Firmado electrónicamente por:
JAVIER ENRIQUE
CARDENAS CHILAN
Validar únicamente con FirmaEC

ANEXO A

INFORME FOTOGRÁFICO

Ilustración A1. Tablero del puente río Jermud.

Ilustración A2. Vista lateral del puente río Jermud.

Ilustración A3. Pilas y viga cabezal C1.

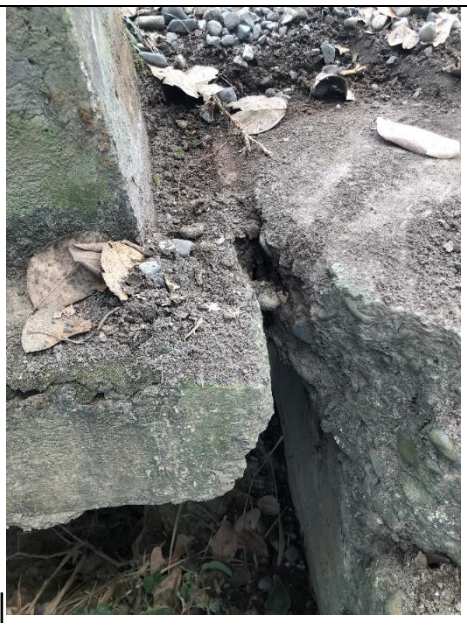


Ilustración A5. Junta entre puente y calzada de acceso.

Ilustración A10. Varillas expuestas de la unión losa de aproximación y estribo

Ilustración A11. Grieta del hormigón en el estribo derecho

Ilustración A7. Se observa segregación en la zona central de la viga cabezal C1.

Ilustración A8. Parte de la columna que soporta la viga cabezal C1 presenta segregación en su parte superior.

Ilustración A9. En dos de las vigas se identifica una lechada de concreto.

Ilustración A10. Investigación de la cimentación del puente Jermud

Ilustración A11. Camisa de pilote encontrado bajo la zapata pila izquierda

Ilustración A12. Proyección de diámetro de pilote (60 cm)

ANEXO B

EXTRACCIÓN Y ENSAYOS DE NÚCLEOS DE HORMIGÓN

Ilustración B1. Toma de núcleo de Ho. en viga cabezal del puente

Ilustración B2. Toma de núcleo de Ho. en losa del tablero del puente

Ilustración B3. Toma de núcleo de Ho. en estribo derecho

Ilustración B4. Toma de núcleo de Ho. En viga del puente

Ilustración B5. Toma de núcleo de Ho. en columna pila.

Ilustración B6. Ensayo de compresión del núcleo de hormigón.

Ilustración B7. Núcleo de Ho. del estribop ensayado

Ilustración B8. Núcleo de Ho. de la viga cabezal ensayado

RESULTADOS DEL ENSAYO DE COMPRESIÓN A LOS NÚCLEOS DE HORMIGÓN

Guayaquil, Julio 1 del 2022
INFORME: 002-EN-2022

PARA: *PREFECTURA DEL GUAYAS*
PROYECTO: *REHABILITACION DE LA VIA CONEXIÓN E30 - PEDRO VELEZ - CARLOS JULIO AROSEMENA*
NORMA: *INEN 1573 / ASTM C42/C42M-13* *RESISTENCIA* *f'c:* *350* *Kg/cm2*

TOMA	FECHA DE FUNDICION	FECHA DE EXTRACCION	FECHA DE ROTURA	DIAS	DIAMETRO	ALTURA	FACTOR	RESISTENCIA		OBSERVACIONES
					CENTIMETROS		CORREC.	KG/CM2	%	ELEMENTO
T-1										
1	No definido	24-jun	1-jul	28+	6,00	12,00	1	328,21	93,77	Cabezal Pila #2
2	"	"	"	"	6,00	12,00	1	339,35	96,96	Losa
3	"	"	"	"	6,00	12,00	1	321,08	91,74	Estribo #2
4	"	"	"	"	6,00	12,00	1	348,32	99,52	Viga
5	"	"	"	"	6,00	12,00	1	325,98	93,14	Pila #2

