rotesma

at bottom of precast beam = 19,878 MPa
at center of gravity of prestress: f_{cgp} = 18,5866 MPa

Change in concrete stress at centroid of prestressing strands:
concrete stress change after permanent loads:
at top of precast beam = 0,18819 MPa
at bottom of precast beam = 14,7097 MPa
Δf_{cd} = 13,8494 MPa

$$\text{Loss of prestress} = \frac{E_p}{E_{ci}} * f_{cgp} * \left[\psi_b(t_f, t_i) - \psi_b(t_d, t_i) \right] * K_{df} + \frac{E_p}{E_c} * \Delta f_{cd} * \psi_b(t_f, t_d) * K_{df}$$

$$= \frac{197,0}{37,434} * 18,5866 * (0,87842 - 0,46174) * 0,87741 + \frac{197,0}{18,717} * 13,8494 * 0,65781 * 0,87741$$

= 119,894 MPa
= Δf_{pCD}

Total creep loss of force = $\Delta f_{pCD} * A_{ps}$
= 119,894*2520,0
= 302,132 kN

Corresponding loss of moment = 302,132*0,09005
= 27,2059 kN.m
(about y = 0)

Moment about the centroid of the composite beam:
M_{cr} = 27,2059-(302,132*1,2539)
= -351,64 kN.m

Corresponding stresses:
top stress = 302,132/9,531E5+-351,64/1,09121E9
= 0,31698+-0,3222
= -0,0053 MPa

bottom stress = 302,132/9,531E5+-351,64/-2,3157E8
= 0,31698+1,51849
= 1,83548 MPa

Relaxation of Prestressing Strands - Article 5.9.5.4.3c

Loss of prestress = Δf_{pR1}
= 7,15995 MPa
= Δf_{pR2}

Total relaxation loss of force = $\Delta f_{pR2} . A_{ps}$
= 7,1599*2520,0
= 18,043074 kN

Corresponding loss of moment = 18,043* 0,09
= 1,6247093 kN.m
(about y = 0)

Moment about the centroid of the composite beam:
M_{rx} = 1,62471-(18,0431*1,2539)
= -21,0 kN.m

Corresponding stresses:
top stress = 18,0431/953132+-20,9995/1,091E9
= 0,0189303+-0,019244
= -0,000314051 MPa

bottom stress = 18,0431/953132+-20,9995/-2,316E8
= 0,0189303+0,0906829
= 0,109613 MPa

Shrinkage of Deck Concrete - Article 5.9.5.4.3d

Concrete shrinkage strain of girder: $\varepsilon_{ddf} = k_s . k_{hs} . k_f . k_{tds,f,i}$
*0,00048
=

Ing. José María Molinas Rojas
Reg. MOPC 2831

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

PARAGUAY
Calle 16 Nonday Minga Guazú, PY

rotesma

1,0*0,95*0,73*0,76*0,00048

= 2,568E-4

Creep coefficient at final time:

$\psi_b\ (t_f\ ,t_d\ ) = 1,9k_s\ .k_{hc}\ .k_f\ .k_{tdc,f,i}\ .t_d^{-0,118}$

= 1,9*1,0*0,96*0,7351*0,7203*28,0$^{-0,118}$

= 0,6518

Change in concrete stress at centroid of prestressing strands:

Area of deck concrete: A_d = 5,28E5 mm²

Perimeter of section: p = 5240,0 mm

Volume to surface ratio: $V/S = A_d/p$ = 100,76 mm

Factor for the effect of the volume: $k_s = 1,45-0,0051*(V/S)$ = 1,4298

Modulus of elasticity of deck concrete: E_{cd} = 37,434 mm²

Eccentricity of the deck: e_d = 372,459 mm³

$$\Delta f_{cdf} = \frac{\varepsilon_{ddf}\ .A_d\ .E_{cd}}{[1+0,7\psi_b\ (t_f\ ,t_d\ )]}\left[\frac{1}{A_c}\ \frac{e_{pc}\ .e_d}{I_c}\right]$$

$$= \frac{2,6E-4*5,28E5*37,434*1000}{[1+0,7*0,6518]}\left[\frac{1}{9,53E5}\ \frac{1163,86*372,459}{2,9E11}\right]$$

= -1,5466 MPa

$$\text{Loss of prestress} = \frac{E_p}{E_c}.\Delta f_{cdf}\ .K_{df}\ .[1+0,7\psi_b\ (t_f\ ,t_d\ )]$$

$$= \frac{197,0}{18,717}*-1,5466*0,88931\ *(1+0,7*0,65187)$$

= -21,083 MPa

= Δf_{pss}

Total shrinkage gain of force = $\Delta f_{pss}\ .A_{ps}$

= -21,083*2520,0

= -53,129 kN

Corresponding gain of moment (about y = 0) = -53,129*0,09005

= -4,7841 kN.m

Moment about the centroid of the composite beam:

M_{sh} = -4,7841-(-53,129*1,2539)

= 61,8345 kN.m

Corresponding stresses:

top stress = -53,129/953132+61,8345/1,091E9

= -0,055741+0,0566662

= 0,000924744 MPa

bottom stress = -53,129/953132+61,8345/-2,316E8

= -0,055741+-0,267021

= -0,322763 MPa

PERMISSIBLE STRESSES IN PRECAST BEAM

Compression

Article 5.9.4.2.1 for permament loads

Permissible compression stress = 0,45 * f'_c

= 0,45 * 40

= 18 MPa

Tension

Article 5.9.4.2.2

Permissible tension stress = -0,5 $\sqrt{f'_c}$ MPa

Ing. Jorge Regueiro

Ing. José María Molinas Rojas
Reg. MOPC 2831

CONSORCIO
Río Tembey

rotesma

$= -0,5 * 1,0 * \sqrt{40}$
$= -3,15469$ MPa

PERMISSIBLE STRESSES FOR CAST IN PLACE CONCRETE

Compression

Article 5.9.4.2

char. strength of c.i.p. concrete = 40,0 MPa
stress limitation factor = 0,6
permissible compression stress = $0,6 * f_{cu}$
$= 0,6 * 40$
$= 24,0$ MPa

Tension

Article 5.7.3.4

Flexural tensile stresses may need to be limited by cracking considerations in accordance with article 5.7.3.4.
However, no tensile stress is present at this section.

SERVICE LIMIT STATE - STRESS SUMMARY TABLE

Note: The reinforcement has only been included in the calculation of the stresses after the cast in place 1A/1B stage.

	force kN	moment kN.m	Concrete Stresses (MPa) Cast In Place top	bottom	Precast top	bottom
Prestress	3591,0	-2503,7			-7,0099	25,3449
Self Weight		816,68			5,0878	-5,4658
Prestress + Self Wt.					-1,9221	19,8791
Elastic Def	-227,02	158,437			0,44412	-1,6033
TRANSFER	3363,98	-1528,6			-1,478	18,2758
Erection		0,0			0,0	0,0
C.I.P. Stage 1A		971,954			6,05514	-6,5051
Time-Dependent Losses						
Time of Transfer to Time of Deck Placement						
Shrinkage	-60,669	42,2973			0,11841	-0,4281
Creep	-100,31	69,9308			0,19577	-0,7079
Relaxation	-18,043	12,5792			0,03522	-0,1273
Time of Deck Placement to Final Time						
Shrinkage						
Girder	-114,42	133,164	0,10288	0,00199	0,00199	-0,6950
Deck	55,8219	-64,969	-0,0502	-9,7E-4	-9,7E-4	0,33912
Creep	-302,13	351,639	0,27168	0,00526	0,00526	-1,8355
Relaxation	-18,043	20,9995	0,01622	3,14E-4	3,14E-4	-0,1096
TOTAL PERMANENT			0,34059	0,00659	4,93318	8,20622

SLS FLEXURE
calculated using curvature of uncracked sections

The deflections are calculated from integration of the curvatures along the beam, using the parameters detailed below:

Elastic Modulus at Transfer, E_T = 37,434 kN/mm²

Intermediate Term Elastic Modulus, E_I = 25,6091 kN/mm²

$E_I = E_c / (\psi(t, t_i) + 1)$

Ing. Jorge Regueiro

José María Molinas Roi
Reg. MOPC 2831

rotesma

where $\psi(t,t_i) = 0,46174$ (Article 5.14.2.3.6)]

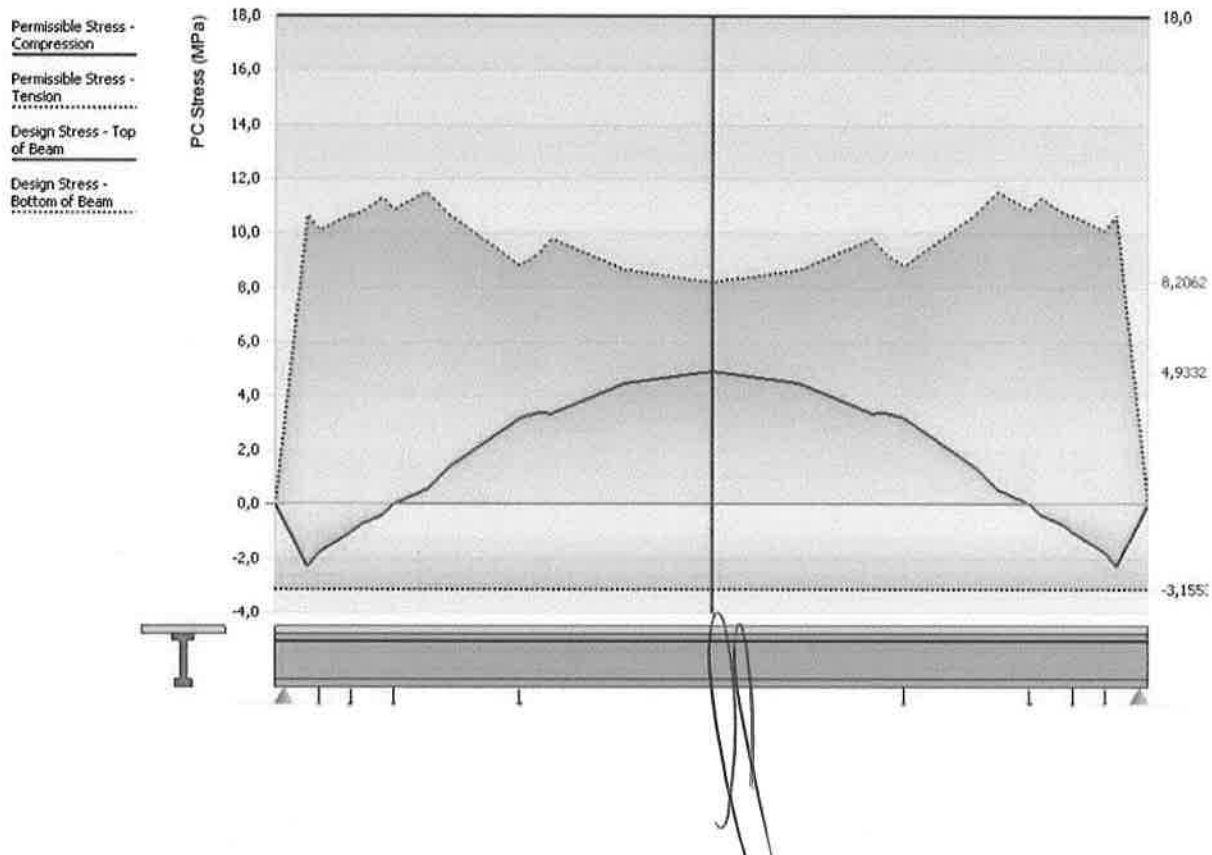
Short Term Elastic Modulus, $E_S = 37,434$ kN/mm²

Precast section height = 1520,0 mm

		Precast Stress (MPa)	E	Strain (x10⁻⁶)	Curvature (x10⁻⁶) (rad/m)	Deflection[1] (mm) Here	Max.
At Transfer	T	-1,478	E_T	-39,482	-347,17	27,4657	Cracked
	B	18,2758		488,214			
At Erection	T	-1,1285	E_I	-44,068	-466,04	35,7992	35,7992
	B	17,0123		664,308			
From in situ 1A	T	6,05514	E_S	161,755	220,743	-13,817	-13,817
	B	-6,5051		-173,77			

Stress limit at transfer (-1,33MPa) to exceeded. [Article 5.9.4.1.2]

[1] Deflection 'Cracked' indicates tensile stress at one or more sections along the beam exceeds the stress limit at transfer.



Ing. Jorge Regueiro

CONSORCIO

Río Tembey

Ing. José María Molinas Rojas
Reg. MOPC 2831

rotesma

Tensión en estado límite de servicio I – cargas vivas

Section details:

Ref 1 "Section 1"
at 0,5 x span = 0,5 x 25 = 12,5 m from left end of beam

Design Code:

AASHTO LRFD Bridge Design Specifications
Seventh Edition with 2016 Interim Revisions

Analysis:

Live Load Bending Moments
Transient Load BM 2
Limit State - Service I
& Service III
for Normal environment conditions [A5,9,4,2,2b]

ACTUAL STRESSES IN PRECAST BEAM

---

18 tendons are fully bonded at this section
0 tendons are fully debonded at this section
0 tendons are harped at this section

INITIAL PRESTRESS

height mm	No of tendons	f_{pu} MPa	area mm²	% of f_{pu}	initial force kN
60,0	8	1900,0	140,0	75,0	1596,0
105,0	8	1900,0	140,0	75,0	1596,0
150,0	2	1900,0	140,0	75,0	399,0
TOTAL	18				3591,0

Transverse Eccentricity

Tendon layout is symmetrical about the vertical centroidal axis.

INITIAL RELAXATION - Article 5.9.5.4.4b

Data has the time from stressing to transfer set to zero, indicating that initial relaxation is not required to be calculated here.

height mm	No of tendons	f_{pj}	f_{py} MPa	relax. loss	area mm²	After relaxation force kN	moment kN.m
60,0	8	1425,0	1710,0	0,0	140,0	1596,0	95,76
105,0	8	1425,0	1710,0	0,0	140,0	1596,0	167,58
150,0	2	1425,0	1710,0	0,0	140,0	399,0	59,85
TOTAL	18					3591,0	323,19

Moment about the centroid of the precast beam:

M_x = 323,19-(3591,0*0,787224)
= -2503,733 kN.m

Corresponding stresses:

top stress = 3591/418,14+-2503,73[illegible]1,6052E8
= 8,5880327+-15,5979[illegible]
= -7,00987 MPa

bottom stress = 3591/418,14+-2503,73[illegible]-1,494E8
= 8,5880327+16,756906[illegible]
= 25,3449 MPa

Self weight moment:

c.s.a. = 4,181E5 mm²
density = 25,0 kN/m³
self weight = 4,181E5*25,0
= 10,4535 kN/m
beam length = 25,0 m
distance = 12,5 m
M_{sw} = 0,5*10,4535*12,5*(25,0-12,5)

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Ing. José María Molinas Rojas
Reg. MOPC 2831

rotesma

= 816,68 kN.m

Corresponding stresses:

top stress = 816,68/1,6052E8
= 5,0878 MPa

bottom stress = 816,68/-1,494E8
= -5,4658 MPa

ELASTIC SHORTENING LOSSES - Article 5.9.5.2.3a

concrete stresses at mid-span:

stress at top of precast beam = -1,9221 MPa

stress at bottom of precast beam = 19,8791 MPa

depth of precast beam = 1520,0 mm

height mm	No of tendons	conc stress MPa	E_p / E_{ci}	tendon force kN	tendon moment kN.m
60,0	8	19,01852	5,2626	112,09727	6,7258363
105,0	8	18,37309	5,2626	108,29304	11,370769
150,0	2	17,72766	5,2626	26,122202	3,9183303
TOTAL	18			246,51251	22,014936

Moment about the centroid of the precast beam:

M_{ed} = 22,014936-(246,51251*0,787224)
= -172,0457 kN.m

hence top stress = -1,922-246,513/418,14--172,046/1,6052E8
= -1,922-0,5895454--1,071821
= -1,4398 MPa

bottom stress = 19,879-246,513/418,14--172,046/-1,494E8
= 19,879-0,5895454-1,1514623
= 18,1381 MPa

After a further 2 iterations of the above process, the top and bottom stresses are as follows:

top stress = -1,47795 MPa

bottom stress = 18,2758 MPa

REFINED ESTIMATES OF TIME-DEPENDENT LOSSES - Article 5.9.5.4

Elastic modulus of prestressing steel: E_p = 197,0 kN/mm²

Total effective tendon area: A_{ps} = 2520,0 mm²

Elastic modulus of concrete at transfer: E_{ci} = 37,434 kN/mm²

Percentage relative humidity: H = 75,0 %

Humidity factor for creep: k_{hc} = 1,56-0,008H = 0,96

Humidity factor for shrinkage: k_{hs} = 2,00-0,014H = 0,95

Age at the end of curing: t_c = 3,0 day

Age at transfer: t_i = 4,0 day

Age at in-situ casting: t_d = 28,0 day

Final age: t_f = 120,0 day

Comp. strength of conc. at 1st loading: f'_{ci} = 40,0 MPa (= 5,802 KSI)

Factor for the effect of concrete strength: $k_f = \frac{35,0}{7+f'_{ci}} = \frac{35,0}{7+40,0}$ = 2,7341

Time factor for creep at final time: $k_{tdc,f,i}$

$$= \frac{t_f - t_i}{12*\left[\frac{100-4*f'_{ci}}{f'_{ci}+20}\right] + t_f - t_i}$$

$$= \frac{120,0-4,0}{12*\left[\frac{100-4*5,8}{5,8+20}\right] + 120,0-4,0}$$

= 0,7645

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Ing. José María Molinas Rojas
Reg. MOPC 2831

rotesma

Time fac. for shrinkage at final time: $k_{tds,f,i} = \frac{t_f - t_c}{12*\left[\frac{100-4*f'_{ci}}{f'_{ci}+20}\right] + t_f - t_c}$

$= \frac{120,0-3,0}{12*\left[\frac{100-4*5,8}{5,8+20}\right] + 120,0-3,0}$

$= 0,7661$

Losses: Time of Transfer to Time of Deck Placement - Article 5.9.5.4.2

Gross area of section: $A_g = 4,18E5$ mm²

Perimeter of section: $p = 4853,9$ mm

Volume to surface ratio: $V/S = A_g/p = 86,146$ mm

Factor for the effect of the volume: $k_s = 1,45-0,0051*(V/S) = 1,0107$

Creep coefficient at final time:

$\psi_b(t_f, t_i) = 1,9*k_s.k_{hc}.k_f.k_{tdc,f,i}.t_i^{-0,118}$

$= 1,9*1,0107*0,96*2,7341*0,7645*4,0^{-0,118}$

$= 3,272$

Inertia of the gross concrete section: $I_g = 1,18E11$ mm⁴

Eccentricity of prestressing force: $e_{pg} = -697,18$ mm

Transformed section coefficient:

