

s con 5/8" 0.329 m

Ø 5/8" @ 30cm

% Acero Temperatura

s con 5/8"

Ø 5/8" @ 25cm

DISTRIBUCION FINAL DE ACERO.:**Refuerzo en la Punta**

As PRINCIPAL	Ø 3/4" @ 25cm	Z2
As TRANS.	Ø 5/8" @ 30cm	Z4

Refuerzo en el talon.

Mu 77.18

f_c (kg/cm ²)	210
f_y (kg/cm ²)	4200
b m	1.00
d m	0.93
Mul tn-m	77.18
Ru	100.22
m	23.53
Pcuantia	0.0025
Pminima	0.0015
Pmax	0.0163
As cm ²	22.73
s co 5/8"+3/4"	0.22
s con 3/4"	0.15

Entonces la distribución del acero será:

Ø 3/4" @ 15cm

Acero TransversalAst < 50% As 7.03 cm²

s con 1/2" 0.18 m

Ø 5/8" @ 26cm

Refuerzo en el talon.

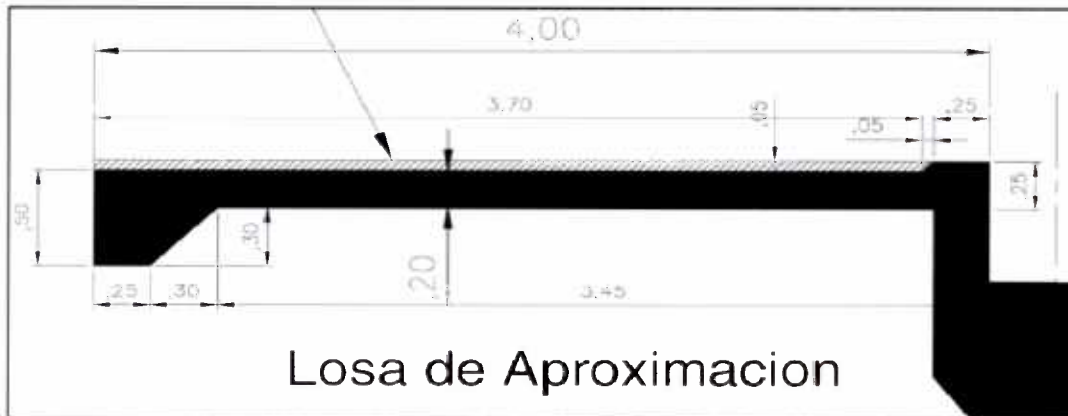
As PRINCIPAL	Ø 3/4" @ 15cm	Z1
As TRANS.	Ø 5/8" @ 25cm	Z3

HOB CONSULTORES S.A.

ING. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
 ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
 CIP N° 41811

Estudio Definitivo para la Rehabilitación de la Carretera Chompe - Chibabue - Huancayo
 Tramo Chompe - Chibabue - Huancayo

ING. ASHLEY GARCÍA GARCÍA
 JEFE DE ESTUDIO
 CIP N° 1761

HOJA DISEÑO DE LOSA DE APROXIMACION TIPICA**DATOS:**

$f'c =$	210.00 kg/cm ²	$h =$	200 mm
$f_y =$	4200.00 kg/cm ²		
$L =$	4.00 m		
$B =$	Variable. m		
$S/C =$	HL - 93		
$P =$	14.78 Tn Carga de eje de camion mas pesado.		

a.- Calculo de ancho equivalente de diseño:

$S =$	3500.00 mm	
$E_t =$	2860 mm	
$E_l =$	698.5 mm	
$A =$	2.00 m ²	
$S_w =$	7.398 t/m ²	Carga equivalente distribuida proveniente S/C.
$S_w =$	7.398 t/m	Carga unitaria.

b.- Cargas sobre la losa de aproximación.

$W_{DC} \text{ (t/m)} =$	0.600	$M_{DC} \text{ (t-m/m)} =$	0.919
$W_{DW} \text{ (t/m)} =$	0.072	$M_{DW} \text{ (t-m/m)} =$	0.110
$W_{EV} \text{ (t/m)} =$	0.693	$M_{EV} \text{ (t-m/m)} =$	1.061
$W_{S/C+W} \text{ (t/m)} =$	0.316	$M_{HL-93} \text{ (t-m/m)} =$	3.972
$W_{S/C+W} \text{ (t/m)} =$	7.398		

Evaluando para el nivel de RESISTENCIA 1:

$$U = \gamma [1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM) + 1.75PL]$$

$$M_{HL-93} = 9.857$$

ING. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 47811

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chongoyape - Cochabamba - Cajamarca.
Tramo: Cochabamba - Chula

ING. ABER FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO

MEMORIA DE CALCULO LOSA DE APROXIMACION QUEBRADA SECA

c.- Diseño de losa de concreto armado.

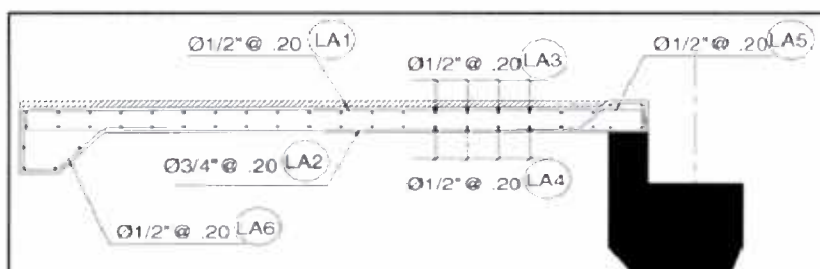
Refuerzo en la Punta

Mu 9.86

$f'c$ (kg/cm ²)	210.00
F_y (kg/cm ²)	4200.00
b m	1.00
d m	0.175
Mul tn-m	9.86
Ru	357.62
m	23.53
Pecantia	0.0096
Pminima	0.0015
Pmax	0.0163
As cm ²	16.80
s con 3/4"	0.21
s con 1"	0.30
s con 1/2"	0.08

Entonces la distribución del acero será:

Ø 3/4" @ 20cm



Acero Transversal

Mer = 3.00 t-m/m

Mmin = 3.60 t-m/m

As = 5.84 cm²

s con 1/2" 0.24 m

Ø 1/2" @ 20cm

% Acero Temperatura 4.79 cm²

s con 1/2" 0.24 mt.

Ø 1/2" @ 20cm

DISTRIBUCION FINAL DE ACERO.:

Refuerzo en la capa inferior:

As PRINCIPAL	Ø 3/4" @ 20cm
As TRANS.	Ø 1/2" @ 20cm

Refuerzo en la capa superior:

As PRINCIPAL	Ø 1/2" @ 20cm
As TRANS.	Ø 1/2" @ 20cm

ING. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chongoyape - Cochabamba - Cananmarca
Tramo Cochabamba - Chota

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS CORTES
JEFE DE ESTUDIOS

Ponton Quebrada Seca Km: 137+604.00**L= 8,60 m****1 Consideraciones Generales**

Ancho total de la losa del puente	7.70 m		
Recubrimiento del Acero	3.00 cm		
Resistencia a la compresión del Concreto f_c	280 Kg/cm2		
Fluencia del Acero f_y	4200 Kg/cm2		
Carga Permanente			
Peso propio	DC	2.4 Tn/m3	(concreto)
Peso muerto	DW	2.2 Tn/m3	(asfalto)
Carga Viva Vehicular			
Posición de Cargas	HL - 93 K Camión de Diseño		
	HL - 93 M Tándem de diseño		
Efecto Dinamico	33.00 %		
Sobreancho	0.00 m		

2 Espesor de Losa(AASHTO LRFD 2.5.2.6.3-1)
(MTC 2.9.1.4.1)

Según Reglamento espesor mínimo

$$h = 1.2 * \left(\frac{S + 3000}{30} \right)$$

S	8600.00 mm	8.60	0.1025
Peralte Diseño	h =	464.00 mm	
Espesor total de la losa	e final =	500.00 mm	

3 Ancho Equivalente para la franja longitudinal para Carga Viva(AASHTO LRFD 4.6.2.3)
(MTC 2.9.1.4.2)

Determinación del ancho de franja para la carga viva

Una línea

$$E = 250 + 0.40 \sqrt{L_s} w_1 \Rightarrow \frac{L_s \leq 18000}{w_1 \leq 9000}$$

W	7700.00
W1	9000.00
L1	8600.00
Eint mm=	3945.05

Mas de una línea

$$E = 2100 + 0.13 \sqrt{L_s} w_1 \Rightarrow \frac{L_s \leq 18000}{w_1 \leq 18000}$$

$$E \leq \frac{W}{N}$$

W	7700.00
W1	18000.00
L1	8600.00
NL	2.00
Eint mm=	3076.51
	3076.51
	2.14
	3850.0

ING. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chongoyape - Cochabamba - Camaraca.
Tramo: Cochabamba - Chota

ING. ABEL FRANCISCO ROSAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIOS
CIP N° 41811

CONSIDERAR PARA EL DISEÑO Emin

3076.51 mm

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chongovape - Cochabamba - Cajamarca.
Tramo: Cochabamba - Chota

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 4251

ING. MARCO HUGO LÉON COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

4 Cálculo de Momentos y Cortantes

Cargas		
Losa CA	1.20 tn/m ²	
Sup Rodadura 0.05	0.11 tn/m ²	0.05
Peso Baranda + Vereda	0.47 tn/m ²	
Sobrecarga peatonal	0.36 tn/m ²	

Calculo del Momento Carga Móvil

a Momento debido camión diseño		Cortante debido camión diseño	
M LL (tn-m-m)=	31.78	V LL (tn)=	22.17
b Momento debido tandem		Cortante debido tandem	
M TL (tn-m-m)=	41.48	V TL (tn)=	20.86
mito usarse	41.48	Cte usarse	22.17
c Momento s/c (w=0.948)		Cortante s/c (w=0.948)	
M w (tn-m-m)=	8.76	V w (tn)=	4.08

5 Estado Limite de Resistencia

Factores Limite Resistencia	Resistencia
DC 1.25	Ductilidad 0.95
DW 1.50	Redundancia 1.05
LL 1.75	Importancia 1.05
PL 1.75	n formula 1.05
	n diseño 1.05

$$U = \eta [1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM) + 1.75PL]$$

Mto Sobrecarga	2.8488	V LL-T	1.3250
M LL-T Mto Carga viva	20.78	V DW	10.91
M DW Mto Sup Rodadura	1.02	V DC	0.47
M DC Mto Carga Perm.	11.09		5.16
Mu	54.21	Vu=	24.88
		φVc=	45.23
			no necesita estribos

6 Investigando Estado Límite de Servicio

chequeando el control por agrietamiento
momento por carga de servicio
M_u = M_{ov} + M_{perm}

Msa	37.83 tn-m		
fc	8.91 Mpa	2.64 Mpa	La sección está fisurada

El momento de inercia fisurado puede ser calculado con

$$f_{cr} = \frac{Z}{(d - A)^{1/3}} \leq 0.6 f_c$$

donde

dc mm

A mm

Z 23000

N / mm²

para miembros

$$B = \frac{1}{b} \left[h_f (b - h_w) + n A_s + (n - 1) A_s' \right]$$

$$C = \frac{b^2}{h_w} \left[h_f^2 (b - h_w) + n d A_s + (n - 1) d' A_s' \right]$$

recubrimiento = diámetro/2 del refuerzo

Area de concreto con el centroide del refuerzo entre el n° de barras

en condicione s severas

n	8.00	B	31.587
b	1000.00 mm	C	28890
As	3948.3996 mm	x	141.293 mm
d	457.30 mm		

$$I_{cr} = \frac{1}{3} b x^3 - \frac{1}{3} (b - h_w) (x - h_f)^3 + n A_s (d - x)^2 + (n - 1) A_s' (x - d')^2$$

dc	42.7000 mm	ter	4.09E+09 mm ⁴
A	14233.3333 m	fs	28.6 Mpa
fsc	271.53		
fs	229.14		

252.0 Mpa
252.0 Mpa

OK

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chongosape - Cochabamba - Calamarca.
Tramo: Cochabamba - Chota

ING. ABEL FRANCISCO ROSAS QUIROS
JEF. DE ESTUDIOS
CIP N° 41811

ING. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

chequeando el control por deformaciones

Para cargas vehiculares

10.75 mm

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g$$

$$M_{cr} = f_r \frac{I_g}{y_t}$$

le	29052078431 mm ⁴
Mer	899.8773047 KN m
Ma	1304.980125 KN m
Ig	80208333333 mm ⁴
Icr	4.09E+09 mm ⁴

Mo	133.16 Tn-m
Mu	1304.980125 KN m

fr	3.365774854 MPa
----	-----------------

Mer	899.8773047 KN m
Mer	91730.6121 Kg m

0.689571655
0.327897575

Δ_m	1.306E+01 mm	Instantaneo
------------	--------------	-------------

Calculando la Deflexión que considera el Reglamento S.800

$$10000/800=12.5$$

M	2009.807013		
le	1.09E+10		
Ec	26500		
	2.90E+14		
PE	385.7		
a	8600.00	4300.00	8600.00
b	0.00	4300.00	0
x	4300	4300.00	4300.00
primera carga			
Δ_x	0		
segunda carga			
Δ_x	17.65115851		
tercera carga			
Δ_x	0		
	17.65115851	10000/800=12.5	

7 Diseño de Elementos de Concreto Armado

7.1 Diseño Losa de concreto armado

dm = espesor losa - recub. - diametro barra

	fc =	280.00 kg/cm ²
	Ey =	4200.00 kg/cm ²
b m		1.00
d m		0.457
Mul tn-m		54.21
Pcuantia		0.007332
As cm ²		33.53
s con 3/4"		0.085
s con 1"		0.15

Verificando la cuantia minima

$$\phi Mn \geq 1.2 Mer$$

1.2*Mer	110076.7345
Kv	0.363890031
m	17.65
Pmin	8.67068E-05

0.363890031

0.008634 OK

Entonces la distribución del acero será:

Ø 1" a 15cm

(1.1 y 1.2)

ING. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

4 de 6 L=8.60 0m 4-Qda. Seca-SUP

Informe Final



Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chingovape - Cochabamba - Cajamarca.
Tramo Cochabamba - Chuta

ING. ADEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

7.2 Acero Transversal

AASHTO 5.14.4.1 (LOSAS MACIZAS)

$$\%As = \frac{1750}{\sqrt{L}} \leq 50\%$$

Acero Transversal 5.87 cm²
 s con 5/8" 0.34 m
 Ø 5/8" @ 30cm (L3)

7.3 Diseño de la Viga de Borde

Ancho Viga borde

$$E_b = \frac{400.00}{2238.25} \leq \frac{1800.00}{1800.00}$$

$$E = v_{borde} + 300 + 1/2 * E_{múlt} \leq 1800 mm$$

1.20 01 carril cargado

0.50 por 1/2 carril

2.92 Tn-m/m

21.31 Tn-m/m

0.84 Tn-m/m

13.50 Tn-m/m

2.73 Tn-m/m

Incluye Baranda

Mto. Sobrecarga
 M.L.L.T Mto Carga viva
 M.D.W Mto Sup. Rodadura
 M.D.C Mto Carga Perm.
 M.P.L Mto Carga Peatonal

$$U = \eta [1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM) + 1.75PL]$$

Mult 63.05 Tn-m/m

Diseño de concreto armado

dm = espesor losa + recubr. + diametro barra/2

b m 1.00
 dm 0.457
 Mult m-m 63.05
 Pcuantia 0.008634
 As cm² 39.48
 s con 3/4" 0.072
 s con 1" 0.130

Entonces la distribución del acero será:

Ø 1" @ 12.5cm (L1 y L2) Repartido en dos capas

7.4 Acero Transversal

AASHTO 5.14.4.1 (LOSAS MACIZAS)

$$\%As = \frac{1750}{\sqrt{L}} \leq 50\%$$

Acero Transversal 6.91 cm²
 s con 5/8" 0.29 m
 Ø 5/8" @ 30cm (L3)

7.5 Acero de Retracción y Temperatura AASHTO 5.10.8

$$As \geq \frac{0.75bh}{2(b+h)F_y} (mm^2/mm)$$

$$0.233 \leq As \leq 1.27$$

$$b, h (mm); F_y (MPa)$$

% Acero Temperatura 0.29 mm²/mm³ en ambas direcciones
 s con 1/2" 0.443 m

Ø 1/2" @ 30 cm (L4 y L5)

ING. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
 ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
 CIP N° 41811

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
 de la Carretera Chongoyape - Cochabamba - Cajamarca.
 Tramo: Cochabamba - Chota

ING. ABEL FRANCISCO KOIAS QUINTOS
 JEFE DE ESTUDIOS
 CIP N° 5444

7.6 Diseño de la vereda	L(m)=	0.85 m
Mto		
s/c viva peatonal (0.36Tn/m ²)	0.13 Tn-m/ml	0.13
M sardinel	0.00 Tn-m/ml	
Peso Propio	0.17 Tn-m/ml	0.43
Mu	0.49 Tn-m/ml	
	0.36	0.86
Vu	2.09	
σVc	11.31 no necesita estribos	
fc	280.00 kg/cm ²	
Fy	4200.00 kg/cm ²	
b m	1.00	
d m	0.350	
Mul tn-m	0.49	
Ru	4.48	
m	17.65	
Pcuantia	0.000107	
Pminima	0.002000	
Pmax	0.021675	
As cm ²	7.00	
s con 1/2"	0.18	
s con 5/8"	0.28	
Entonces la distribución del acero será:		
Ø 1/2" @ 17.5cm	L 7	
El acero transversal es:		
Ø 3/8" @ 15cm	L 6	

8 Verificación del Neopreno por metro de longitud

Se tiene	
Cortante por carga muerta	5.63 Tn
Cortante por sobrecarga	22.17 Tn
Cortante por impacto	7.3161 Tn
	35.12 Tn

L (m)	1	39 in
e (in)	0.338582677	
Asumimos e=	1 in	

$$A1 (in) = \frac{77262.02}{31496.1} = 2.453 \text{ in}$$

$$A2 (in) = 5.0000 \text{ in}$$

$$A3 (in) = \text{Por Geometria estribo } 30 \text{ cm} = 11.81 \text{ in}$$

$$\text{Esfuerzo unitario} = 166.154549 \text{ lb/in}^2$$

$$\text{Factor de Forma} = \frac{465.00}{102.3622047} = 4.54$$

Segun el Abaco de la Good Year Tire and Rubber Co., para una dureza de 50, con el esfuerzo unitario a compresión y el factor de forma obtenemos que la deformación que se tendrá será menor al 15%.

Verificación por Deslizamiento

Dv	0.092066053
Di	0.060944882
Dv-Di	OK



ING. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chongoyape - Cochabamba - Chapamarca.
Tramo: Cochabamba - Chota

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS

CIP N° 2844

De acuerdo a diseño vial, la velocidad de directriz de la vía es de 30 km/h y de tercera categoría. Según la velocidad y la importancia de la vía, el AASHTO-LRFD, da unos niveles de carga o nivel de ensayo de carga " Test Level TL ", para los cuales las barandas deben ser verificados.

Tabla 13.7.2.1 – Niveles de ensayo para las barandas de puentes y criterios para los ensayos de choque

Características de los vehículos:	Pequeños automóviles		Camionetas (Pickups)	Camión semi-remolque	Camión con remolque		Camión cisterna
W (kN)	7000	8000	20.000	80.000	220.000	355.000	355.000
B (mm)	1700	1700	2000	2300	2450	2450	2450
G (mm)	550	550	700	1250	1630	1850	2050
Ángulo de impacto, θ	20°	20°	25°	15°	15°	15°	15°
Nivel de Ensayo	VELOCIDADES DE ENSAYO (km/h)						
TL-1	50	50	50	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-2	70	70	70	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-3	100	100	100	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-4	100	100	100	50	N/A	N/A	N/A
TL-5	100	100	100	N/A	N/A	80	N/A
TL-6	100	100	100	N/A	N/A	N/A	80

Por lo tanto se verifica la baranda para un nivel TL 1.

Cargas	TL-1
F_t (N)	60000
F_l (N)	20000
F_v (N)	20000
$L_t=L_l$ (mm)	1220
L_v (mm)	5500
H_e (mm)	460
H (mm)	685
H diseño:	1100

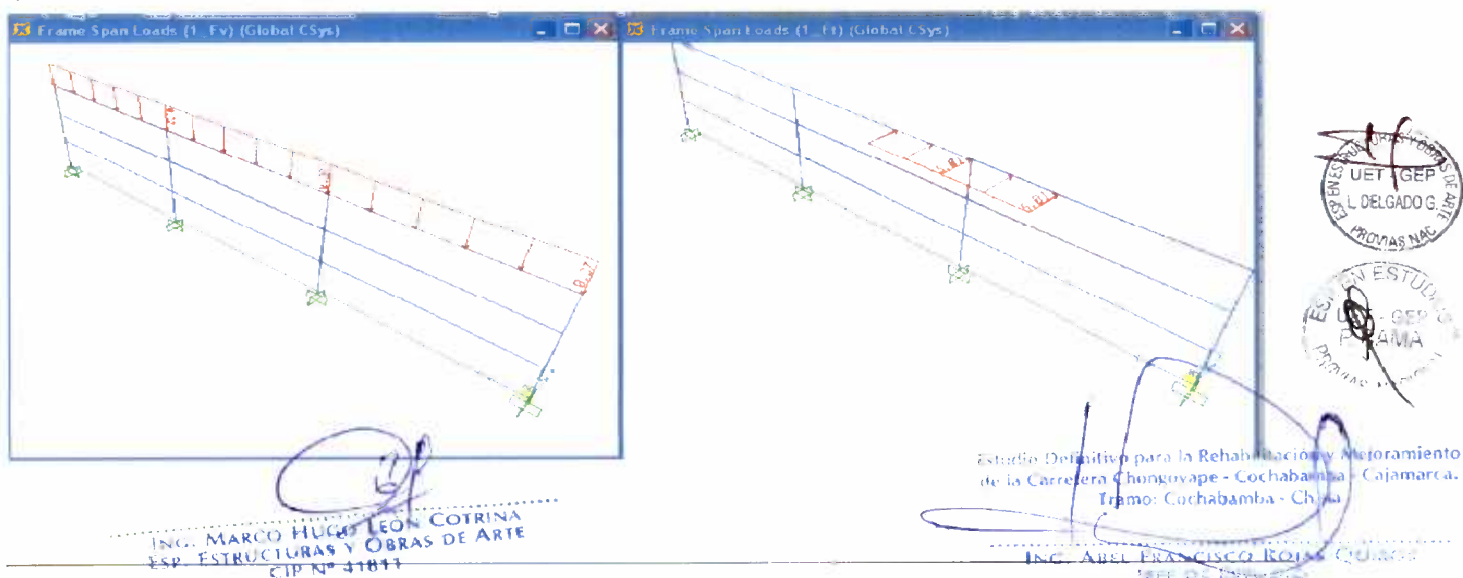
Cargas	TL-1
F_t (tn)	6.116
F_l (tn)	2.039
F_v (tn)	2.039
$L_t=L_l$ (m)	1.220
L_v (m)	5.500
H_e (m)	0.460
H (m)	0.685
H diseño (m)	1.100

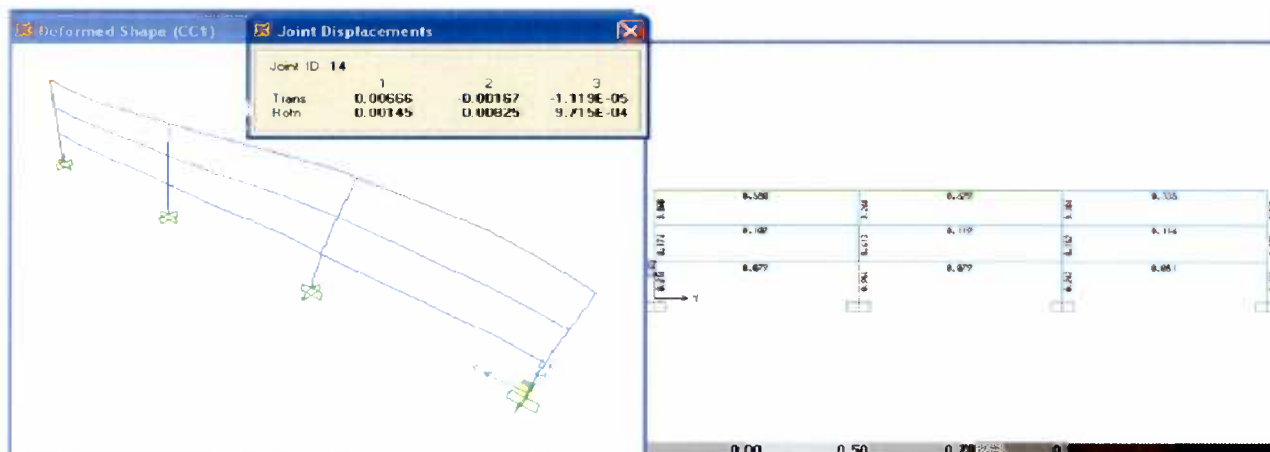
Finalmente las cargas que actúan directamente en la estructura es:

Cargas	TL -1	L (m)
F_v (tn/m)	0.370	5.00
F_l (tn)	2.040	
F_l (tn/m)	5.015	1.22

3.- Análisis de la estructura según cargas actuantes:

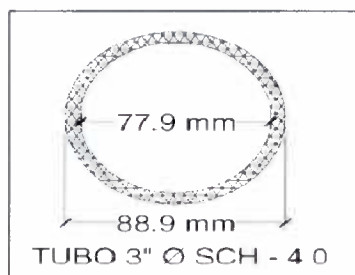
De acuerdo a los resultados debemos verificar básicamente dos elementos, las columnas en su base y el travesaño superior formado por tubo de 3" SCH-40.