NOTA: Según la norma INEN 1573, el hormigón de la zona representada por los núcleos, se considera estructuralmente adecuada, si el promedio de los 3 núcleos es mínimo el 85% del f'c, y ningún núcleo tiene una resistencia menor al 75% del f'c, en caso que los resultados sean erráticos, se puede extraer núcleos adicionales de la misma zona

ANEXO C

ACERO DE REFUERZO EN EL PUENTE EXISTENTE

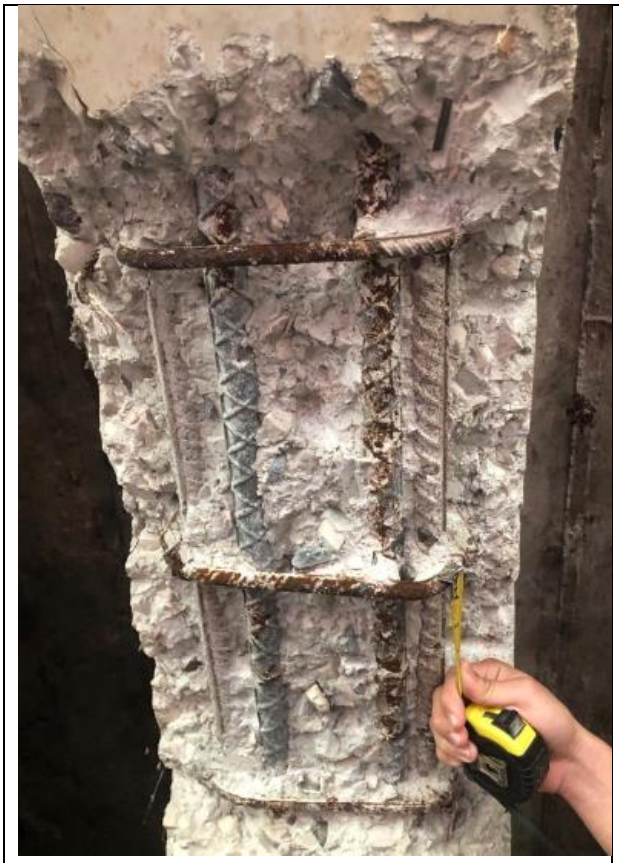


Ilustración C1. Acero de refuerzo longitudinal existente en viga del puente

4ϕ22mm

Rec. 60mm

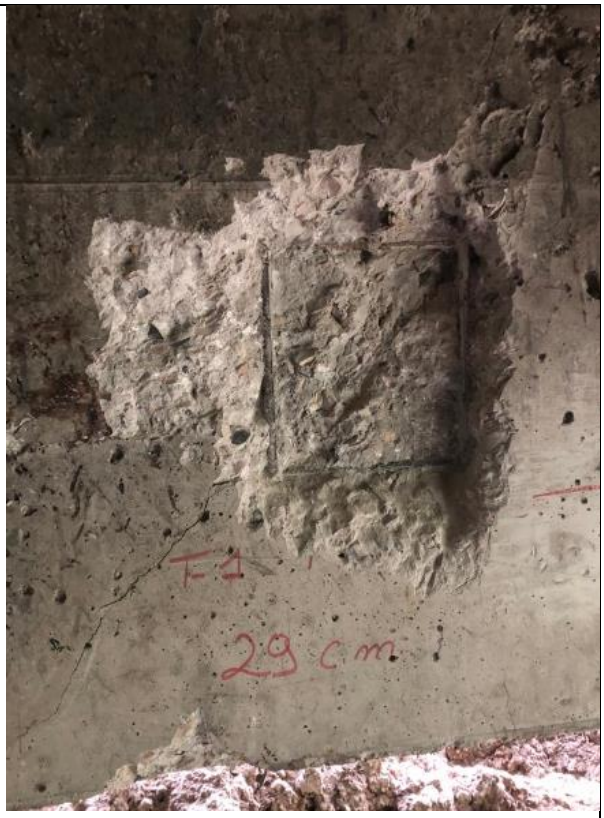


Ilustración C2. Acero de refuerzo transversal existente en la viga del puente .