$K_{id} = \frac{1}{1 + \frac{E_p}{E_{ci}}.\frac{A_{ps}}{A_g}\left[1+\frac{A_g.e_{pg}^2}{I_g}\right].[1+0,7*\psi_b(t_f,t_i)]}$

$= \frac{1}{1 + \frac{197,0}{37,434}*\frac{2520,0}{4,18E5}\left[1+\frac{4,18E5*-697,2^2}{1,2E11}\right]*(1+0,7*3,272)}$

$= 0,77840$

Time factor for creep at deck placement:

$k_{tdc,d,i} = \frac{t_d - t_i}{12*\left[\frac{100-4*f'_{ci}}{f'_{ci}+20}\right] + t_d - t_i}$

$= \frac{28,0-4,0}{12*\left[\frac{100-4*5,8}{5,8+20}\right] + 28,0-4,0}$

$= 0,401$

Time factor for shrinkage at deck placement:

$k_{tds,d,i} = \frac{t_d - t_c}{12*\left[\frac{100-4*f'_{ci}}{f'_{ci}+20}\right] + t_d - t_c}$

$= \frac{28,0-3,0}{12*\left[\frac{100-4*5,8}{5,8+20}\right] + 28,0-3,0}$

$= 0,411$

Ing. Jorge Reguairo

Ing. José María Molinas Rojas
Regt. MOPC 2831

rotesma

Shrinkage of Girder Concrete - Article 5.9.5.4.2a

Concrete shrinkage strain of girder: $\varepsilon_{bid} = k_s \cdot k_{hs} \cdot k_f \cdot k_{tds,d,i}$
*0,00048

=

1,009*0,95*0,73*0,41*0,00048

= 1,393E-4

Loss of prestress = $\varepsilon_{bid} \cdot E_p \cdot K_{id}$
= 1,39E-4*197,0*0,87741
= 24,075 MPa
= Δf_{pSR}

Total shrinkage loss of force = $\Delta f_{pSR} \cdot A_{ps}$
= 24,0751*2520,0
= 60,6692 kN

Corresponding gain of moment = 60,6692*0,09005
(about y = 0) = 5,46303 kN.m

Moment about the centroid of the composite beam:
M_{sh} = 5,46303-
(60,6692*0,78722)

= -42,297 kN.m

Corresponding stresses:
top stress = 60,6692/418140+-42,2973/1,605E8
= 0,1450931+-0,263506
= -0,118413 MPa

bottom stress = 60,6692/418140+-42,2973/-1,494E8
= 0,1450931-0,2830858
= 0,428179 MPa

Creep of Girder Concrete - Article 5.9.5.4.2b

Creep coefficient at deck placement:
$\psi_b (t_d, t_i) = 1,9 k_s \cdot k_{hc} \cdot k_f \cdot k_{tdc,d,i} \cdot t_i^{-0,118}$
= 1,9*1,0*0,96*0,7351*0,4019*4,0$^{-0,118}$
= 0,4575

Concrete stress at the center of gravity of prestressing tendons:
concrete stresses at transfer:
at top of precast beam = -1,921 MPa
at bottom of precast beam = 19,878 MPa
at center of gravity of prestress: f_{cgp} = 18,5866 MPa

Loss of prestress = $\frac{E_p}{E_{ci}} \cdot f_{cgp} \cdot \psi_b (t_d, t_i) \cdot K_{id}$
= $\frac{197,0}{37,434}$*18,587*0,4575*0,8893
= 39,8037 MPa
= Δf_{pCR}

Total creep loss of force = $\Delta f_{pCR} \cdot A_{ps}$
= 39,8037*2520,0
= 100,305 kN

Corresponding loss of moment = 100,305*0,09005
= 9,03212 kN.m
(about y = 0)

Moment about the centroid of the composite beam:
M_{cr} = 9,03212-
(100,305*0,78722)

= -69,931 kN.m

Corresponding stresses:
top stress = 100,305/4,181E5+-69,931/1,60517E8
= 0,23988+-0,4356
= -0,1957 MPa

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Ing. José María Molinas P
Reg. MOPC 283

rotesma

bottom stress = 100,305/4,181E5+-69,931/-1,4941E8
= 0,23988+0,46803
= 0,70791 MPa

Relaxation of Prestressing Strands - Article 5.9.5.4.2c

Stress in tendons after transfer: f_{pt} = 1334,91 MPa
Yield strength of prestressing steel: f_{py} = 1710,0 MPa
Time between tensioning and deck placement: $t = t_s - t_i$ = 28,0- 4,0 = 24,0day
Factor for relaxation steel type: K'_L = 45,0 (low relaxation)

$$\text{Loss of prestress} = \frac{f_{pt}}{K'_L}.\frac{\log(24t)}{\log(24t_i)}.\left[\frac{f_{pt}}{f_{py}} - 0,55\right].\left[1-\frac{3(\Delta f_{pSR}+\Delta f_{pCR})}{f_{pt}}\right].K_{id}$$

$$= \frac{1334,9}{45,0}*\frac{\log(24*24,0)}{\log(24*4,0)}*\left[\frac{1334,9}{1710,0}-0,55\right]\left[1-\frac{3*(24,075+39,804)}{1334,9}\right]*0,87$$

= 7,15995 MPa

= Δf_{pR1}

Total relaxation loss of force = Δf_{pR1} . A_{ps}
= 7,1599*2520,0
= 18,043074 kN

Corresponding loss of moment = 18,043* 0,09
= 1,6247093 kN.m
(about y = 0)

Moment about the centroid of the composite beam:
M_{rx} = 1,62471-(18,0431*0,7872)
= -12,579 kN.m

Corresponding stresses:
top stress = 18,0431/418140+-12,5792/1,605E8
= 0,0431508+-0,078367
= -0,0352161 MPa

bottom stress = 18,0431/418140+-12,5792/-1,494E8
= 0,0431508+0,0841899
= 0,127341 MPa

Erection of beam Loading

Bending moment from erection loadcase at current span location:
$M_{Applied}$ = 816,67969 kN.m
Corresponding stresses:
top stress = 816,67969/1,6052E8
= 5,0878 MPa
bottom stress = 816,67969/-1,494E8
= -5,4658 MPa

Remove the dead load applied for transfer calculations
M_{sw} = -816,68 kN.m
Corresponding stresses:
top stress = -816,68/1,6052E8
= -5,0878 MPa
bottom stress = -816,68/-1,494E8
= 5,46585 MPa

Construction stage 1A Loading

$M_{Applied}$ = 971,95374 kN.m
Corresponding stresses:
top stress = 971,95374/1,6052E8
= 6,05514 MPa

Ing. José María Molinas Rojas
Reg. MOPC 2831

Ing. Jorge Regueiro

rotesma

bottom stress = 971,95374/-1,494E8
= -6,5051 MPa

Losses: Time of Deck Placement to Final Time - Article 5.9.5.4.3

Gross composite section area: A_c = 9,46E5 mm²
Perimeter of section: p = 8893,9 mm
Volume to surface ratio: $V/S = A_c / p$ = 106,38 mm
Factor for the effect of the volume: k_s = 1,45-0,0051*(V/S) = 1,0
Creep coefficient at final time:

$$\psi_b(t_f, t_i) = 1{,}9 k_s . k_{hc} . k_f . k_{tdc,f,i} . t_i^{-0{,}118}$$
$$= 1{,}9*1{,}0*0{,}96*2{,}734*0{,}764*4{,}0^{-0{,}118}$$
$$= 3{,}2375$$

Inertia of the net concrete section: I_c = 2,9E11 mm⁴
Eccentricity of prestressing force: e_{pc} = 1167,5 mm
Transformed section coefficient:

$$K_{df} = \frac{1}{1 + \frac{E_p}{E_{ci}} . \frac{A_{ps}}{A_c} \left[1 + \frac{A_c . e_{pc}^2}{I_c}\right] . [1+0{,}7*\psi_b(t_f, t_i)]}$$

$$= \frac{1}{1 + \frac{197{,}0}{37{,}434} * \frac{2520{,}0}{9{,}46E5} \left[1 + \frac{9{,}46E5*1167{,}5^2}{2{,}9E11}\right] * (1+0{,}7*3{,}2375)}$$

$$= 0{,}79834$$

Shrinkage of Girder Concrete - Article 5.9.5.4.3a

Concrete shrinkage strain of girder: $\varepsilon_{bdf} = k_s . k_{hs} . k_f . k_{tds,f,i}$
*0,00048
=
1,009*0,95*0,73*0,76*0,00048
= 2,592E-4

Loss of prestress = $\varepsilon_{bdf} . E_p . K_{df}$
= 2,59E-4*1,97E8*0,88931
= 45,4033 MPa
= Δf_{pSD}

Total shrinkage loss of force = $\Delta f_{pSD} . A_{ps}$
= 45,4033*2520,0
= 114,416 kN

Corresponding gain of moment = 114,416*0,09005
(about y = 0) = 10,3027 kN.m

Moment about the centroid of the composite beam:
M_{sh} = 10,3027-(114,416*1,2539)
= -133,16 kN.m

Corresponding stresses:
top stress = 114,416/953132+-133,164/1,091E9
= 0,1200423+-0,122033
= -0,00199149 MPa

bottom stress = 114,416/953132+-133,164/-2,316E8
= 0,1200423+0,5750462
= 0,695089 MPa

Creep of Girder Concrete - Article 5.9.5.4.2b

Creep coefficient at deck placement:

$$\psi_b(t_d, t_i) = 1{,}9 k_s . k_{hc} . k_f . k_{tdc,d,i} . t_i^{-0{,}118}$$
$$= 1{,}9*1{,}0091*0{,}96*0{,}7351*0{,}4019*4{,}0^{-0{,}118}$$
$$= 0{,}4617$$

Creep coefficient at final time:

$$\psi_b(t_f, t_d) = 1{,}9 k_s . k_{hc} . k_f . k_{tdc,f,i} . t_d^{-0{,}118}$$
$$= 1{,}9*1{,}0091*0{,}96*0{,}7351*0{,}7203*28{,}0^{-0{,}118}$$
$$= 0{,}6578$$

José María Molinas Roja
Reg. MOPC 2831

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

rotesma

Concrete stress at the center of gravity of prestressing tendons:
concrete stresses at transfer:
at top of precast beam = -1,921 MPa
at bottom of precast beam = 19,878 MPa
at center of gravity of prestress: f_{cgp} = 18,5866 MPa

Change in concrete stress at centroid of prestressing strands:
concrete stress change after permanent loads:
at top of precast beam = 0,18819 MPa
at bottom of precast beam = 14,7097 MPa
Δf_{cd} = 13,8494 MPa

$$\text{Loss of prestress} = \frac{E_p}{E_{ci}} * f_{cgp} * \left[\psi_b (t_f, t_i) - \psi_b (t_d, t_i) \right] * K_{df} + \frac{E_p}{E_c} * \Delta f_{cd} * \cup_b (t_f, t_d) * K_{df}$$

$$= \frac{197,0}{37,434} * 18,5866 * (0,87842 - 0,46174) * 0,87741 + \frac{197,0}{18,717} * 13,8494 * 0,65781 * 0,87741$$

$$= 119,894 \text{ MPa} = \Delta f_{pCD}$$

Total creep loss of force = $\Delta f_{pCD} * A_{ps}$
= 119,894*2520,0
= 302,132 kN

Corresponding loss of moment = 302,132*0,09005
= 27,2059 kN.m
(about y = 0)

Moment about the centroid of the composite beam:
M_{cr} = 27,2059-(302,132*1,2539)
= -351,64 kN.m

Corresponding stresses:
top stress = 302,132/9,531E5+-351,64/1,09121E9
= 0,31698+-0,3222
= -0,0053 MPa

bottom stress = 302,132/9,531E5+-351,64/-2,3157E8
= 0,31698+1,51849
= 1,83548 MPa

Relaxation of Prestressing Strands - Article 5.9.5.4.3c

Loss of prestress = Δf_{pR1}
= 7,15995 MPa
= Δf_{pR2}

Total relaxation loss of force = $\Delta f_{pR2} . A_{ps}$
= 7,1599*2520,0
= 18,043074 kN

Corresponding loss of moment = 18,043* 0,09
= 1,6247093 kN.m
(about y = 0)

Moment about the centroid of the composite beam:
M_{rx} = 1,62471-(18,0431*1,2539)
= -21,0 kN.m

Corresponding stresses:
top stress = 18,0431/953132+-20,9995/1,091E9
= 0,0189303+-0,019244
= -0,000314051 MPa

bottom stress = 18,0431/953132+-20,9995/-2,316E8

Ing. José María Molinas Rojas
Reg. MOPC 2831

Ing. Jorge Regueiro

rotesma

= 0,0189303+0,0906829
= 0,109613 MPa

Shrinkage of Deck Concrete - Article 5.9.5.4.3d

Concrete shrinkage strain of girder: $\varepsilon_{ddf} = k_s \cdot k_{hs} \cdot k_f \cdot k_{tds,f,i}$ *0,00048

=

1,0*0,95*0,73*0,76*0,00048

= 2,568E-4

Creep coefficient at final time:

$\psi_b (t_f, t_d) = 1,9 k_s \cdot k_{hc} \cdot k_f \cdot k_{tdc,f,i} \cdot t_d^{-0,118}$
$= 1,9*1,0*0,96*0,7351*0,7203*28,0^{-0,118}$
$= 0,6518$

Change in concrete stress at centroid of prestressing strands:

Area of deck concrete: $A_d = 5,28E5$ mm²
Perimeter of section: $p = 5240,0$ mm
Volume to surface ratio: $V/S = A_d/p = 100,76$ mm
Factor for the effect of the volume: $k_s = 1,45-0,0051*(V/S) =$ 1,4298
Modulus of elasticity of deck concrete: $E_{cd} = 37,434$ mm²
Eccentricity of the deck: $e_d = 372,459$ mm³

$$\Delta f_{cdf} = \frac{\varepsilon_{ddf} \cdot A_d \cdot E_{cd}}{[1+0,7\psi_b (t_f, t_d)]} \left[\frac{1}{A_c} \quad \frac{e_{pc} \cdot e_d}{I_c} \right]$$

$$= \frac{2,6E-4*5,28E5*37,434*1000}{[1+0,7*0,6518]} \left[\frac{1}{9,53E5} \quad \frac{1163,86*372,459}{2,9E11} \right]$$

= -1,5466 MPa

$$\text{Loss of prestress} = \frac{E_p}{E_c} \cdot \Delta f_{cdf} \cdot K_{df} \cdot [1+0,7\psi_b (t_f, t_d)]$$

$$= \frac{197,0}{18,717} * -1,5466*0,88931 * (1+0,7*0,65187)$$

= -21,083 MPa
= Δf_{pss}

Total shrinkage gain of force = $\Delta f_{pss} \cdot A_{ps}$
= -21,083*2520,0
= -53,129 kN

Corresponding gain of moment (about $y = 0$) = -53,129*0,09005
= -4,7841 kN.m

Moment about the centroid of the composite beam:
M_{sh} = -4,7841-(-53,129*1,2539)
= 61,8345 kN.m

Corresponding stresses:
top stress = -53,129/953132+61,8345/1,091E9
= -0,055741+0,0566662
= 0,000924744 MPa

bottom stress = -53,129/953132+61,8345/-2,316E8
= -0,055741+-0,267021
= -0,322763 MPa

SDL non-structural concrete etc. Loading

$M_{Applied}$ = 868,56283 kN.m
$P_{Applied}$ = -117,7665 kN

Ing. José María Molinas Rojas
Reg. MOPC 2831

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

rotesma

Corresponding stresses:
top stress = -117,7665/953132,1 + 868,56283/1,0912E9
= -0,1235 + 0,79596
= 0,67240 MPa
bottom stress = -117,7665/953132,1 + 868,56283/-2,316E8
= -0,1235 + -3,751
= -3,8743 MPa

Transient Load BM 2 Loading

$M_{applied}$ = 1652,56 kN.m for Service-I
1322,05 kN.m for Service-III
$N_{applied}$ = -307,97 kN for Service-I
-246,37 kN for Service-III

Corresponding stresses:
top stress = -307,97/9,531E5 + 1652,56/1,0912E9 Service-I
= -0,3231 + 1,51443
= 1,19133 MPa
bottom stress = -246,37/9,531E5 + 1322,05/-2,316E8 Service-III
= -0,2584 + -5,709
= -5,9675 MPa

PERMISSIBLE STRESSES IN PRECAST BEAM

Compression

Article 5.9.4.2.1 for permanent & transient loads
Permissible compression stress = 0,6 * f'_c
= 0,6*40
= 24,0 MPa

Tension

Article 5.9.4.2.2
Component is subject to normal exposure conditions.
Permissible tension stress = -0,498 * λ * $\sqrt{f'_c}$ >= -4,137 MPa
= -0,498 * 1,0 * √40
= -3,15469 MPa

PERMISSIBLE STRESSES FOR CAST IN PLACE CONCRETE

Compression

Article 5.9.4.2
char. strength of c.i.p. concrete = 40,0 MPa
stress limitation factor = 0,6
permissible compression stress = 0,6*f_{cu}
= 0,6 * 40
= 24,0 MPa

Tension

Article 5.7.3.4
Flexural tensile stresses may need to be limited by cracking considerations
in accordance with article 5.7.3.4.
However, no tensile stress is present at this section.