4.- Verificación de los elementos de la Baranda:

Seccion tubo de 3"

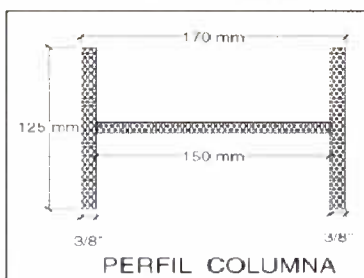


Propiedades seccion		
Tipo	Compacta	
Area	0.001441	m2
I x'x'	0.000001258	m4
I y'y'	0.000001258	m4
S x'	0.00002831	m3
S y'	0.00002831	m3
r x'	0.0296	m
r y'	0.0296	m

Propiedades del acero A242-50		
Peso	7.849	tn/m3
E	20389019	tn/m2
Fy	35155	tn/m2
Fu	49218	tn/m2

Verificación de la sección				
	Ultimos	Nominales	Nom / Ult	< 1.0
P (tn)	-1.496	34.194	0.043750	0.74
V x'x' (tn)	-0.639	14.048	0.045487	
V y'y' (tn)	4.052	14.048	0.288440	
M x'x' (tn)	0.706	1.241	0.568896	
M y'y' (tn)	-0.267	1.241	0.215149	

Seccion Perfil Columna.



Propiedades seccion		
Tipo	Compacta	
Area	0.004818	m2
I x'x'	0.00002817	m4
I y'y'	0.00000453	m4
S x'	0.0002965	m3
S y'	0.0000671	m3
r x'	0.0765	m
r y'	0.0307	m



ING. MARCO HUERO LEÓN COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

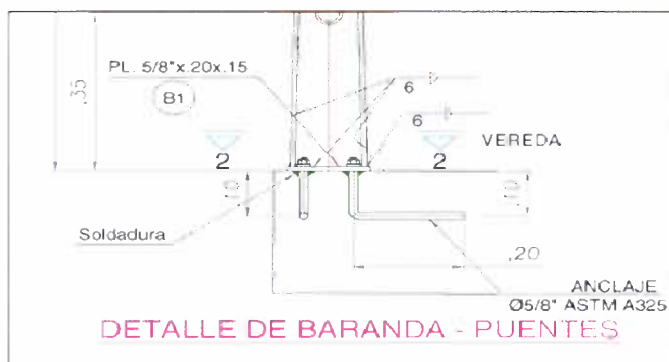
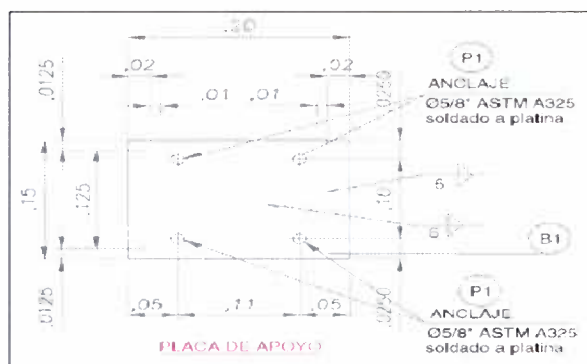
Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chongoyape - Cochabamba - Camaraca.
Tramos Cochabamba - Chuta

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE SECCION
CIP N° 12111

Propiedades del acero A242-50		
Peso	7.849	tn/m3
E	20389019	tn/m2
Fy	35155	tn/m2
Fu	49218	tn/m2

Verificación de la sección				
	Ultimos	Nominales	Nom / Ult	< 1.0
P (tn)	-1.037	152.439	0.006803	0.95
V x'x' (tn)	8.193	14.048	-0.583215	
V y'y' (tn)	0.846	14.048	0.060222	
M x'x' (tn)	8.789	10.423	0.843194	
M y'y' (tn)	-0.525	2.359	0.222561	

5.- Verificación del anclaje a nivel de losa de vereda:



Cargas a pie de columna mas cargada.

CARGAS ULTIMAS A PIE		
Rx	8.19	Tn
Ry	0.85	Tn
Rz	1.04	Tn
Mx	0.52	tn-m
My	8.79	tn-m
Mz	-	

5.1 Verificación de la placa base.

$$Z = \frac{bxt^2}{4}$$

Siendo $b = 0.20 \text{ m}$.

$$\phi Mn = \phi Zfy$$

t (m) =	0.0153	m
Equivale a plancha 5/8"		

5.2 Determinacion de las cargas actuantes Para la Verificacion de los pernos ASTM A325.

Propiedades del acero A242-50	
Peso	7.849 tn/m3
E	20389019 tn/m2
Fy	35155 tn/m2
Fu	49218 tn/m2

Peso	7.849 tn/m3
Fy	64300 tn/m2
Fu	84300 tn/m2
n (pernos)	4 und
YII	1.75

Según cálculos se puede aproximar:

$$\frac{Y_{it}}{\varphi_i} = \alpha(\text{perno})$$

$\varphi_a = 0.45$

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chongoyape - Cochabamba - Chuamarka.
Tramo: Cochabamba - Chota

ING. ADEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP Nº 3261

ING. MARCO HUGO LEON COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE

4 de 5 Baranda 4-Qda. Seca-SUP

Informe Final

Fuerzas de corte y de tension			
Corte	V (tn)	4.55	tn/perno
tension	T (tn)	2.44	tn/perno

5.3 Verificacion de la capacidad de corte en el anclaje:

Propiedades del Perno ASTM A325	
Peso	7.849 tn/m3
Fy	64300 tn/m2
Fu	84300 tn/m2
Ap (5/8")	0.0001979 m2

Según A. 6.13.2.7-2

$$Rn = 0.38 Fy Ap$$

Rn (tn)	4.835
V (tn)	4.550

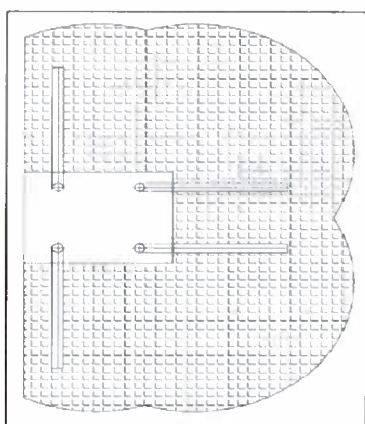
ok

Usar pernos de 5/8" ASTM A325

5.4 Verificacion del anclaje a tension a nivel del concreto.

$$Up > \phi \eta FAp$$

$$Up = 1.065 \beta \sqrt{f'c} A_{concreto}$$



n Fy Ap (tn)	29.013
Up (kg)	30534.2591
Up (tn)	30.5342591

ok

Adicionalmente existe acero longitudinal a nivel de la vereda que puede asumir algun sobreesfuerzo adicional en situacion extrema.

A (m2)	0.2636
A (cm2)	2636



Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chongoape - Cochabamba - Chapamarca,
Tramo: Cochabamba - Chola

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 41811

ING. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

PONTÓN AJIPAMPA KM: 137+803.00



DISEÑO DE SUB-ESTRUCTURA PONTON AJIPAMPA

1) ESPECIFICACIONES GENERALES :

UBICACION		
LUZ LIBRE	10.00 m	Luz entre los apoyos del puente
Nro de VIAS	2.00	
ancho total de la via	7.00	comprende CARRILES +BERMA
Sobreechancho Sa=	0.00	en caso de puentes curvos
Ancho del tablero	7.00 m	con sobreechancho y sin vereda
Espesor de losa	0.60 m	
long. losa al apoyo	0.25 m	longitud losa del extremo al apoyo en cajuela
Numero de vigas princip	0.00	solo para el caso de puentes con vigas
Peralte de la viga	0.00	
Ancho de la viga	0.00	
Numero de vigas Diafrag	0.00	solo para el caso de puentes con vigas
Ancho del diafragma	0.00	ancho del diafragma
Ancho de vereda	0.85 m	
Altura de vereda en losa	0.18 m	altura de la vereda desde la losa
Long. Volado vereda	0.50 m	
Peso baranda metalica	0.10 t/m	
Sobrecarga Movil S/C	LRFD	Carga del Vehiculo
Sobrecarga repart. Vehic	0.95 t/m2	carga distribuida del vehiculo
Sobrecarga peatonal vereda	0.40 t/m2	
Impacto en vereda	10.00 %	Por efecto de aglomeracion de peatones
Resistencia concreto f'c	210.00 kg/cm	Se asume por durabilidad del Co. estribos
Fluencia del acero fy G60	4200.00 kg/cm	Acero corrugado losas y estribo
Pesos especifico del Co.	2.40 ton/m3	
Espesor del asfalto	0.05 m	
Peso especifico del asfalto	2.20 ton/m3	

TIPO DE MURO A ANALIZAR

Muro de gravedad: si <1>	0.00	recomendable alturas max 6 m
Muro voladizo si <1>	1.00	recomendable alturas de 5 a 9 m
Muro contrafuerte: si <1>	0.00	recomendable alturas de 6 a 12m

CARACTERISTICAS DEL TERRENO

Peso especifico del relleno	1.95 ton/m3	
Angulo friccion interna f =	33 grados	estribo derecho
Angulo friccion interna f =	33 grados	estribo izquierdo
Angulo friccion base d =	33 grados	angulo de friccion en la base de cimentacion
Resistencia del suelo si	3.80 kg/cm2	e=0.6 y b=4
Resistencia del suelo sd	3.80 kg/cm2	e=0.6 y b=4

CARACTERISTICAS GEODINAMICA

Zonificacion sismica Z =	2.00	Ubicacion en el mapa
Factor de aceleracion max =	0.30 g	La aceleracion maxima permitida

Parametros geotecnicos :

Tipo de suelo =	tipo 1	Perfil del suelo
Periodo de vibracion Tp =	0.40 seg	Periodo predominante
Factor de suelo S =	1.00	

COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE CARGA

Combinación de carga	BR	DC	DW	EH	EV	IM	LL	LS	FR	EQ
Resistencia I	1.75	1.25	1.50	1.50	1.35	1.75	1.75	1.75	1.00	0.00
Resistencia I-a	1.75	0.90	1.50	0.90	1.00	1.75	1.75	1.75	1.00	0.00
Resistencia IV	0.00	1.50	1.50	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00
Servicio II	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	1.30	0.00	0.00	0.00
Construccion	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Evento Extrem I	0.0000	1.2500	1.5000	1.5000	1.3500	0.5000	0.5000	0.0000	0.0000	1.00
Evento Extrem I-a	0.0000	0.9000	1.5000	0.9000	1.0000	0.5000	0.5000	0.0000	0.0000	1.00

DONDE:

DC	Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales	EH	Empuje horizontal del suelo
DW	Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios publicos	BR	Fuerza de frenado de los vehiculos
EV	Presión vertical de peso propio del suelo de relleno	IM	Carga de impacto
		LL	Carga vehicular
		LS	Sobrecarga viva
		FR	Fuerza de friccion en apoyos
		EQ	Fuerza de sismo

FACTORES DE RESISTENCIA

1) $\phi = 0.9$

Resistencia a flexion

RECUBRIMIENTOS

En losas :	3 cm
En muros :	4 cm
En cimentaciones :	7.5 cm

2) PROPIEDADES DEL CONCRETO Y ACERO

- 1) Esfuerzo de compresion en el concreto
 $f_c = 0.40 \times f_c$ $f_c = 84$ kgs/cm2
- 2) Esfuerzo permisible en el acero de refuerzo
 $f_s = 0.40 \times f_y$ $f_s = 1680$ kgs/cm2
- 3) Modulo de elasticidad del acero Es
 $E_s = 2040000$ kgs/cm2
- 4) Modulo de elasticidad del concreto Ec

$$E_c = 15000 \cdot \sqrt{f_c} \quad E_c = 217370.65 \quad \text{kgs/cm}^2$$

- 5) Relacion de Modulo de Elasticidad del Acero y concreto

$$n = E_s / E_c$$

$$n = 9.385$$

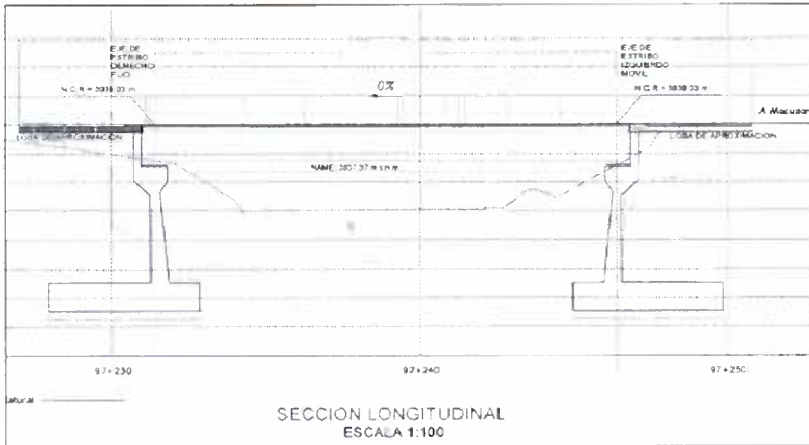
$$n = 8$$

HOB CONSULTORES S.A.

ING. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
Exp. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chongoyape - Cochabamba - Chayamayo
Tramo Cochabamba - Chola

ING. ASHLEY ROSA C. ROSA
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 37334



3) OBTENER LAS REACCIONES EN LA SUPERESTRUCTURA

3.1) Reaccion debida a la carga muerta: PESOS DE SUPERESTRUCTURA

tipo	Base/Area	altura/# elem	longitud	W especific/c	peso
losa	7.70	0.60	10.50	2.40	116.42 Ton
vereda	0.08	2.00	10.50	2.40	3.86 Ton
s/c vereda	0.85	2.00	10.50	0.40	3.57 Ton
baranda	0.10	2.00	10.50	1.00	2.10 Ton
diafragma	0.00	0.00	5.80	2.40	0.00 Ton
vigas princip	0.00	0.00	10.50	2.40	0.00 Ton

TOTAL = 125.95 Ton

Reaccion debida a la carga muerta DL (Ton/m)

$$RD = W_{total} / (2 \cdot losa) = 9.00 \text{ Ton/m}$$

3.2) Reaccion debida a la carga de asfalto: PESO DE ASFALTO DW

tipo	Base/Area	altura/# elem	longitud	W especific/c	peso
carp. asfalto	7.00	0.05	10.50	2.20	8.09 Ton

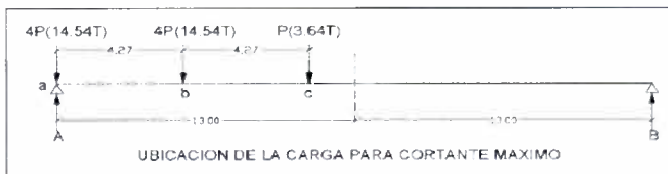
TOTAL = 8.09 Ton

Reaccion debida a la carga de asfalto DW (Ton/m) :

$$RD = W_{total} / (2 \cdot losa) = 0.58 \text{ Ton/m}$$

distancia donde actua = 2.65 m

3.3) Reaccion debida a la sobrecarga sin impacto pesos de la carga viva :



$$L1 = 0.00 \quad P = 3.63 \text{ Ton}$$

$$L2 = 4.27 \quad 4P = 14.52 \text{ Ton}$$

$$L/2 = 13.00 \quad 4P = 14.52 \text{ Ton}$$

$$e = 0.00$$

$$L = 10.00$$

Efectuando equilibrio de fuerzas con respecto a FY

$$RA + RB = 9P \quad RA + RB = 32.66 \text{ Ton}$$

Determinacion del momento con respecto al apoyo A

$$RB(L) = L2 \cdot 4P + (L2 + L2)P$$

$$RB = 9.297 \text{ Ton-m}$$

$$RA = 23.364 \text{ Ton-m}$$

**Calculo del maximo cortante suponiendo que el tren de carga esta al inicio del puente (a)

$$V_{max} = RA - \text{ancho tablero} \quad V_{max} = 6.68 \text{ Ton/m}$$

distancia donde actua = 2.65 m

SOBRECARGA EQUIVALENTE

Altura del muro H (m)	Altura equivalent a He (m)
10.95	1.50
	3.00
	6.00
	> 6.00

Interpolando He (m) = 0.60

$$Ws/c \text{ (tn/m2)} = 1.17$$

HOB CONSULTORES S.A.

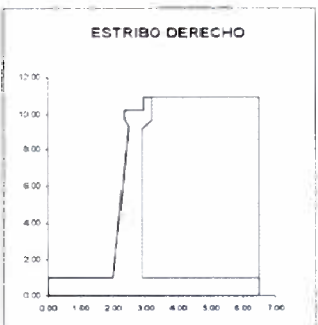
ING. MARCO HUGO LEON COTRINA
Esp. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chosvita - Cochabamba - Calamarca
Tramo Cochabamba - Calamarca

INCAS S.A. - QUINCE
Jefe de Estudios
CIP N° 3544

3.4) DETERMINACION DEL PESO PROPIO ESTRIBO Y RELLENO NO FACTORADOS

peso específico concreto =	2.40 ton/m3	peso unitario del concreto	
altura de relleno H =	10.95 m	altura total del estribo	
altura de la Pantalla Hp =	9.21 m	altura de la pantalla para diseño	
altura de la cajuela Hc =	0.74 m	altura de la cajuela para diseño	
base de la zapata B =	6.50 m	largo de la zapata	
base de la zapata punta Bp =	2.00 m	Punta zapata	
base de la zapata talon Bt =	3.60 m	Talon zapata	
ancho de zapata =	9.70 m	según el ancho de tablero mas vereda	
ancho de pantalla (1) t =	0.30 m	espesor de pantalla	
ancho de pantalla (2) t =	0.90 m	espesor de pantalla en base	
peralte de zapata h =	1.00 m	espesor de zapata	
coeficiente sísmico horizon	0.30 g		
peso específico relleno =	1.95 ton/m3	peso unitario del relleno	
coef. Fricc. Concreto-terren	0.65	para efectos deslizamiento	
angulo fricción interna f =	33.00 estribo derecho	angulo de inclinacion del rell.	
angulo fricción interna f =	33.00 estribo izquierdo	angulo de inclinacion del rell.	
angulo fricción interna <i =	0.00		
angulo b =	0.00		
angulo d =	0.00		
sobrecarga camion s/c=	1.17 ton/m2	sobrecarga en relleno	
longitud sobrecarga ls/c=	3.20 m	longitud de sobrecarga relleno	
altura por sobrecarga hs/c=	0.60 m		
longitud del muro =	1.00 m		
A = Area de la zapata=Bx1.00:	6.50m2		
			<==cambiar para analizar por metro lineal

	COORD. ESTRIBOS		PROPIEDADES GEOMETRICAS Y MECANICAS	COORD. RELLENO	
	X	Y		X	Y
acilación	0.00	0.00	AREA ESTR 12.78m2	2.90	1.00
Ancho de	6.50	0.00	X 2.93m	6.50	1.00
Peralte z	6.50	1.00	Y 2.89m	6.50	10.95
ancho de	2.90	1.00	F conc 30.66 Ton	3.20	10.95
	2.90	9.21	M conc 89.82 Ton-m	3.20	9.71
	3.20	9.71	M Inercia Co 88.64 Ton-m	2.90	9.21
	3.20	10.95	AREA REL 35.37m2	2.90	1.00
	2.95	10.95	X 4.72m		1.00
cajuela	2.95	10.21	Y 5.96m		
	2.35	10.21	F relleno 68.98 Ton		
	2.35	9.71	M relleno 325.64 Ton-m		
	2.50	9.31	M Inercia rell 411.29 Ton-m		
punta	2.00	1.00	M total (XX) 415.46 Ton-m		
	0.00	1.00	F total 99.64 Ton		
	0.00	0.00	M total (YY) 499.92 Ton-m		
			XX 4.17 m		
			YY 5.02 m		
			ESTRIBO DERECHO		
					

4) DETERMINACION DEL EMPUJE DE RELLENO SOBRE EL MURO (Ea)

4.1) Empuje activo estático (por metro) de estribo

Si se permite que el estribo se mueva alejándose gradualmente de la masa de suelo, entonces el esfuerzo efectivo principal horizontal decrecerá, se alcanzará un estado en el que la condición de esfuerzo en el elemento de suelo será el estado de equilibrio plástico (condición en que cada punto de la masa de suelo esta a punto de fallar) y ocurrirá la falla de suelo denominado **Estado Activo de Rankine**.