2ϕ8mm cada cara

Estribo ϕ12mm c/250mm

Ilustración C3. Acero de refuerzo longitudinal inferior existente en viga cabezal.

3ϕ22+4ϕ16mm

Rec. 50mm

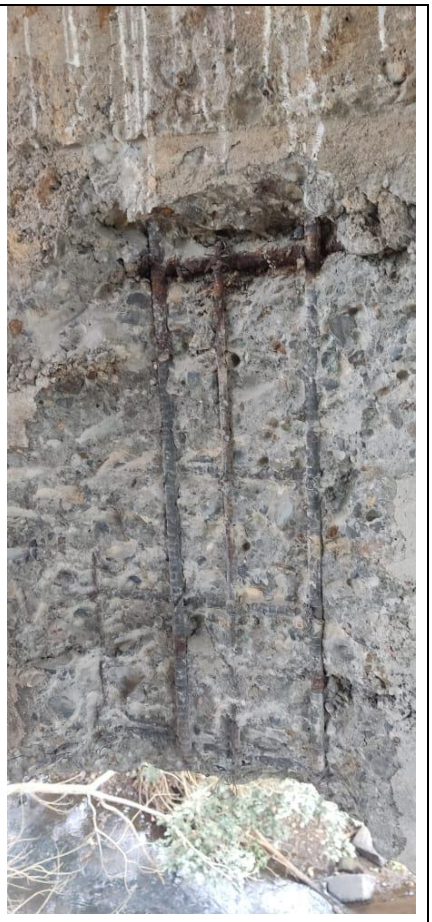


Ilustración C4. Acero de refuerzo transversal existente en viga cabezal.

Estriboϕ16 y ϕ10mm alternados c/150
4ϕ10mm c/cara +
1ϕ22mm c/cara

Ilustración C5. Acero de refuerzo transversal en la columna pila

Estriboϕ10mm c/300 mm (4 ramas)