SERVICE LIMIT STATE - STRESS SUMMARY TABLE
minimum for girder bottom extreme fiber

Note: The reinforcement has only been included in the calculation of the stresses after the cast in place 1A/1B stage.

	force kN	moment kN.m	Concrete Stresses (MPa) Cast In Place top	bottom	Precast top	bottom
Prestress	3591,0	-2503,7			-7,0099	25,3449
Self Weight		815,68			5,0878	-5,4658
Prestress + Self Wt.					-1,9221	19,8791
Elastic Def	-227,02	158,437			0,44412	-1,6033
TRANSFER	3363,98	-1528,1			-1,478	18,2758

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Ing. José María Molinas Rojas
Reg. MOPC 2831

rotesma

Erection		0,0			0,0	0,0
C.I.P. Stage 1A		971,954			6,05514	-6,5051
Time-Dependent Losses						
Time of Transfer to Time of Deck Placement						
Shrinkage	-60,669	42,2973			0,11841	-0,4281
Creep	-100,31	69,9308			0,19577	-0,7079
Relaxation	-18,043	12,5792			0,03522	-0,1273
Time of Deck Placement to Final Time						
Shrinkage						
Girder	-114,42	133,164	0,10288	0,00199	0,00199	-0,6950
Deck	55,8219	-64,969	-0,0502	-9,7E-4	-9,7E-4	0,33912
Creep	-302,13	351,639	0,27168	0,00526	0,00526	-1,8355
Relaxation	-18,043	20,9995	0,01622	3,14E-4	3,14E-4	-0,1096
Utilities etc.		868,563	1,45404	0,79596	0,79596	-3,7507
	-117,77		-0,1235	-0,1235	-0,1235	-0,1235
(Diff. Shr. 1	-55,822	64,9687	0,0	0,0	9,72E-4	-0,3391)
(Diff. Shr. 2		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0)
(Differential shrinkage is not adverse or not specified						)
TOTAL PERMANENT			1,67108	0,67900	5,60559	4,33193
(γ_{TG} = 0,5)						
Temp Grad P1	-1037,0	-418,83	2,81518	-0,7164	-0,7164	0,72062
Temp Grad R1	207,409	83,7667	-0,5630	0,14328	0,14328	-0,1441
Temp Grad R2		0,01687	2,82E-5	1,55E-5	1,55E-5	-7,3E-5
(Temperature restraint is not adverse or not specified						)

TRANSIENT LOADS

Transient Load BM 1- I		0,0	0,0		0,0	
- III		0,0		0,0		0,0
Transient Load BM 2- I		1652,56	2,76651		1,51443	
	-307,97		-0,3231		-0,3231	
- III		1322,05		1,21155		-5,709
	-246,37			-0,2584		-0,2584
Transient Load BM 3- I		0,0	0,0		0,0	
- III		0,0		0,0		0,0
Transient Load BM 4- I		1652,56	2,76651		1,51443	
	-308,06		-0,3232		-0,3232	
- III		1322,05		1,21155		-5,709
	-246,45			-0,2585		-0,2585
Transient Load BM 5- I		0,0	0,0		0,0	
- III		0,0		0,0		0,0
Transient Load BM 6- I		0,0	0,0		0,0	
- III		0,0		0,0		0,0

TOTAL PERMANENT LOAD + TRANSIENT LOAD

Transient Load BM 2		3,55148	0,91565	6,08051	-1,7798
Transient Load BM 4		3,55138	0,91557	6,0804	-1,7799

SLS FLEXURE
calculated using curvature of uncracked sections

The deflections are calculated from integration of the curvatures along the beam, using the parameters detailed below:
(Note that the reported values of deflections for live loadings are exaggerated when these are derived from enveloped effects)

Elastic Modulus at Transfer, E_T = 37,434 kN/mm²

Intermediate Term Elastic Modulus, E_I = 25,6091 kN/mm²

$E_I = E_c / (\psi(t,t_i)+1)$
where $\psi(t,t_i)$ = 0,46174 [Article 5.14.2.3.6)]

José María Molinas Reg. MOPC 28

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO Río Tembey

rotesma

Effective Elastic Modulus for time dependant effects, E_E = 30,1055 kN/mm²

$E_E = E_S . (\psi_{tc\%} + ((1-\psi_{tc\%}) / (1 + \chi.\psi)))$

ψ = creep factor = 0,87842

$\psi_{tc\%}$ = percentage of creep occurring before c.i.p. deck added = 0,46174/0,87842 = 52,5647%

χ = ageing factor, taken as 0,8

Short Term Elastic Modulus, E_S = 37,434 kN/mm²

Precast section height = 1520,0 mm

		Precast Stress (MPa)	E	Strain (x10⁻⁶)	Curvature (x10⁻⁶) (rad/m)	Deflection[1] (mm) Here	Max.
At Transfer	T	-1,478	E_T	-39,482	-347,17	27,4587	Cracked
	B	18,2758		488,214			
At Erection	T	-1,1285	E_I	-44,068	-466,04	35,8941	35,8941
	B	17,0123		664,308			
Long-term Dead	T	5,60559					
	B	4,33193					
Dead Stress Increment	T	7,06354	E_E	235,291	459,512	-29,195	-29,195
	B	-13,944		-463,17			
Total Dead Load deflection					112,344	-1,7365	0,0
Transient Load BM 2-I	T	1,19133	E_S	31,8247	152,035	-9,6506	-9,6506
	B	-7,4594		-199,27			
Extreme in-service					264,379	-11,387	-11,387

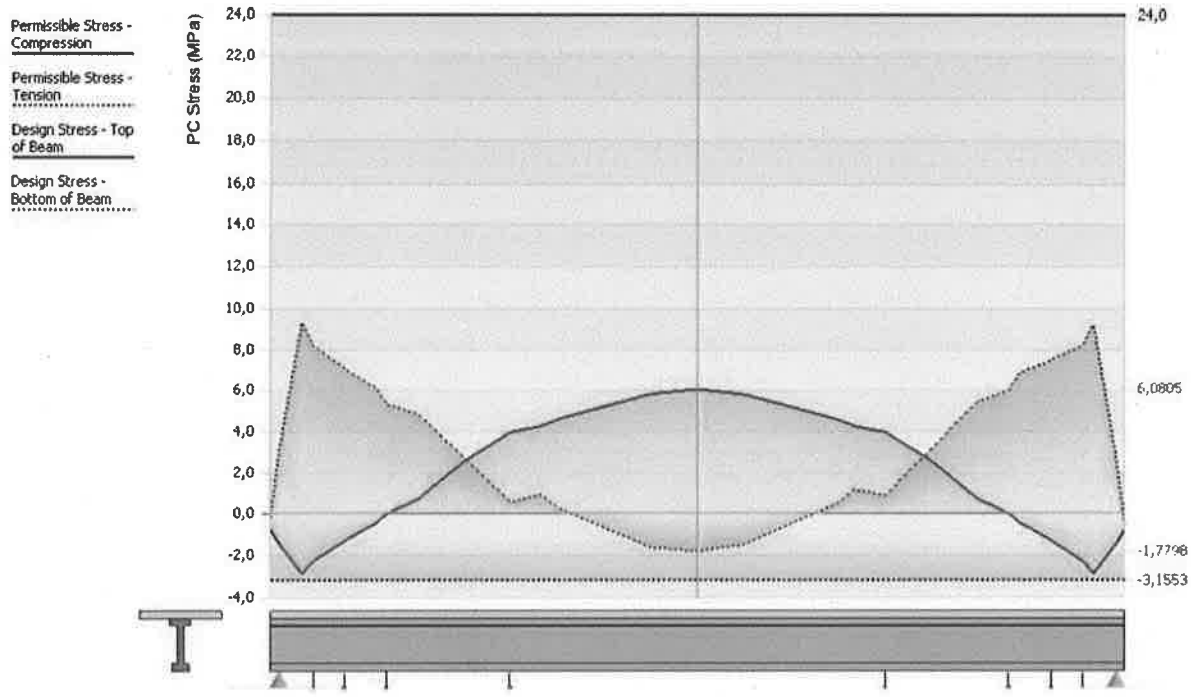
Stress limit at transfer (-1,38MPa) is exceeded. [Article 5.9.4.1.2]

[1] Deflection 'Cracked' indicates tensile stress at one or more sections along the beam exceeds the stress limit at transfer.

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Ing. José María Molinas Rojas
Reg. MOPC 2831

rotesma



Momento en estado límite de resistencia I

Section details:

Ref 1 "Section 1"

at 0,5 x span = 0,5 x 25 = 12,5 m from left end of beam

Design Code:

AASHTO LRFD Bridge Design Specifications

Seventh Edition with 2016 Interim Revisions

Analysis:

Live Load Bending Moments

Transient Load BM 1

Limit State - Strength I

Strength Limit State Stress/Strain summary for section with NEGATIVE moment

---

height of neutral axis = 192,776 mm

depth in compression = 192,776 mm

Resistance Factor (ϕ) from Article 5.5.4.2.1

Type of force effect is:

Tension-controlled reinforced concrete:

ϕ = 0,90

Ing. José María Molinas Rojas
Reg. MOPC 2831

Location		strain	stress	height
		MPa	mm	
Precast beam	*- top*	-0,020654	0,0	1520,0

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

rotesma

	- bottom	0,003	33,9999	0,0
C.I.P. stage 1	*- top*	-0,024078	0,0	1740,0
	- bottom	-0,020654	0,0	1520,0
Tendon	*- top*	-0,006131	-1207,9	150,0
	- bottom	-0,0047	-925,8	60,0
Reinforcement	*- top*	-0,020032	-500,0	1480,0
	- bottom	0,002362	400,0	41,0

Ultimate Strength capacity of section = 280,304*0,9
= 252,274 kN.m
In conjunction with axial load of -183,92 kN

Strength Limit State Stress/Strain summary for section with POSITIVE moment

---

height of neutral axis = 1657,98 mm
depth in compression = 82,0244 mm

Resistance Factor (ϕ) from Article 5.5.4.2.1
Type of force effect is:
Tension-controlled prestressed concrete:
ϕ = 1,00

Location		strain MPa	stress mm	height
Precast beam	*- top*	-0,005046	0,0	1520,0
	- bottom	-0,06064	0,0	0,0
C.I.P. stage 1	*- top*	0,003	33,9999	1740,0
	- bottom	-0,005046	0,0	1520,0
Tendon	*- top*	-0,061951	-1900,0	150,0
	- bottom	-0,065211	-1900,0	60,0
Reinforcement	*- top*	-0,006509	-500,0	1480,0
	- bottom	-0,05914	-500,0	41,0

Ultimate Strength capacity of section = 8202,7*1
= 8202,7 kN.m
In conjunction with axial load of -183,92 kN

SUMMARY OF APPLIED LOADINGS

	BENDING MOMENT kN.m	AXIAL kN
Erection loading before composite =	1020,8496	0,0
Erection loading to stage 1ª =	1214,9422	0,0
Utility loading etc. =	1085,7035	-147,2081
Transient loading =	2891,9795	-538,9406

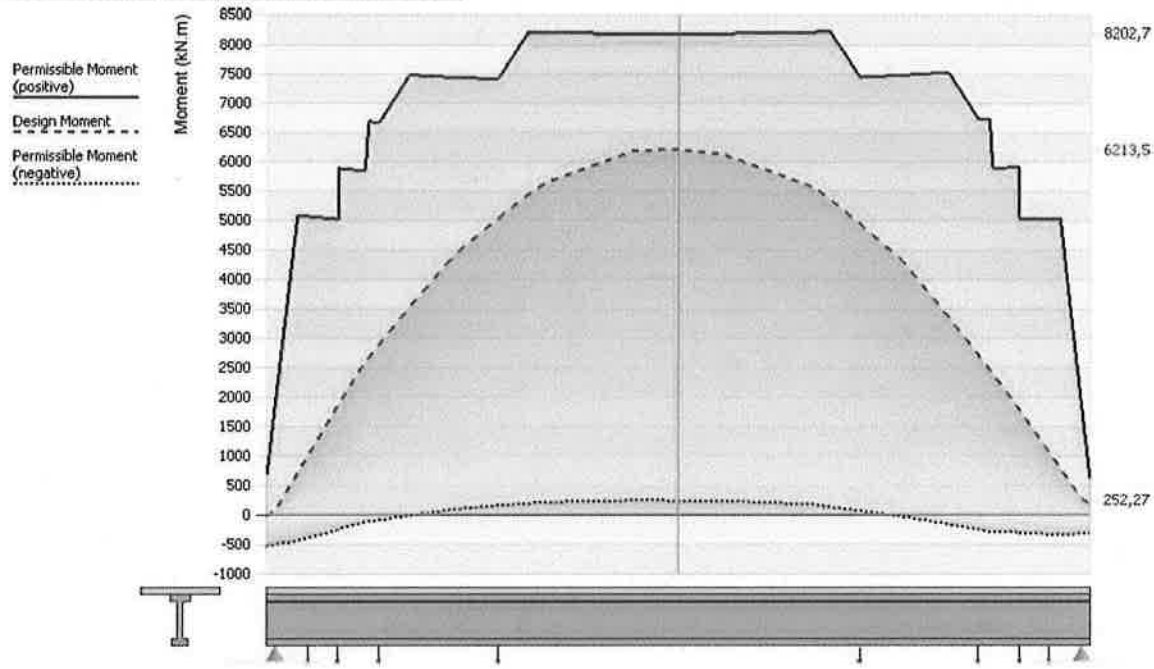
Ing. José María Molinas Roj
Reg. MOPC 2831

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

rotesma

TOTAL	6213,4749	-686,1487

Note:
The following effects are not considered (article 3.4.1) – differential settlement temperature gradient



My_{total} = 6213,50 kN.m < 8202,70 kN.m

Cortante

Section details:

Ref 1 "Section 1"
at 0,99 x span = 0,99 x 25 = 24,75 m from left end of beam

Design Code:

AASHTO LRFD Bridge Design Specifications
Seventh Edition with 2016 Interim Revisions

Analysis:

Shear Forces and associated Bending Moments
Transient Load SF + assoc. BM 1
Limit State - Strength I

SUMMARY OF APPLIED LOAD EFFECTS

	SHEAR FORCE kN	BENDING MOMENT kN.m	AXIAL LOAD kN
Erection loading before composite =	-134,1831	36,750586	0,0
Erection loading to stage 1A =	159,71011	43,740982	0,0
Wearing surface loading =	0,0	0,0	0,0
Utility loading etc =	197,9719	-187,5056	107,05388
Transient loading:			
Max SF + associated BM =	472,28211	1310,3591	-105,0957
Max BM + associated SF =	322,72268	398,96668	-344,8851
TOTAL - Max SF + associated BM:	695,78102	1203,3451	1,9581826
- Max BM + associated SF:	548,2216	291,95265	-237,8313

Ing. José María Molinas Rojas
Reg. MOPC 2831

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

rotesma

Note:
The following effects are not considered (article 3.4.1) -
differential settlement
temperature gradient

The current section is closer to the support than the critical section for shear (article 5.8.3.2). The shear forces in the table are therefore the values at the critical section for shear.

Article 5.8.3
Transverse Shear Reinforcement

The *'maximum SF with associated BM'* loadcase is critical at this section.

factored shear force V_u = 695,781 kN
factored moment M_u = 1203,35 kN.m

The factored moment at this section is positive, and so the following calculations relate to the section as defined

Calculate effective shear depth, d_v - Article 5.8.2.9

overall depth of section h = 1740,0 mm
compression fiber to tension force centroid d_e = 1503,2 mm
resistance moment of section (no axial load) M_r = 5132,99 kN.m
total tension force T = 3465,03 kN
distance from resultant tension to compression = M_r / T
= 1,48137 m

$0,9*d_e$ = 0,9*1503,2 = 1352,88 mm
$0,72*h$ = 0,72*1740,0 = 1252,8 mm
hence, effective shear depth, d_v = 1481,37 mm

Critical section for shear - Article 5.8.3.2

angle of compressive stress (see below) θ = 29,0°

$0,5*d_v .\cot(\theta)$ = 0,5*1481,37*1,80405
= 1336,23 mm
critical section for shear is larger of d_v and 1336,23 mm
hence, critical section for shear:
from face of support = 1,48137 m
from end of the beam = 22,769 m

Determine β and θ - Article 5.8.3.4

Shear stress on the concrete - 5,8,2,9-1

Resistance factor for shear [A5,5,4,2] φ = 0,9
Vertical component of prestress at section V_p = 0,0 kN

$$v = \frac{V_u - \varphi.V_p}{\varphi.b_v.d_v} = \frac{695,781 - 0,9*0,0}{0,9*0,174*1,48137} = 2,99929 \text{ MPa}$$

Factored axial force N_u = 237,831 kN
Area of prestress steel on tension side A_{ps} = 1400,0 mm²
Area of concrete on flexural tension side A_c = 2,198E5 mm²
Area of non-prestress steel on tension side A_s = 805,033 mm²
Modulus of elasticity of tendons E_p = 197,0 kN/mm²
Modulus of elasticity of non-prestress steel E_s = 200,0 kN/mm²
Modulus of elasticity of concrete E_c = 37,434 kN/mm²
f_{po} = 0,7*f_{pu}
= 0,7*1900,0
= 1330,0 MPa
$|V_u - V_p|*d_v$ = 1030,71 kN.m
Factored moment (not less than $|V_u - V_p|d_v$) $|M_u|$ = 1203,35 kN.m

Ing. José María Molinas Rojas
Reg. MOPC 2831

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

rotesma

General procedure: (Article 5.8.3.4.2)

Strain in reinforcement:

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + 0{,}5N_u + |V_u - V_p| - A_{ps} f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \qquad \text{(Eq. 5,8,3,4,2-4)}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\left[\frac{1203{,}3}{1{,}4814} + 0{,}5*237{,}83 + |695{,}78 - \quad 0{,}0| - 1400{,}0* \quad 1{,}33\right]}{200{,}0*805{,}03 + 197{,}0*1400{,}0}$$

$$= -5{,}E{-}4$$

which is less than 0, therefore $\varepsilon_s = 0{,}0$

with at least the minimum amount of shear reinforcement:

$$\beta = \frac{4{,}8}{(1 + 750\varepsilon_s)} = \frac{4{,}8}{(1 + 750*0{,}0)} \qquad \text{(Eq. 5,8,3,4,2-1)}$$

$$= 4{,}8$$

with no shear reinforcement:

$s_x = 0{,}12775$ m

maximum aggregate size: $a_g = 25{,}4$ mm $= 1{,}0$ IN

$$s_{xe} = s_x * \frac{1{,}38}{a_g + 0{,}63} = 0{,}127 * \frac{1{,}38}{1{,}0 + 0{,}63} = 0{,}10815 \text{ m}$$

$$= 4{,}25813 \text{ IN}$$

12,0IN <= s_{xe} <= 80,0IN

$s_{xe} =$ 12,0 IN

$$\beta = \frac{4{,}8}{(1 + 750\varepsilon_s)} * \frac{51}{(39 + s_{xe})} \qquad \text{(Eq. 5,8,3,4,2-2)}$$

$$= \frac{4{,}8}{(1 + 750*0{,}0)} * \frac{51}{(39 + \quad 12{,}0)}$$

$$= 4{,}8$$

$$\theta = 29 + 3500\varepsilon_s \qquad \text{(Eq. 5,8,3,4,2-3)}$$

$$= 29 + 3500* \ 0{,}0$$

$$= 29{,}0^{\circ}$$

Nominal Shear Resistance
Article 5.8.3.3

inclination of the transverse reinforcement, $\alpha = 90{,}0^{\circ}$

nominal shear resistance $V_n = V_c + V_s + V_p$ (5,8,3,3-1)

with at least the minimum amount of shear reinforcement:

$V_c = 0{,}08297*\beta\lambda(\sqrt{f'_c}).b_v.d_v$ (5,8,3,3-3)

Ing. José María Molinas Rojas
Reg. MOPC 2831

Ing. Jorge Regueiro

rotesma

$= 0,08297*4,8*1,0*(\sqrt{40,0})*174,0*1481,4$
$= 649,26$ kN

with no shear reinforcement:

$V_c = 0,08297*\beta\lambda(\sqrt{f'_c}).b_v.d_v$ (5,8,3,3-3)
$= 0,08297*4,8*1,0*(\sqrt{40,0})*174,0*1481,4$
$= 649,26$ kN

$V_p = 0,0$ kN
V_s depends upon the reinforcement present.