Se usará el coeficiente de Rankine para suelos homogéneos:

E_A = Empuje Activo Estático por longitud unitaria (ton).

ϕ = Angulo de fricción del suelo. (relleno)

K_A = Coeficiente de Presión Activa de Tierra de Rankine.

γ = Peso específico del suelo.

$$E_A = \frac{\gamma H^2}{2} K_A$$

$$K_A = \frac{1 - \text{seno } \phi}{1 + \text{seno } \phi}$$

$K_A = 0.295$

	TOTAL	PANTALLA	1/2 PANT	CAJUELA
$E_A =$	34.464	28.456	7.114	0.167

Efecto estático M_{AE} es $M_{AE} = E_A H / 3$

	TOTAL	PANTALLA	1/2 PANT	CAJUELA
$M_{AE} =$	125.792	94.380	11.798	0.039

HOB CONSULTORES S.A.

ING. MARCO HUCHA LEON COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Ampliación
de la Carretera Chongos - Cacha - Chachabambilla - Chachabambilla
Tramo: Chachabambilla - Chachabambilla

ING. ADRIAN DELGADO GARCIA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

4.2) CASO I: fuerzas sin factorar el estribo con relleno y sin puente ni sobrecarga

RESISTENCIA I SIN EL PUENTE

Fuerzas desestabilizantes

	TOTAL	PANTALLA	MEDIA PANT	CAJUELA
Empuje relleno: Ea	34.464	28.455	7.114	0.157

Momento de volteo: $M_v = E_h \cdot H/3$ 125.792 94.380 11.798 0.039 Ton-m

Fuerzas estabilizadoras

TIPO	Fza VERT.	BRAZO	MOMENTO
Peso estribo: Dce=	28.63	2.93m	84.03 Ton-m
Peso relleno: DCr=	70.63	4.68m	330.35 Ton-m
TOTAL	99.26		414.38

4.3) CASO II.- fuerzas sin factorar del estribo con sobrecarga y sin el puente:

hs = altura adicional por sobrecarga Ws/c/Peso específico :

0.60

fuerzas desestabilizantes

TIPO	Fza Hor(T)	BRAZO(m)	MOMENTO(T-m)
Empuje relleno: Ea	34.464	3.65m	125.79
E S/C, HL(s/c)=Ka*Ws/c*H:	3.777	5.48m	20.68
TOTAL	38.24		146.47

fuerzas estabilizadoras

TIPO	Fza Vert(T)	BRAZO(m)	MOMENTO(T-m)
Peso estribo: Dce=	28.63	2.93	84.03
Peso relleno: DCr=	70.63	4.68	330.35
Fza S/C VL(s/c)= $\gamma \cdot B_s/c \cdot h_s$:	3.86	4.85	18.73
TOTAL	103.12		433.10

4.4) CASO III.- Fuerzas sin factorar del estribo con sobrecarga y el puente

a) La Fuerza de Frenado BR:

1.633

0.67 tn/m

b) La Fuerza de Friccion FR:

0.450

1.63 tn/m

fuerzas desestabilizantes

TIPO	Fza Hor(T)	BRAZO(m)	MOMENTO(T-m)	base pant	Hp/2 pant	cajuel
Empuje relleno: Ea	34.464	3.65m	125.79	94.38	11.80	0.04
Emp S/C HL(s/c)=Ka*Ws/c:	3.777	5.48m	20.68	17.07	8.54	0.09
Fuerza Frenado BR:	1.633	13.75	22.45	16.25	8.12	0.73
Friccion apoyo FR:	0.450	10.35	4.66	4.14	2.07	0.00
TOTAL	40.32		173.58			

fuerzas estabilizadoras

TIPO	Fza Vert(T)	BRAZO(m)	MOMENTO(T-m)
Peso estribo: Dce=	28.63	2.93	84.03
Peso relleno: DCr=	70.63	4.68	330.35
Fza S/C VL(s/c)= $\gamma \cdot B_s/c \cdot h_s$:	3.86	4.85	18.73
fza Reaccion S/C LL=	6.68	2.65	17.69
fza Reaccion SuperEst DL=	9.00	2.65	23.84
fza Reaccion asfalto DW=	0.58	2.65	1.53
TOTAL	119.37		476.16

5) CARGAS DE DISEÑO FACTORADAS POR METODO LRFD

I) fuerzas estabilizantes

5.1) Fuerzas verticales Vu (t/m)

ITEMS	estribo	relleno	DL	DW	LL	IM	VL	VU
OTACIO	DC	EV	DC	DW	LL	IM	LL	T/m
Vi	28.6332	70.6271	8.9964	0.5775	6.6753	2.2028	3.8610	Total
sistenc	35.7900	95.3500	11.2500	0.8700	11.6800	3.8500	6.7600	157.2725
Resiste	25.7700	70.6300	8.1000	0.8700	11.6800	3.8500	6.7600	121.2770
Servicio	28.6300	70.6300	9.0000	0.5800	6.6800	2.8600	5.0200	119.1300
Constru	28.6300	70.6300	9.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	102.8470
Resiste	42.9500	105.9400	13.4900	0.8700	0.0000	0.0000	0.0000	155.0875
Servicio	28.6300	70.6300	9.0000	0.5800	6.6800	2.2000	3.8600	115.5010

HOB CONSULTORES S.A.

ING. MARCO HUGO LEON COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Cochabamba - Cochabamba - Villavieja
Tramo Cochabamba - Chigüi

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3251

Momentos debido a Vu (t-m/m)

ITEMS	estribo	relleno	DL	DW	LL	IM	VL	MVU
OTACIO	DC	EV	DC	DW	LL	IM	LL	T/m
MVU	84.0289	330.3464	23.8405	1.5304	17.6895	5.8375	18.7259	Total
sistenc	105.0400	445.9700	29.8000	2.3000	30.9600	10.2200	32.7700	624.2070
Resiste	75.6300	330.3500	21.4600	2.3000	30.9600	10.2200	32.7700	478.5055
Servicio	84.0300	330.3500	23.8400	1.5300	23.0000	7.5900	24.3400	469.9460
Constri	84.0300	330.3500	23.8400	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	416.3090
Resiste	126.0400	495.5200	35.7600	2.3000	0.0000	0.0000	0.0000	626.6390
Servicio	84.0300	330.3500	23.8400	1.5300	17.6900	5.8400	18.7300	457.9095

II) fuerzas desestabilizantes

5.2) Fuerzas horizontales Vuh (t/m)

ITEMS	relleno	s/c HL	frenado	friccion	Vuh
OTACIO	EH	LS	BR	FR	T/m
Hu	34.4636	3.7768	1.6331	0.4498	Total
sistenc	51.7000	6.6100	2.8600	0.4500	61.6200
sistenci	31.0200	6.6100	2.8600	0.4500	40.9400
servicio	34.4600	0.0000	2.1200	0.0000	36.5800
nstrucci	34.4600	0.0000	0.0000	0.0000	34.4600
sistenci	51.7000	0.0000	0.0000	0.4500	52.1500
servicio	34.4600	3.7800	1.6300	0.4500	40.3200

Momentos debido a fuerza horizontal Vuh (t-m/m)

ITEMS	relleno	s/c HL	frenado	friccion	Muh
OTACIO	EH	LS	BR	FR	T/m
MH	125.7920	20.6781	22.4544	4.6556	total
sistenc	188.6900	36.1900	39.3000	4.6600	268.8400
sistenci	113.2100	36.1900	39.3000	4.6600	193.3600
servicio	125.7900	0.0000	29.1900	0.0000	154.9800
nstrucci	125.7900	0.0000	0.0000	0.0000	125.7900
sistenci	188.6900	0.0000	0.0000	4.6600	193.3600
servicio	125.7900	20.6800	22.4500	4.6600	173.5800

6) ANALISIS POR SISMO (METODO DE MONONOBE OKABE).

6.1) Empuje activo dinamico por metro de estribo (metodo de Mononobe Okabe) E_{AE}

Segun la categoria del comportamiento sismico para estribos en voladizo que puedan desplazarse horizontalmente sin que exista algun tipo de restriccion a este desplazamiento se recomienda el metodo pseudo-estatico de Mononobe Okabe para la determinacion del empuje activo horizontales, se recomienda el uso de los coeficientes sismicos a la mitad del coeficiente de la aceleracion $K_H=A/2$ se desprecia los efectos de aceleracion vertical

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma (1 - K_v) K_{AE} H^2$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \beta - \theta)}{\psi \cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta)}$$

donde:

ϕ = Angulo de friccion del suelo

33

δ = Angulo friccion entre suelo y muro

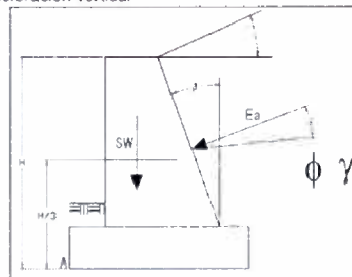
0

i = Angulo del talud

0

β = Angulo del vástago

0



$$\psi = \left[1 + \frac{\sin \alpha (\phi + \delta) \sin \alpha (\phi - i - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)} \right]^2 \quad (b)$$

$$\theta = \arctan \left(\frac{K_H}{1 - K_v} \right)$$

K_H = Coeficiente sismico horizontal

$$K_H = 0.150$$

K_v = Coeficiente sismico vertical se supone que $0.3K_H < K_v < 0.5K_H$

para el presente caso tenemos: $0.3 \times 0.15 < K_v < 0.5 \times 0.15$

$$K_v = 0.060$$

sustituyendo valores en la ecuacion siguiente:

$$\theta = \arctan \left(\frac{K_H}{1 - K_v} \right)$$

$$\theta = 9.066$$

sustituyendo en la ecuacion (b)

$$\psi = 2.170$$

con los resultado de ψ determinamos el valor de K_{AE}

$$K_{AE} = 0.395$$

Sustituyendo el valor de K_{AE} en E_{AE} :

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma (1 - K_v) K_{AE} H^2$$

$$E_{AE} = 34.464$$

$$E_{AE} = 43.39 \text{ Ton}$$

Como el E_{EA} es considerando los efectos de la dos condiciones tanto del empuje activo dinamico como del empuje activo estatico, por los que es conveniente separarlo

$$\Delta E_{AE} = E_{AE} - E_{EA}$$

$$\Delta E_{AE} = 8.92 \text{ Ton}$$

HOB CONSULTORES S.A.

ING. MARCO HUGO TEÓN COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

Estudio Definitivo para la Subestructura y Paramento
de la Carretera Chingoyos - Cochabamba - Calamarca
Tramo Cochabamba - Chingoyos

ING. ABEL FERNANDO GARCÍA GARCÍA
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3224

Se puede suponer que el empuje activo dinámico adicional actúa a 0.6H de la base del estribo por consiguiente el Momento con respecto al punto "x" es:

$$M_{AE} = E_A \left(\frac{H}{3} \right) + \Delta E_{AE} (0.6H)$$

$$M_{AE} = 184.43 \text{ Ton-m}$$

$M_{AE} = 184.43 \text{ Ton-m/m}$ Efecto dinámico y estático
 $M_{AE} = 125.79 \text{ Ton-m/m}$ Efecto estático

fuerzas desestabilizantes				
	TIPO	Fza Hor(T)	BRAZO(m)	MOMENTO(T-m)
EH	Emp Horiz.Reil=Ea	34.464	3.65m	125.79
EQ	Emp Sismo.Esis=ΔE _A	8.925	6.57m	58.64
EQ	Sismo superestructura DC	1.349	10.95m	14.78
EQ	Sismo superestructura DW	0.087	10.95m	0.95
EQ	Sismo subestructura DC	4.295	5.02m	21.54
EQ	Sismo subestructura relleno	10.594	5.02m	53.13
	TOTAL	59.71		274.83

fuerzas estabilizadoras			
	TIPO	Fza Vert(T)	BRAZO(m)
			MOMENTO(T-m)
	Peso estribo: DC=	28.63	2.93
	Peso relleno: EV=	70.63	4.68
	Carga LL = :	6.68	2.65
	Superestructura DC :	9.00	2.65
	Superestructura DW :	0.58	2.65
	Sismo estribo: DC=	1.72	2.93
	Sismo relleno: EV=	4.24	4.68
	Sismo Superestructura DC :	0.54	2.65
	Sismo Superestructura DW :	0.03	2.65
	TOTAL	122.04	483.82

6.2) Cargas de diseño Factoradas con sismo (Evento Extremo I y II).

I) fuerzas estabilizantes

Fuerzas verticales Vu (t/m)										
ITEMS	estribo	relleno	Super	Super	Sobrec.	SISMO	SISMO	SISMO	SISMO	VU
OTACIC	DC	EV	DC	DW	LL	EQ	EQ	EQ	EQ	T/m
Vi	28.6332	70.6271	8.9964	0.5775	6.6753	1.7180	4.2376	0.5398	0.0347	Total
nto Extr	35.7900	95.3500	11.2500	0.8700	3.3400	1.7200	4.2400	0.5400	0.0300	145.4735
Evento	25.7700	70.6300	8.1000	0.8700	3.3400	1.7200	4.2400	0.5400	0.0300	109.4780

Momentos por Fuerzas verticales Vu (t-m/m)

ITEMS	estribo	relleno	Super	Super	Sobrec.	SISMO	SISMO	SISMO	SISMO	Mvu
OTACIC	DC	EV	DC	DW	LL	EQ	EQ	EQ	EQ	T/m
Vi	84.0289	330.3454	23.8405	1.5304	17.6895	5.0417	19.8208	1.4304	0.0918	Total
nto Extr	105.0400	445.9700	29.8000	2.3000	8.8400	5.0400	19.8200	1.4300	0.0900	587.4135
Evento	75.6300	330.3500	21.4600	2.3000	8.8400	5.0400	19.8200	1.4300	0.0900	441.7120

II) fuerzas desestabilizantes

Fuerzas horizontales Hu (t/m)							
ITEMS	relleno	SISMO	SISMO	SISMO	SISMO	SISMO	VU
OTACIC	EH	EQ	EQ	EQ	EQ	EQ	T/m
Hi	34.4636	8.9249	1.3495	0.0866	4.2950	10.5941	Total
nto Extr	51.7000	8.9200	1.3500	0.0900	4.2900	10.5900	76.9400
Evento	31.0200	8.9200	1.3500	0.0900	4.2900	10.5900	56.2600

Momentos por Fuerzas horizontales Hu (t-m/m)

ITEMS	relleno	SISMO	SISMO	SISMO	SISMO	SISMO	VU
OTACIC	EH	EQ	EQ	EQ	EQ	EQ	T/m
Hi	125.7920	58.6367	14.7766	0.9485	21.5413	53.1340	total
nto Extr	188.6900	58.6400	14.7800	0.9500	21.5400	53.1300	337.7300
Evento	113.2100	58.6400	14.7800	0.9500	21.5400	53.1300	262.2500

7) CRITERIOS DE ESTABILIDAD POR EL METODO DEL LRFD (AASHTO)

7.1) Excentricidad

$$(e_{max}-e) \times 100\%$$

$$e_{max}$$

FACTORES DE RESISTENCIA	VL (T)	HL (T)	MV (T-M)	MH (T-M)	Xo (Mv-Mb/VL)	e (B2-Xo)	emax (T)	MARGEN DE DISEÑO (%)
Resistencia I	151.17	61.44	610.09	266.98	2.270	0.98	1.63	39.7
Resistencia I-a	116.27	40.76	467.08	191.50	2.370	0.88	1.63	45.8
Servicio II	114.51	36.58	459.29	154.98	2.657	0.59	1.63	63.5
Construccion.	99.73	34.46	408.62	125.79	2.836	0.41	1.63	74.5
Resistencia IV	150.23	51.97	614.69	191.49	2.817	0.43	1.63	73.4
Servicio I	111.21	40.14	447.87	171.72	2.483	0.77	1.63	52.8
Evento Extrem I	140.64	76.45	575.68	331.81	1.734	1.52	1.63	6.7
Evento Extrem I-a	105.74	55.77	432.67	256.33	1.668	1.58	1.63	2.6

HOB CONSULTORES S.A.

ING. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
 ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
 CIP Nº 41811

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Ampliación
 de la Carretera Chonchape - Cochabamba - El Estero
 Tramo: Cochabamba - Chota

ING. ADRIAN DELGADO GARCIA
 ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
 CIP Nº 1261

7.2) Deslizamiento

Øs: 0.9

$$\frac{(\sum F_r \cdot H_u) \times 100\%}{\sum F_r}$$

FACTORES DE RESISTENCIA	Vl. (T)	$F = \tan(\delta)$	Pp	$F = VL \cdot \tan(\delta)$ (T)	Øs	ØsFr	Hl. (T)	MARGEN DE DISEÑO (%)
Resistencia I	351.17	0.65	0.00	98.17	0.9	88.36	61.44	30.5
Resistencia I-a	116.27	0.65	0.00	75.51	0.9	67.96	40.76	40.0
Servicio II	114.51	0.65	0.00	74.37	0.9	66.93	36.58	45.3
Construcción	99.73	0.65	0.00	64.77	0.9	58.29	34.46	40.9
Resistencia IV	150.23	0.65	0.00	97.56	0.9	87.81	51.97	40.8
Servicio I	111.21	0.65	0.00	72.22	0.9	65.00	40.14	38.2
Evento Extrem I	140.64	0.65	0.00	91.33	0.9	82.20	76.45	7.0
Evento Extrem I-a	105.74	0.65	0.00	68.67	0.9	61.80	55.77	9.8

7.3) Capacidad de carga

$$q_{max} = \left(\frac{1}{B} + \frac{6e}{B^2} \right)$$

Factor de resistencia de carga		Ø: 0.45						MARGEN DE DISEÑO (%)
Capacidad última	Hl. (T)	Vl. (T)	Hl/Vl	qult (*) (t/m²)	Ø qult	Qmax (t/m²) trapezoidal	qmax rectang.	
Resistencia I	61.44	151.17	0.41	114.00	51.30	44.30	33.30	1.6
Resistencia I-a	40.76	116.27	0.35	114.00	51.30	32.42	24.53	28.0
Servicio II	36.58	114.51	0.32	114.00	51.30	27.26	21.55	39.4
Construcción	34.46	99.73	0.35	114.00	51.30	21.21	17.58	52.9
Resistencia IV	51.97	150.23	0.35	114.00	51.30	32.35	26.67	28.1
Servicio I	40.14	111.21	0.36	114.00	51.30	29.22	22.39	35.1
Evento Extrem I	76.45	140.64	0.54	114.00	91.20	51.91	40.55	35.1
Evento Extrem I-a	55.77	105.74	0.53	114.00	91.20	40.02	31.70	50.0

qult (*) qult determinado sin considerar factores de inclinación de carga

11.51

8) DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE LA SUB ESTRUCTURA EN VOLADIZO

8.1) DISEÑO DE LA PANTALLA CENTRAL, VASTAGO, CAJUELA Y PANTALLA LATERAL.

MOMENTO MAXIMO SEGUN FACTOR DE CARGA ULTIMA LRFD EN EL ESTRIBO

	base estri Mhu (tn-m/m)	zapata qmin qmax	B talon T-m 3.70	B punta T-m 2.00
Resistencia I	266.9800	2.22 44.30	25.52	31.35
Resistencia I-a	191.5000	3.36 32.42	19.45	23.48
Servicio II	154.9800	7.97 27.26	18.66	21.33
Construcción	125.7900	9.48 21.21	15.97	17.60
Resistencia IV	191.4900	13.87 32.35	24.11	26.67
Servicio I	171.7200	5.00 29.22	18.41	21.77
Evento Extrem I	331.8100	-8.64 51.91	24.90	33.28
Evento Extrem I-a	256.3300	-7.49 40.02	18.83	25.40

331.8100 T-m

MOMENTO MAXIMO EN LA BASE, A MEDIA ALTURA Y EN CAJUELA DE ESTRIBO ES:

EL MOMENTO MAXIMO SEGUN LRFD E Resistencia I

Momentos debido a fuerza horizontal Vuh (t-m/m)

ITEMS NOTACION	relleno EH	s/c HL LS	frenado BR	friccion FR	sismo EQ	Muh T/m
Momento base pantalla	94.3796	17.0737	16.2488	2.4574	71.5615	total
Resistencia 01	141.5700	29.8800	28.4400	3.3200	0.0000	203.2100
Evento Extremo 01	141.5700	0.0000	0.0000	0.0000	71.5600	213.1300
Momento 1/2 h pantalla	11.7974	8.5368	8.1244	1.2287	16.4591	total
Resistencia 01	17.7000	14.9400	14.2200	1.6500	0.0000	48.5200
Evento Extremo 01	17.7000	0.0000	0.0000	0.0000	16.4600	34.1600
Momento alt. Cajuela	0.0388	0.0944	0.7251	0.0000	4.9377	total
Resistencia 01	0.0600	0.1700	1.2700	0.0000	0.0000	1.5000
Evento Extremo 01	0.0600	0.0000	0.0000	0.0000	4.9400	5.0000

HOB CONSULTORES S.A.

ING. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

Estudio Definitivo para la Subestructura y Equipamiento
de la Carretera Chomashuco - Cochabamba - Capatzen
Tramo: Cochabamba - Chomashuco

ING. ABEL FRANCISCO RIVERA QUINTANA
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 41811

DISEÑO DEL REFUERZO EN LA BASE, A MEDIA ALTURA Y EN CAJUELA DE ESTRIBO ES:

f_c (kg/cm ²)	210								
F_y (kg/cm ²)	4200								
b (m)	d (m)	Mult (t-m)	Ru	m	Pcuantia	Pminima	pmax	As cm ²	separacion del refuerzo s = cm
1.00	0.85	213.13	327.77	23.53	0.0087	0.0015	0.0163	73.89	s con 1" Ø 1" @ 5cm s con 3/4 Ø 3/4" @ 2.5cm s con 5/8 Ø 5/8" @ 2.5cm s 5/8" + 1" @ 7.5 cm
REFUERZO EN BASE DE PANTALLA									P2 y P5
b (m)	d (m)	Mult (t-m)	Ru	m	Pcuantia	Pminima	pmax	As cm ²	separacion del refuerzo s = cm
1.00	0.50	49.66	220.71	23.53	0.0056	0.0015	0.0163	38.14	s con 1" Ø 1" @ 17.5cm s con 3/4 Ø 3/4" @ 10cm s con 5/8 @ 7.5 cm s con 1/2 Ø 1/2" @ 2.5cm
REFUERZO EN LA MITAD DE LA PANTALLA									P2
b (m)	d (m)	Mult (t-m)	Ru	m	Pcuantia	Pminima	pmax	As cm ²	separacion del refuerzo s = cm
1.00	0.23	5.20	114.13	23.53	0.0028	0.0015	0.0163	6.32	s con 3/4 Ø 3/4" @ 42.5cm s con 5/8 Ø 5/8" @ 30cm s con 1/2 Ø 1/2" @ 20cm s con 3/8 Ø 3/8" @ 10cm Ø 1/2" @ 20.0 cm ADOPTADO
REFUERZO EN LA CAJUELLA									M2

% Acero Temperatura
Acero de Temperatura

$$As \geq \frac{0.75bh}{2(b+h)F_y} (mm^2 / mm)$$

$$0.233 \leq As \leq 1.27$$

$$b, h (mm); F_y (MPa)$$

% Acero Temperatura: 0.33 mm²/mm en ambas direcciones
s con 1/2" Ø 1/2" @ 30 cm P1 y P3, P4

MOMENTO MAXIMO EN LA BASE Y A MEDIA ALTURA DE PAREDES LATERALES.