Ilustración C6. Acero de refuerzo longitudinal en la columna pila de 600x800mm

28ϕ25mm

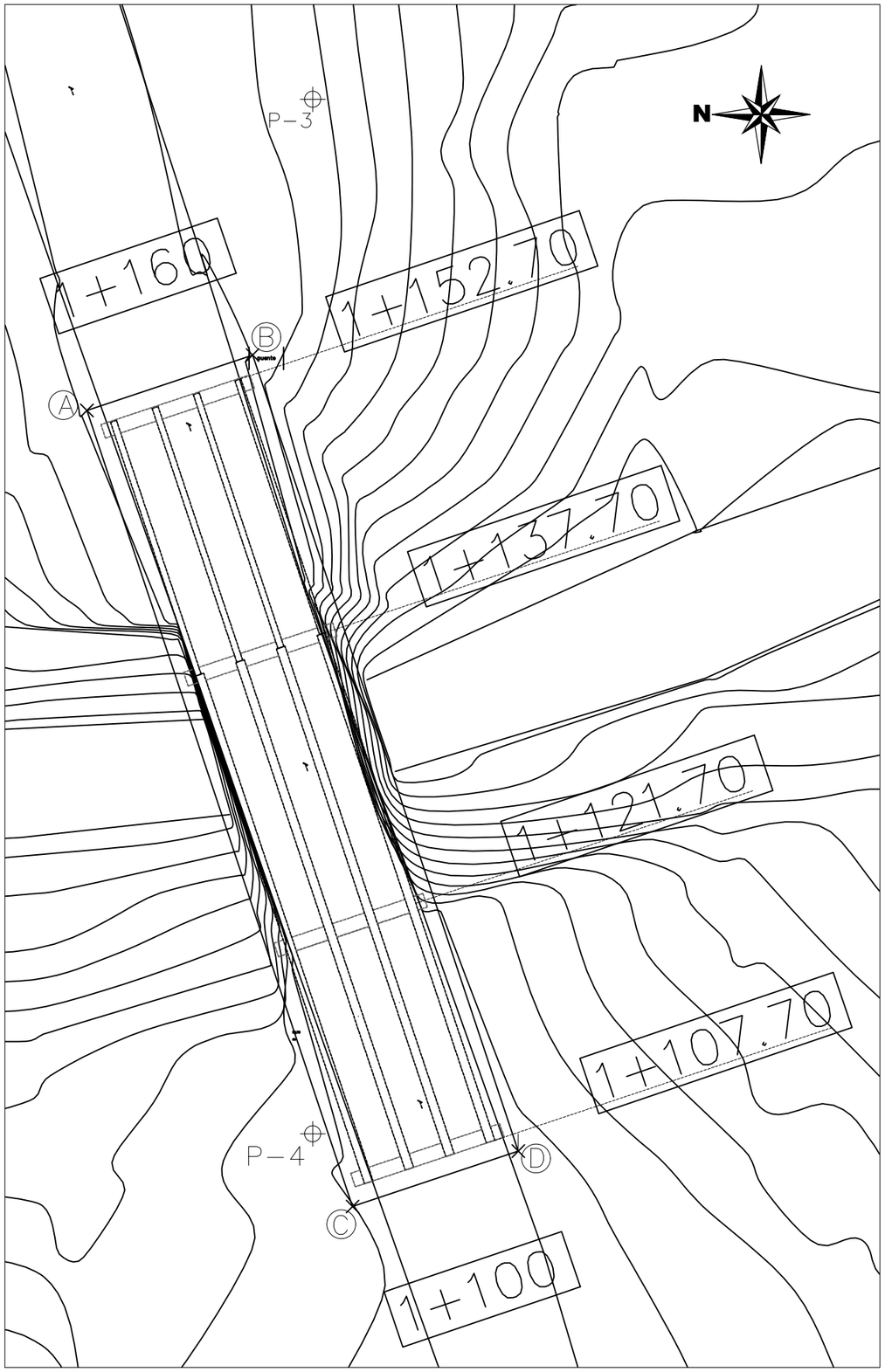
Ilustración C5. Acero de refuerzo en el estribo.

Estriboϕ12 cada 300mm en ambos sentidos

ANEXO D

IMPLANTACIÓN PUENTE SOBRE RÍO JERMUD

ESC. 1:150



COORDENADAS PUENTE SOBRE RÍO JERMUD		
PUNTO	ESTE	NORTE
A	638099.330	9885467.560
B	638108.630	9885470.670
C	638114.220	9885422.930
D	638123.520	9885426.030

COORDENADAS DE PERFORACIONES		
PUNTO	ESTE	NORTE
P-3	638112.000	9885485.000
P-4	638112.000	9885427.000

"ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS PARA LA REHABILITACIÓN DE LA VIA E30-PEDRO VELEZ-CARLOS JULIO AROSEMENA, UBICADA EN EL CANTON EL EMPALME DE LA PROVINCIA DEL GUAYAS."