Maximum Shear Force
Articles 5.8.2.4 and 5.8.3.3

Maximum value of shear resistance with no transverse reinforcement

$V_{r,no\ links} = 0,5*\varphi.(V_c + V_p)$ (5,8,2,4-1)
$= 0,5*0,9*(649,261+0,0)$
$= 292,167$ kN

Maximum value of shear resistance with transverse reinforcement

$V_{n,max} = 0,25 * f'_c.b_v.d_v + V_p$ (5,8,3,3-2)
$= 0,25 * 40,0*174,0*1481,37 + 0,0$
$= 2577,58$ kN

$V_{r,max} = \varphi.V_{n,max}$
$= 0,9*2577,58$
$= 2319,82$ kN

Transverse Reinforcement Requirements

inclination of the transverse reinforcement, $\alpha = 90,0°$
minimum yield strength of transverse rft $f_y = 500,0$ MPa

Minimum Transverse Reinforcement (article 5.8.2.5):

$$\frac{A_v}{s} >= \frac{0,083*\lambda*\sqrt{f'_c}.b_v}{f_y}$$

$= 0,083*1,0*\sqrt{40,0}*174,0/500,0$
$= 0,1827$ mm²/mm

Shear resistance (article 5.8.3.3) with minimum reinforcement (article 5.8.3.3):

$V_n = V_c + V_s + V_p$

$V_s = A_v/s\ .\ f_y.d_v.(\cot(\theta)+\cot(\alpha)).\sin(\alpha)$ (5,8,3,3-4)

$V_{s,min} = 0,18275*\ 500,0*1481,37*1,80405$

$= 244,196$ kN

therefore,

$V_{n,min} = 649,277 + 244,196 + 0,0$
$= 893,473$ kN
$\varphi.V_{n,min} = 0,9*893,473$
$= 804,126$ kN

Additional transverse reinforcement for shear (article 5.8.3.3):

V_u is less than $\varphi V_{n,min}$, therefore minimum reinforcement only is required

Link arrangement:

size	diameter mm	Maximum spacing mm 2 legs	4 legs
10	11,3	1098,3	2196,6
15	16,0	2201,93	4403,87
20	19,5	3270,64	6541,29

Ing. José María Molinas Rojas
Reg. MOPC 2831

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

rotesma

25 25,2 5462,17 10924,3

Maximum spacing (article 5.8.2.7):
$0,125*f'_c$ = 0,125*40,0
= 5,0 MPa

$$v_u = \frac{V_u - \varphi . V_p}{\varphi . b_v . d_v} \quad \text{Eqn. 5,8,2,9-1}$$

$$= \frac{695,781-0,9*0,0}{0,9*174,0*1481,37}$$

= 2,99929 MPa

v_u < $0,125*f'_c$
therefore, s_{max} = $0,8*d_v$ <= 609,6 mm
= 0,8*1481,37
= 1185,09 mm

hence maximum permissible spacing = 609,6 mm

Longitudinal Reinforcement - Article 5.8.3.5

Non-prestressed reinforcing steel:
Area on flexural tensile side A_s = 805,033 mm²
yield stress f_y = 500,0 MPa
tensile capacity = 805,033*500,0
= 402,517 kN

Prestressing steel:
Area on flexural tensile side A_{ps} = 1400,0 mm²
tensile strength f_{pu} = 1900,0 MPa
allowance for development = 0,27340
tensile capacity = 0,27340*1400,0*1900,0
= 727,253 kN

Total tensile capacity = 402,517+727,253
= 1129,77 kN

Equation 5,8,3,5-1 right hand side:
$M_u /(d_v .\varphi)$ = 1203,35/(1,48137*1,0)
= 812,32 kN
$0,5*N_u /\varphi$ = 0,5*237,831/ 0,75
= 158,554 kN
$V_u /\varphi - 0,5*V_s - V_p$ = 695,781/0,9 - 0,5*244,026 - 0,0
= 651,077
* cot(θ) = 651,077*1,80405
= 1174,57 kN
where V_s is taken from equation 5,8,3,3-4 but not greater than V_u /φ
V_u /φ = 695,781/0,9
= 773,09 kN
$A_v /s . f_y .d_v .\cot(\theta)$ = 1,83E-4*500,0*1,48137*1,80405
= 244,026 kN

812,32+158,554+1174,57 = 2145,45 kN

which is greater than 1129,77, so Equation 1 is not satisfied, therefore additional longitudinal reinforcement is required.
Area of fully developed non-prestressed reinforcing steel required on flexural tension side of member is given by:
$A_s .f_y$ = 2145,45-1129,77 = 1015,68 kN
hence additional area required,
= 1015,68/500,0
= 2031,36 mm²

Summary of link requirements along the beam:
Preferred size of links: 11,3 mm Bar #: 10

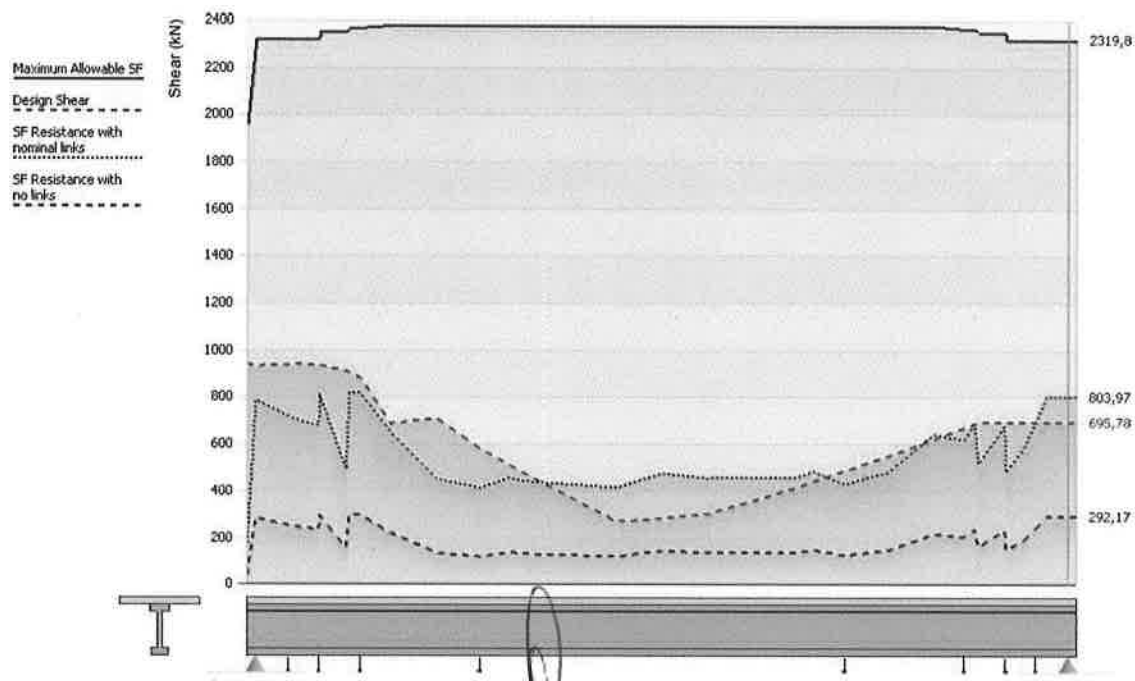
dimension from left beam end m	A_v / s mm²/mm	Spacing in mm with preferred link size[1]

Ing. José María Molinas Rojas Reg. MOPC 2831

rotesma

0,0	1,80382	111,195
0,25	0,30586	600,0
0,9144	0,35090	571,597
1,25	0,37175	539,543
1,618	0,39334	509,919
2,15	0,40581	494,247
2,1644	0,28324	600,0
2,97222	0,59392	337,71
3,0644	0,25404	600,0
3,4	0,23361	600,0
4,3144	0,21479	600,0
5,69444	0,44275	453,014
7,0	0,36287	552,734
7,9144	0,23531	600,0
8,41667	0,21349	600,0
11,1389	0,18262	600,0
12,5	0,18262	600,0
13,8611	0,18262	600,0
16,5833	0,18262	600,0
17,0856	0,18262	600,0
18,0	0,24389	600,0
19,3056	0,24946	600,0
20,6856	0,18262	600,0
21,6	0,22776	600,0
21,9356	0,18302	600,0
22,0278	0,35010	572,9
22,8356	0,19604	600,0
22,85	0,39532	507,364
23,382	0,28692	600,0
23,75	0,18788	600,0
24,0856	0,18262	600,0
24,75	0,18262	600,0
25,0	0,18262	600,0

[1] Based on 2 legs (double this value if using 4 legs)



Fz_{total} = 695,78 kN.m < 2319,80 kN

Ing. José María Molinas Rojas
Reg. MOPC 2831

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

rotesma

Armadura de Pretensado

El pretensadó estará compuesto por torones de diámetro 15,20 mm, 18 torones en el tramo central del vano y 10 torones en las extremidades escalonados dos a dos. En acuerdo con el artículo 5.9.3 de la AASHTO LRFD 7 será aplicada en los torones la tensión:

$$f_{po} = 0.75 f_{pu} = 0.75 \cdot 190 = 142.50\ kN/cm^2$$

Tendons

x-y coordinates mm		area mm²	Property ref	K	d_b mm	type
-157,5	60,0	140,0	MP3	60	15,24	Full stress
-112,5	60,0	140,0	MP3	60	15,24	Debonded
-67,5	60,0	140,0	MP3	60	15,24	Full stress
-22,5	60,0	140,0	MP3	60	15,24	Full stress
22,5	60,0	140,0	MP3	60	15,24	Full stress
67,5	60,0	140,0	MP3	60	15,24	Full stress
112,5	60,0	140,0	MP3	60	15,24	Debonded
157,5	60,0	140,0	MP3	60	15,24	Full stress
-157,5	105,0	140,0	MP3	60	15,24	Full stress
-112,5	105,0	140,0	MP3	60	15,24	Debonded
-67,5	105,0	140,0	MP3	60	15,24	Full stress
-22,5	105,0	140,0	MP3	60	15,24	Debonded
22,5	105,0	140,0	MP3	60	15,24	Debonded
67,5	105,0	140,0	MP3	60	15,24	Full stress
112,5	105,0	140,0	MP3	60	15,24	Debonded
157,5	105,0	140,0	MP3	60	15,24	Full stress
-22,5	150,0	140,0	MP3	60	15,24	Debonded
22,5	150,0	140,0	MP3	60	15,24	Debonded

Debonded Tendons

x-y coordinates mm		distance from left end (m) start	end
-112,5	60,0	1,25	23,75
112,5	60,0	1,25	23,75
-112,5	105,0	2,15	22,85
-22,5	105,0	3,4	21,6
22,5	105,0	3,4	21,6
112,5	105,0	2,15	22,85
-22,5	150,0	7,0	18,0
22,5	150,0	7,0	18,0

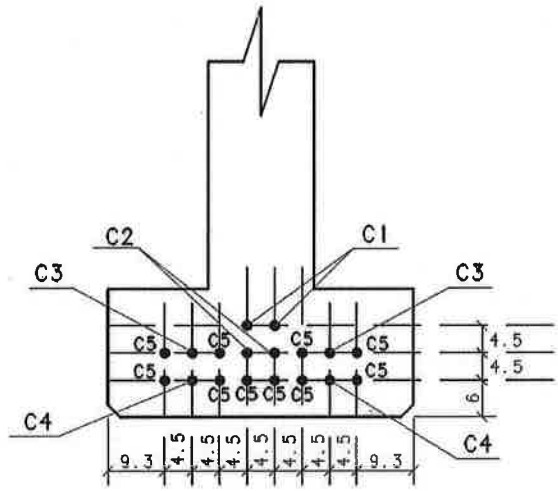
Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Ing. José María Molinas Rojas
Reg. MOPC 2831

rotesma

PRETENSADO

ESC. 1:10



Armadura Pasiva

Según los esfuerzos solicitados, el software calculó el área de acero de armadura pasiva y su distribución y disposición en la viga, conforme la tabla abajo.

Reinforcement

x-y coordinates mm		diameter mm	Property ref	Start m	End m	Length m
-208,75	41,0	12,5	MP2	0,0	25,0	25,0
-62,5	41,0	12,5	MP2	0,0	25,0	25,0
62,5	41,0	12,5	MP2	0,0	25,0	25,0
208,75	41,0	12,5	MP2	0,0	25,0	25,0
-208,75	168,75	10,0	MP2	0,0	25,0	25,0
210,0	170,0	10,0	MP2	0,0	25,0	25,0
-47,0	170,0	10,0	MP2	0,0	25,0	25,0
47,0	170,0	10,0	MP2	0,0	25,0	25,0
-260,0	1366,42	10,0	MP2	0,0	25,0	25,0
-47,0	1346,42	10,0	MP2	0,0	25,0	25,0
47,0	1346,42	10,0	MP2	0,0	25,0	25,0
260,0	1366,42	10,0	MP2	0,0	25,0	25,0
-260,0	1480,0	12,5	MP2	0,0	25,0	25,0
260,0	1480,0	12,5	MP2	0,0	25,0	25,0
47,0	1480,0	12,5	MP2	0,0	25,0	25,0
-47,0	1480,0	12,5	MP2	0,0	25,0	25,0

Las armaduras pasivas serán dispuestas de acuerdo con la figura siguiente mostrada en proyecto.

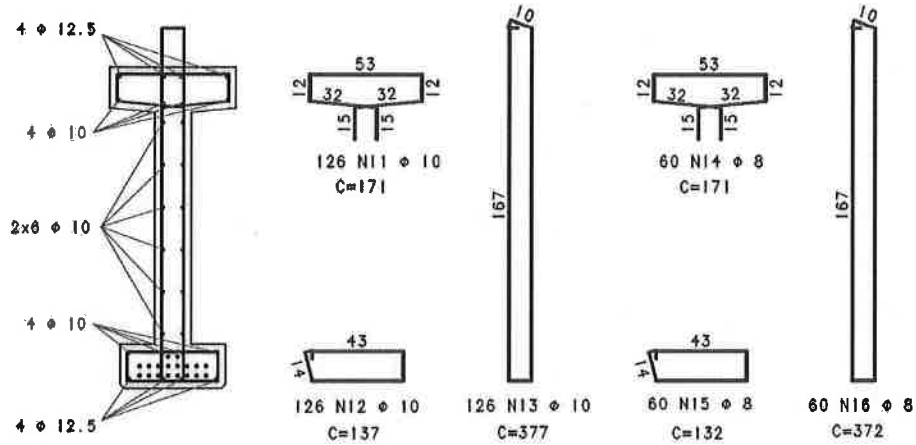
Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Ing. José María Molinas Rojas
Reg. MOPC 2831

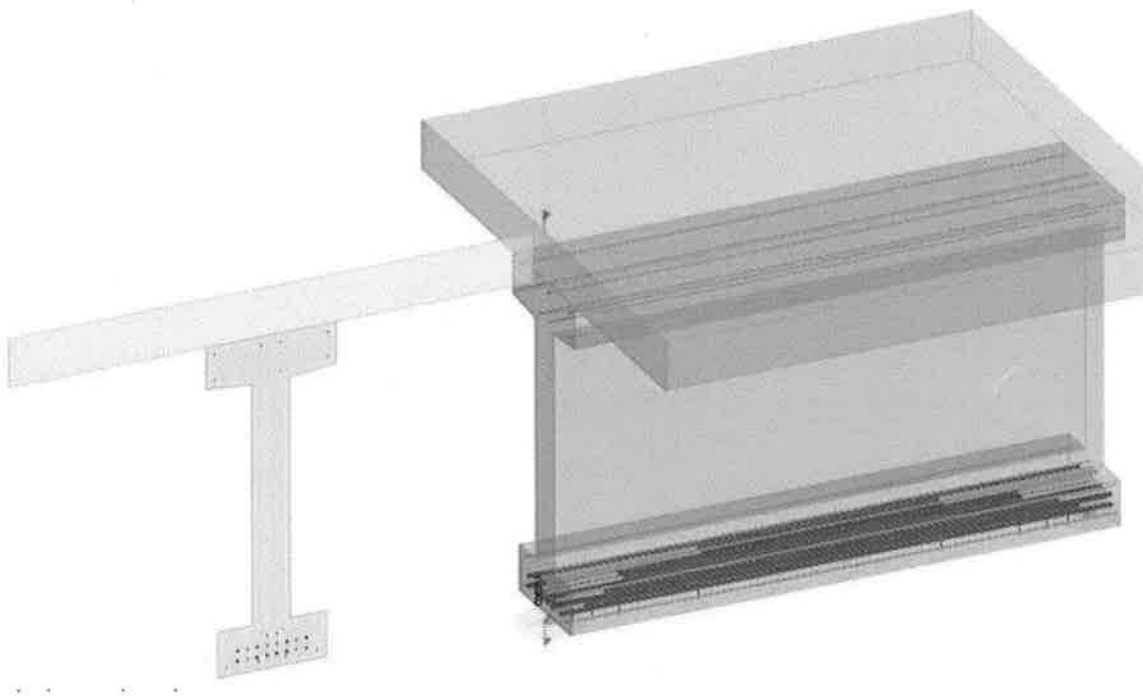
rotesma

CORTE A-A

ESC. 1:25



La figura abajo muestra la disposición de las armaduras pasivas y de pretensado.



Sin más, saludos cordiales,

Ing. José María Molinas Rojas
Reg. MOPC 2831

Ing. Civil José María Molinas Rojas
Reg. MOPC Nº 2831

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

PARAGUAY
Calle 16 Monday Minga Guazú, PY

VERIFICACIÓN DE PUENTE EXISTENTE L=100,00 m

VERIFICACIÓN DE PUENTE EXISTENTE

Obra: Puente 100 m
Llamado MOPC, Dirección de Caminos Vecinales, LPN Nº 02/2007
Tramo: Asentamiento Maracana (Dto. De Canindeyu) a Colonia San Vicente (Dto. de San Pedro)

Elaboró: Ing. Rafael Prieto Florentín

Introducción

Para la verificación de la capacidad resistente del puente se ha empleado la norma para puentes de la AASHTO estándar. Escogiendo el Método por Factores de Carga y Resistencia, en este estudio únicamente se ha realizado el análisis de la capacidad de algunos elementos principales del puente con cargas de diseño, designada como HL-93.

Esta verificación está basada en las condiciones estructurales existentes según los planos disponibles, las propiedades supuestas del material, las cargas y las condiciones de tráfico en el sitio.

Objetivos

1- Descripción el puente
2- Verificación del puente según las prescripciones de AASHTO para las cargas según el método de LRFD
3- Verificación del puente para el tránsito de un vehículo tipo HS-20 en condición de servicio auxiliar.

Descripción el puente

El Puente se ubica sobre el tramo que une el Asentamiento Maracana, Dto. De Canindeyu a Colonia San Vicente, Dto. de San Pedro, construido entre los años 2007 en adelante. Tiene una longitud total de 100 metros, 7,65 metros de calzada, vereda peatonal de 1,05 a uno de los lados y baranda típica de hormigón a ambos lados.