EL MOMENTO MAXIMO SEGUN LRFD ES

Momentos debido a fuerza horizontal Vuh (t-m/m)

ITEMS NOTACION	relleno EH	s/c HL LS	frenado BR	friccion FR	sismo EQ	Muh T/m
Momento base pantalla	94.3800	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	total
Resistencia 01	141.5700	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	141.5700
Momento 1/2 h pantalla	11.7975	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	total
Resistencia 01	17.7000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	17.7000

DISEÑO DE PAREDES LATERALES.

F_c (kg/cm ²)	210								
F_y (kg/cm ²)	4200								
b (m)	d (m)	Mult (t-m)	Ru	m	Pcuantia	Pminima	pmax	As cm ²	separacion del refuerzo s = cm
1.00	0.75	141.57	279.64	23.53	0.0073	0.0015	0.0163	54.62	s con 1" Ø 1" @ 7.5cm s con 1/2 Ø 1/2" @ 0cm s con 5/8 Ø 5/8" @ 2.5cm s 5/8"+1" @ 10 cm
REFUERZO EN BASE DE PANTALLA LATERAL									A5 y A2
b (m)	d (m)	Mult (t-m)	Ru	m	Pcuantia	Pminima	pmax	As cm ²	separacion del refuerzo s = cm
1.00	0.50	17.70	78.67	23.53	0.0019	0.0015	0.0163	9.58	s con 1" Ø 1" @ 17.5cm s con 3/4 Ø 3/4" @ 27.5cm s con 5/8 @ 20 cm s con 1/2 Ø 1/2" @ 12.5cm
REFUERZO EN LA MITAD DE LA PANTALLA LATERAL									A2
% Acero Temperatura									Ø 1/2" @ 30.0 cm
									A1 y A3

HOB CONSULTORES S.A.

ING. MARCO HUGO LEON COBRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP Nº 41811

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Modernización
de la Carretera Chongosap - Cochabamba - La Paz
Tramo Cochabamba - Chongosap

ING. ADRIAN TRANSILDO GARCIA
JEFE DE ESTUDIO
CIP Nº 41811

**Diseño de la zapata:
Refuerzo en la Punta**

Mu 38.32

f_c (kg/cm ²)	210
F_y (kg/cm ²)	4200
b m	1.00
d m	0.93
Mul tn-m	38.32
Ru	49.76
m	23.53
Pcuantia	0.0012
Pminima	0.0015
Pmax	0.0163
As cm ²	13.88
s con 3/4"	0.25
s con 1"	0.37
s con 1/2"	0.09

Entonces la distribución del acero será:

Ø 3/4" @ 25cm

Acero TransversalAst 5.43 cm²

s con 5/8" 0.368 m

Ø 5/8" @ 35cm

% Acero Temperatura 6.94 cm²

s con 5/8" 0.288 mt

Ø 5/8" @ 25cm

DISTRIBUCION FINAL DE ACERO.:**Refuerzo en la Punta**

As PRINCIPAL	Ø 3/4" @ 25cm
As TRANS.	Ø 5/8" @ 35cm

Z2

Z4

Refuerzo en el talon.

Mu 130.33

f_c (kg/cm ²)	210
F_y (kg/cm ²)	4200
b m	1.00
d m	0.93
Mul tn-m	130.33
Ru	169.25
m	23.53
Pcuantia	0.0042
Pminima	0.0015
Pmax	0.0163
As cm ²	39.23
s con 5/8"+3/4"	0.12
s con 3/4"	0.10

Entonces la distribución del acero será:

Ø 3/4" @ 10 cm

Acero TransversalAst 11.29 cm²

Ø 5/8" @ 25cm

Refuerzo en el talon.

As PRINCIPAL	Ø 3/4" @ 10 cm
As TRANS.	Ø 5/8" @ 25cm

Z1

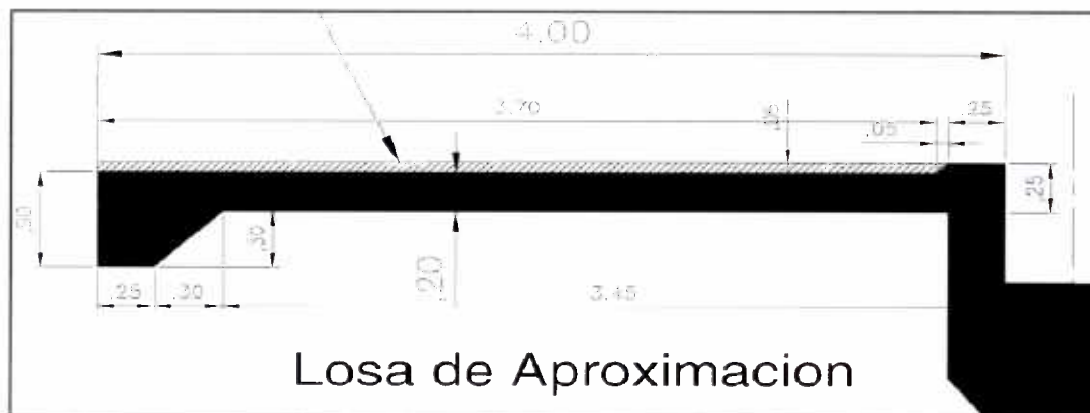
Z3

HOB CONSULTORES S.A.

ING. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Ampliación
de la Carretera Chongoyape - Chichas - Chacabambas - Cajamarca.
Tramo: Chichas - Chacabambas

ING. ABEL FRANCISCO RETA QUIGOS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3267

HOJA DISEÑO DE LOSA DE APROXIMACION TIPICA**DATOS:**

$f'c =$	210.00 kg/cm ²	$h =$	200 mm
$f_y =$	4200.00 kg/cm ²		
$L =$	4.00 m		
$B =$	Variable. m		
$S/C =$	HL - 93		
$P =$	14.78 Tn Carga de eje de camion mas pesado.		

a.- Calculo de ancho equivalente de diseño:

$S =$	3500.00 mm	
$E_t =$	2860 mm	
$E_l =$	698.5 mm	
$A =$	2.00 m ²	
$Sw =$	7.398 t/m ²	Carga equivalente distribuida proveniente S/C.
$Sw =$	7.398 t/m	Carga unitaria.

b.- Cargas sobre la losa de aproximación.

$W_{DC} (t/m) =$	0.600	$M_{DC} (t-m/m) =$	0.919
$W_{DW} (t/m) =$	0.072	$M_{DW} (t-m/m) =$	0.110
$W_{EV} (t/m) =$	0.693	$M_{EV} (t-m/m) =$	1.061
$W_{S/C+W} (t/m) =$	0.316	$M_{HL-93} (t-m/m) =$	3.972
$W_{S/C+W} (t/m) =$	7.398		

Evaluando para el nivel de RESISTENCIA 1:

$$U = \eta [1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM) + 1.75PL]$$

$$M_{HL-93} = 9.857$$



Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chongoyape - Cochabamba - Cajamarca.
Tramo: Cochabamba - Chota

ING. ALEJANDRO FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261

ING. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

c.- *Diseño de losa de concreto armado.*

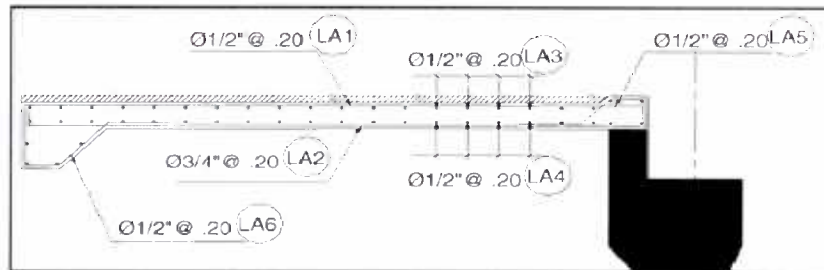
Refuerzo en la Punta

Mu 9.86

f'_c (kg/cm ²)	210.00
F_y (kg/cm ²)	4200.00
b m	1.00
d m	0.175
Mul tn-m	9.86
Ru	357.62
m	23.53
Pcuantia	0.0096
Pminima	0.0015
Pmax	0.0163
As cm ²	16.80
s con 3/4"	0.21
s con 1"	0.30
s con 1/2"	0.08

Entonces la distribución del acero será:

Ø 3/4" @ 20cm



Acero Transversal

Mcr = 3.00 t-m/m

Mmin = 3.60 t-m/m

As = 5.84 cm²

s con 1/2" 0.24 m

Ø 1/2" @ 20cm

% Acero Temperatura 4.79 cm²

s con 1/2" 0.24 mt.

Ø 1/2" @ 20cm

DISTRIBUCION FINAL DE ACERO.:

Refuerzo en la capa inferior:

As PRINCIPAL	Ø 3/4" @ 20cm
As TRANS.	Ø 1/2" @ 20cm

Refuerzo en la capa superior:

As PRINCIPAL	Ø 1/2" @ 20cm
As TRANS.	Ø 1/2" @ 20cm



ING. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chongoyape - Cochabamba - Cajamarca.
Tramo: Cochabamba - Chula

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261

Ponton Ajipampa Km 137+803.00**L= 10.00 m****1 Consideraciones Generales**

Ancho total de la losa del puente	7.70 m		
Recubrimiento del Acero	3.00 cm		
Resistencia a la compresión del Concreto f_c	280 Kg/cm ²		
Fluencia del Acero f_y	4200 Kg/cm ²		
Carga Permanente			
	Peso propio	DC	2.4 Tn/m ³ (concreto)
	Peso muerto	DW	2.2 Tn/m ³ (asfalto)
Carga Viva Vehicular			
	Posición de Cargas	HL - 93 K Camión de Diseño HL - 93 M Tandem de diseño	
Efecto Dinámico	33.00 %		
Sobreancho	0.00 m		

2 Espesor de Losa

(AASHTO LRFD 2.5.2.6.3-1)
(MTC 2.9.1.4.1)

Segun Reglamento espesor mínimo

$$h = 1.2 * \left(\frac{S + 3000}{30} \right)$$

S	10000.00 mm	10.00	0.1025
Peralte Diseño	h =	520.00 mm	
Espesor total de la losa	e final =	600.00 mm	

3 Ancho Equivalente para la franja longitudinal para Carga Viva

(AASHTO LRFD 4.6.2.3)
(MTC 2.9.1.4.2)

Determinación del ancho de franja para la carga viva

Una línea

$$E = 250 + 0.42 \sqrt{L_1} w_1 \rightarrow \frac{L_1 \leq 18000}{w_1 \leq 9000}$$

W	7700.00
W1	9000.00
L1	10000.00
Eint mm	4234.47

Más de una línea

$$E = 2100 + 0.12 \sqrt{L_1} w_1 \rightarrow \frac{L_1 \leq 18000}{w_1 \leq 18000}$$

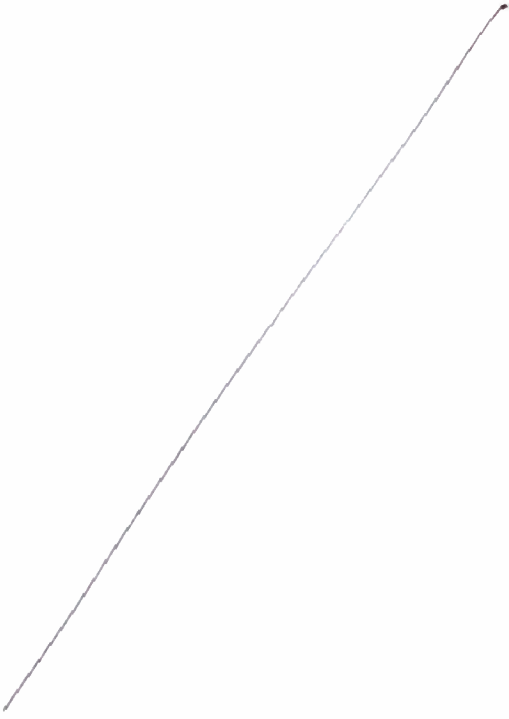
$$E \leq \frac{W}{N}$$

W	7700.00		
W1	18000.00		
L1	10000.00		
N1	2.00	2.14	
Eint mm	3153.00		
	3153.00		3850.0

ING. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chonovape - Cochabamba - Calamarca
Tramo: Cochabamba - Chola

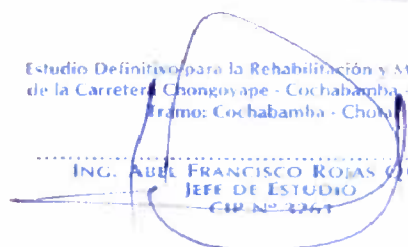
ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3267





ING. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chongoyape - Cochabamba - Cajamarca.
Tramo: Cochabamba - Choni



ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3961

CONSIDERAR PARA EL DISEÑO Enm 3153.00 mm

4 Cálculo de Momentos y Cortantes

Cargas		
Losa CA	1.44 m/m ²	
Sup. Rodadura 0.05	0.11 m/m ²	0.05
Peso Baranda + Vereda	0.47 m/m ²	
Sobrecarga peatonal	0.36 m/m ²	

Cálculo del Momento Carga Móvil

a Momento debido camión diseño		Cortante debido camión diseño	
M LL (tn-m-m) =	43.37	V LL (tn) =	23.70
b Momento debido tandem		Cortante debido tandem	
M TL (tn-m-m) =	49.32	V TL (tn) =	21.07
mito usarse	49.32	Cte usarse	23.70
c Momento s/c (w=0.948)		Cortante s/c (w=0.948)	
M w (tn-m-m) =	11.85	V w (tn) =	4.74

5 Estado Limite de Resistencia

Factores Limite Resistencia	Resistencia
	Ductilidad 0.95
DC 1.25	Redundancia 1.05
DW 1.50	Importancia 1.05
LL 1.75	n formula 1.05
PL 1.25	n diseño 1.05

$$U = \eta [1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM) + 1.75PL]$$

Mto. Sobrecarga	3.7583	V LL-T	1.5083
M LL-T Mto Carga viva	24.56	V DW	11.50
M DW Mto Sup. Rodadura	1.38	V DC	0.55
M DC Mto Carga Perm.	18.00		7.20
Mu	70.75	Vu =	28.39
		φVc =	45.23
			no necesita estribos

6 Investigando Estado Limite de Servicio

chequeando el control por agrietamiento
momento por carga de servicio
M_{ser} = M_{ss} + M_{im}

Msa	50.35 Tn-m		
fc	8.23 Mpa	≥	2.64 Mpa
			La sección está fisurada

El momento de inercia fisurado puede ser calculado con

$$f_{cr} = \frac{Z}{(d_f A)^{2/3}} \leq 0.6 f_c$$

donde

dc mm

A mm

Z 23000

N/mm²

recubrimiento + diámetro/2 del refuerzo

Area de concreto con el centroide del refuerzo entre el n° de barras

para miembros en condiciones severas

n	8.00		
b	1000.00 mm	B	34.094
As	4261.7729 mm	C	38001
d	557.30 mm	x	163.804 mm

$$I_{cr} = \frac{1}{3} b x^3 - \frac{1}{3} (b - b_w) (x - h_f)^3 + n A_s (d - x)^2 + (n - 1) A_s' (x - d')^2$$

dc	42.7000 mm	Icr	6.74E+09 mm ⁴
A	14233.3333 m	fs	28.8 Mpa
fsa	271.53	≥	252.0 Mpa
fs	230.56	≤	252.0 Mpa

OK

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chongoyape - Cochabamba - Calamarca.
Tramo: Cochabamba - Chota

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
ING. DE ESTUDIOS
CIP N° 3264

ING. MARCO HUGO LEON COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

chequeando el control por deformaciones

Para cargas vehiculares

12.5 mm

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g \quad M_{cr} = f_r \frac{I_g}{y_r}$$

Ie	96996713820 mm ⁴
Mcr	1554.987982 KN m
Ma	1764.440406 KN m
Ig	1.386E+11 mm ⁴
Icr	6.74E+09 mm ⁴

Mm	180.04 Tn-m
Mm	1764.440406 KN m

fr	3.365774854 MPa
----	-----------------

Mcr	1554.987982 KN m
Mcr	158510.4977 Kg m

0.881292435

0.684478997

Δ_{oc}	7.150E+00 mm	Instantáneo
---------------	--------------	-------------

Calculando la Deflexión que considera el Reglamento S-800

$$10000/800=12.5$$

M	2726.460239		
Ie	3.12E+10		
Ec	26500		
	8.27E+14		
PL	385.7		
a	8600.00	5700.00	10000.00
b	1400.00	4300.00	0
x	4300	5700.00	5700.00
primera carga			
Δ_s	3.722681495		
segunda carga			
Δ_s	9.339762298		
tercera carga			
Δ_s	0		
	13.06244379	<	10000/800=12.5

7 Diseño de Elementos de Concreto Armado

7.1 Diseño Losa de concreto armado

dm = espesor losa - recubr. - diametro barra

f'c	280.00 kg/cm ²
Fy	4200.00 kg/cm ²
b m	1.00
d m	0.557
Mul tn-m	70.75
Pcuantia	0.006386
As cm ²	35.59
s con 3/4"	0.080
s con 1"	0.14

Verificando la cuantia minima

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

1.2*Mcr	190212.5972
Kv	0.628801974
m	17.65
Pmin	0.00149913

Entonces la distribución del acero será:

$$\phi 1" @ 12.5cm \quad (1.1 \text{ y } 1.2)$$

0.628801974

0.007647 OK
Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chontayape - Cochabamba - Cajamarca
Tramo: Cochabamba - Chota

ING. ABEI FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 4261

7.2 Acero Transversal

AASHTO 5.14.4.1 (LOSAS MACIZAS)

$$\%As = \frac{1750}{\sqrt{L}} \leq 50\%$$

Acero Transversal 6.23 cm²
 s con 5/8" 0.32 m
 Ø 5/8" @ 30cm (L3)

7.3 Diseño de la Viga de Borde

Ancho Viga borde

400.00
 2276.50 1800.00
 Ebb = 1800.00

$$E = v_{borde} + 300 + 1/2 * E_{int.mult} \leq 1800 mm$$

Mto Sobrecarga 1.20 01 carril cargado
 M.L.L.-T Mto Carga viva 0.50 por 1/2 carril
 MDW Mto Sup Rodadura 3.95 Tn-m/m
 MDC Mto Carga Perm 25.82 Tn-m/m
 MPl. Mto Carga Peatonal 1.13 Tn-m/m
 21.25 Tn-m/m Incluye Baranda
 3.21 Tn-m/m

$$U = \eta [1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM) + 1.75PL]$$

Mult 83.22 Tn-m/m

Diseño de concreto armado

dm = espesor losa - recubri. - diametro barra/2

b m 1.00
 dm 0.557
 Mul tn-m 83.72
 Pcuantia 0.007647
 As cm² 42.62
 s con 3/4" 0.067
 s con 1" 0.121

Entonces la distribución del acero será:

Ø 1" @ 10cm (L1' y L2') Repartido en dos capas

7.4 Acero Transversal

AASHTO 5.14.4.1 (LOSAS MACIZAS)

$$\%As = \frac{1750}{\sqrt{L}} \leq 50\%$$

Acero Transversal 7.46 cm²
 s con 5/8" 0.27 m
 Ø 5/8" @ 25cm (L3')

7.5 Acero de Retracción y Temperatura AASHTO 5.10.8

$$As \geq \frac{0.75bh}{2(b+h)F_y} (mm^2/mm)$$

$$0.233 \leq As \leq 1.27$$

$$b, h(mm); F_y(MPa)$$

% Acero Temperatura 0.33 mm²/mm en ambas direcciones
 s con 1/2" 0.389 m

Ø 1/2" @ 30 cm (L4 y L5)



Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
 de la Carretera Chongoyape - Cochabamba - Calamarca.
 Tramo: Cochabamba - Challa

ING. ABEL FRANCISCO ROMAS QUIROS
 JEFE DE ESTUDIO
 CIP N° 2761

ING. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
 ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
 CIP N° 41811

7.6 Diseño de la vereda	L(m)=	0.85 m
Mto		
s/c viva peatonal (0.36 Tn/m ²)	0.13 Tn-m/ml	0.13
M sardinel	0.00 Tn-m/ml	
Peso Propio	0.17 Tn-m/ml	0.43
Mu	0.49 Tn-m/ml	
	0.36	0.86
Vu	2.09	
φVc	11.31 no necesita estribos	
	fc = 280.00 kg/cm ²	
	Fy = 4200.00 kg/cm ²	
b m	1.00	
d m	0.350	
Mu _l tn-m	0.49	
Ru	4.48	
m	17.65	
Pcuantia	0.000007	
Pminima	0.002000	
Pmax	0.021675	
As cm ²	7.00	
s con 1/2"	0.18	
s con 5/8"	0.28	
Entonces la distribución del acero sera:		
Ø 1/2" @ 17.5cm	L 7	
El acero transversal es:		
Ø 3/8" @ 15cm	L 6	

8 Verificación del Neopreno por metro de longitud

Se tiene	
Cortante por carga muerta	7.75 Tn
Cortante por sobrecarga	23.70 Tn
Cortante por impacto	7.822349804 Tn
	39.28 Tn

L (m)	1	39 in
e (in)	0.393700787	
Asumimos e=	1 in	
A1 (in)	$\frac{86408.16826}{31496.1}$	2.743 in
A2 (in)	5.0000 in	
A3 (in)	Por Geometria estribo 30 cm	11.81 in

Esfuerzo unitario	185.823646 lb/in ²	
Factor de Forma	$\frac{465.00}{102.3622047}$	4.54

Segun el Abaco de la Good Year Tire and Rubber Co., para una dureza de 50, con el esfuerzo unitario a compresión y el factor de forma obtenemos que la deformación que se tendrá será menor al 15%

Verificación por Deslizamiento

Dv	0.126666415
Ds	0.070866142
Dv>Ds	OK



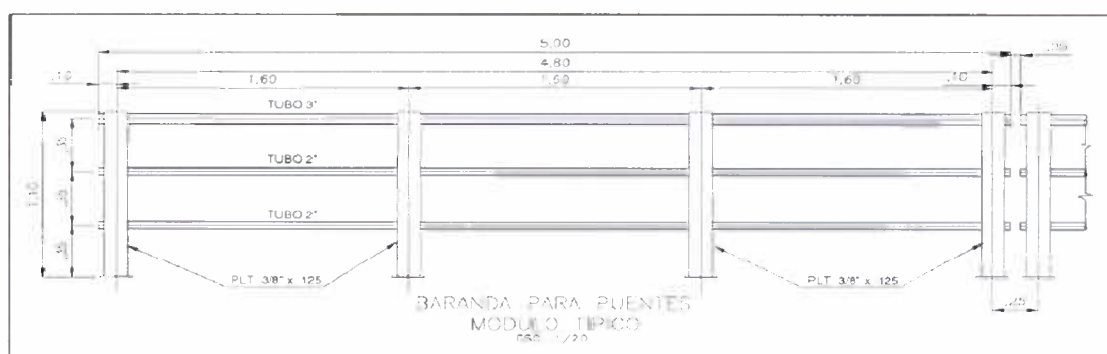
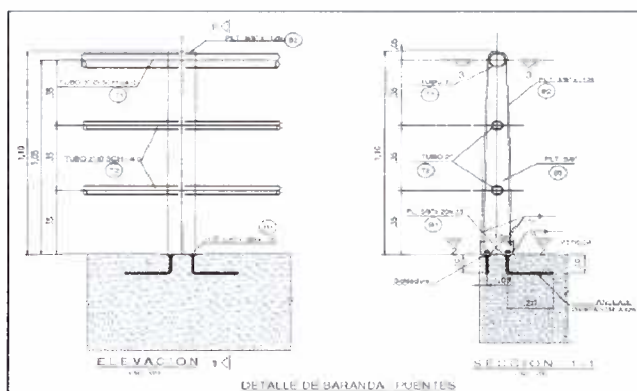
Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chongoyape - Cochabamba - Cajamarca.
Tramo: Cochabamba - Chongoyape

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 2966

ING. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

ANALISIS Y DISEÑO DE BARANDAS METALICAS DE PUENTES

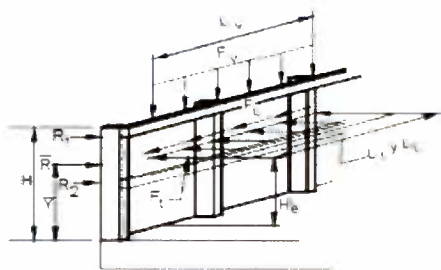
1.- Configuración geométrica de barandas.