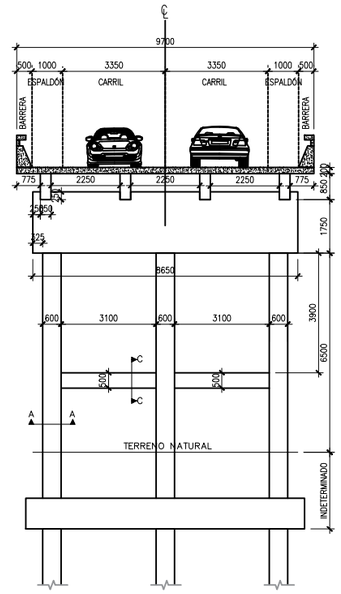
PLANOS ALTERNATIVA NO SELECCIONADA NO APTO PARA CONSTRUCCIÓN

IMPLANTACIÓN, SECCIÓN TRANSVERSAL, PERFIL LONGITUDINAL Y PERFIL DE SOCAVACIÓN DEL PUENTE SOBRE EL RÍO JERMUD

ESCALA:		LÁMINA:
INDICADAS	OCTUBRE/2022	S1-01

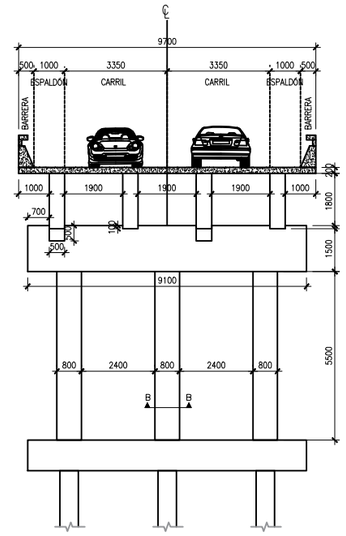
PILA INTERMEDIA 1+121.70

ESC. 1:100



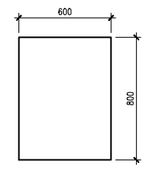
PILA INTERMEDIA 1+137.70

ESC. 1:100



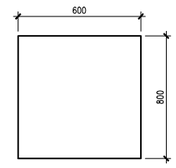
SECCIÓN A-A

ESC. 1:20



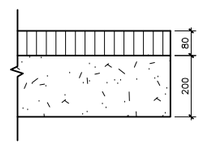
SECCIÓN B-B

ESC. 1:20



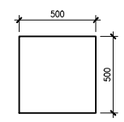
DETALLE DE LOSA

ESC. 1:10



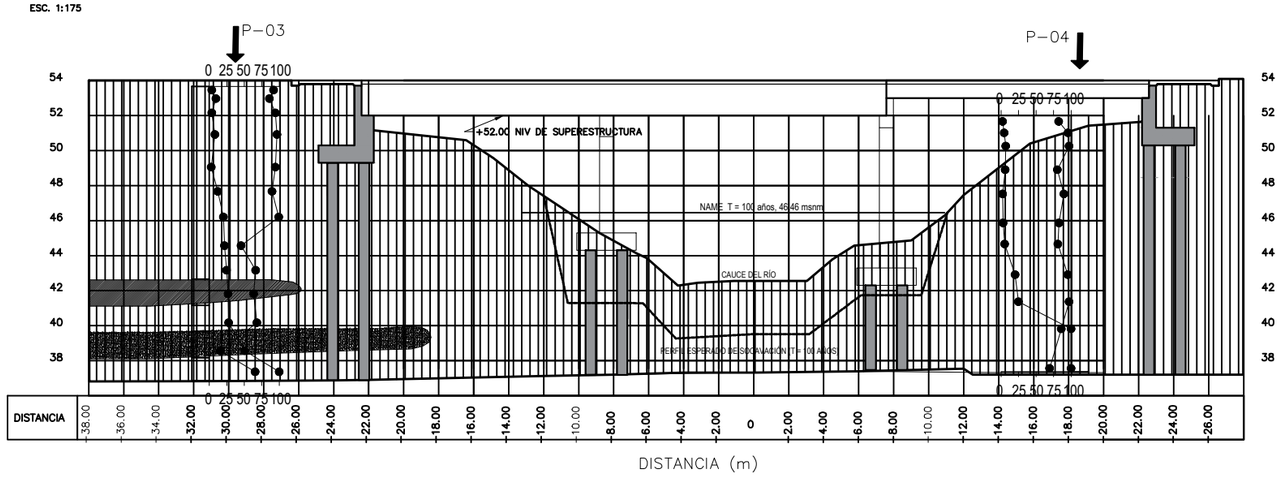
SECCIÓN C-C

ESC. 1:20



PERFIL DE SOCAVACIÓN

ESC. 1:175



PUENTE 1-ALTERNATIVA 1-ANEXO

"ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS PARA LA REHABILITACIÓN DE LA VIA E30-PEDRO VELEZ-CARLOS JULIO AROSEMENA, UBICADA EN EL CANTON EL EMPALME DE LA PROVINCIA DEL GUAYAS."

