

# CLASE AUXILIAR #4

## Cálculo de Superestructura Vigas Postensadas

*Preparado por: Rodrigo Saldivia*

# Pte. San Francisco – Viga Postensada (1 de 3)

PEDRO ASTABURUAGA GUTIERREZ

PROYECTO COSMAZAR NORTE

CALCULO \_\_\_\_\_ REVISO \_\_\_\_\_

MATERIA VIGAS PUENTE SN. FCO.

FECHA 15/03/01 HOJA Nº 33 DE 42

## 3. VIGAS POSTENSADAS

3.1.- CARGAS Y MOMENTOS MAXIMOS V. INT. a)  $S = 3.7m$   
SON 4 VIGAS  $L_v = 33.10m$ ,  $L_n = 32.37m$ ,  $H = 2.00$

PP VIGA  $0.771 \times 2.5 = 1.928 Tm$   $M_{PP} = 752.5 Tm$   
PP SOBRECARGA  $0.20 \times 3.7 \times 2.5 = 1.850$   $M_{SC} = 242.3$   
PP P+B+P  $(0.53 \times 2.5 + 0.06 \times 2.4 \times 11) / 4 = 0.747$   $M_{P+B+P} = 97.9$

SOBRECARGA CARGA DE RUEDA DE DISCO  
VEHICULAR  $P_d = 1.2 \times 60 \times C_E \times 1/2 = 19.737 Tm$

CANION  $M_{S20-44+20\%} C_D = (1.5 + (P/3))^{1/4} (1/4)^{1/2} (1/4)^{1/2} = 1.863$   $M_{SC} = 207.4$

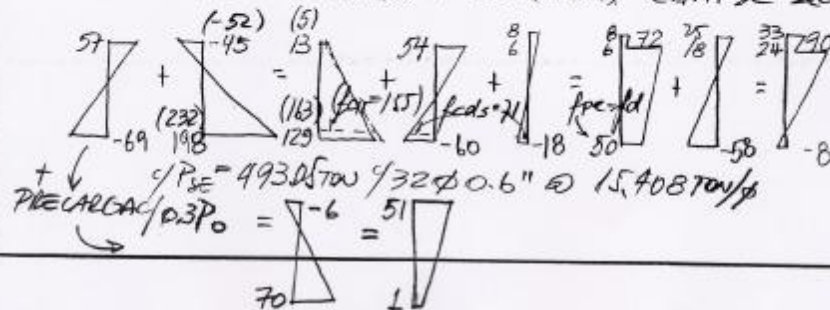
CON:  $S/L_n = 0.114$   $C_E = 1 + 15.27/L_n + 1.78 = 1.217$   $(M_{max} = 1596.1)$   
 $kg/L_n^3 = 3.808$   $1/6$  GUIDE SPECIFICATIONS FOR  
DISTRIBUTION OF LOADS FOR HIGHWAY BRIDGES AASHTO 1994

## 3.2.- PROPIEDADES MECANICAS

ELEM'S  $0. HORM. + M_6 \times 27 \phi 1.20 \text{ IN} + R 3.70 \times 20$   
-  $3 \phi 80 \text{ a } 100$   $A = 0.7562 m^2$   $7831$   $14423$   
R  $63 \times 3.5$   $q_k = 1.0932 m$   $10575$   $15319$   
D  $7 \times -3.5$   $z = 0.400534 m$   $425630$   $0.810748$   
R  $70 \times 16.5$   $W_p =$   $113$   $1.213585$   
D  $50 \times 25$   $W_s = 0.001709$   $452540$   $1.732103$   
R  $20 \times 170$   $W_L = 0.366381$   $401741$   $529234$   
D  $120 \times -15$   $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$   $m_p = 7/12$   $m_c = \sqrt{250/300}$   
R  $140 \times 10$   $E_u = 1.77 \text{ ton/cm}^2$   $E_s = 1970$