2.- Cargas actuantes según AASHTO - LRFD.

Tabla A13.2-1 – Fuerzas de diseño para las barreras para tráfico vehicular

Fuerzas de diseño y simbología	Niveles de Ensayo para las Barandas					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
Transversal F_y (N)	60.000	120.000	240.000	240.000	550.000	780.000
Longitudinal F_x (N)	20.000	40.000	80.000	80.000	183.000	260.000
Vertical descendente F_z (N)	20.000	20.000	20.000	80.000	355.000	355.000
L_1 y L_2 (mm)	1220	1220	1220	1070	2440	2440
L_v (mm)	5500	5500	5500	5500	12.200	12.200
H_L (mm.) (mm)	460	510	610	810	1070	1420
Mínima altura del riel H (mm.)	685	685	685	810	1070	2290



La Figura 1 ilustra las fuerzas de diseño listadas en la Tabla 1 aplicadas a una baranda conformada por postes y vagas. Esta figura se incluye exclusivamente a título ilustrativo. Las fuerzas y longitudes de distribución ilustradas se aplican para cualquier tipo de baranda.

Figura A13.2-1 – Fuerzas de diseño en una baranda metálica, ubicación en altura y longitud de distribución horizontal

ING. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chonovape - Cochabamba - Comarca.
Tramo: Cochabamba - Chota

ING. ABEL FRANCISCO RIVERA CURIOS
JEFE DE ESTUDIOS
CIP N° 3963

De acuerdo a diseño vial, la velocidad de directriz de la vía es de 30 km/h y de tercera categoría. Según la velocidad y la importancia de la vía, el AASHTO-LRFD, da unos niveles de carga o nivel de ensayo de carga " Test Level TL ", para los cuales las barandas deben ser verificados.

Tabla 13.7.2.1 – Niveles de ensayo para las barandas de puentes y criterios para los ensayos de choque

Características de los vehículos	Pequeños automóviles		Camionetas (Pickups)	Camión semi-remolque	Camión con remolque		Camión cisterna
W (N)	7000	8000	20.000	80.000	220.000	355.000	355.000
B (mm)	1700	1700	2000	2300	2450	2450	2450
G (mm)	550	550	700	1250	1630	1850	2050
Angulo de impacto, θ	20°	20°	25°	15°	15°	15°	15°
Nivel de Ensayo	VELOCIDADES DE ENSAYO (km/h)						
TL-1	50	50	50	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-2	70	70	70	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-3	100	100	100	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-4	100	100	100	80	N/A	N/A	N/A
TL-5	100	100	100	N/A	N/A	80	N/A
TL-6	100	100	100	N/A	N/A	N/A	80

Por lo tanto se verifica la baranda para un nivel TL 1.

Cargas	TL-1
Ft (N)	60000
FI (N)	20000
Fv (N)	20000
Lt=LI (mm)	1220
Lv (mm)	5500
He (mm)	460
H (mm)	685
H diseño:	1100

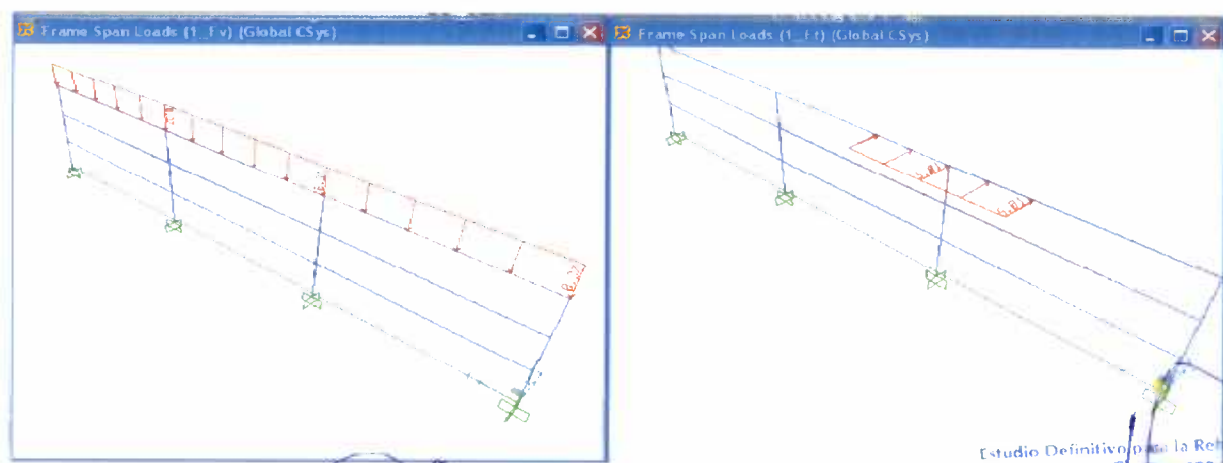
Cargas	TL-1
Ft (tn)	6.116
FI (tn)	2.039
Fv (tn)	2.039
Lt=LI (m)	1.220
Lv (m)	5.500
He (m)	0.460
H (m)	0.685
H diseño (m)	1.100

Finalmente las cargas que actúan directamente en la estructura es:

Cargas	TL-1	L (m)
Fv (tn/m)	0.370	5.00
FI (tn)	2.040	
FI (tn/m)	5.015	1.22

3.- Análisis de la estructura según cargas actuantes:

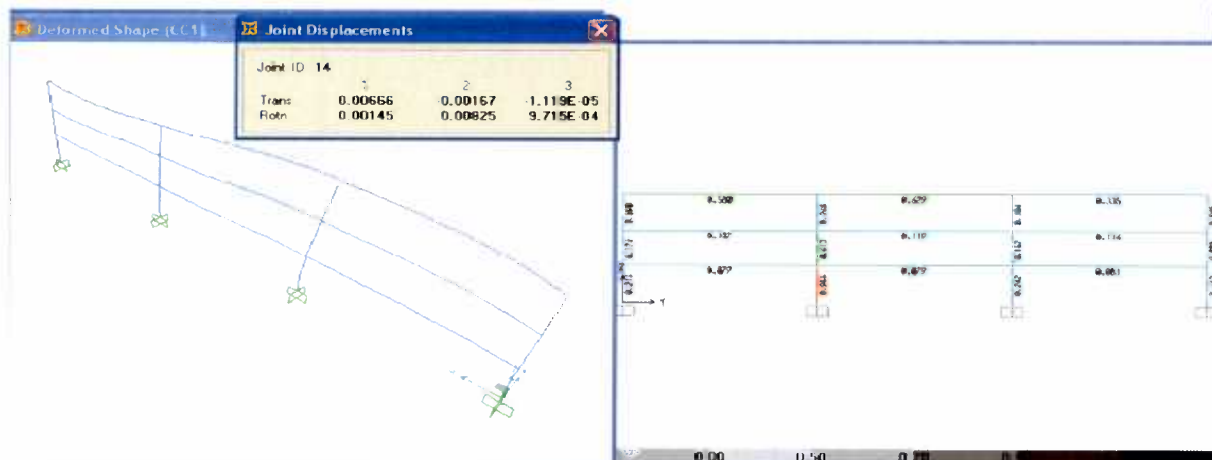
De acuerdo a los resultados debemos verificar básicamente dos elementos, las columnas en su base y el travesaño superior formado por tubo de 3" SCH-40.



ING. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

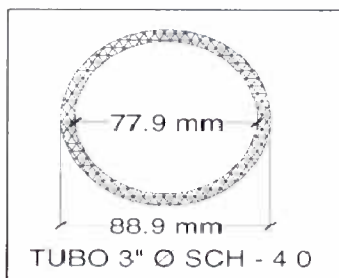
Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chongovape - Cochabamba - Capamarca
Tramo Cochabamba - Chuta

ING. ABEL FRANCISCO ROSAS QUIROS
ING. DE ESTUDIO
CIP N° 3264



4.- Verificación de los elementos de la Baranda:

Sección tubo de 3"

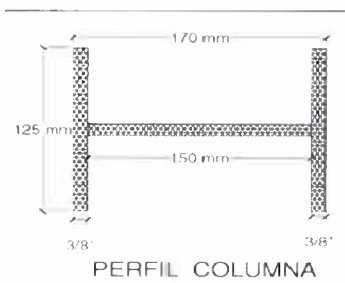


Propiedades sección		
Tipo	Compacta	
Area	0.001441	m2
I x'x'	0.000001258	m4
I y'y'	0.000001258	m4
S x'	0.00002831	m3
S y'	0.00002831	m3
r x'	0.0296	m
r y'	0.0296	m

Propiedades del acero A242-50		
Peso	7.849	tn/m3
E	20389019	tn/m2
Fy	35155	tn/m2
Fu	49218	tn/m2

Verificación de la sección				
	Ultimos	Nominales	Nom / Ult	0.74
P (tn)	-1.496	34.194	0.043750	
V x'x' (tn)	-0.639	14.048	0.045487	
V y'y' (tn)	4.052	14.048	0.288440	
M x'x' (tn)	0.706	1.241	0.568896	
M y'y' (tn)	-0.267	1.241	0.215149	

Sección Perfil Columna.



Propiedades sección		
Tipo	Compacta	
Area	0.004818	m2
I x'x'	0.00002817	m4
I y'y'	0.00000453	m4
S x'	0.0002965	m3
S y'	0.0000671	m3
r x'	0.0765	m
r y'	0.0307	m

INC. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 31811

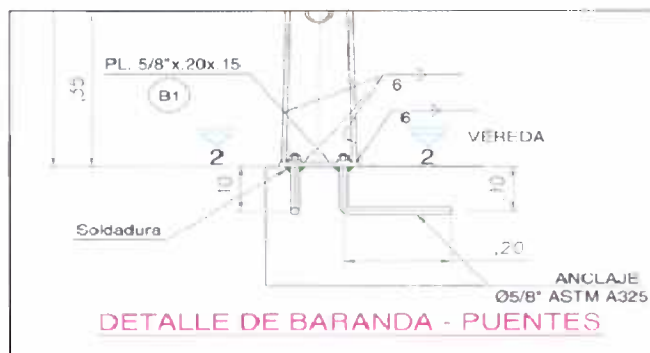
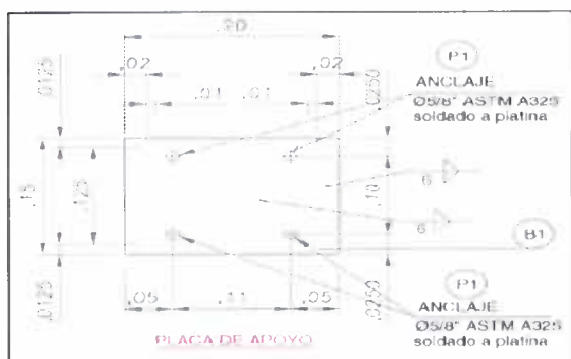
Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chongoyape - Cochabamba - Cajamarca.
Tramo: Cochabamba - Chota

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS
JEFE DE ESTUDIO

Propiedades del acero A242-50	
Peso	7.849 tn/m3
E	20389019 tn/m2
Fy	35155 tn/m2
Fu	49218 tn/m2

Verificación de la sección				0.95
	Últimos	Nominales	Nom / Ult	
P (tn)	-1.037	152.439	0.006803	
V x'x' (tn)	8.193	14.048	-0.583215	
V y'y' (tn)	0.846	14.048	0.060222	
M x'x' (tn)	8.789	10.423	0.843194	
M y'y' (tn)	-0.525	2.359	0.222561	

5.- Verificación del anclaje a nivel de losa de vereda:



Cargas a pie de columna mas cargada.

CARGAS ULTIMAS A PIE		
Rx	8.19	Tn
Ry	0.85	Tn
Rz	1.04	Tn
Mx	0.52	tn-m
My	8.79	tn-m
Mz	-	

5.1 Verificación de la placa base.

$$Z = \frac{bx t^2}{4}$$

Siendo $b = 0,20 \text{ m}$.

$$\phi Mn = \phi Zfy$$

t (m) =	0.0153	m
Equivale a plancha 5/8"		

5.2 Determinacion de las cargas actuantes Para la Verificacion de los pernos ASTM A325.

Propiedades del acero A242-50	
Peso	7.849 tn/m3
E	20389019 tn/m2
Fy	35155 tn/m2
Fu	49218 tn/m2

Peso	7.849	tn/m3
Fy	64300	tn/m2
Fu	84300	tn/m2
n (pernos)	4	und
YII	1.75	

Según cálculos se puede aproximar:

$$\frac{Y_n}{\phi_n} = n(\text{perno})$$

$\varphi_a = 0.45$

Fuerzas de corte y de tension

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chongoyape - Cochabamba - Chama, Ca.
Tramo: Cochabamba - Chota

INC. ABEL FRANK INC. RO

Corte	V (tn)	4.55	tn/perno
tension	T (tn)	2.44	tn/perno

5.3 Verificación de la capacidad de corte en el anclaje:

Propiedades del Perno ASTM A325		
Peso	7.849	tn/m3
Fy	64300	tn/m2
Fu	84300	tn/m2
Ap (5/8")	0.0001979	m2

Según A. 6.13.2.7-2

$$Rn = 0.38 FyAp$$

Rn (tn)	4.835
V (tn)	4.550

ok

Usar pernos de 5/8" ASTM A325

5.4 Verificación del anclaje a tensión a nivel del concreto.

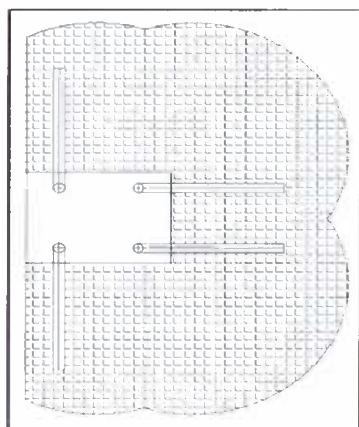
$$Up > \phi \eta FAp$$

$$Up = 1.065 \beta \sqrt{f'c} A_{concreto}$$

n Fy Ap (tn)	29.013
Up (kg)	30534.2591
Up (tn)	30.5342591

ok

Adicionalmente existe acero longitudinal a nivel de la vereda que puede asumir algún sobreesfuerzo adicional en situación extrema.



A (m2)	0.2636
A (cm2)	2636



ING. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chonguyape - Cochabamba - Chumamarca.
Tramo: Cochabamba - Chota

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

PONTÓN RETAMA I KM: 143+243.60



Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chongoyape - Cochabamba - Cajamarca.

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Chongoyape - Cochabamba - Cajamarca.
Tramo: Cochabamba - Chota

ING. ABEL FRANCISCO RUIZ CASAS

DISEÑO DE SUB-ESTRUCTURA PONTON RETAMA I

1) ESPECIFICACIONES GENERALES :

UBICACION :		
LUZ LIBRE :	10.00 m	Luz entre los apoyos del puente
Nro de VIAS:	2.00	
ancho total de la via	9.00	comprende CARRILES +BERMA
Sobreancho Sa=	0.50	en caso de puentes curvos
Ancho del tablero	9.50 m	con sobreancho y sin vereda
Espesor de losa:	0.60 m	
long. losa al apoyo	0.25 m	longitud losa del extremo al apoyo en cajuela
Numero de vigas principl	0.00	solo para el caso de puentes con vigas
Peralte de la viga	0.00	
Ancho de la viga	0.00	
Numero de vigas Diafrag	0.00	solo para el caso de puentes con vigas
Ancho del diafragma	0.00	ancho del diafragma
Ancho de vereda	0.85 m	
Altura de vereda en losa	0.18 m	altura de la vereda desde la losa
Long. Volado vereda	0.50 m	
Peso baranda metalica	0.10 t/m	
Sobrecarga Movil S/C :	LRFD	Carga del Vehiculo
Sobrecar repart. Vehic:	0.95 t/m2	carga distribuida del vehiculo
Sobrecarga peatonal vereda	0.40 t/m2	
Impacto en vereda :	10.00 %	Por efecto de aglomeracion de peatones
Resistencia concreto f'c :	210.00 kg/cm	Se asume por durabilidad del Co- estribos
Fluencia del acero fy G60 :	4200.00 kg/cm	Acero corrugado losas y estribo
Pesos especifico del Co:	2.40 ton/m3	
Espesor del asfalto	0.05 m	
Peso especifico del asfalto	2.20 ton/m3	

TIPO DE MURO A ANALIZAR

Muro de gravedad: si <1>	0.00	recomendable alturas max 6 m
Muro voladizo si <1>	1.00	recomendable alturas de 5 a 9 m
Muro contrafuerte: si <1>	0.00	recomendable alturas de 6 a 12m

CARACTERISTICAS DEL TERRENO

Peso especifico del relleno	1.95 ton/m3	
Angulo friccion interna f =	33 grados	estribo derecho
Angulo friccion interna f =	33 grados	estribo izquierdo
Angulo friccion base d =	33 grados	angulo de friccion en la base de cimentacion
Resistencia del suelo si	4.40 kg/cm2	e=0.6 y b=4
Resistencia del suelo sd	4.40 kg/cm2	e=0.6 y b=4

CARACTERISTICAS GEODINAMICA

Zonificacion sismica Z =	2.00	Ubicacion en el mapa
Factor de aceleracion max =	0.30 g	La aceleracion maxima permitida

Parametros geotecnicos :

Tipo de suelo =	tipo 1	Perfil del suelo
Periodo de vibracion Tp =	0.40 seg	Periodo predominante
Factor de suelo S =	1.00	

COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE CARGA

Combinación de carga	BR	DC	DW	EH	EV	IM	LL	LS	FR	EQ
Resistencia I	1.75	1.25	1.50	1.50	1.35	1.75	1.75	1.75	1.00	0.00
Resistencia I-a	1.75	0.90	1.50	0.90	1.00	1.75	1.75	1.75	1.00	0.00
Resistencia IV	0.00	1.50	1.50	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00
Servicio II	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	1.30	0.00	0.00	0.00
Construccion	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Evento Extrem I	0.0000	1.2500	1.5000	1.5000	1.3500	0.5000	0.5000	0.0000	0.0000	1.00
Evento Extrem I-a	0.0000	0.9000	1.5000	0.9000	1.0000	0.5000	0.5000	0.0000	0.0000	1.00

DONDE:

DC: Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales	EH: Empuje horizontal del suelo
DW: Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios publicos	BR: Fuerza de frenado de los vehiculos
EV: Presión vertical de peso propio del suelo de relleno	IM: Carga de impacto
	LL: Carga vehicular
	LS: Sobrecarga viva
	FR: Fuerza de friccion en apoyos
	EQ: Fuerza de sismo

FACTORES DE RESISTENCIA

I) $\phi = 0.9$

Resistencia a flexion

RECUBRIMIENTOS

En losas :	3 cm
En muros :	4 cm
En cimentaciones :	7.5 cm

2) PROPIEDADES DEL CONCRETO Y ACERO

- 1) Esfuerzo de compresion en el concreto
 $f_c = 0.40 \times f'_c$ $f_c = 84$ kgs/cm2
- 2) Esfuerzo permisible en el acero de refuerzo
 $f_s = 0.40 \times f_y$ $f_s = 1680$ kgs/cm2
- 3) Modulo de elasticidad del acero Es
 $E_s = 2040000$ kgs/cm2
- 4) Modulo de elasticidad del concreto Ec

$$E_c = 15000 \cdot \sqrt{f'_c} \quad E_c = 217370.65 \quad \text{kgs/cm2}$$

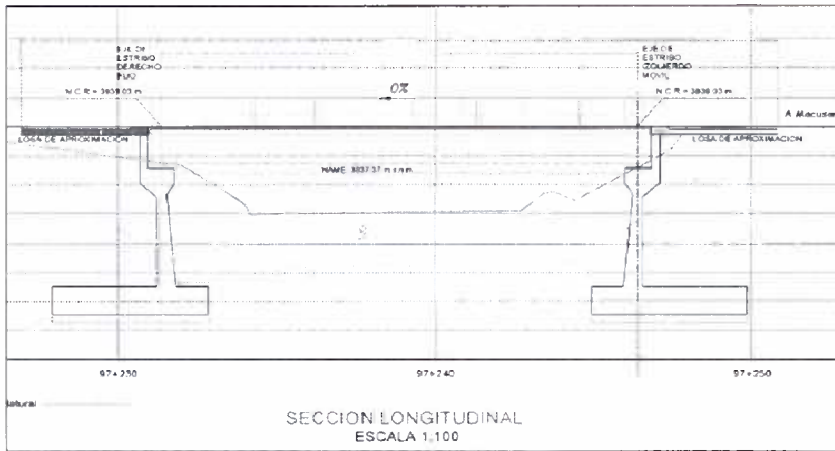
- 5) Relacion de Modulo de Elasticidad del Acero y concreto
 $n = E_s/E_c$ $n = 9.385$ $n = 8$

HOB CONSULTORES S.A.