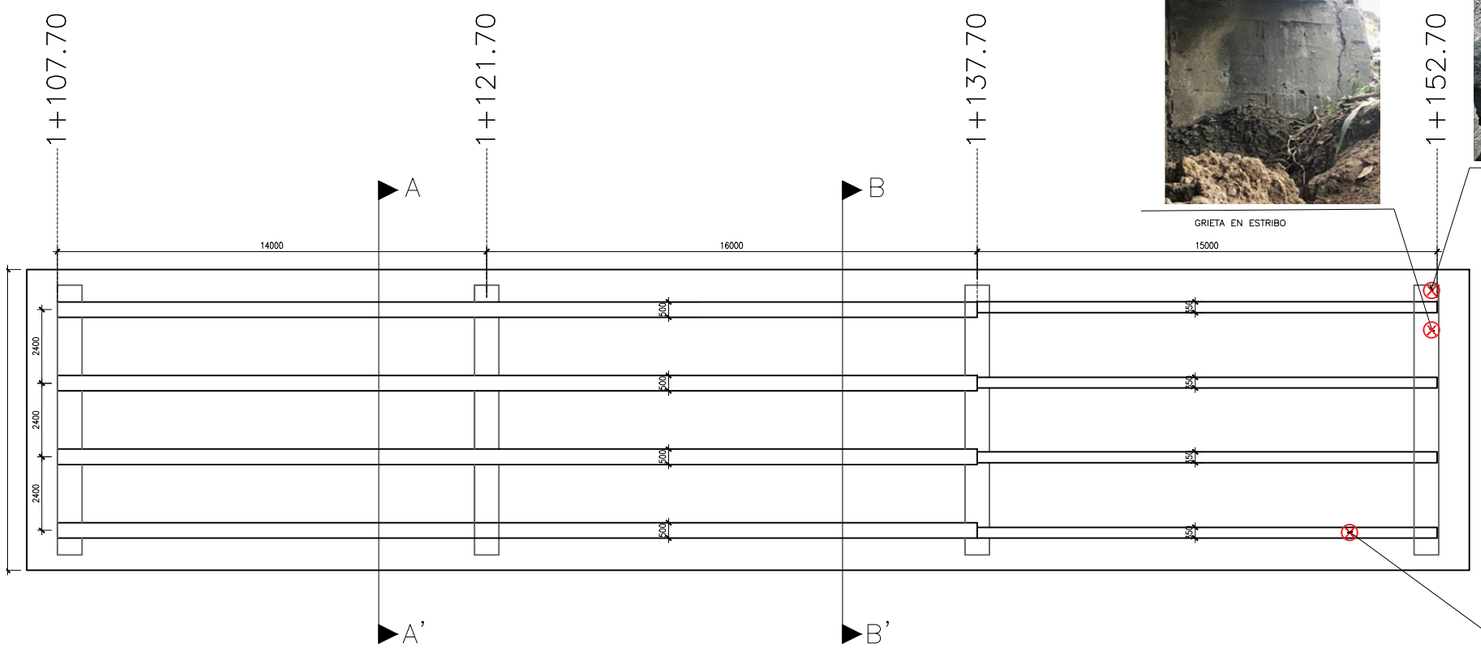
PLANOS ALTERNATIVA NO SELECCIONADA
NO APTO PARA CONSTRUCCIÓN

DAÑOS ENCONTRADOS EN LA ESTRUCTURA DEL PUENTE SOBRE EL RÍO JERMUD

ESCALA:		LÁMINA:
INDICADAS	OCTUBRE/2022	S1-02

PLANTA DEL PUENTE SOBRE RÍO JERMUD

ESC. 1:100



GRIETA EN ESTRIBO

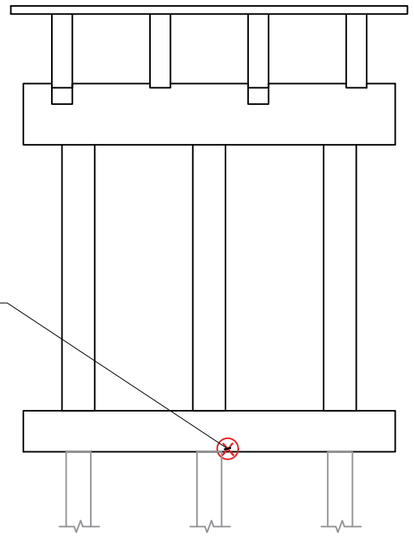
ACERO DESCUBIERTO EN ESTRIBO

MUESTRA DE POSIBLES
REPARACIONES ANTERIORES

SECCIÓN A-A'