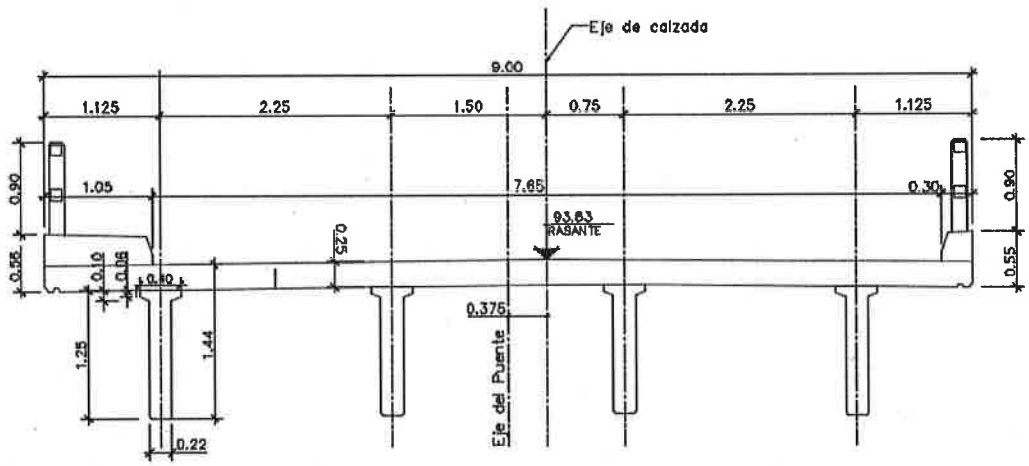


Figura: Sección transversal típica

Se trata de un puente de hormigón armado que consta de 6 vanos. Por un lado, presenta dos tramos de 18 m y a continuación 4 tramos de 16 m totalizando una longitud total de 100 m. El tablero está constituido por una losa maciza de 0.25 m de espesor y 5 vigas longitudinales prefabricadas de 0.22 m x 1.25 m. Cada tramo lleva 3 vigas transversales de 0.20 m x 0.90 m, una de ellas en el centro de cada vano.

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Rafael Prieto Florentín
Ing. Civil

En cuanto a las pilas son pórticos de un tramo de sección constante y dos voladizos de sección variable, en los que apoyan las vigas longitudinales. Los dos pilares son de sección circular de 0,80 m de diámetro y en todo el puente existen dos tipos según su fundación, 2 de ellas ubicadas en los extremos con fundación indirecta usando pilotes prefabricados y las demás con fundación tipo tubulon de hormigón armado. Una de las pilas con fundación por medio de pilotes prefabricados tuvo que ser reforzada después de tener un asentamiento pronunciado. No tenemos registros del trabajo realizado.

Modelo Estructural

El puente se ha modelado empleando un programa de elementos finitos, denominado SAP2000, enfocada principalmente, en la geometría y en las hipótesis que se han considerado para llevar a cabo el cálculo estructural. Las vigas, que conforman el tablero del puente y los soportes de este se han modelado empleando elementos lineales tipo viga. Las losas se modelan con elementos placa tipo Shell. Mientras que las conexiones entre el tablero y los soportes se han materializado mediante elementos tipo viga de baja inercia para simular el efecto de muelle de los elastómeros.
En cuanto a los soportes del puente, para las pilas centrales se ha considerado una altura de 5 metros y unas condiciones de apoyo en las que se considera simplemente apoyadas.

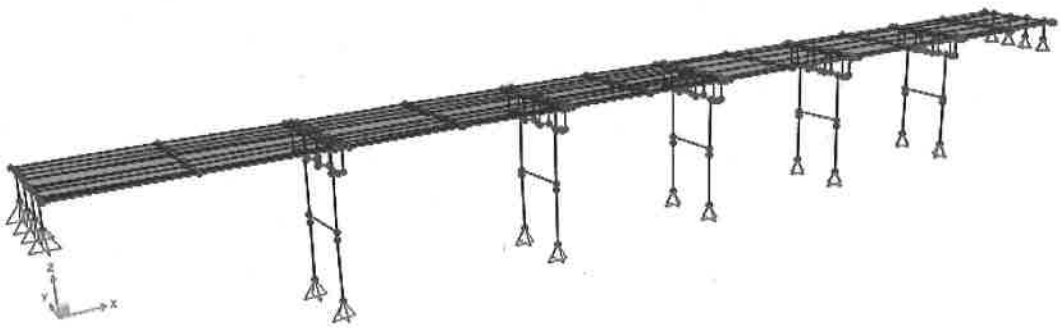


Figura: Modelo representativo del puente usando barras y chapas.

Materiales

Las propiedades supuestas y las consideraciones de los principales materiales que conforman el puente, hormigón y acero, se exponen a continuación.
a) Hormigón, la resistencia especificada a los 28 días se toma fc= 21 MPa.
b) Acero, la resistencia específica, se considera fy= 420 MPa

Combinaciones de Cargas y factores de cargas

Se consideran las dictadas por la norma según, Tabla 3.4.1-1 – Combinaciones de Cargas y Factores de Carga y Tabla 3.4.1-2 – Factores de carga para cargas permanentes, γp.

Rafael Prieto Florentín
Ing. Civil

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Combinación de Cargas Estado Límite	*DC DD DW EH EV ES EL*	*LL IM CE BR PL LS*	*WA*	*WS*	*WL*	*FR*	*TU CR SH*	*TG*	*SE*	Usar sólo uno por vez *EQ*	*IC*	*CT*	*CV*
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo *EH, EV, ES, DW, DC*	γ_p 1.5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO II	1.00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO IV	1.00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-
FATIGA - Sólo *LL, IM* y *CE*	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla: Especificaciones para el diseño

Tipo de carga	Factor de Carga Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo • Activo • En reposo	 1,50 1,35	 0,90 0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
EV: Empuje vertical del suelo • Estabilidad global • Muros de sostenimiento y estribos • Estructura rígida enterrada • Marcos rígidos • Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares • Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	 1,00 1,35 1,30 1,35 1,95 1,50	 N/A 1.00 0,90 0,90 0,90 0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Tabla: Factores de carga para el diseño

Para el efecto, en el caso de los estribos, se consideró que sobre ellos cargan las ruedas traseras de dos vehículos que circulan en la misma dirección, lo que daría la mayor carga viva posible, y se analizaron todas las longitudes de las vigas dadas, para las alturas de estribo máxima, a continuación se apunta la combinación en casos más representativos:

Caso de Resistencia I:

Carga vertical y horizontal máximas:

1.25DC + (1.30)(1.05)EV + 1.75(LL+IM) + (1.35)(1.05)EHmax+ 1.75LS

Estado de servicio:

Carga vertical y horizontal máximas:

1.00DC + 1.00EV + 1.00(LL+IM) + 1.00EHmax + 1.00LS

Verificación del puente según las prescripciones de AASHTO para las cargas según el método de LRFD

Cargas utilizadas para la verificación inicial

En cuanto a las cargas, el Manual, en un todo de acuerdo con la Norma LFRD de la AASHTO, establece dos tipos de carga permanente: la DC y la DW. La DC es la carga muerta de los componentes estructurales y accesorios no estructurales. La DW es la

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Rafael Prieto Florentín
Ing. Civil

carga muerta del pavimento, tomamos de 0,10 m de espesor y peso específico de 22 kN/m3 asumiendo relleno de asfalto= 0.10 m x 22 kN/m3= 2,2 kN/m2.
Carga baranda= 1,1 kN/m a ambos lados del tablero
Carga de vereda= 0.25 m x 25 kN/m3, a un solo lado del tablero.

La carga móvil es la HL-93, consistente en un vehículo de tres ejes. Su efecto se tiene en cuenta a lo largo de los carriles virtuales que define la norma. Según la AASHTO, un carril de diseño tiene normalmente un ancho de unos 3.6 metros, de modo que existen tantos carriles como la parte natural que se obtiene al dividir el ancho de la calzada por 3.6 metros. Tal que, para un ancho de calzada de 7,65 m metros, se tiene que: $N°\ carriles\ virtuales = 7.65\ m\ /3{,}60\ m = 2{,}12$. De modo que se van a considerar dos carriles de 3.6 m de ancho cada uno. Para analizar el efecto de las cargas vivas se van a considerar tal y como se indica en el Artículo 3.6.1.3 de la AASHTO LRFD: Un camión estándar HS -20 compuesto por tres ejes, uno de 35 kN y los otros dos de 145 kN, más una carga de carril de diseño, que consiste en una carga de 9.3 kN/m, uniformemente distribuidos a lo largo de toda la longitud del carril en un ancho de 3 m. Un camión tándem de diseño, que consiste en un par de ejes de 110 kN con una separación de 1.20 metros y una separación transversal de ruedas igual a 1.80 metros. Incluyendo, también, el carril de carga de diseño expuesto en el punto anterior. Colocadas estas de tal forma que produzcan los mayores esfuerzos posibles en los elementos estructurales.

Además se consideraron las cargas de frenado, viento, temperatura y retracción.

Frenado
Según 4.3.5 del Manual, la fuerza de frenado se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:
25 % de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño;
5 % del camión de diseño más la carga del carril o 5 % del tándem de diseño más la carga del carril.
Resulta BR = 81,25 KN
Esta fuerza se aplica a 1,80 de altura.

Viento
La carga de viento se considera que actúa sobre la estructura WS y sobre la carga móvil Ítem 4.3.7 del Manual.
La presión sobre la estructura WS es PB = 0,0024 MPa, según Tabla 4.3.7.1.2.1-1 del Manual. Esta presión actúa sobre las vigas y pilares.
PB = 2,4 KN/m2
La presión de viento sobre la carga móvil WL se representa como una fuerza interrumpible y móvil de 1,46 N/mm, actuando normal a la calzada y a 1,80 m sobre la misma.
Resulta igual a 35,0 KN sobre cada pila.

Retracción y Temperatura
Se considera la variación uniforme de temperatura en toda la estructura. Según 4.3.8.2 del Manual, los rangos de temperatura son los especificados en la Tabla 4.3.8.2-1. Para calcular los efectos provocados por la deformación de origen térmico se utiliza la diferencia entre el límite inferior o superior extendido y la temperatura básica de la construcción supuesta para el diseño. Se adopta 15°C.

Rafael Prieto Florentín
Ing. Civil

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

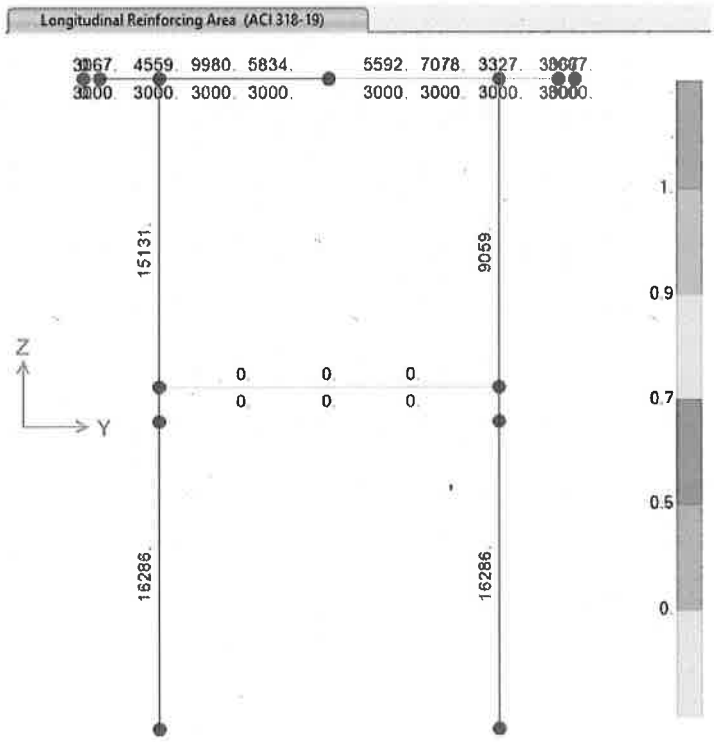


Figura: Resultante del procesamiento según el SAP2000, para la viga superior del pórtico, el dimensionamiento resulta utilizando la norma ACI 318-08, ASt(inferior)= 3000 mm2 y ASt(superior)= 9980 mm2

Objetivo 2, Conclusión preliminar para la situación actual del puente:
El resultado del procesamiento utilizando el modelo del SAP2000 nos da una idea aproximada de la situación del puente con valores de armadura en elementos críticos como ser las armaduras de la viga principal interna y la viga superior del pórtico.
La armadura existente para la viga de 17,50 m es:

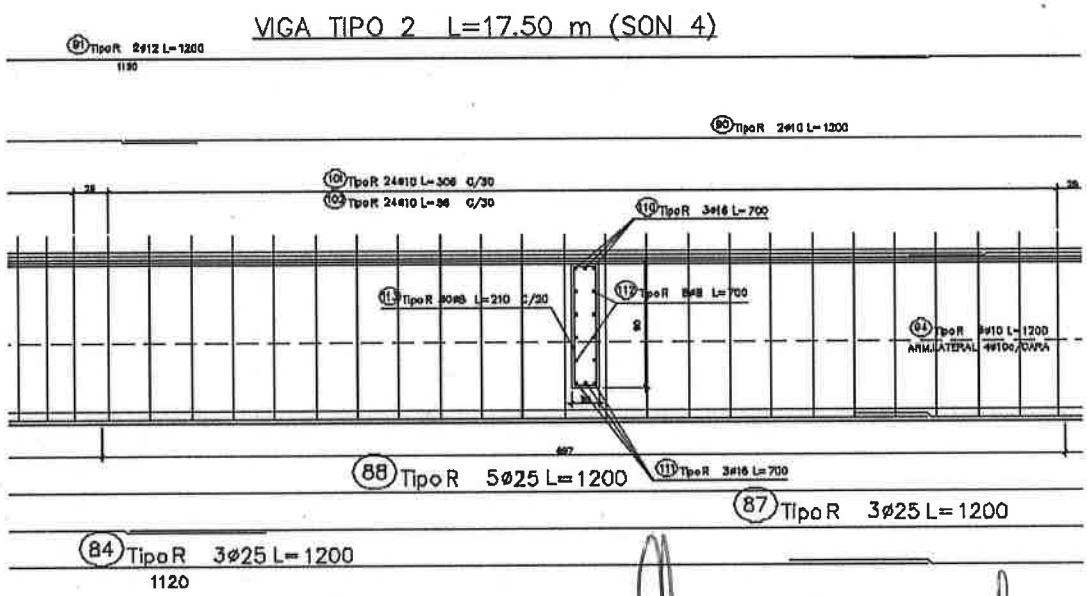


Figura: Vista parcial del detalle de armado de la viga tipo 2 de 17,50 m, donde se muestra la cantidad de acero inferior, ASt= 11 x 491 mm2= 5401 mm2.

Rafael Prieto Florentín
Ing. Civil

Ing. Jorge Requeiro
CONSORCIO
Río Tembey

Los efectos de la retracción se consideran equivalentes a un descenso de temperatura de 15°C. El programa utilizado en el cálculo es el SAP2000.

Losa

La separación entre vigas longitudinales es 2,25 m. Las cargas consideradas son: peso propio de la losa (DC), peso propio del relleno de hormigón (DW), peso propio de la capa asfáltica (DW), carga móvil más impacto (LL + IM) La carga referida al camión se debe incrementar, para tener en cuenta la carga dinámica, un 33% de su valor según lo establecido en el Artículo 3.6.2 de la AASHTO LRFD.
La combinación aplicada es: Qu = 1,25 DC + 1,50 DW + 1,75 (LL + IM)
Dimensionamiento para el estado límite de evento extremo. Se dimensiona analizando el caso de carga de la losa con carga DL más LL.

Resultados del procesamiento

Los resultados más importantes son:

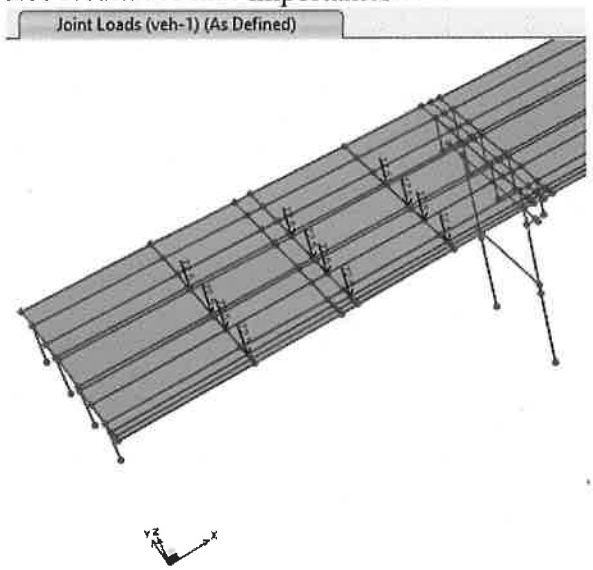


Figura: Posición de la carga móvil para los mayores momentos positivos

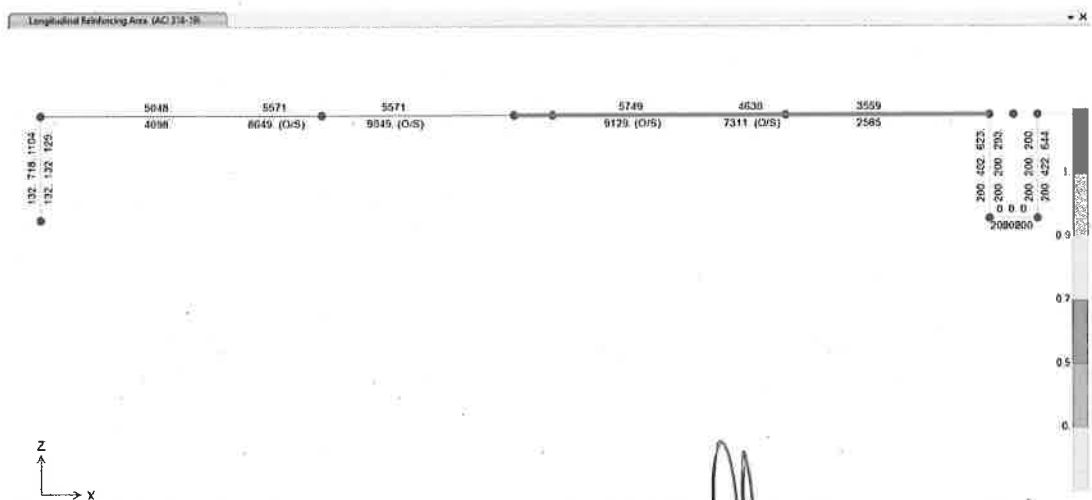


Figura: Resultante del procesamiento según el SAP2000, para la viga interna, el dimensionamiento resulta utilizando la norma ACI 318-08, ASt(inferior)= 9129 mm2 y ASt(superior)= 5479 mm2

Rafael Prieto Florentín
Ing. Civil

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

El resultado del procesamiento arroja para ASt(inferior)= 9129 mm2, aproximadamente 69% superior al armado actual de las vigas del puente.