ING. MARCO HUGO LEON COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chongoma - Carhahua - Alajamarca.
Tramo Carhahua - Chota

ING. ABEL FRANCISCO GARCIA
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3564



3) OBTENER LAS REACCIONES EN LA SUPERESTRUCTURA

3.1) Reaccion debida a la carga muerta: PESOS DE SUPERESTRUCTURA

tipo	Base/Area	altura/# elem	longitud	Wespecif./s/c	peso
losa	8.20	0.60	10.50	2.40	123.98 Ton
vereda	0.08	2.00	10.50	2.40	3.96 Ton
s/c vereda	0.85	2.00	10.50	0.40	3.57 Ton
baranda	0.10	2.00	10.50	1.00	2.10 Ton
diafragma	0.00	0.00	6.30	2.40	0.00 Ton
vigas princip	0.00	0.00	10.50	2.40	0.00 Ton

TOTAL = 133.51 Ton

Reaccion debida a la carga muerta DL (Ton/m) :

$$RD = W_{total} / (2 \cdot losa) = 8.90 \text{ Ton/m}$$

3.2) Reaccion debida a la carga de asfalto: PESO DE ASFALTO DW

tipo	Base/Area	altura/# elem	longitud	Wespecif./s/c	peso
caro asfalto	7.50	0.05	10.50	2.20	8.66 Ton

TOTAL = 8.66 Ton

Reaccion debida a la carga de asfalto DW (Ton/m) :

$$RD = W_{total} / (2 \cdot losa) = 0.58 \text{ Ton/m}$$

distancia donde actua = 1.85 m

3.3) Reaccion debida a la sobrecarga sin impacto

pesos de la carga viva :



$$L1 = 0.00 \quad P = 3.63 \text{ Ton}$$

$$L2 = 4.27 \quad 4P = 14.52 \text{ Ton}$$

$$L/2 = 13.00 \quad 4P = 14.52 \text{ Ton}$$

$$a = 0.00$$

$$L = 10.00$$

Efectuando equilibrio de fuerzas con respecto a FY

$$RA + RB = 9P \quad RA + RB = 32.65 \text{ Ton}$$

Determinacion del momento con respecto al apoyo A

$$RB(L) = L^2 \cdot 4P + (L + L/2)P$$

$$RB = 9.297 \text{ Ton-m}$$

$$RA = 23.364 \text{ Ton-m}$$

**Calculo del maximo cortante suponiendo que el tren de carga esta al inicio del puente (a)

$$V_{max} = RA / \text{ancho tablero} \quad V_{max} = 5.68 \text{ Ton/m}$$

distancia donde actua = 1.85 m

SOBRECARGA EQUIVALENTE

Altura del muro	Altura equivalente
H (m)	He (m)
6.71	1.50
	3.00
	6.00
	> 6.00

Interpolando He (m) = 0.60

$$Ws/c \text{ (m/m2)} = 1.17$$

HOB CONSULTORES S.A.

ING. MARCO HUGO LEON COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

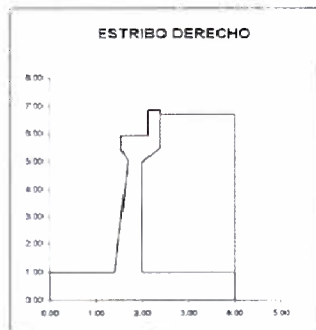
Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chongoyape - Cochabamba - Guaymas.
Tramo: Cochabamba - Chongoyape

ING. ABEL FRANCISCO LÓPEZ GUTIÉRREZ
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3341

3.4) DETERMINACION DEL PESO PROPIO ESTRIBO Y RELLENO NO FACTORADOS

peso especifico concreto =	2.40 ton/m3	peso unitario del concreto
altura de relleno H =	6.71 m	altura total del estribo
altura de la Pantalla Hp =	4.97 m	altura de la pantalla para diseno
altura de la cajuela Hc =	0.74 m	altura de la cajuela para diseno
base de la zapata B =	4.00 m	largo de la zapata
base de la zapata punta Bp =	1.40 m	Punta zapata
base de la zapata talon Bt =	2.00 m	Talon zapata
ancho de zapata =	10.20 m	segun el ancho de tablero mas vereda
ancho de pantalla (1) t =	0.30 m	espesor de pantalla
ancho de pantalla (2) t =	0.60 m	espesor de pantalla en base
peralte de zapata h =	1.00 m	espesor de zapata
coeficiente sismico horizon	0.30 g	
peso especifico relleno =	1.95 ton/m3	peso unitario del relleno
coef. Fricc. Concreto-terren	0.65	para efectos deslizamiento
angulo friccion interna ϕ =	33.00 estribo derecho	angulo de inclinacion del rell.
angulo friccion interna ϕ =	33.00 estribo izquierdo	angulo de inclinacion del rell.
angulo friccion interna ϕ =	0.00	
angulo β =	0.00	
angulo δ =	0.00	
sobrecarga camion s/c=	1.17 ton/m2	sobrecarga en relleno
longitud sobrecarga ls/c=	2.40 m	longitud de sobrecarga relleno
altura por sobrecarga hs/c=	0.60 m	
longitud del muro =	1.00 m	<==cambiar para analizar por metro lineal
A = Area de la zapata=Bx1.00:	4.00m2	

	COORD. ESTRIBOS		PROPIEDADES GEOMETRICAS Y MECANICAS		COORD. RELLENO	
	X	Y			X	Y
aplicacion	0.00	0.00	AREA ESTR	6.69m2	2.00	1.00
Ancho de	4.00	0.00	X	1.94m	4.00	1.00
Peralte 2	4.00	1.00	Y	1.80m	4.00	6.71
ancho pe	2.00	1.00	F.conc	16.06 Ton	2.40	6.71
	2.00	4.98	M.conc	31.15 Ton-m	2.40	5.47
	2.40	5.48	M.inercia Co	28.97 Ton-m	2.00	4.97
	2.40	6.87	AREA RELL	10.82m2	2.00	1.00
cajuela	2.15	6.87	X	3.04m		
	2.15	5.92	Y	3.83m		
	1.55	5.92	F.relleno	21.11 Ton		
	1.55	5.42	M.relleno	64.26 Ton-m		
	1.70	5.02	M.inercia rell	80.87 Ton-m		
punta	1.40	1.00	M.total (XX)	95.42 Ton-m		
	0.00	1.00	F.total	37.17 Ton		
	0.00	0.00	M.total (YY)	109.84 Ton-m		
			XX	2.57 m		
			YY	2.96 m		



4) DETERMINACION DEL EMPUJE DE RELLENO SOBRE EL MURO (Ea)

4.1) Empuje activo estático (por metro) de estribo

Si se permite que el estribo se mueva alejándose gradualmente de la masa de suelo, entonces el esfuerzo efectivo principal horizontal decrecerá, se alcanzará un estado en el que la condición de esfuerzo en el elemento de suelo será el estado de equilibrio plástico (condición en que cada punto de la masa de suelo esta a punto de fallar) y ocurrirá la falla de suelo denominado **Estado Activo de Rankine**.

Se usará el coeficiente de Rankine para suelos homogéneos:

E_A = Empuje Activo Estático por longitud unitaria (ton).

K_A = Coeficiente de Presión Activa de Tierra de Rankine.

ϕ = Angulo de fricción del suelo. (relleno)

γ = Peso especifico del suelo

$$E_A = \frac{\gamma H^2}{2} K_A$$

$$K_A = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

$K_A = 0.295$

	TOTAL	PANTALLA	1/2 PANT	CAJUELA
$E_A =$	12.941	9.371	2.343	0.157

Efecto estatico M_{AE} es: $M_{AE} = E_A H / 3$

	TOTAL	PANTALLA	1/2 PANT	CAJUELA
$M_{AE} =$	28.945	17.837	2.230	0.039

HOB CONSULTORES S.A.

ING. MARCO HUGO LEON COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chongoma - Corbachani - Chongoma
Tramo: Corbachani - Chongoma

ING. ABELEZ GARCIA
JEFE DE ESTUDIOS
CIP N° 3444

4.2) CASO I: fuerzas sin factorar el estribo con relleno y sin puente ni sobrecarga

RESISTENCIA I SIN EL PUENTE

Fuerzas desestabilizantes

	TOTAL	PANTALLA	MEDIA PANT	CAJUELA	
Empuje relleno: Ea	12.941	9.371	2.343	0.157	Ton

Momento de volteo: $M_v = E_h \cdot H/3$

28.945	17.837	2.230	0.039
--------	--------	-------	-------

 Ton-m

Fuerzas estabilizadoras

	TIPO	Fza VERT	BRAZO	MOMENTO
Peso estribo: Dce=		16.06	1.94m	31.15 Ton-m
Peso relleno: DCr=		21.11	3.04m	64.26 Ton-m
TOTAL		37.17		95.42

4.3) CASO II.- fuerzas sin factorar del estribo con sobrecarga y sin el puente:

hs = altura adicional por sobrecarga Ws/c/Peso específico :

0.60

fuerzas desestabilizantes

	TIPO	Fza Hor(T)	BRAZO(m)	MOMENTO(T-m)
Empuje relleno: Ea		12.941	2.24m	28.95
E. S/C: HL(s/c)=Ka*Ws/c*H:		2.314	3.36m	7.76
TOTAL		15.26		36.71

fuerzas estabilizadoras

	TIPO	Fza Vert(T)	BRAZO(m)	MOMENTO(T-m)
Peso estribo: Dce=		16.06	1.94	31.15
Peso relleno: DCr=		21.11	3.04	64.26
Fza S/C: VL(s/c)=γ*B*s/c*hs :		1.87	3.20	5.99
TOTAL		39.04		101.41

4.4) CASO III.- Fuerzas sin factorar del estribo con sobrecarga y el puente

a) La Fuerza de Frenado BR :

1.524

0.67 tn/m

b) La Fuerza de Friccion FR:

0.445

1.52 tn/m

fuerzas desestabilizantes

	TIPO	Fza Hor(T)	BRAZO(m)	MOMENTO(T-m)	base pant	Hp/2 pant	cajuel
Empuje relleno: Ea		12.941	2.24m	28.95	17.84	2.23	0.04
Emp. S/C: HL(s/c)=Ka*Ws/c:		2.314	3.36m	7.76	5.62	2.81	0.09
Fuerza Frenad. BR:		1.524	9.51	14.49	8.70	4.35	0.68
Friccion apoyo FR:		0.445	6.11	2.72	2.21	1.11	0.00
TOTAL		17.22		53.92			

fuerzas estabilizadoras

	TIPO	Fza Vert(T)	BRAZO(m)	MOMENTO(T-m)
Peso estribo: Dce=		16.06	1.94	31.15
Peso relleno: DCr=		21.11	3.04	64.26
Fza S/C: VL(s/c)=γ*B*s/c*hs :		1.87	3.20	5.99
fza Reaccion S/C: LL=		6.68	1.85	12.35
fza Reaccion SuperEst: DL=		8.90	1.85	16.47
fza Reaccion asfalto: DW=		0.58	1.85	1.07
TOTAL		55.19		131.29

5) CARGAS DE DISEÑO FACTORADAS POR METODO LRFD

I) fuerzas estabilizantes

5.1) Fuerzas verticales Vu (t/m)

ITEMS	estribo	relleno	DL	DW	LL	IM	VL	VU
OTACION	DC	EV	DC	DW	LL	IM	LL	T/m
Vi	16.0596	21.1068	8.9006	0.5775	6.6753	2.2028	1.8720	Total
sistenc	20.0700	28.4900	11.1300	0.8700	11.6800	3.8500	3.2800	75.4015
Resiste	14.4500	21.1100	8.0100	0.8700	11.6800	3.8500	3.2800	60.0875
Servici	16.0600	21.1100	8.9000	0.5800	6.6800	2.8600	2.4300	57.5890
Constri	16.0600	21.1100	8.9000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	43.7665
Resiste	24.0900	31.6600	13.3500	0.8700	0.0000	0.0000	0.0000	66.4715
Servici	16.0600	21.1100	8.9000	0.5800	6.6800	2.2000	1.8700	54.5300

HOB CONSULTORES S.A.

ING. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y el Mejoramiento
de la Carretera Chiquinque - Cochabamba - Esmeraldas
Tramo Cochabamba - Chota

ING. ABEL FRANCISCO RIVERA QUINTANA
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261

Momentos debido a Vu (t-m/m)

ITEMS	estribo	relleno	DL	DW	LL	IM	VL	MVU
DTACIO	DC	EV	DC	DW	LL	IM	LL	T/m
MVU	31.1538	64.2632	16.4662	1.0684	12.3493	4.0753	5.9904	Total
sistenci	38.9400	86.7600	20.5800	1.6000	21.6100	7.1300	10.4800	177.7450
Resiste	28.0400	64.2600	14.8200	1.6000	21.6100	7.1300	10.4800	140.5430
Servicio	31.1500	64.2600	16.4700	1.0700	16.0500	5.3000	7.7900	134.9855
Constru	31.1500	64.2600	16.4700	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	106.2860
Resiste	46.7300	96.3900	24.7000	1.6000	0.0000	0.0000	0.0000	160.9490
Servicio	31.1500	64.2600	16.4700	1.0700	12.3500	4.0800	5.9900	128.6015

II) fuerzas desestabilizantes

6.2) Fuerzas horizontales Vuh (t/m)

ITEMS	relleno	s/c HL	frenado	friccion	Vuh
DTACIO	EH	LS	BR	FR	T/m
H	12.9413	2.3144	1.5242	0.4450	Total
sistenci	19.4100	4.0500	2.6700	0.4500	26.5800
sistenci	11.6500	4.0500	2.6700	0.4500	18.8200
Servicio	12.9400	0.0000	1.9800	0.0000	14.9200
nstrucci	12.9400	0.0000	0.0000	0.0000	12.9400
sistenci	19.4100	0.0000	0.0000	0.4500	19.8600
Servicio	12.9400	2.3100	1.5200	0.4500	17.2200

Momentos debido a fuerza horizontal Vuh (t-m/m)

ITEMS	relleno	s/c HL	frenado	friccion	Muh
DTACIO	EH	LS	BR	FR	T/m
MHi	28.9453	7.7648	14.4950	2.7191	total
sistenci	43.4200	13.5900	25.3700	2.7200	85.1000
sistenci	26.0500	13.5900	25.3700	2.7200	67.7300
Servicio	28.9500	0.0000	18.8400	0.0000	47.7900
nstrucci	28.9500	0.0000	0.0000	0.0000	28.9500
sistenci	43.4200	0.0000	0.0000	2.7200	46.1400
Servicio	28.9500	7.7600	14.4900	2.7200	53.9200

6) ANALISIS POR SISMO (METODO DE MONONOB OKABE).

6.1) Empuje activo dinamico por metro de estribo (metodo de Mononobe Okabe) E_{AE}

Segun la categoria del comportamiento sismico para estribos en voladizo que puedan desplazarse horizontalmente sin que exista algun tipo de restriccion a este desplazamiento se recomienda el metodo pseudo-estatico de Mononobe Okabe para la determinacion del empuje activo horizontales, se recomienda el uso de los coeficientes sismicos a la mitad del coeficiente de la aceleracion $K_H=A/2$ se desprecia los efectos de aceleracion vertical

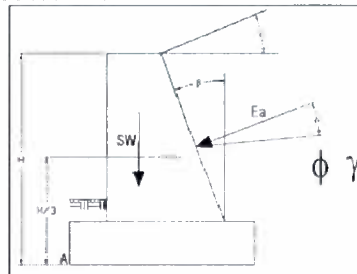
$$E_A = \frac{1}{2} \gamma (1 - K_v) K_{AE} H^2$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \beta - \theta)}{\psi \cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta)}$$

donde :

ϕ = Angulo de fricción del suelo
 δ = Angulo fricción entre suelo y muro
 i = Angulo del talud
 β = Angulo del vástago

33
0
0
0



$$\psi = \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - i - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)} \right]^2 \quad (b)$$

$$\theta = \arctan \left(\frac{K_H}{1 - K_v} \right)$$

K_H = Coeficiente sismico horizontal

$K_H = 0.150$

K_v = Coeficiente sismico vertical se supone que $0.3K_H < K_v < 0.5K_H$

para el presente caso tenemos: $0.3 \times 0.15 < K_v < 0.5 \times 0.15$

$K_v = 0.060$

sustituyendo valores en la ecuacion siguiente :

$$\theta = \arctan \left(\frac{K_H}{1 - K_v} \right)$$

$\theta = 9.066$

sustituyendo en la ecuacion (b)

$\psi = 2.170$

con los resultado de ψ determinamos el valor de K_{AE}

$K_{AE} = 0.395$

Sustituyendo el valor de K_{AE} en E_A :

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma (1 - K_v) K_{AE} H^2$$

$E_A = 12.941$

$E_A = 16.29 \text{ Ton}$

Como el E_{EA} es considerando los efectos de la dos condiciones tanto del empuje activo dinamico como del empuje activo estatico, por los que es conveniente separarlo

$$\Delta E_A = E_{AE} - E_A$$

$\Delta E_A = 3.35 \text{ Ton}$

HOB CONSULTORES S.A.

ING. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
 ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
 CIP N° 41811

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
 de la Carretera Chetumal - Cachuquillo - Calamaco
 Tramo Chetumal - Cachuquillo

ING. ABEL FRANCISCO GARCÍA
 JEFE DE ESTUDIO
 CIP N° 3367

Se puede suponer que el empuje activo dinamico adicional actua a 0.6H de la base del estribo por consiguiente el Momento con respecto al punto "x" es:

$$M_{AE} = E_A \left(\frac{H}{3} \right) + \Delta E_{AE} (0.6H)$$

$$M_{AE} = 42.44 \text{ Ton-m}$$

$M_{AE} =$	42.44 Ton-m/m	Efecto dinamico y estatico
$M_{AE} =$	28.95 Ton-m/m	Efecto estatico

	fuerzas desestabilizantes			
	TIPO	Fza Hor(T)	BRAZO(m)	MOMENTO(T-m)
EH	Emp Horiz Rell=Ea	12.941	2.24m	28.95
EQ	Emp. Sismo. Esis=ΔE _A	3.351	4.03m	13.49
EQ	Sismo superestructura DC :	1.335	6.71m	8.96
EQ	Sismo superestructura DW :	0.097	6.71m	0.58
EQ	Sismo subestructura DC :	2.409	2.96m	7.12
EQ	Sismo subestructura relleno	3.166	2.96m	9.36
	TOTAL	23.29		68.45

fuerzas estabilizadoras			
TIPO	Fza Vert(T)	BRAZO(m)	MOMENTO(T-m)
Peso estribo: DC=	16.06	1.94	31.15
Peso relleno: EV=	21.11	3.04	64.26
Carga LL = :	6.68	1.85	12.35
Superestructura DC :	8.90	1.85	16.47
Superestructura DW :	0.58	1.85	1.07
Sismo estribo: DC=	0.96	1.94	1.87
Sismo relleno: EV=	1.27	3.04	3.86
Sismo Superestructura DC :	0.53	1.85	0.99
Sismo Superestructura DW :	0.03	1.85	0.06
TOTAL	56.12		132.08

6.2) Cargas de diseño Factoradas con sismo (Evento Extremo I y II).

I) fuerzas estabilizantes

Fuerzas verticales Vu (t/m)

ITEMS	estribo	relleno	Super	Super	Sobrec.	SISMO	SISMO	SISMO	SISMO	VU
OTACION	DC	EV	DC	DW	LL	EQ	EQ	EQ	EQ	T/m
Vi	16.0596	21.1068	8.9006	0.5775	6.6753	0.9636	1.2664	0.5340	0.0347	Total
nto Extr	20.0700	28.4900	11.1300	0.8700	3.3400	0.9600	1.2700	0.5300	0.0300	63.3555
Evento	14.4500	21.1100	8.0100	0.8700	3.3400	0.9600	1.2700	0.5300	0.0300	48.0415

Momentos por Fuerzas verticales Vu (t-m/m)

ITEMS	estribo	relleno	Super	Super	Sobrec.	SISMO	SISMO	SISMO	SISMO	Mvu
OTACION	DC	EV	DC	DW	LL	EQ	EQ	EQ	EQ	T/m
Vi	31.1538	64.2632	16.4662	1.0684	12.3493	1.8692	3.8558	0.9880	0.0641	Total
nto Extr	38.9400	86.7600	20.5800	1.6000	6.1700	1.8700	3.8600	0.9900	0.0600	152.7885
Evento	28.0400	64.2600	14.8200	1.6000	6.1700	1.8700	3.8600	0.9900	0.0600	115.5865

II) fuerzas desestabilizantes

Fuerzas horizontales Hu (t/m)

ITEMS	relleno	SISMO	SISMO	SISMO	SISMO	SISMO	VU
OTACION	EH	EQ	EQ	EQ	EQ	EQ	T/m
Hi	12.9413	3.3514	1.3351	0.0866	2.4089	3.1660	Total
nto Extr	19.4100	3.3500	1.3400	0.0900	2.4100	3.1700	29.7700
Evento	11.6500	3.3500	1.3400	0.0900	2.4100	3.1700	22.0100

Momentos por Fuerzas horizontales Hu (t-m/m)

ITEMS	relleno	SISMO	SISMO	SISMO	SISMO	SISMO	VU
OTACION	EH	EQ	EQ	EQ	EQ	EQ	T/m
Mi	28.9453	13.4926	8.9585	0.5813	7.1195	9.3570	total
nto Extr	43.4200	13.4900	8.9600	0.5800	7.1200	9.3600	82.9300
Evento	26.0500	13.4900	8.9600	0.5800	7.1200	9.3600	65.5600

7) CRITERIOS DE ESTABILIDAD POR EL METODO DEL LRFD (AASHTO)

7.1) Excentricidad

$$(e_{max}-e) \times 100\%$$

$$e_{max}$$

FACTORES DE RESISTENCIA	Vi (T)	Hi (T)	Mv (T-m)	MH (T-m)	Xo (Ms-Mb)/VL	c (B/2-Xo)	e _{max} (B/4)	MARGEN DE DISEÑO (%)
Resistencia I	75.40	26.58	177.75	85.10	1.229	0.77	1.00	22.9
Resistencia I-a	60.09	18.82	140.54	67.73	1.212	0.79	1.00	21.2
Servicio II	57.59	14.92	134.99	47.79	1.514	0.49	1.00	51.4
Construccion	43.77	12.94	106.29	28.95	1.767	0.23	1.00	76.7
Resistencia IV	66.47	19.86	160.95	46.14	1.727	0.27	1.00	72.7
Servicio I	54.53	17.22	128.60	53.92	1.370	0.63	1.00	37.0
Evento Extrem I	63.36	29.77	152.79	82.93	1.103	0.90	1.00	10.3
Evento Extrem I-a	48.04	22.01	115.59	65.56	1.041	0.96	1.00	4.1

HOB CONSULTORES S.A.