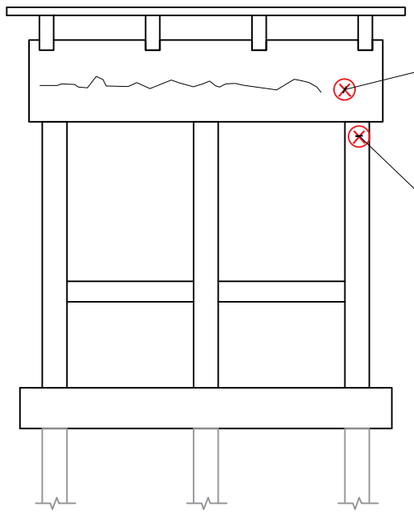
ESC. 1:75

SOCAVACIÓN DEL TERRENO NATURAL



SECCIÓN B-B'

ESC. 1:75



SEGREGACIÓN ZONA CENTRAL

SEGREGACIÓN PARTE SUPERIOR DE LA COLUMNA

PUENTE 1-ALTERNATIVA 1-ANEXO

"ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS PARA LA REHABILITACIÓN DE LA VIA E30-PEDRO VELEZ-CARLOS JULIO AROSEMENA, UBICADA EN EL CANTON EL EMPALME DE LA PROVINCIA DEL GUAYAS."