## 3.3.- TENSIONES Y POSTENSADO

$P_v + P_{posten} = V_{vacio} + EL \cdot A \cdot (P+B) = P_{perm} + SC = S_{pu}$



PEDRO ASTABURUAGA GUTIERREZ

PROYECTO \_\_\_\_\_

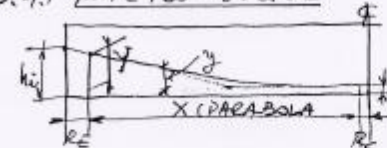
CALCULO \_\_\_\_\_

MATERIA \_\_\_\_\_

FECHA 15/03/01 HOJA Nº 34 DE 42

## 3.4.- ESTIMACION DE LAS PERDIDAS Y ELONGACIONES

### 3.4.1 TRAZADO DUCTOS



$$Y = (h-r) - 2R_e Y/X$$

$$tg \theta_y = 2Y/X$$

$$l_e = R_e / \cos \theta_y$$

$$l_c = X + Y^2/3X$$

DUCTO h R\_e X Y tg θ\_y l\_e l\_c l\_c/2

③ 1.500 0.55 16 1.710 .1637 .557 16.076 16.593

② 1.00 ✓ 16 0.842 .1053 .553 16.015 16.568

① 0.500 ✓ 16 0.374 .0468 .551 16.003 16.554

EN ZANITA CON DOBLE CURVATURA PARABOLICA  $2Y = 0.15m$   
CON LO CUAL SUMAR  $2tg \theta_y = 0.050$  EN  $X = 12.0m$   
TAL QUE  $\theta_R = \sqrt{\theta_y^2 + \theta_x^2}$

FUERZAS

DE POSTENSADO DUCTO ③ ② ①

$$P_T = 12 \times 20 + 10 \times 20 + 10 \times 20 = 640. Tm$$

### 3.4.2 PERDIDAS INSTANTANEAS

- LA FRICCION  $f_R = 15.247 + 10.964 + 9.144 = 35.356 Tm$   
CON  $k = 2\%$   $\mu = 0.20$   $0.0675 \times 240$   $0.0546 \times 200$   $0.0459 \times 200$   
 $kg/2 + 40R = 0.0656$   $0.0564$   $0.0468$

- ASO. CUMAS si  $L_x = \sqrt{CEA \cdot b} / FEI = 14.701, 15.813, 17.316 \leq L_n/2$   
 $C = 0.60m$

- ACOPTAMIENTO  $ES = 0.50 (E_{sf} / E_u) \times f_{ct} \times A_s$   $\therefore$  NO HAY PERDIDA  
ELASTICO CON  $ES = 0.50 (1970 / 277) \times 1.55 \times 44.8 = 24.693 Tm$   
TESADO/MONOCABLE

TOTAL PERDIDAS INSTANTANEAS: 60.049

$$P_o = 579.95 Tm$$



# Pte. San Francisco – Viga Postensada (2 de 3)

PEDRO ASTABURUAGA GUTIERREZ

PROYECTO: \_\_\_\_\_ MATERIA: \_\_\_\_\_  
CALCULO: \_\_\_\_\_ REVISO: 4 FECHA: 15/03/01 HOJA N° 35 DE 42  
25/04/01

## 3.4.3 PERDIDAS DIFERIDAS

RETRACCION SH = 0.8 (1.2 - 1.01 RH)  $A_s = 16.415 \text{ TON}$   
CON RH = 70%

RELAJACION CRE = (12 ferr - 7 feds)  $A_s = 61.062 \checkmark$   
= CREED FORM.

RELAJACION CRs = 0.75  $A_s - 5\% (8 HCR) = 9.426 \checkmark$   
DEL ACERO  
7% FRI  
10% ES

TOTAL PERDIDAS DIFERIDAS: 86.904 TON

$P_{SE} = 493.047 \text{ TON}$

## 3.4.4 ELONGACIONES DUCRO

(TENDIDO INOCUABLE) ③ ② ①  
 $\Delta e = \frac{16.1 \text{ TON}}{E_s A_s} (1 - \frac{F_{RI}}{F_R}) (1 + 60) = \frac{1.61}{1.04} \quad \frac{1.62}{1.05} \quad \frac{1.64}{1.07}$