La armadura existente para la viga dintel del pórtico intermedio es de:

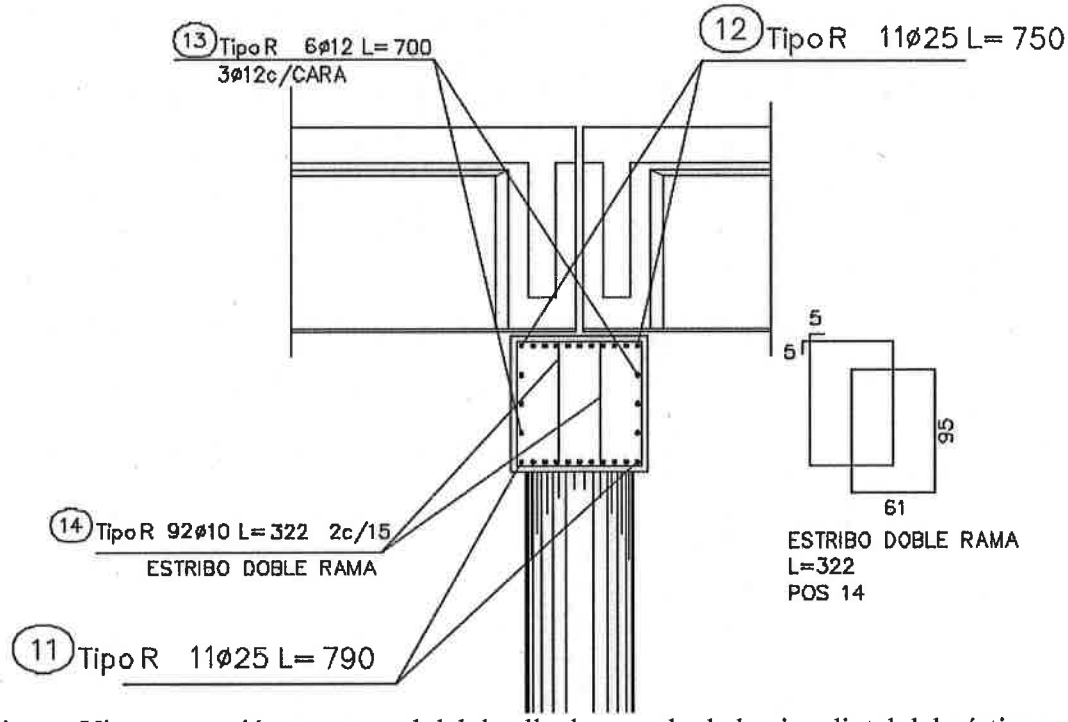


Figura: Vista en sección transversal del detalle de armado de la viga dintel del pórtico, donde se muestra la cantidad de acero inferior y superior, ASt= 11 x 491 mm2= 5401 mm2.

El resultado del procesamiento arroja para ASt(superior/negativa)= 9980 mm2, aproximadamente 85% superior al armado actual de la viga del pórtico.

Con este análisis se puede decir que las condiciones actuales del puente según los detalles de los planos disponibles de los elementos analizados, vigas de 17,5 m y viga dintel del pórtico, no reúnen la condición para cumplir los requisitos mínimos de uso para la norma AASHTO, con las cargas según el método de LRFD.

Verificación del puente para el tránsito de un vehículo tipo HS-20 en condición de servicio auxiliar

Cargas utilizadas para la verificación para uso condicionado

Con los antecedentes previamente estudiados y con la finalidad de disminuir las cargas innecesarias, utilizaremos en forma discreta, las cargas propuestas por la Norma LFRD de la AASHTO, establece dos tipos de carga permanente: la DC y la DW. La DC es la carga muerta de los componentes estructurales y accesorios no estructurales. La DW es la carga muerta del pavimento, no tomaremos en cuenta.

Carga baranda= 1,1 kN/m a ambos lados del tablero

Carga de vereda= 0.25 m x 25 kN/m3, a un solo lado del tablero.

La carga móvil es la HL-93, consistente en un vehículo de tres ejes. Para el efecto mínimo buscado utilizaremos un solo vehículo. De modo que se van a considerar un solo carril de 3.6 m de ancho. Para analizar el efecto de las cargas vivas se van a considerar tal y como se indica en el Artículo 3.6.1.3 de la AASHTO LRFD: Un camión estándar HS -20 compuesto por tres ejes, uno de 35 kN y los otros dos de 145 kN.

Rafael Prieto Florentín
Ing. Civil

Ing. Jorge Requeiro
CONSORCIO
Río Tembey

La carga de carril de diseño no se tomara en cuenta. Colocada esta de tal forma que produzca los mayores esfuerzos posibles en los elementos estructurales.

Resultados del segundo procesamiento

Los resultados más importantes son:

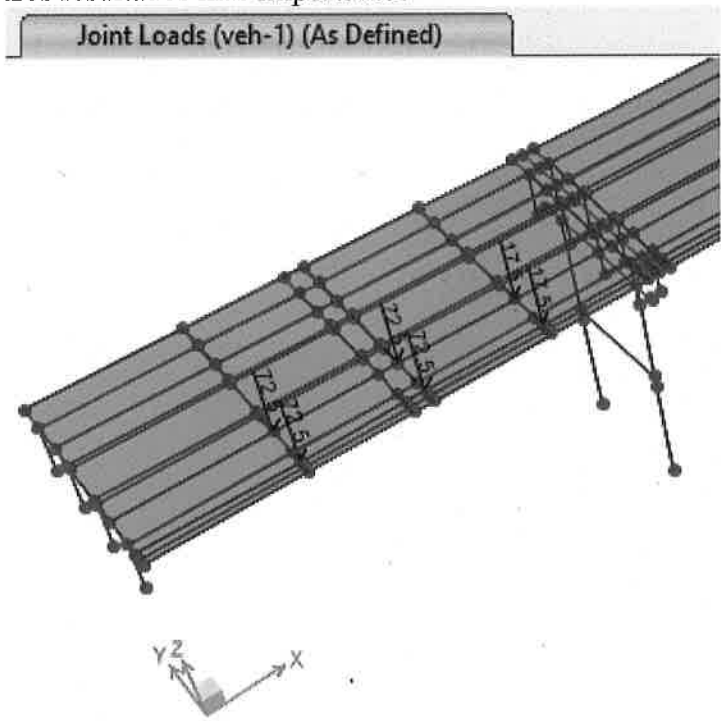


Figura: Posición de la carga móvil para los mayores momentos positivos

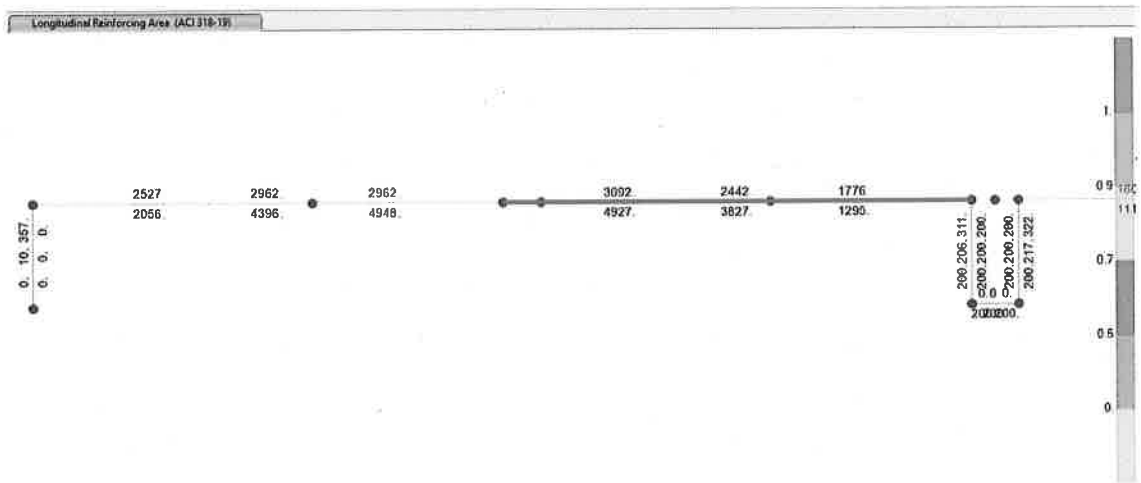


Figura: Resultante del procesamiento según el SAP2000, para la viga externa, el dimensionamiento resulta utilizando la norma ACI 318-08, ASt(inferior)= 4927 mm2 y ASt(superior)= 3092 mm2

Rafael Prieto Florentín
Ing. Civil

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

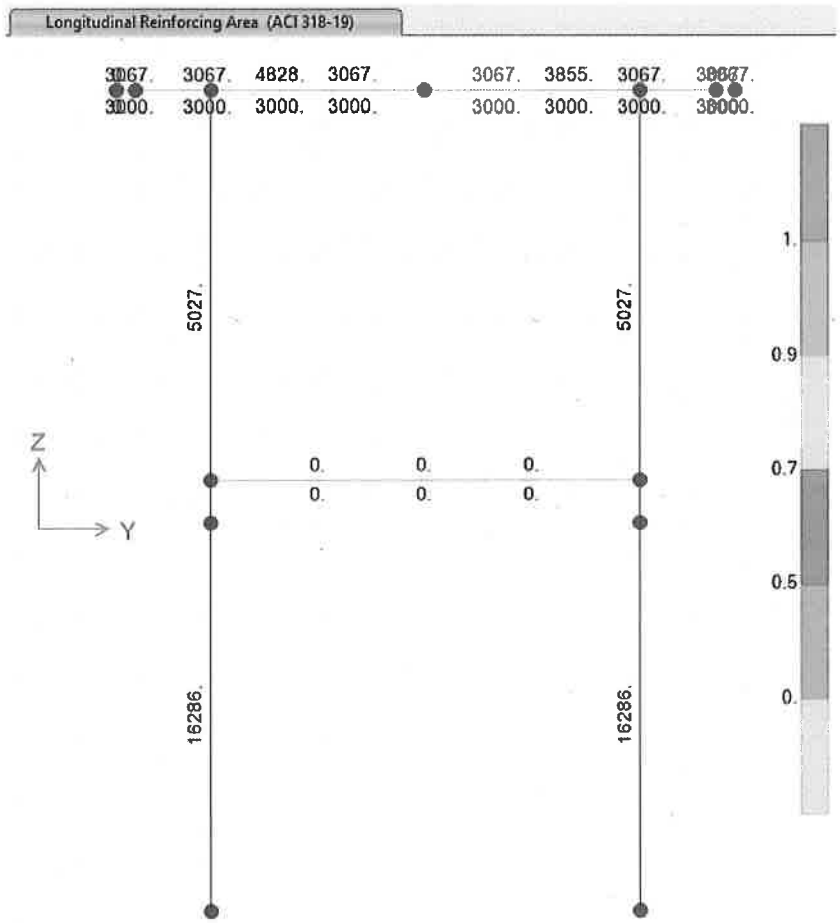


Figura: Resultante del procesamiento según el SAP2000, para la viga superior del pórtico, el dimensionamiento resulta utilizando la norma ACI 318-08, ASt(inferior)= 3000 mm2 y ASt(superior/negativa)= 4828 mm2

Objetivo 3, Conclusión preliminar para la situación de uso condicionado del puente:

El resultado del procesamiento utilizando el modelo del SAP2000 en las circunstancias modificadas de las dictadas por la normativa con la intención de dar un uso condicionado al puente, nos da una idea aproximada de la situación del puente con valores de armadura en elementos críticos como ser las armaduras de la viga principal interna y la viga superior del pórtico.

Rafael Prieto Florentin
Ing. Civil

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

La armadura existente para la viga de 17,50 m es:

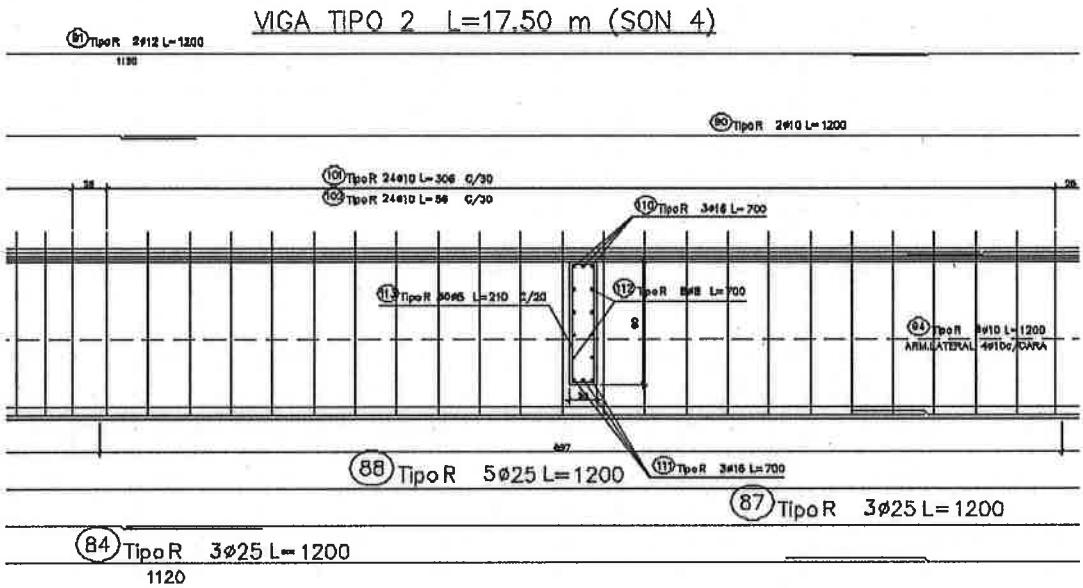


Figura: Vista parcial del detalle de armado de la viga tipo 2 de 17,50 m, donde se muestra la cantidad de acero inferior, ASt= 11 x 491 mm2= 5401 mm2.
El resultado del procesamiento arroja para ASt(inferior)= 4927 mm2, aproximadamente 10% inferior al armado actual de las vigas del puente.
La armadura existente para la viga dintel del pórtico intermedio es de:

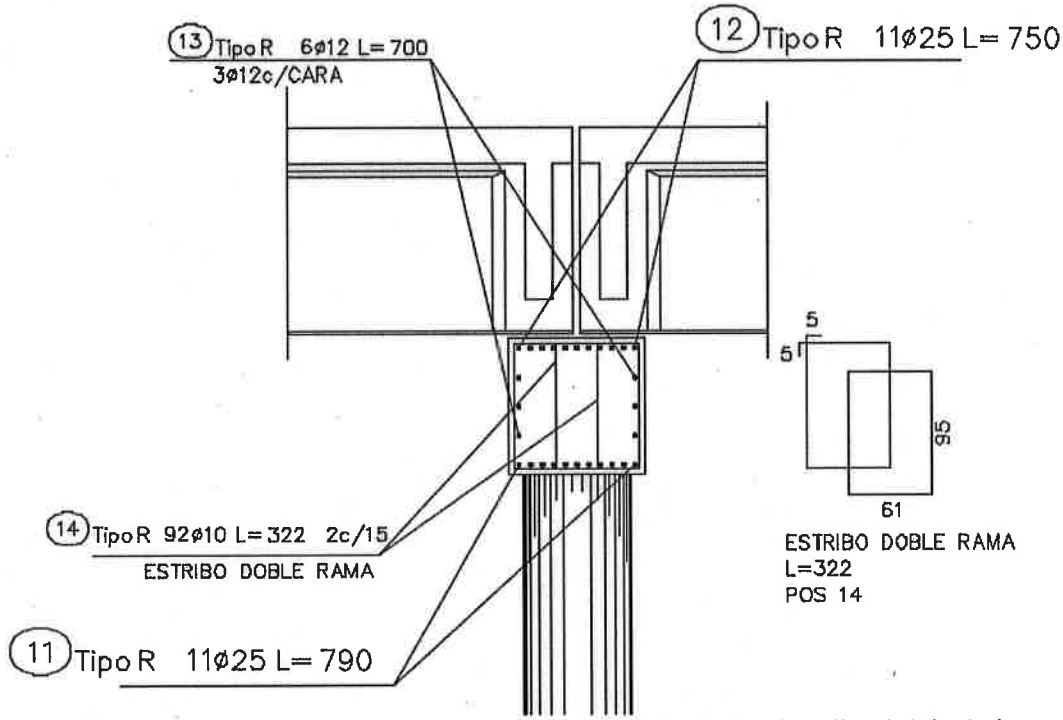


Figura: Vista en sección transversal del detalle de armado de la viga dintel del pórtico, donde se muestra la cantidad de acero inferior y superior, ASt= 11 x 491 mm2= 5401 mm2.
El resultado del procesamiento arroja para ASt(superior/negativa)= 4828 mm2, aproximadamente 12% inferior al armado actual de la viga del pórtico.

Rafael Prieto Florentín
Ing. Civil

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Con este análisis se puede decir que las condiciones actuales del puente según los detalles de los planos disponibles de los elementos analizados, vigas de 17,5 m y viga dintel del pórtico, si reúnen la condición para cumplir los requisitos de uso restringido con un vehículo viajando en forma solitaria sobre el puente.