ING. MARCO HUGO LEON COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

Informe Derivativo para la Rehabilitación y Ampliación
de la Carretera Chongompe - Cuchabamba - Cuzmarca
Tramo: Cuchabamba - Chongompe

ING. AGUSTIN FRANCISCO ROJAS COTRINA
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3764

7.2) Deslizamiento

 $\phi_s = 0.9$

$$\frac{(\phi_s F_r H_L) \times 100\%}{\phi_s F_r}$$

FACTORES DE RESISTENCIA	V _L (T)	f ⁺ tan(δ)	P _p	F _r = V _L * tan(δ) (T)	φ _s	φ _s F _r	H _L (T)	MARGEN DE DISEÑO (%)
Resistencia I	75.40	0.65	0.00	48.97	0.9	44.07	26.58	39.7
Resistencia I-a	60.09	0.65	0.00	39.02	0.9	35.12	18.82	46.4
Servicio II	57.59	0.65	0.00	37.40	0.9	33.66	14.92	55.7
Construcción	43.77	0.65	0.00	28.42	0.9	25.58	12.94	49.4
Resistencia IV	66.47	0.65	0.00	43.17	0.9	38.85	19.86	48.9
Servicio I	54.53	0.65	0.00	35.41	0.9	31.87	17.22	46.0
Evento Extrem I	63.36	0.65	0.00	41.14	0.9	37.03	29.77	19.6
Evento Extrem I-a	48.04	0.65	0.00	31.20	0.9	28.08	22.01	21.6

7.3) Capacidad de carga

$$q_{max} = \left(\frac{V_L}{B} + \frac{6eV_L}{B^2} \right)$$

Factor de resistencia de carga $\phi_c = 0.45$								
Capacidad ultima	H _L (T)	V _L (T)	H _L /V _L	Q _{ult} (*k/m2)	φ Q _{ult}	Q _{max} (t/m2) trapezoidal	q _{max} rectang.	MARGEN DE DISEÑO (%)
Resistencia I	26.58	75.40	0.35	132.00	59.40	40.65	30.68	31.6
Resistencia I-a	18.82	60.09	0.31	132.00	59.40	32.78	24.79	44.8
Servicio II	14.92	57.59	0.26	132.00	59.40	24.89	19.02	58.1
Construcción	12.94	43.77	0.30	132.00	59.40	14.77	12.38	75.1
Resistencia IV	19.86	66.47	0.30	132.00	59.40	23.42	19.24	60.6
Servicio I	17.22	54.53	0.32	132.00	59.40	26.52	19.90	55.4
Evento Extrem I	29.77	63.36	0.47	132.00	105.60	37.15	28.72	64.8
Evento Extrem I-a	22.01	48.04	0.46	132.00	105.60	29.29	23.07	72.3

q_{ult} (*) = q_{ult} determinado sin considerar factores de inclinación de carga

9.97

8) DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE LA SUB ESTRUCTURA EN VOLADIZO

8.1) DISEÑO DE LA PANTALLA CENTRAL, VASTAGO, CAJUELA Y PANTALLA LATERAL.

MOMENTO MAXIMO SEGUN FACTOR DE CARGA ULTIMA LRFD EN EL ESTRIBO

	base estri Mhu (tn-m)	zapata q _{min} q _{max}	B talon T-m 2.00	B punta T-m 1.40
Resistencia I	85.1000	-2.95 40.65	18.85	25.39
Resistencia I-a	67.7300	-2.73 32.78	15.02	20.35
Servicio II	47.7900	3.90 24.89	14.40	17.55
Construcción	28.9500	7.12 14.77	10.94	12.09
Resistencia IV	46.1400	9.81 23.42	16.62	18.66
Servicio I	53.9200	0.75 26.52	13.63	17.50
Evento Extrem I	82.9300	-5.47 37.15	15.84	22.23
Evento Extrem I-a	65.5600	-5.27 29.29	12.01	17.19

85.1000 T-m

MOMENTO MAXIMO EN LA BASE, A MEDIA ALTURA Y EN CAJUELA DE ESTRIBO ES:

EL MOMENTO MAXIMO SEGUN LRFD E Resistencia I

Momentos debido a fuerza horizontal V_{uh} (t-m/m)

ITEMS NOTACION	relleno EH	s/c HL LS	frenado BR	friccion FR	sismo EQ	M _{uh} T/m
Momento base pantalla	17.8369	5.6228	8.7031	2.2118	19.7544	total
Resistencia 01	26.7600	9.8400	15.2300	2.9900	0.0000	54.8200
Evento Extremo 01	26.7600	0.0000	0.0000	0.0000	19.7500	46.5100
Momento 1/2 h pantalla	2.2296	2.8114	4.3515	1.1059	4.5435	total
Resistencia 01	3.3400	4.9200	7.6200	1.4900	0.0000	17.3700
Evento Extremo 01	3.3400	0.0000	0.0000	0.0000	4.5400	7.8800
Momento alt. Cajuela	0.0388	0.0944	0.6767	0.0000	1.3631	total
Resistencia 01	0.0600	0.1700	1.1800	0.0000	0.0000	1.4100
Evento Extremo 01	0.0600	0.0000	0.0000	0.0000	1.3600	1.4200

DISEÑO DEL REFUERZO EN LA BASE, A MEDIA ALTURA Y EN CAJUELA DE ESTRIBO ES:

F _c (kgf/cm ²)		210	F _y (kgf/cm ²)		4200				
b (m)	d (m)	Mult (t-m)	R _u	m	P _{cuantia}	P _{minima}	p _{max}	A _s cm ²	separacion del refuerzo s = cm
1.00	0.55	50.53	185.60	23.53	0.0047	0.0015	0.0163	25.72	s con 1" Ø 1" @ 17.5cm s con 3/4 Ø 3/4" @ 10cm s con 5/8 Ø 5/8" @ 7.5cm P2 y P5 s 5/8" x 3/4" @ 15.5cm
REFUERZO EN BASE DE PANTALLA									
b (m)	d (m)	Mult (t-m)	R _u	m	P _{cuantia}	P _{minima}	p _{max}	A _s cm ²	separacion del refuerzo s = cm
1.00	0.40	16.30	113.19	23.53	0.0028	0.0015	0.0163	11.15	s con 1" Ø 1" @ 45cm s con 3/4 Ø 3/4" @ 25cm s con 5/8 @ 17.5cm P2 s con 1/2 Ø 1/2" @ 10cm
REFUERZO EN LA MITAD DE LA PANTALLA									

HOB CONSULTORES S.A.

ING. MARCO HUGO LEON COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

Estudio Definitivo para la construcción y mantenimiento
de la Carretera Chonayale - Cochabamba - Camaraca
Tronco Cochabamba - Chola

ING. ABEL FERRAZ BARRERA
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3763

Borrador de Informe Final

b (m)	d (m)	Mult (t-m)	Ru	m	Pcuantia	Pminima	pmax	As cm2	separacion del refuerzo s = cm
1.00	0.23	1.22	26.78	23.53	0.0006	0.0015	0.0163	3.38	s con 3/4 @ 3/4" @ 82.5cm s con 5/8 @ 5/8" @ 57.5cm s con 1/2 @ 1/2" @ 37.5cm s con 3/8 @ 3/8" @ 20cm Ø 1/2" @ 20.0 cm ADOPTADO
REFUERZO EN LA CAJUELLA									M2

Acero de Temperatura

$$As \geq \frac{0.75bh}{2(b+h)F_y} (mm^2 / mm)$$

$$0.233 \leq As \leq 1.27$$

$$b, h(mm); F_y(MPa)$$

% Acero Temperatura: 0.33 mm2/mm en ambas direcciones
s con 1/2" 0.389 m
Ø 1/2" @ 30 cm P1 y P3, P4

MOMENTO MAXIMO EN LA BASE Y A MEDIA ALTURA DE PAREDES LATERALES.

EL MOMENTO MAXIMO SEGUN LRFD ES

Momentos debido a fuerza horizontal Vuh (t-m/m)

ITEMS NOTACION	relleno EH	s/c HL LS	frenado BR	friccion FR	sismo EQ	Muh T/m
Momento base pantalla	15.9404	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	total
Resistencia 01	23.9100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	23.9100
Momento 1/2 h pantalla	1.9925	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	total
Resistencia 01	2.9900	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	2.9900

DISEÑO DE PAREDES LATERALES.

Fc (kg/cm2) 210		Fy (kg/cm2) 4200							
b (m)	d (m)	Mult (t-m)	Ru	m	Pcuantia	Pminima	pmax	As cm2	separacion del refuerzo s = cm
1.00	0.55	23.91	87.82	23.53	0.0021	0.0015	0.0163	11.80	s con 1" Ø 1" @ 42.5cm s con 1/2 Ø 1/2" @ 10cm s con 5/8 Ø 5/8" @ 15cm s 5/8" + 1/2" @ 20cm
REFUERZO EN BASE DE PANTALLA LATERAL									A5 y A2
b (m)	d (m)	Mult (t-m)	Ru	m	Pcuantia	Pminima	pmax	As cm2	separacion del refuerzo s = cm
1.00	0.40	2.99	20.76	23.53	0.0005	0.0015	0.0163	6.00	s con 1" Ø 1" @ 45cm s con 3/4 Ø 3/4" @ 45cm s con 5/8 Ø 5/8" @ 32.5cm s con 1/2 @ 20cm
REFUERZO EN LA MITAD DE LA PANTALLA LATERAL									A2
% Acero Temperatura			Ø 1/2" @ 30.0 cm			A1 y A3			

Diseño de la zapata:
Refuerzo en la Punta

Mu 20.17

Fc (kg/cm2)	210
Fy (kg/cm2)	4200
b m	1.00
d m	0.93
Mult tn-m	20.17
Ru	26.20
m	23.53
Pcuantia	0.0006
Pminima	0.0015
Pmax	0.0163
As cm2	13.88
s con 3/4"	0.25
s con 1"	0.37
s con 1/2"	0.09

Entonces la distribución del acero será:

Ø 3/4" @ 25cm

Acero Transversal

Ast 6.49 cm2
s con 5/8" 0.308 m
Ø 5/8" @ 30cm

% Acero Temperatura 6.94 cm2
s con 5/8" 0.288 m.
Ø 5/8" @ 25cm

DISTRIBUCION FINAL DE ACERO.:

Refuerzo en la Punta

As PRINCIPAL	Ø 3/4" @ 25cm	Z2
As TRANS.	Ø 5/8" @ 30cm	Z4

HOB CONSULTORES S.A.

ING. MARCO HUGO FORT COSTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

Refuerzo en el talon.

Mu 17.25

Fc (kg/cm2)	210
Fy (kg/cm2)	4200
b m	1.00
d m	0.93
Mult tn-m	17.25
Ru	22.40
m	23.53
Pcuantia	0.0005
Pminima	0.0015
Pmax	0.0163
As cm2	13.88
s co 5/8" + 3/4"	0.35
s con 3/4"	0.25

Entonces la distribución del acero será:

Ø 3/4" @ 25cm

Acero Transversal

Ast < 50% As 5.43 cm2

Ø 5/8" @ 25cm

Refuerzo en el talon.

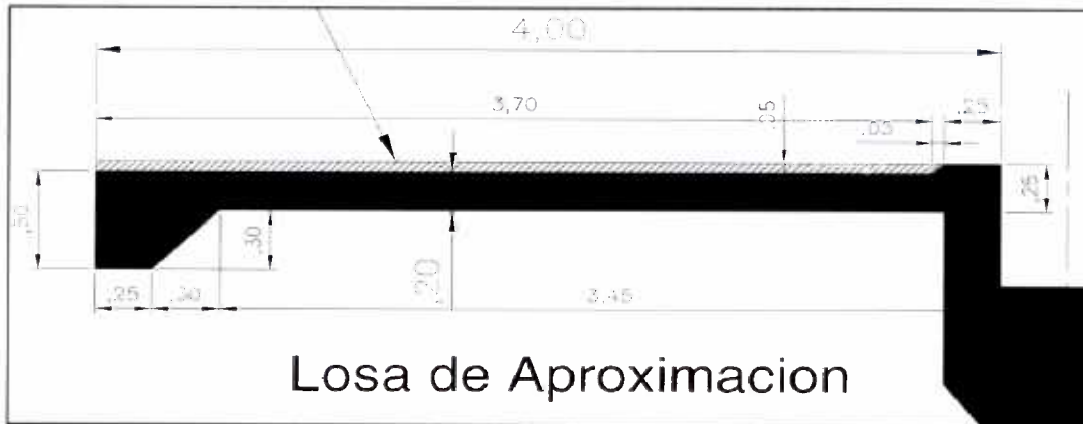
As PRINCIPAL	Ø 3/4" @ 25cm	Z1
As TRANS.	Ø 5/8" @ 25cm	Z3

Estado Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Changuay - Cochabamba - Casapalca
Tramo: Cochabamba - Casapalca

ING. ABE TRANQUILINO
JEFE DE ESTUDIO

Borrador de Informe Final

HOJA DISEÑO DE LOSA DE APROXIMACION TIPICA



DATOS:

$f'c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$
 $L = 4.00 \text{ m}$
 $B = \text{Variable. m}$
 $S/C = \text{HL - 93}$
 $P = 14.78 \text{ Tn}$ Carga de eje de camion mas pesado.
 $h = 200 \text{ mm}$

a.- Calculo de ancho equivalente de diseño:

$S = 3500.00 \text{ mm}$
 $E_t = 2860 \text{ mm}$
 $E_I = 698.5 \text{ mm}$
 $A = 2.00 \text{ m}^2$
 $Sw = 7.398 \text{ t/m}^2$ Carga equivalente distribuida proveniente S/C.
 $Sw = 7.398 \text{ t/m}$ Carga unitaria.

b.- Cargas sobre la losa de aproximación.

$W_{DC} \text{ (t/m)} = 0.600$
 $W_{DW} \text{ (t/m)} = 0.072$
 $W_{EV} \text{ (t/m)} = 0.693$
 $W_{S/C+W} \text{ (t/m)} = 0.316$
 $W_{S/C+W} \text{ (t/m)} = 7.398$
 $M_{DC} \text{ (t-m/m)} = 0.919$
 $M_{DW} \text{ (t-m/m)} = 0.110$
 $M_{EV} \text{ (t-m/m)} = 1.061$
 $M_{HL-93} \text{ (t-m/m)} = 3.972$

Evaluando para el nivel de RESISTENCIA 1:

$$U = \eta [1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM) + 1.75PL]$$

$$M_{HL-93} = 9.857$$



INC. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
 ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
 CIP N° 41813

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
 de la Carretera Chonguyano - Cochabamba - Cajamarca.
 Tramo: Cochabamba - Chota

INC. ABEL FRANCISCO ROJAS QUROS
 JEFE DE ESTUDIO
 CIP N° 3767

c.- Diseño de losa de concreto armado.

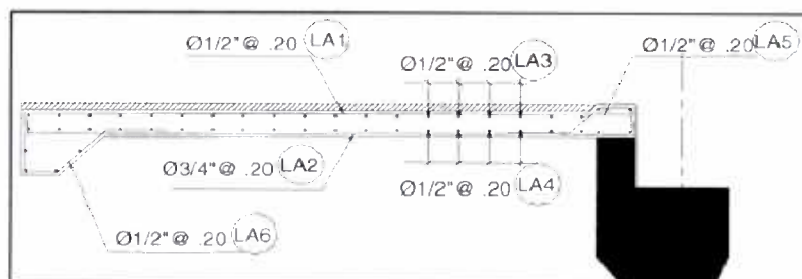
Refuerzo en la Punta

Mu 9.86

$f'c$ (kg/cm ²)	210.00
F_y (kg/cm ²)	4200.00
b m	1.00
d m	0.175
Mul tn-m	9.86
Ru	357.62
m	23.53
Pcuantia	0.0096
Pminima	0.0015
Pmax	0.0163
As cm ²	16.80
s con 3/4"	0.21
s con 1"	0.20
s con 1/2"	0.08

Entonces la distribución del acero será:

Ø 3/4" @ 20cm



Acero Transversal

Mer = 3.00 t-m/m

Mmin = 3.60 t-m/m

As = 5.84 cm²

s con 1/2" 0.24 m

Ø 1/2" @ 20cm

% Acero Temperatura 4.79 cm²

s con 1/2" 0.24 mt.

Ø 1/2" @ 20cm

DISTRIBUCION FINAL DE ACERO.:

Refuerzo en la capa inferior:

As PRINCIPAL	Ø 3/4" @ 20cm
As TRANS.	Ø 1/2" @ 20cm

Refuerzo en la capa superior:

As PRINCIPAL	Ø 1/2" @ 20cm
As TRANS.	Ø 1/2" @ 20cm



ING. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chongoyape - Cochabamba - Camaraca.
Tramo: Cochabamba - Chongoyape

ING. ALEJANDRO FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3984

Ponton Retama I Km 143+243.60**L= 10.00 m****1 Consideraciones Generales**

Ancho total de la losa del puente	8.20 m
Recubrimiento del Acero	3.00 cm
Resistencia a la compresión del Concreto f_c	280 Kg/cm ²
Fluencia del Acero f_y	4200 Kg/cm ²
Carga Permanente	
Peso propio DC	2.4 Tn/m ³ (concreto)
Peso muerto DW	2.2 Tn/m ³ (asfalto)
Carga Viva Vehicular	
Posición de Cargas	HL - 93 K Camión de Diseño HL - 93 M Tandem de diseño
Efecto Dinámico	33.00 %
Sobreancho	0.50 m

2 Espesor de Losa(AASHTO LRFD 2.5.2.6.3-1)
(MTC 2.9.1.4.1)

Según Reglamento espesor mínimo

$$h = 1.2 * \left(\frac{S + 3000}{30} \right)$$

S	10000.00 mm	10.00	0.1025
Peralte Diseño	b =	520.00 mm	
Espesor total de la losa	e final =	600.00 mm	

3 Ancho Equivalente para la franja longitudinal para Carga Viva(AASHTO LRFD 4.6.2.3)
(MTC 2.9.1.4.2)

Determinación del ancho de franja para la carga viva

Una línea

$$E = 250 + 0.42 \sqrt{L_1 w_1} \rightarrow \frac{L_1 \leq 18000}{w_1 \leq 9000}$$

W	8700.00
W1	9000.00
L1	10000.00
Eint mm=	4234.47

Más de una línea

$$E = 2100 + 0.12 \sqrt{L_1 w_1} \rightarrow \frac{L_1 \leq 18000}{w_1 \leq 18000}$$

$$E \leq \frac{W}{N_s}$$

W	8700.00
W1	18000.00
L1	10000.00
N1	2.00
Eint mm=	3219.29
	3219.29
	4350.0

ING. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chongovap - Cochabamba - Colomarca.
Tramo Cochabamba - Chongovap

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 4261

CONSIDERAR PARA EL DISEÑO Emin 3219.29 mm

4 Cálculo de Momentos y Cortantes

Cargas		
Losí CA	1.44 tn/m2	
Sup Rodadura 0.05	0.11 tn/m2	0.05
Peso Baranda + Vereda	0.47 tn/m2	
Sobrecarga peatonal	0.36 tn/m2	

Calculo del Momento Carga Móvil

a Momento debido camión diseño		Cortante debido camión diseño	
M _{LL} (tn-m)=	43.37	V _{LL} (tn)=	23.70
b Momento debido tandem		Cortante debido tandem	
M _{TL} (tn-m)=	49.32	V _{TL} (tn)=	21.07
mta usarse	49.32	Cte usarse	23.70
c Momento s/c (w=0.948)		Cortante s/c (w=0.948)	
M _w (tn-m)=	11.85	V _w (tn)=	4.74

5 Estado Limite de Resistencia

Factores Limite Resistencia		Resistencia	
DC 1.25	Ductilidad	0.95	
DW 1.50	Redundancia	1.05	
LL 1.75	Importancia	1.05	
PL 1.75	n formula	1.05	
	n diseño	1.05	

$$U = \eta [1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM) + 1.75PL]$$

Mto Sobrecarga	3.6809	V _{LL-T}	1.4724
M _{LL-T} Mto Carga viva	24.06	V _{DW}	11.27
M _{DW} Mto Sup Rodadura	1.38	V _{DC}	0.55
M _{DC} Mto Carga Perm.	18.00		7.20
Mu	69.82	Vu=	27.99
		φVc=	45.23
			no necesita estribos

6 Investigando Estado Limite de Servicio

chequeando el control por agrietamiento

momento por carga de servicio

$$M_{ser} = M_{DL} + M_{LL} + M_{IM}$$

M _{sa}	50.35 Tn-m		
f _c	8.23 Mpa	2.64 Mpa	La sección esta fisurada

El momento de inercia fisurado puede ser calculado con

$$I_{cr} = \frac{Z}{(d_c/A)^{2/3}} \leq 0.6 f_v$$

donde :

d_c mm

A mm

Z 23000

N 4 mm

recubrimiento + diametro/2 del refuerzo

Area de concreto con el centroide del refuerzo entre el n° de barras

para miembros en condicione s severas

n 8.00

b 1000.00 mm

As 4263.2131 mm

d 557.30 mm

B 34.106

C 38014

x 163.827 mm

6.75E+09 mm4

28.8 Mpa

252.0 Mpa

252.0 Mpa

252.0 Mpa

252.0 Mpa

252.0 Mpa

252.0 Mpa

252.0 Mpa

252.0 Mpa

252.0 Mpa



Estudio Permisivo para la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Chongosape - Cochabamba - Cajamarca. Tramo: Cochabamba - Chota

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 31261

ING. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

chequeando el control por deformaciones

Para cargas vehiculares

12.5 mm

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g$$

$$M_{cr} = f_r \frac{I_g}{y_t}$$

I _e	1.32486E+11 mm ⁴
M _{cr}	1756.934474 KN m
M _a	1862.746656 KN m
I _g	1.566E+11 mm ⁴
I _{cr}	6.75E+09 mm ⁴
M _{DL}	190.08 Tn-m
M _{DL}	1862.746656 KN m
f _r	3.365774854 MPa
M _{cr}	1756.934474 KN m
M _{cr}	179096.2766 Kg m
	0.943195613
	0.83908376

Δ_{in} 5.527E+00 mm Instantáneo

Calculando la Deflexión que considera el Reglamento S/800

$$10000/800=12.5$$

M	2824.766489		
I _e	4.28E+10		
E _c	26500		
PL	1.13E+15		
a	8600.00	5700.00	10000.00
b	1400.00	4300.00	0
x	4300	5700.00	5700.00
primera carga			
Δ_x	2.714046361		
segunda carga			
Δ_x	6.809217473		
tercera carga			
Δ_x	0		
	9.523263834		10000/800=12.5

7 Diseño de Elementos de Concreto Armado

7.1 Diseño Losa de concreto armado

dm = espesor losa - recubr. - diametro barra

f _c	280.00 kg/cm ²
f _y	4200.00 kg/cm ²
b m	1.00
d m	0.557
Mul tn-m	69.82
Pcuantia	0.006297
As cm ²	35.10
s con 3/4"	0.081
s con 1"	0.15