+ ASID. CON AOR. - ACTIVA = -0.002 -0.002 -0.002

DIFERENCIA PRECARGA: 0.182 0.183 0.185  
CARGA: 0.159 0.160 0.162

## 3.5.- VERIFICACION CAPACIDAD FLEXURAL

$\phi M_u \geq M_{sm} = 1.3 (2 M_{pp} + M_{sc} / 0.6) = 1437.7 \text{ TM}$

$1525.7 \text{ TM} \geq M_{cr} = 1.2 W_c (f_r + f_{pc} - f_d) = 555.7 \text{ TM}$   
 $1.2 W_c (37.4 + 150)$

( $f_r = 2 \sqrt{f'_c} = 7$ )  
 $\phi M_u = 0.90 \times A_s \times f_{su} (d - a/2) = 1525.7 \text{ TM}$

$f_{su} = f'_s (1 - 0.5 \rho^* f'_s / f'_c) = 18.565 \text{ TON/cm}^2$

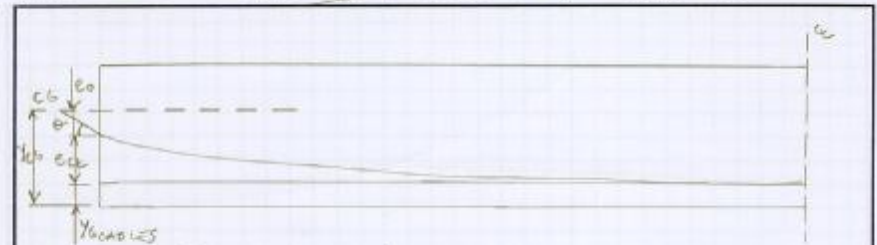
$f'_s = 18.983 \text{ TON/cm}^2 \quad f'_c = 0.250 \text{ TON/cm}^2$

$d = 220 - 11 = 209 \text{ cm} \quad \rho^* = 0.579\%$

$b = 370 \text{ cm} \quad A_s = 44.8 \text{ cm}^2$

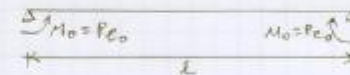
$a = A_s f_{su} / 0.85 f'_c = 10.6 \text{ cm}$

PROYECTO: \_\_\_\_\_ MATERIA: CONCRETO FLECHA POST.  
CALCULO: R. SANCHEZ A S REVISO: 12 FECHA: 05/03/06 HOJA N° 1 DE 1

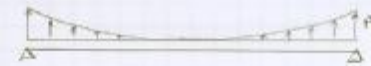


$e_o = y_{cg} - (e_{ce} + y_{camber})$

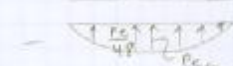
$P = (P_o - 1.5 F_e) \cos \theta$



$\Delta_{max} = - \frac{P_o e_o l^2}{8 E_c I_n}$



$\Delta_{max} = - \frac{5}{6} \frac{P_o e_o l^2}{8 E_c I_n}$



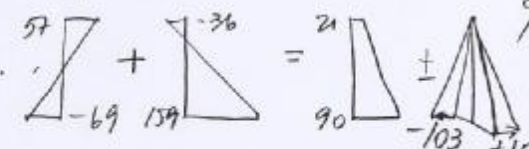
# Pte. San Francisco – Viga Postensada (3 de 3)