Objetivo 3(excepcional), Conclusión preliminar para la situación de uso condicionado del puente:

Tren de carga propuesto:

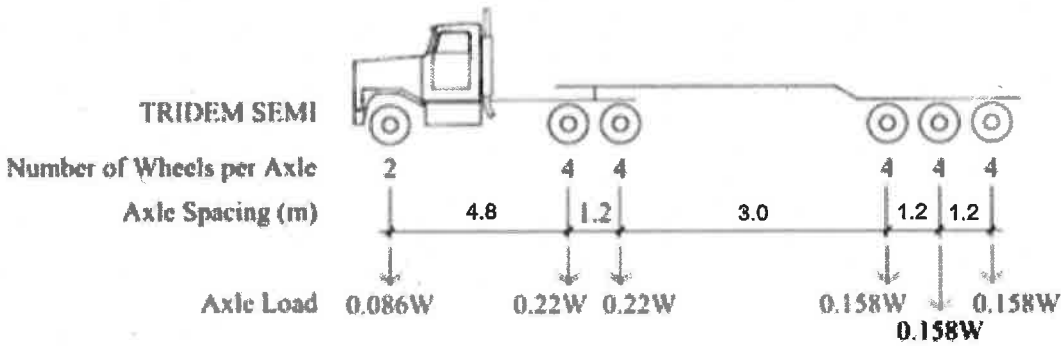


Figura: Propuesta de carga proporcional por eje, suponiendo carga total de 60 toneladas

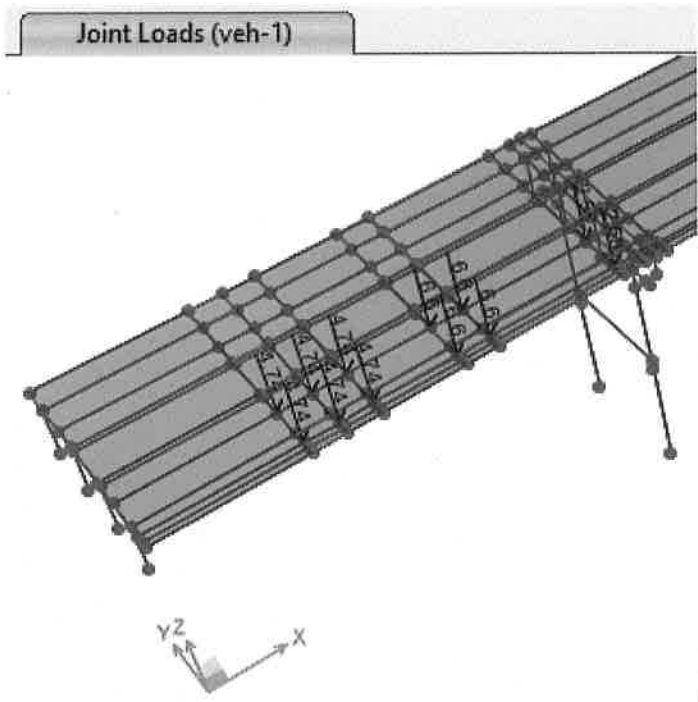


Figura: Posición de la carga móvil en toneladas, para los mayores momentos positivos

Rafael Prieto Florentín
Ing. Civil

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

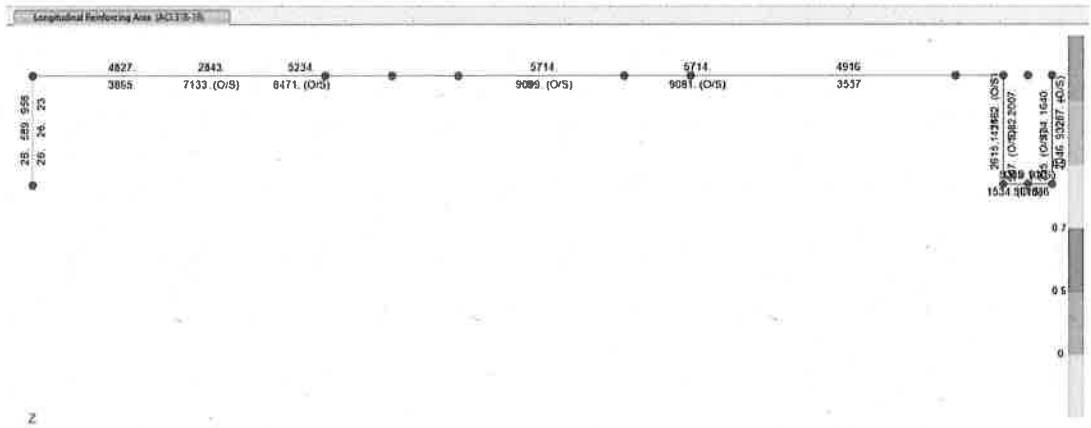


Figura: Resultante del procesamiento según el SAP2000, para la viga externa, el dimensionamiento resulta utilizando la norma ACI 318-08, ASt(inferior)= 9099 mm2 y ASt(superior)= 5714 mm2

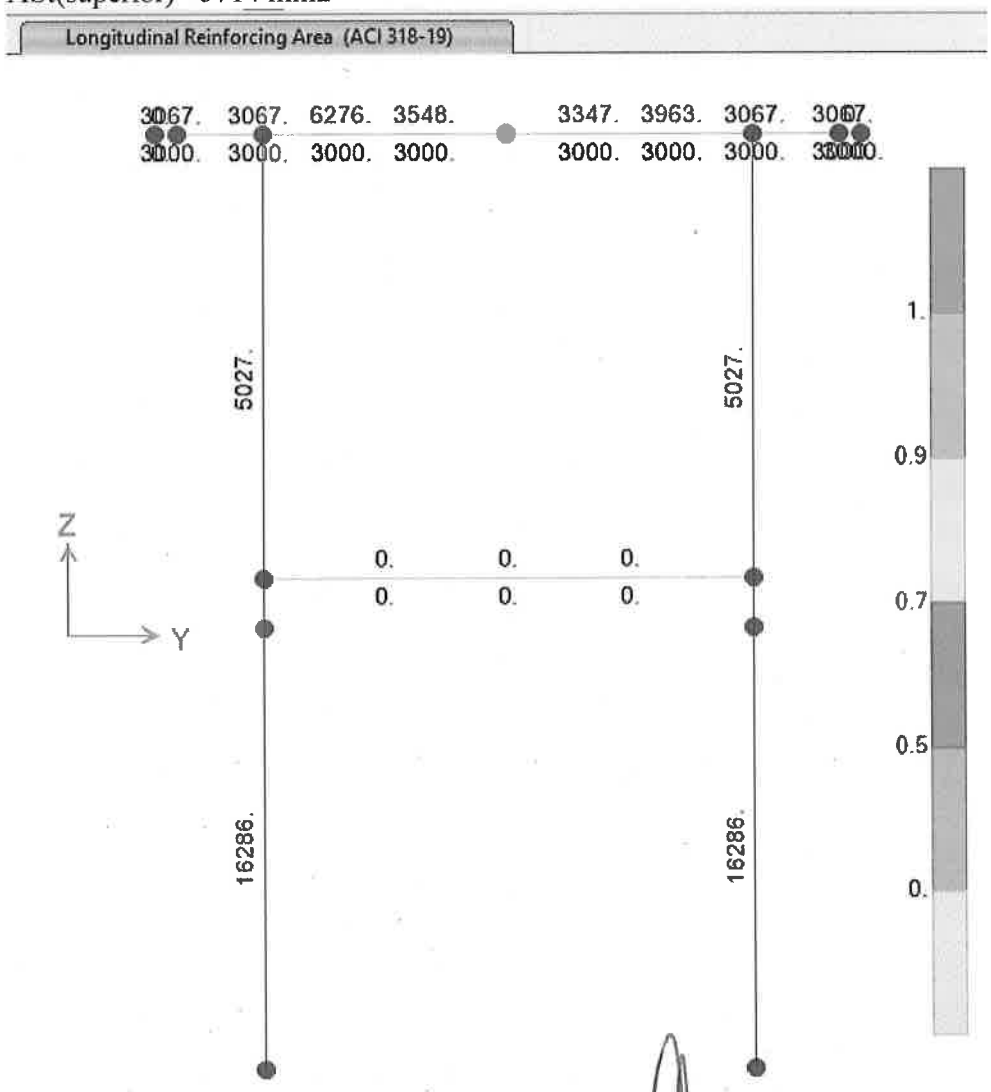


Figura: Resultante del procesamiento según el SAP2000, para la viga superior del pórtico, el dimensionamiento resulta utilizando la norma ACI 318-08, ASt(inferior)= 3000 mm2 y ASt(superior/negativa)= 6276 mm2

Rafael Prieto Florentín
Ing. Civil

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Objetivo 3 (excepcional), Conclusión preliminar para la situación de uso condicionado del puente:
El resultado del procesamiento utilizando el modelo del SAP2000 en las circunstancias modificadas de las dictadas por la normativa con la intención de dar un uso condicionado al puente, nos da una idea aproximada de la situación del puente con valores de armadura en elementos críticos como ser las armaduras de la viga principal interna y la viga superior del pórtico.

La armadura existente para la viga de 17,50 m es:

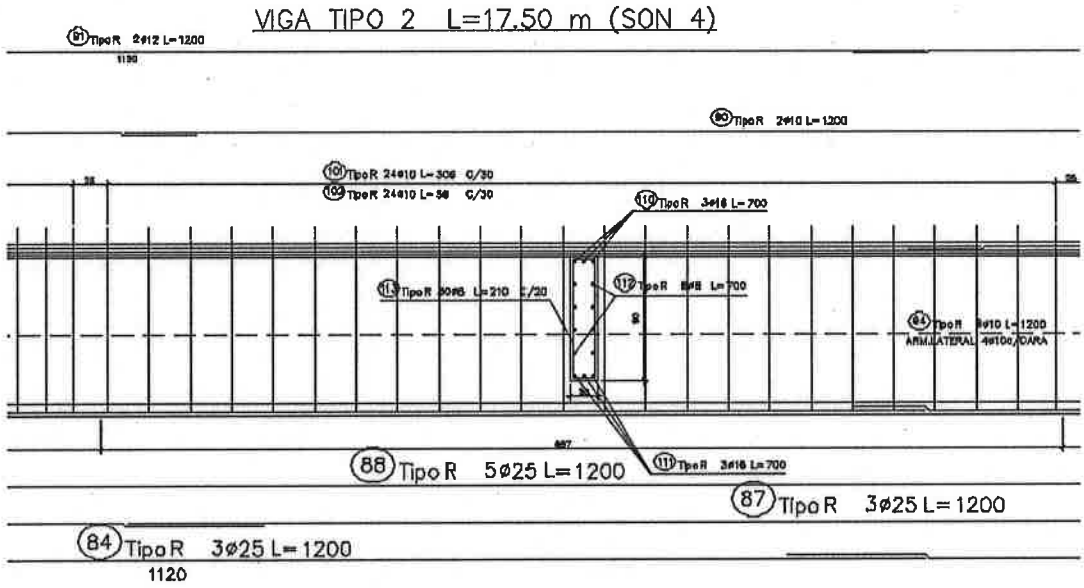


Figura: Vista parcial del detalle de armado de la viga tipo 2 de 17,50 m, donde se muestra la cantidad de acero inferior, ASt= 11 x 491 mm2= 5401 mm2.
El resultado del procesamiento arroja para ASt(inferior)= 9099 mm2, aproximadamente 59% superior al armado actual de las vigas del puente.
La armadura existente para la viga dintel del pórtico intermedio es de:

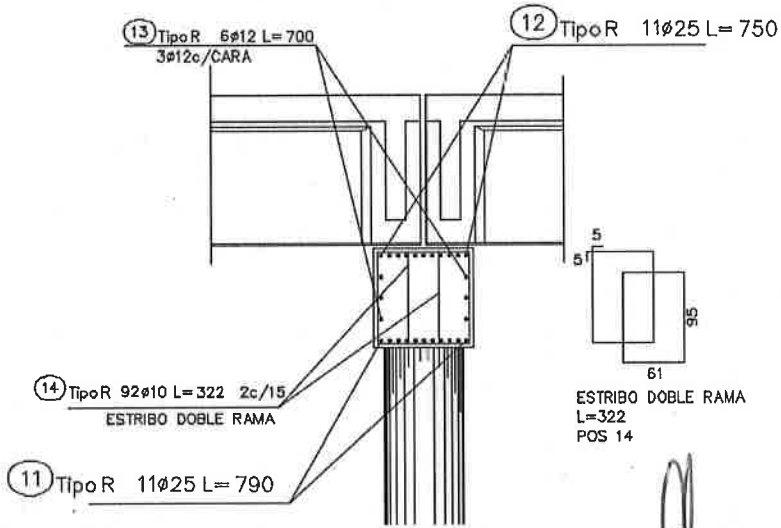


Figura: Vista en sección transversal del detalle de armado de la viga dintel del pórtico, donde se muestra la cantidad de acero inferior y superior, ASt= 11 x 491 mm2= 5401 mm2.

Rafael Prieto Florentín
Ing. Civil

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

El resultado del procesamiento arroja para ASt(superior/negativa)= 6272 mm2, aproximadamente 11% superior al armado actual de la viga del pórtico.
Con este análisis se puede decir que las condiciones actuales del puente según los detalles de los planos disponibles de los elementos analizados, vigas de 17,5 m y viga dintel del pórtico, no reúnen la condición para cumplir los requisitos de uso restringido con un vehículo del tipo excepcional con carga de 60 toneladas viajando en forma solitaria sobre el puente.

Conclusión general:
Este estudio provisorio se centró en la verificación de la super estructura y meso estructura desconociendo las condiciones de las fundaciones y estribos en general. En base a las verificaciones realizadas en 2 elementos estructurales básicos, con las limitantes de disponer solamente de los planos y detalles de proyecto, se tienen conclusiones preliminares:

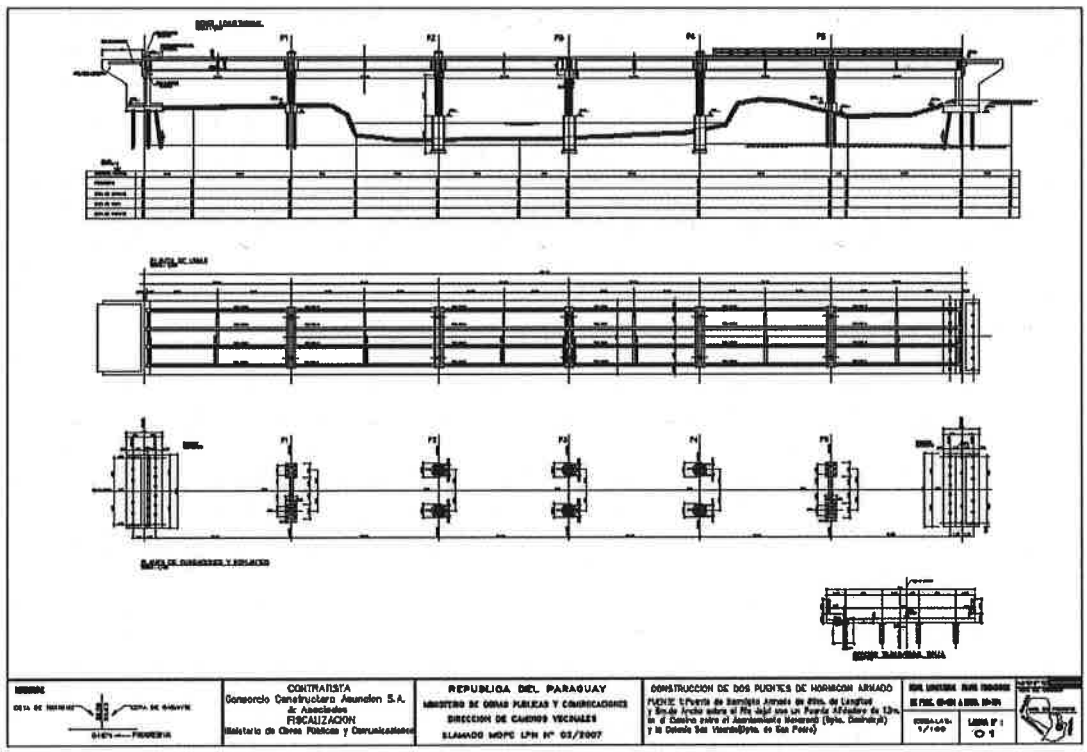
1- En las condiciones actuales el puente no satisface las cargas de la norma AASHTO para las condiciones LRFD
2- El puente no estaría en condiciones de utilización para cargas de uso intensivo en ese caso incluso con peligro de colapso. Se deben realizar controles periódicos de monitoreo estructural visual y técnicamente asistida.
3- Es perentorio un análisis más exhaustivo de la estructura de tal manera a poder establecer cuáles serán las acciones a tomar para continuar el libre uso de la estructura o de otra manera discontinuar su uso
4- En las condiciones actuales el puente podría ser utilizado con una carga mínima de servicio del tipo HS-20 que pueda atravesar el puente en forma solitaria y en marcha lenta evitando las vibraciones sobre la estructura propias de vehículos en movimiento.

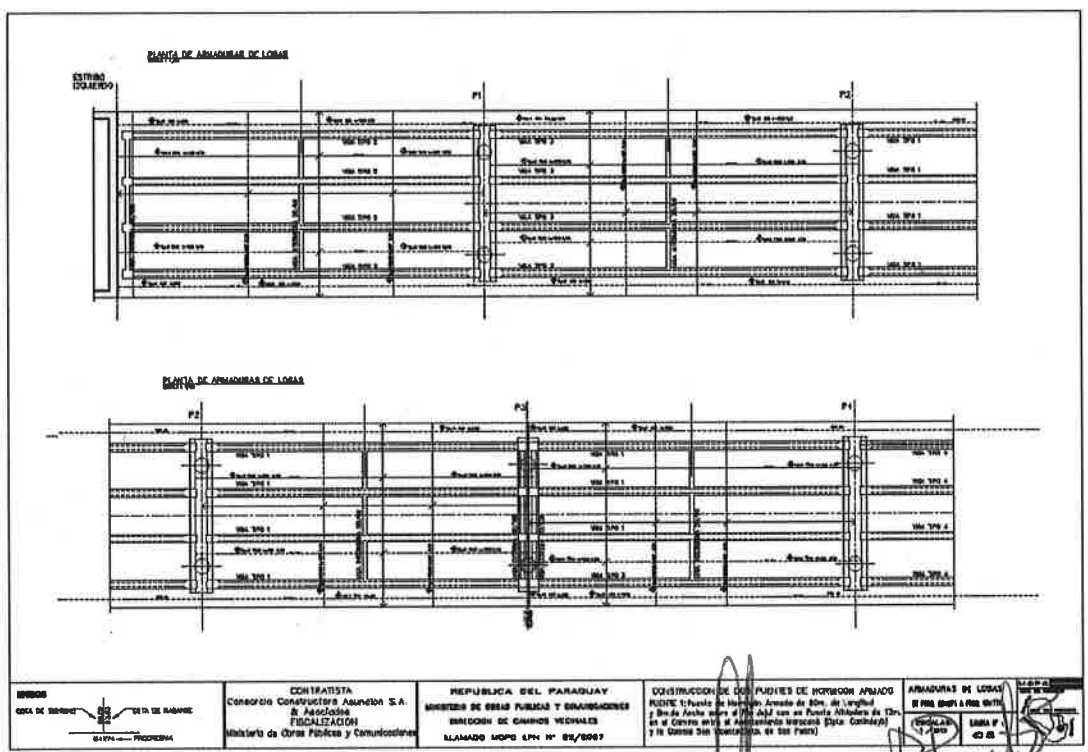
Es mi informe, Ing. Rafael Prieto Florentín, Asunción 27 de octubre de 2021
14 hojas