Verificando la cuantia minima

$$\phi A_{\min} \geq 1.2 A_{cr}$$

1.2*Mer	214915.532
Kv	0.710464568
m	17.65
Pmin	0.000169412

Entonces la distribución del acero será:

$$\phi 1" @ 15cm \quad (1.1 y 1.2)$$



ING. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

0.710464568

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chomogape - Cochabamba - Cajamanga,
Tramo: Cochabamba - Chota

ING. ABEL FRANCISCO ROTAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3263

7.2 Acero Transversal AASHTO 5.14.4.1 (LOSAS MACIZAS)

$$\%As = \frac{1750}{\sqrt{L}} \leq 50\%$$

Acero Transversal 6.14 cm²
 s con 5/8" 0.32 m
 Ø 5/8" @ 30cm (L3)

7.3 Diseño de la Viga de Borde

Ancho Viga borde

400.00
 2309.64
 1800.00

Eb =

$$E = v_{borde} + 300 + \frac{1}{2} * E_{int mult} \leq 1800 mm$$

1.20 01 carril cargado

0.50 por 1/2 carril

3.95 Tn-m/m

25.82 Tn-m/m

1.14 Tn-m/m

21.25 Tn-m/m

3.72 Tn-m/m

Incluye Baranda

Mto.Sobrecarga
 M LL-T Mto Carga viva
 M DW Mto Sup.Rodadura
 M DC Mto Carga Penn.
 M PL Mto Carga Peatonal

$$U = \eta [1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM) + 1.75PL]$$

Mult 83.75 Tn-m/m

Diseño de concreto armado

dm = espesor losa - recubr. - diametro barra/2

b m 1.00
 d m 0.557
 Mul tn-m 83.75
 Pcuantia 0.007650
 As cm² 42.63
 s con 3/4" 0.067
 s con 1" 0.121

Entonces la distribución del acero será:

Ø 1" @ 10cm (L1' y L2') Repartido en dos capas

7.4 Acero Transversal AASHTO 5.14.4.1 (LOSAS MACIZAS)

$$\%As = \frac{1750}{\sqrt{L}} \leq 50\%$$

Acero Transversal 7.46 cm²
 s con 5/8" 0.27 m
 Ø 5/8" @ 25cm (L3')

7.5 Acero de Retracción y Temperatura AASHTO 5.10.8

$$As \geq \frac{0.75bh}{2(b+h)F_y} (mm^2 / mm)$$

$$0.233 \leq As \leq 1.27$$

$$b, h (mm); F_y (MPa)$$

% Acero Temperatura 0.33 mm²/mm en ambas direcciones
 s con 1/2" 0.389 m
 Ø 1/2" @ 30 cm (L4 y L5)



Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
 de la Carretera Chongoape - Cochabamba - Cafancha,
 Tramo: Cochabamba - Chota

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
 JEFE DE ESTUDIO
 CIP N° 3264

ING. MARCO HUGO LEON COTRINA
 ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
 CIP N° 41811

7.6 Diseño de la vereda	L(m)=	0.85 m
Mto		
s/c viva peatonal (0.36Tn/m ²)	0.13 Tn-m/ml	0.13
M sardinel	0.00 Tn-m/ml	
Peso Propio	0.17 Tn-m/ml	0.43
Mu	0.49 Tn-m/ml	
	0.56	0.86
Vu	2.09	
qVc	11.31	no necesita estribos
fc =	280.00	kg/cm ²
Fy =	4200.00	kg/cm ²
b m	1.00	
d m	0.350	
Mul tn-m	0.49	
Ru	4.48	
m	17.65	
Pcuantia	0.000107	
Pminima	0.002000	
Pmax	0.021675	
As cm ²	7.00	
s con 1/2"	0.18	
s con 5/8"	0.28	
Entonces la distribución del acero será:		
Ø 1/2" @ 17.5cm	L 7	
El acero transversal es		
Ø 3/8" @ 15cm	L 6	

8 Verificación del Neopreno por metro de longitud

Se tiene	
Cortante por carga muerta	7.75 Tn
Cortante por sobrecarga	23.70 Tn
Cortante por impacto	7.822349804 Tn
	39.28 Tn

L (m)	1	39 in
e (in)	0.393700787	
Assumimos e=	1 in	
A1 (in)	$\frac{86408.16826}{31496.1}$	2.743 in
A2 (in)=	5.0000 in	
A3 (in)=	Por Geometría estribo 30 cm	11.81 in

Esfuerzo unitario 185.823646 lb/in²

Factor de Forma $\frac{465.00}{102.3622047} = 4.54$

Segun el Abaco de la Good Year Tire and Rubber Co., para una dureza de 50, con el esfuerzo unitario a compresión y el factor de forma obtenemos que la deformación que se tendrá será menor al 15%

Verificación por Deslizamiento

Dv	0.126666415
Dc	0.070866142
Dv>Dc	OK



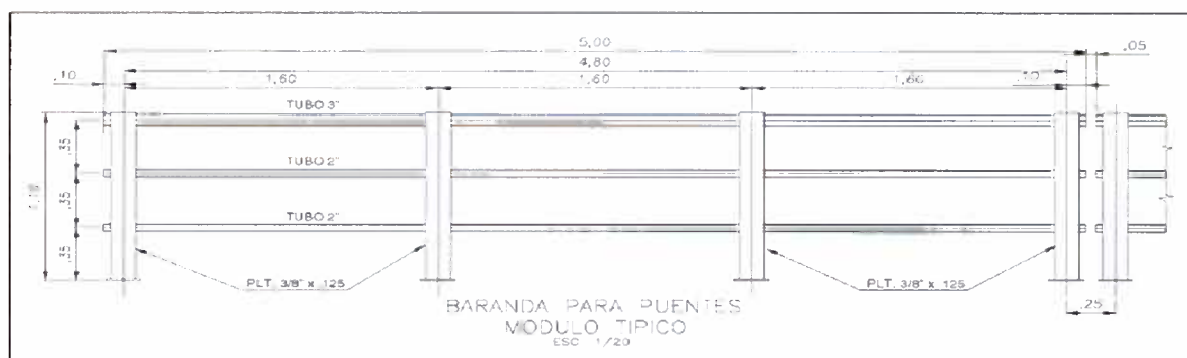
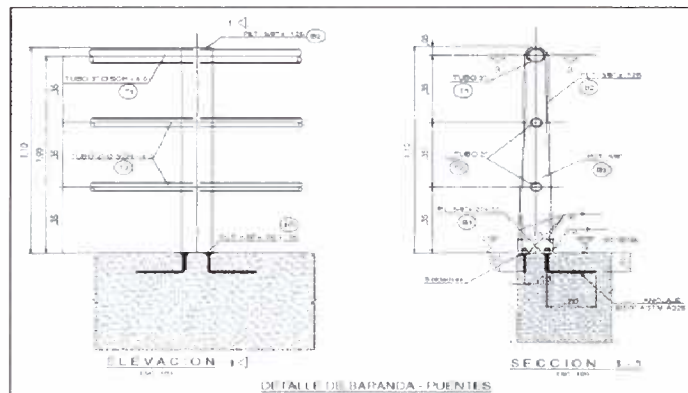
Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Chongoyape - Cochabamba - La Milla. Tramo: Cochabamba - Chota

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO

ING. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

ANALISIS Y DISEÑO DE BARANDAS METALICAS DE PUENTES

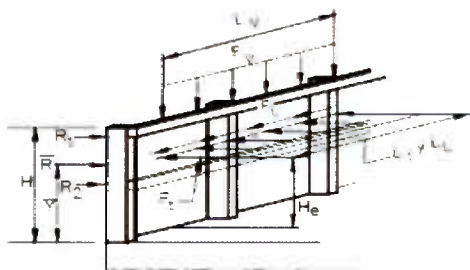
1.- Configuración geométrica de barandas.



2.- Cargas actuantes según AASHTO - LRFD.

Tabla A13.2-1 – Fuerzas de diseño para las barreras para tráfico vehicular

Fuerzas de diseño y simbología	Niveles de Ensayo para las Barandas					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
Transversal F_t (N)	60.000	120.000	240.000	240.000	550.000	780.000
Longitudinal F_L (N)	20.000	40.000	80.000	80.000	183.000	260.000
Vertical descendente F_v (N)	20.000	20.000	20.000	80.000	355.000	355.000
L_v y L_r (mm)	1220	1220	1220	1070	2440	2440
L_v (mm)	5500	5500	5500	5500	12.200	12.200
H_v (mm) y (mm)	460	510	610	810	1070	1420
Mínima altura del pie H (mm)	685	685	685	810	1070	2290



La Figura 1 ilustra las fuerzas de diseño listadas en la Tabla 1 aplicadas a una baranda formada por postes y vigas. Esta figura se incluye exclusivamente a título ilustrativo. Las fuerzas y longitudes de distribución ilustradas se aplican para cualquier tipo de baranda.

Figura A13.2-1 – Fuerzas de diseño en una baranda metálica, ubicación en altura y longitud de distribución horizontal

ING. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chongoyape - Cochabamba - Cajamarca.
Tramo: Cochabamba - Chota

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3267

De acuerdo a diseño vial, la velocidad de directriz de la vía es de 30 km/h y de tercera categoría. Según la velocidad y la importancia de la vía, el AASHTO-LRFD, da unos niveles de carga o nivel de ensayo de carga " Test Level TL ", para los cuales las barandas deben ser verificados.

Tabla 13.7.2.1 – Niveles de ensayo para las barandas de puentes y criterios para los ensayos de choque

Características de los vehículos	Pequeños automóviles		Camionetas (Pickups)	Camión semi-remolque	Camión con remolque		Camión cisterna
W (lb)	7000	8000	20.000	80.000	220.000	355.000	355.000
B (mm)	1700	1700	2000	2300	2450	2450	2450
G (mm)	550	550	700	1250	1630	1850	2050
Angulo de impacto, θ	20°	20°	25°	15°	15°	15°	15°
Nivel de Ensayo	VELOCIDADES DE ENSAYO (km/h)						
TL-1	50	50	50	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-2	70	70	70	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-3	100	100	100	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-4	100	100	100	50	N/A	N/A	N/A
TL-5	100	100	100	N/A	N/A	50	N/A
TL-6	100	100	100	N/A	N/A	N/A	50

Por lo tanto se verifica la baranda para un nivel TL 1.

Cargas	TL-1
F_t (N)	60000
F_l (N)	20000
F_v (N)	20000
$L_t=L_l$ (mm)	1220
L_v (mm)	5500
H_e (mm)	460
H (mm)	685
H diseño:	1100

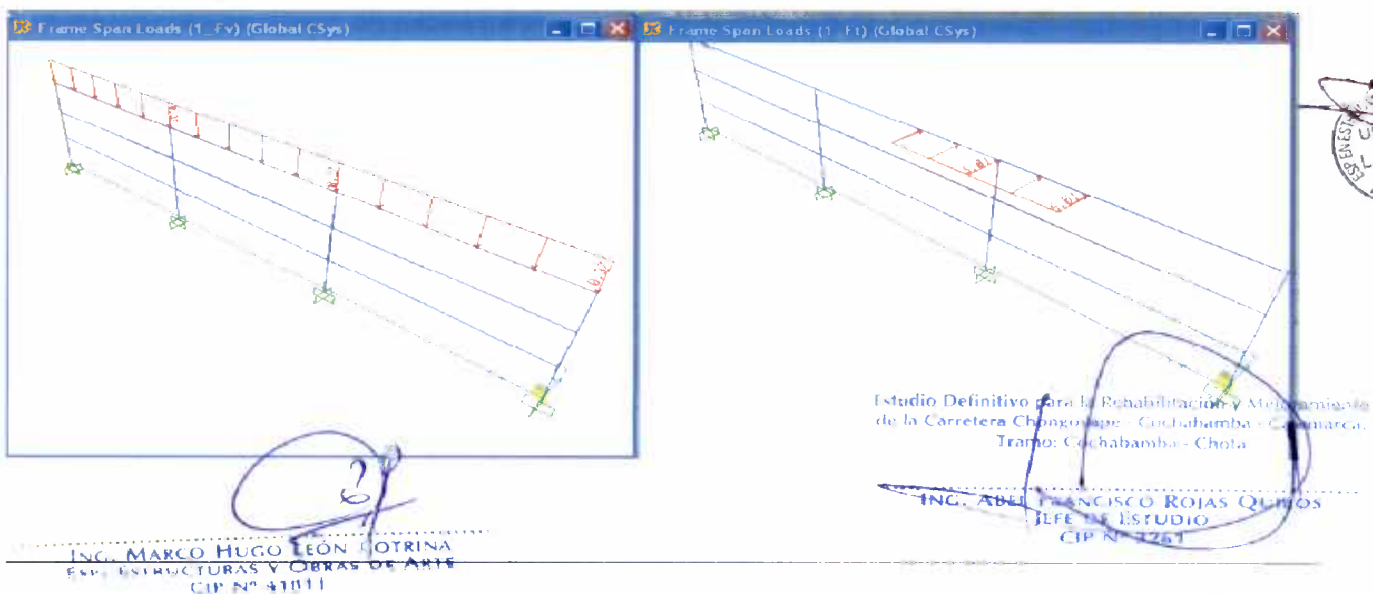
Cargas	TL-1
F_t (tn)	6.116
F_l (tn)	2.039
F_v (tn)	2.039
$L_t=L_l$ (m)	1.220
L_v (m)	5.500
H_e (m)	0.460
H (m)	0.685
H diseño (m)	1.100

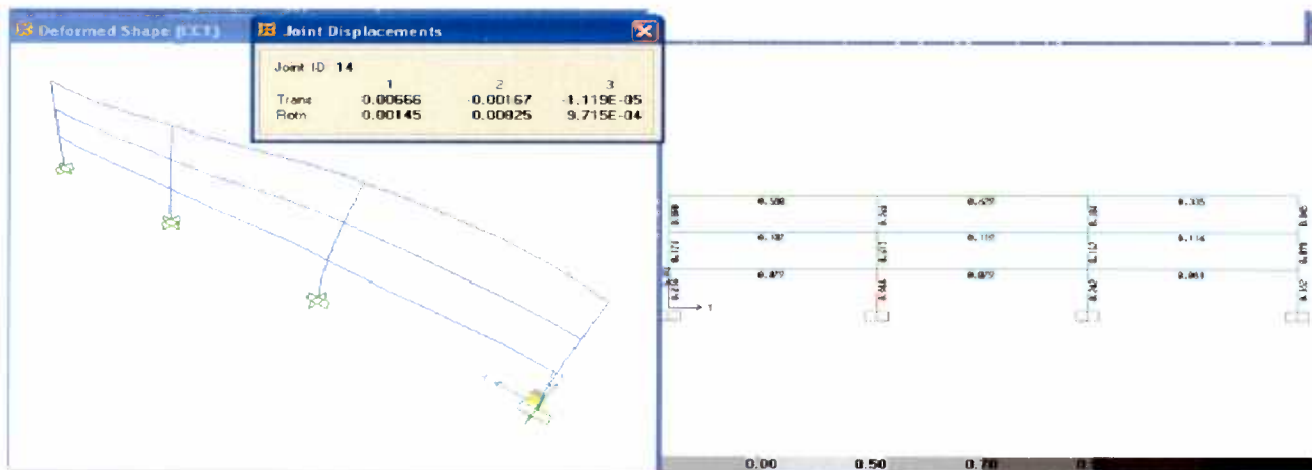
Finalmente las cargas que actúan directamente en la estructura es:

Cargas	TL -1	L (m)
F_v (tn/m)	0.370	5.00
F_l (tn)	2.040	
F_l (tn/m)	5.015	1.22

3.- Análisis de la estructura según cargas actuantes:

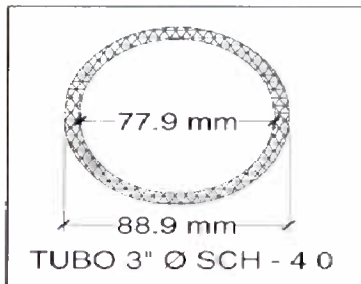
De acuerdo a los resultados debemos verificar básicamente dos elementos, las columnas en su base y el travesaño superior formado por tubo de 3" SCH-40.





4.- Verificación de los elementos de la Baranda:

Seccion tubo de 3"

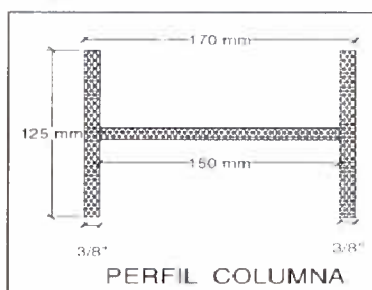


Propiedades seccion		
Tipo	Compacta	
Area	0.001441	m2
I x'x'	0.000001258	m4
I y'y'	0.000001258	m4
S x'	0.00002831	m3
S y'	0.00002831	m3
r x'	0.0296	m
r y'	0.0296	m

Propiedades del acero A242-50	
Peso	7.849 tn/m3
E	20389019 tn/m2
Fy	35155 tn/m2
Fu	49218 tn/m2

Verificación de la sección				
	Ultimos	Nominales	Nom / Ult	< 1.0
P (tn)	-1.496	34.194	0.043750	0.74
V x'x' (tn)	-0.639	14.048	0.045487	
V y'y' (tn)	4.052	14.048	0.288440	
M x'x' (tn)	0.706	1.241	0.568896	
M y'y' (tn)	-0.267	1.241	0.215149	

Seccion Perfil Columna.



Propiedades seccion		
Tipo	Compacta	
Area	0.004818	m2
I x'x'	0.00002817	m4
I y'y'	0.00000453	m4
S x'	0.0002965	m3
S y'	0.0000671	m3
r x'	0.0765	m
r y'	0.0307	m



Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Chonchosapre - Cochabamba - Chumamarca. Tramo: Cochabamba - Chota

ING. ARCEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO

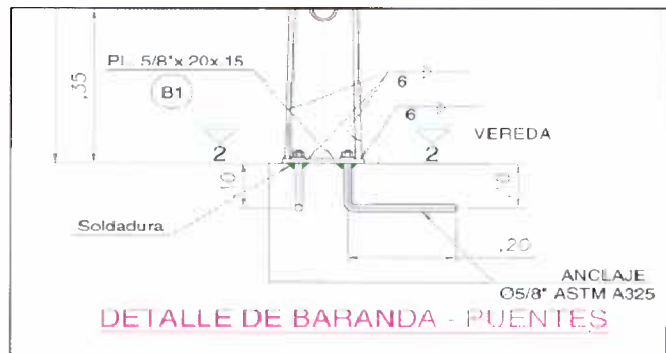
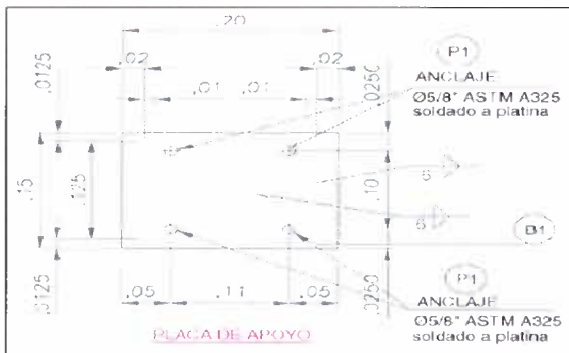
ING. MARCO HUGO LEONICOTRINA
E.S. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

Propiedades del acero A242-50

Peso	7.849	tn/m3
E	20389019	tn/m2
Fy	35155	tn/m2
Fu	49218	tn/m2

Verificación de la sección

	Ultimos	Nominales	Nom / Ult	< 1.0
P (tn)	-1.037	152.439	0.006803	0.95
V x'x' (tn)	8.193	14.048	-0.583215	
V y'y' (tn)	0.846	14.048	0.060222	
M x'x' (tn)	8.789	10.423	0.843194	
M y'y' (tn)	-0.525	2.359	0.222561	

5.- Verificación del anclaje a nivel de losa de vereda:

Cargas a pie de columna mas cargada.

CARGAS ULTIMAS A PIE		
Rx	8.19	Tn
Ry	0.85	Tn
Rz	1.04	Tn
Mx	0.52	tn-m
My	8.79	tn-m
Mz	-	

5.1 Verificación de la placa base.

$$Z = \frac{bxt^2}{4}$$

Siendo b = 0.20 m.

$$\phi Mn = \phi Zfy$$

$$t(m) = 0.0153m$$

Equivale a plancha 5/8"

5.2 Determinación de las cargas actuantes Para la Verificación de los pernos ASTM A325.

Propiedades del acero A242-50		
Peso	7.849	tn/m3
E	20389019	tn/m2
Fy	35155	tn/m2
Fu	49218	tn/m2

Propiedades del Perno ASTM A325		
Peso	7.849	tn/m3
Fy	64300	tn/m2
Fu	84300	tn/m2
n (pernos)	4	und
YII	1.75	

Según calculos se puede aproximar:

$$\frac{Y_n}{\phi_a} = n(\text{perno})$$

$$\phi_a = 0.45$$

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Chingoyape - Cochabamba - Cajamarca. Tramo: Cochabamba - La Paz.

Fuerzas de corte y de tensión

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261

Corte	V (tn)	4.55	tn/perno
tension	T (tn)	2.44	tn/perno

5.3 Verificación de la capacidad de corte en el anclaje:

Propiedades del Perno ASTM A325		
Peso	7.849	tn/m3
Fy	64300	tn/m2
Fu	84300	tn/m2
Ap (5/8")	0.0001979	m2

Según A. 6.13.2.7-2

$$R_n = 0.38 F_y A_p$$

Rn (tn)	4.835
V (tn)	4.550

ok

Usar pernos de 5/8" ASTM A325

5.4 Verificación del anclaje a tensión a nivel del concreto.

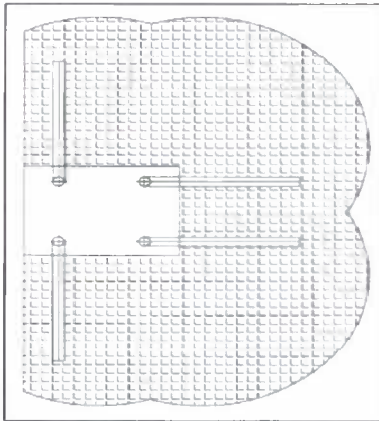
$$U_p > \phi \eta F A_p$$

$$U_p = 1.065 \beta \sqrt{f' c} A_{concreto}$$

n Fy Ap (tn)	29.013
Up (kg)	30534.2591
Up (tn)	30.5342591

ok

Adicionalmente existe acero longitudinal a nivel de la vereda que puede asumir algun sobreesfuerzo adicional en situacion extrema.



A (m2)	0.2636
A (cm2)	2636



Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Chongoyape - Cochabamba - Comarca
Tramo: Cochabamba - Chota

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261

ING. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811