PROYECTO: MATERIA: 15/03/01 HOJA Nº 36 DE 42  
CALCULO: REVISO: FECHA: 15/03/01

## 3.6.- DEFORMACIONES Y CONTRAFLECHAS

$$\begin{aligned} \text{PP VIGA } (5/384) P_v l^4 / E_c I_c &= 0.025 \text{ m} \text{ CONTRAFLECHA} \\ \text{POSICIÓN } (e_0 + 5/6 e_f) P_H l^3 / 8 E_c I_c &= -0.052 \text{ m} \text{ POSICIÓN} \\ \text{SOPRELOSA } (5/384) P_H l^4 / E_c I_c &= 0.021 \text{ m} \text{ SOPRELOSA} \\ P+B+P (\checkmark) P_H l^4 / E_c I_c &= 0.004 \text{ m} \text{ P+B+P} \\ \text{CON } P_H = (P_0 - 1.5 FR) \cos \theta_y = 524.7 \text{ TON} &\Delta_{\text{DIF}} = -0.027 \text{ m} \\ e_c = \bar{y} = 0.842 \text{ m} &E_c I_c = 1109479.7 \text{ TM}^2 \\ e_0 = \bar{y}_c - \bar{y} = 0.14 \text{ m} &E_c I_c = 1272634 \text{ TM}^2 \\ &E_c I_{\text{col}} = 242 + 137 \text{ TM}^2 \end{aligned}$$

## FLEXION LATERAL

$$\begin{aligned} \gamma P'_1 &= 215.5 \text{ TON} \text{ EN } e \\ + P'_2/2 &= 181.3 \text{ TON} \text{ @ } 0.14 \text{ m} \\ \bar{P}'_0 &= 396.8 \text{ TON} \\ \gamma W_y &= 0.02467 \text{ ON } 3 \\ \text{PAIN INF + 50\% ALMA} & \\ \text{O.K.} & \end{aligned}$$


LOS GIROS IMPUESTOS A LAS PLACAS DE APOYO SERAN LOS CORRESPONDIENTES A

SOPRELOSA  $\theta_{sc} = 2.054\%$

P+B+P  $\theta_{P+B+P} = 0.434\%$

SOPRELOSA  $\theta_x = 0.939\%$  EN POSICION MAX

GIRO MAX.  $\theta_y = 3.427\%$  SIN IMPACTO

EN ESTADOS EL ALARGAMIENTO POR  $\Delta T = 20^\circ$

$$\Delta_T = \alpha \Delta T \times L/2 = 10^{-5} \times 20^\circ \times 65.67/2 = 0.007 \text{ m}$$

PROYECTO: MATERIA: 15/03/01 HOJA Nº 37 DE 42  
CALCULO: REVISO: FECHA: 15/03/01

## 3.7.- ARMADURAS PASIVAS

### 3.7.1 CABEZALES

TRACCION ENTRE ANCLAJES (Y HAY)

$$\begin{aligned} \text{CON } A_s &= 0.20 P_0 \text{ Sxb} / f_s \times A_c = 11.5 \text{ cm}^2 \\ A_c &= 6 \times H = 70 \times 200 = 1400 \text{ cm}^2 \\ f_s &= 2.52 \text{ TON/cm}^2 = 19.2 \text{ cm}^2 \\ S &= 50 \text{ D.F.} \end{aligned}$$

DESCARRAMIENTO FRONTAL

$$T_0'' = 0.22 P_0 i = 42.5 \text{ TON}$$

$$A_{\text{req}} = 17.9 \text{ cm}^2 \text{ } \gamma 8 \text{ V } \phi 12 \text{ 25. cm } \phi e = 30 \text{ cm} \\ \text{A44-28H (SOLAPERA INF.)}$$

TRACCION POR REDUCCION DEL ALMA

$$T_1 = \left( \frac{70-20}{4 \times 75} \right) \times P'_0 = 90.8 \text{ TON}$$

$$P'_0 = P_0 - FR = 544.6 \text{ TON}$$

$$A_{\text{req}} = \frac{T_1 \times 20 \times 120}{200 \times 70 \times 0.85 f_y} = 4.7 \text{ cm}^2 \\ \gamma 6 \phi 12 \text{ EN 3 E } \phi 12 \text{ M } \textcircled{12}$$

TRACCION FRONTAL X ENSANCHE FUERTES

$$T_2 = \left( \frac{70-30}{4 \times 70} \right) \times P_0 i/2 = 13.8 \text{ TON}$$

$$A_{\text{req}} = 3.9 \text{ cm}^2 \text{ EN 3 E } \phi 12 \text{ FRONTERAS} \\ 6.8 \text{ cm}^2$$



[illegible]