Rafael Prieto Florentín
Ing. Civil

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

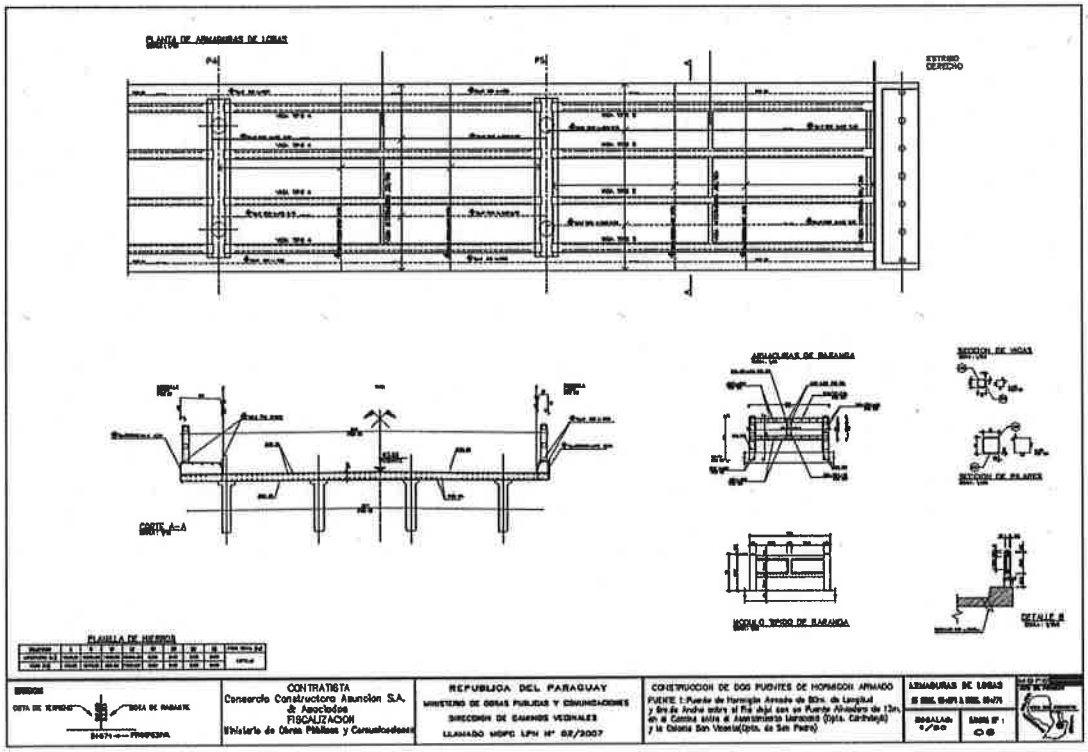
Planos disponibles para la verificación

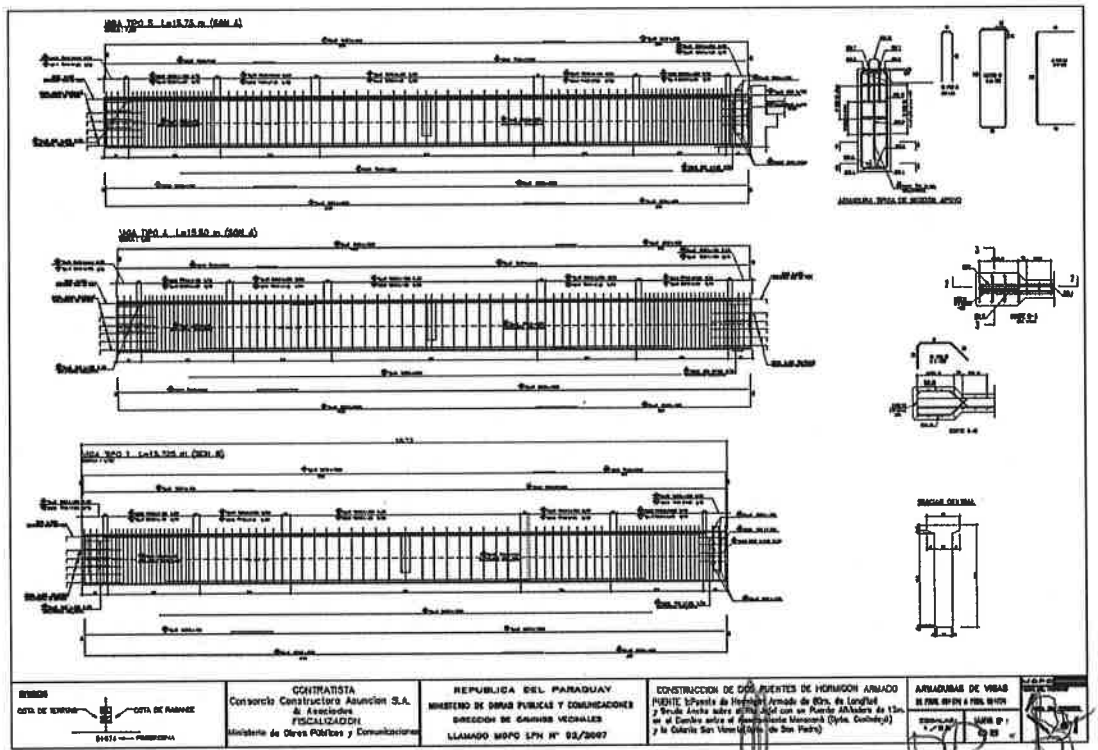




Rafael Prieto Florentín
Ing. Civil

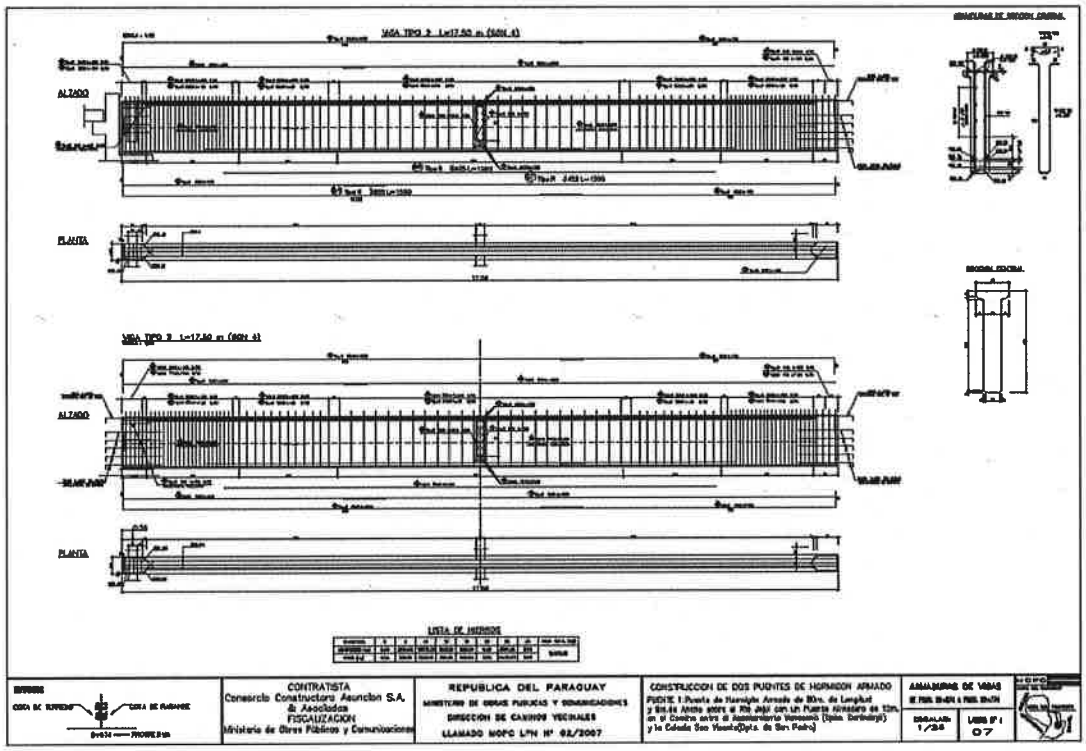
Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

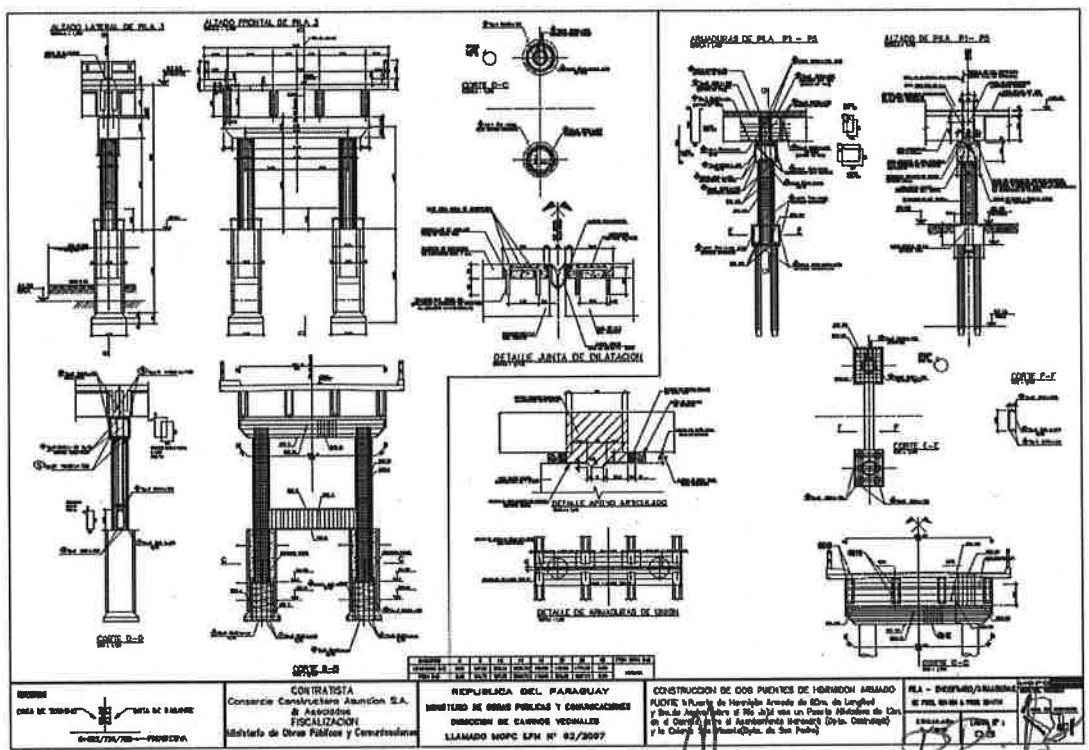




Rafael Prieto Florentin
Ing. Civil

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey





Rafael Prieto Florentín
Ing. Civil

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

EVALUACIÓN DEL ESTADO DEL HORMIGÓN EN VIGAS LONGITUDINALES

INFORME

EVALUACIÓN DEL ESTADO DEL HORMIGÓN COLOCADO EN: VIGAS LONGITUDINALES

PUENTE Río Jejui (Colonia Maracana - San Vicente)

– Departamento de Canindeyú

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Agosto - 2021

Elaborado: MSc. Ing. Julio C. Patiño

ÍNDICE

Contenido

ÍNDICE 2
1 Introducción 3
2 Objetivo 3
3 Método de Ensayo 3
3 Desarrollo de los trabajos 3
4.1 Equipo de trabajo 3
4.2 Trabajos Desarrollados 3
5. Resultados Obtenidos 5
5.1 Sobre el Ensayo del hormigón 5
6- Conclusiones 8
7 - Bibliografía 10

1 Introducción

En el reporte a continuación, se presenta el resultado del ensayo de EVALUACIÓN de las VIGAS LONGITUDINAL, por el MÉTODO, NO DESTRUCTIVOS de esclerómetro: del proyecto PUENTE Río Jejui (Colonia Maracana - San Vicente) – Departamento Canindeyú.

2 Objetivo

El presente informe tiene por objeto presentar los resultados de los ensayos de esclerómetro en 8 (ocho) Vigas Longitudinales que forma parte de la súper estructura. Tramos 1 y 2

3 Método de Ensayo

ENSAYO: Ensayo esclerométrico o Índice de Rebote
NORMATIVA: UNE 83307:86 Ensayos de hormigón. Determinación del índice de rebote
DESCRIPCION:

Consiste en un ensayo para obtener la calidad de la capa superficial (3-4 cm.) del hormigón.
El sistema de funcionamiento está basado en la medida del rebote de una masa de acero, liberada por un percutor al hacer presión con el aparato sobre la superficie de hormigón. Una vez la masa ha impactado vuelve hacia atrás, arrastrando la aguja de una escala graduada donde se lee el resultado.

CARACTERISTICAS DEL ENSAYO:

• La aplicación de este ensayo permite tener una medida de la dureza relativa o superficial del hormigón. Pero el aparato dispone de una tabla en la que se relaciona el índice obtenido con la resistencia cúbica del hormigón en función de la posición de trabajo del aparato.

• Este ensayo al igual que todos los ensayos no destructivos no son sustitutivos de los métodos destructivos empleados para determinar la resistencia. Pero empleados de manera adicional o complementaria con los destructivos son de gran ayuda para comparar hormigones, determinar zonas homogéneas y realizar estimaciones de la resistencia del hormigón.

4 Desarrollo de los trabajos

4.1 Equipo de trabajo

Los trabajos se iniciaron en el mes de agosto 2.021, y fue desarrollado por

- MSc. Ing. Julio C. Patiño

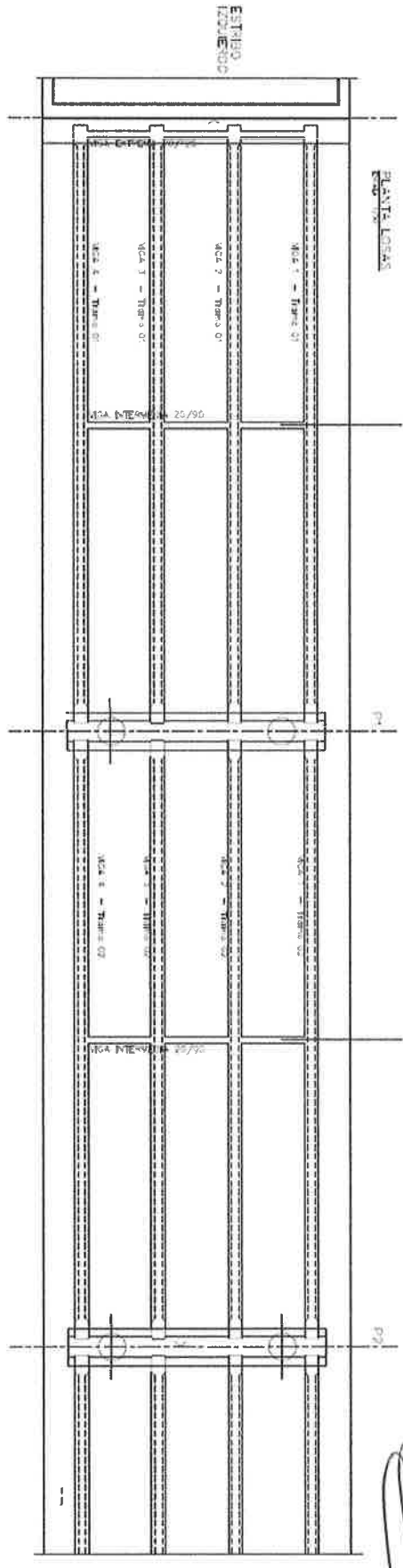
4.2 Trabajos Desarrollados

El trabajo se realizó a fin de evaluar la calidad del hormigón

- Preparación de la superficie para los ensayos.
- Análisis de resultados.

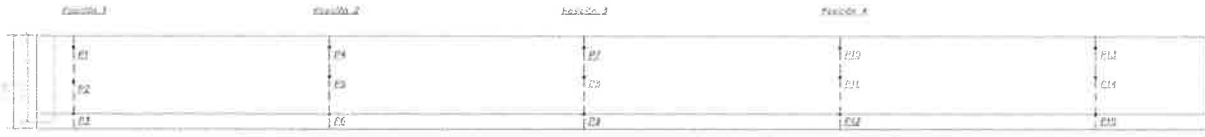
JULIO C. PATIÑO
MSc. Ing. Civil

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey



JULIO C. PATIÑO
MSc. Ing. Civil

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey



PLANTA

Resultados Obtenidos

5.1 Ensayo del hormigón

Sobre el Ensayo de Esclerómetro

1	VIGA 1 Tramo 1	Elemento	Índice Esclerométrico Medido N°	N (promedio)	Calidad del Hormigón
P1	**Viga 01 Dirección 0°**	1-1	42	42,5	Buena
P2		1-2	40		
P3		1-3	42		
P4		1-4	45		
P5		1-5	45		
P6		1-6	45		
P7		1-7	40		
P8		1-8	40		
P9		1-9	42		
P10		1-10	42		
P11		1-11	44		
P12		1-12	42		
P13		1-13	40		
P14		1-14	44		
P15		1-15	45		

Identificación	VIGA 2 Tramo 1	Elemento	Índice Esclerométrico Medido N°	N (promedio)	Calidad del Hormigón
P1	**Viga 02 Dirección 0°**	1-1	41	42,5	Buena
P2		1-2	42		
P3		1-3	43		
P4		1-4	45		
P5		1-5	45		
P6		1-6	45		
P7		1-7	42		
P8		1-8	42		
P9		1-9	40		
P10		1-10	40		
P11		1-11	42		
P12		1-12	44		
P13		1-13	40		
P14		1-14	42		
P15		1-15	44		

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

JULIO C. PATIÑO
MSc. Ing. Civil

Identificación	VIGA 3 Tramo 1	Elemento	Índice Esclerométrico Medido N°	N (promedio)	Calidad del Hormigón
P1	**Viga 03 Dirección 0°**	1-1	44	43,1	Buena
P2		1-2	45		
P3		1-3	42		
P4		1-4	40		
P5		1-5	44		
P6		1-6	42		
P7		1-7	44		
P8		1-8	45		
P9		1-9	42		
P10		1-10	44		
P11		1-11	42		
P12		1-12	45		
P13		1-13	42		
P14		1-14	42		
P15		1-15	44		

Identificación	VIGA 4 Tramo 1	Elemento	Índice Esclerométrico Medido N°	N (promedio)	Calidad del Hormigón
P1	**Viga 04 Dirección 0°**	1-1	40	42,5	Buena
P2		1-2	42		
P3		1-3	42		
P4		1-4	44		
P5		1-5	45		
P6		1-6	42		
P7		1-7	44		
P8		1-8	44		
P9		1-9	42		
P10		1-10	40		
P11		1-11	40		
P12		1-12	42		
P13		1-13	42		
P14		1-14	44		
P15		1-15	45		

Identificación	VIGA 1 Tramo 2	Elemento	Índice Esclerométrico Medido N°	N (promedio)	Calidad del Hormigón
P1	**Viga 01 Dirección 0°**	1-1	44	43,5	Buena
P2		1-2	44		
P3		1-3	45		
P4		1-4	44		
P5		1-5	42		
P6		1-6	42		
P7		1-7	42		
P8		1-8	44		
P9		1-9	44		
P10		1-10	42		
P11		1-11	42		
P12		1-12	44		
P13		1-13	44		
P14		1-14	44		
P15		1-15	45		

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

JULIO C. PATIÑO
MSc. Ing. Civil