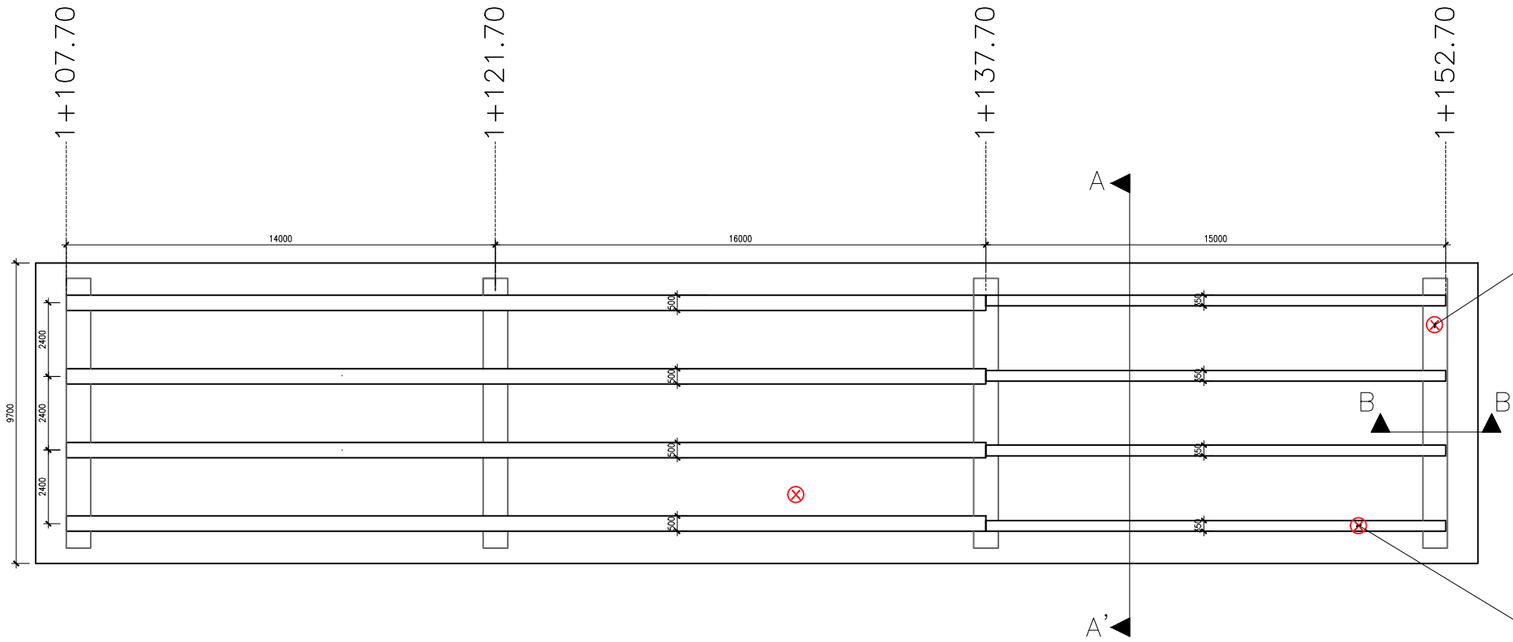
PLANOS ALTERNATIVA NO SELECCIONADA
NO APTO PARA CONSTRUCCIÓN

ACERO DE REFUERZO EXISTENTE DEL PUENTE SOBRE EL RÍO JERMUD

ESCALA:		LÁMINA:
INDICADAS	OCTUBRE/2022	S1-03

PLANTA DEL PUENTE SOBRE RÍO JERMUD

ESC. 1:100



FOTOS DEL ARMADO DE ESTRIBO

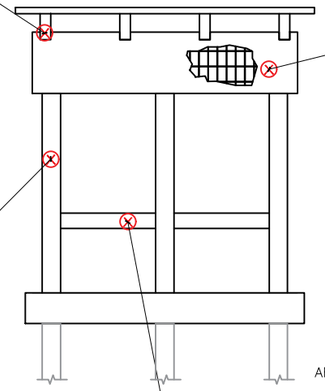
FOTOS DEL ARMADO DE LA VIGA

ARMADO DE VIGA

- ø22mm
- 2ø8mm c/cara
  Est. ø12 c/25cm
  Rec. 6 cm

SECCIÓN A-A'

ESC. 1:100

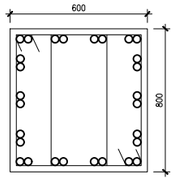


ARMADO DE VIGA CABEZAL

ø22mm, ø16mm c/50mm
Estribos ø12mm c/_mm
Rec. 5.5 cm

ARMADO DE PILA

- 28ø25mm
  Est. ø10 c/150mm
  Rec. _cm

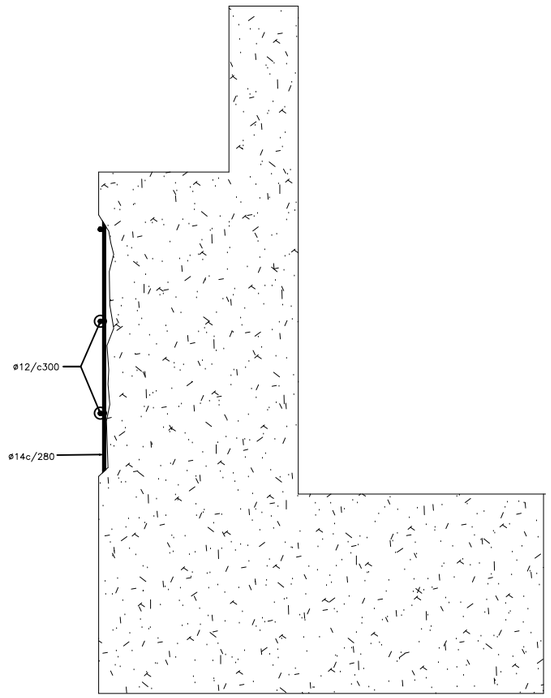


ARMADO DE VIGA DE AMARRE

- 8ø18mm
- 1ø14mm c/cara
  Est. ø10 c/15cm
  Rec. Sup. 8 cm
  Rec. Inf. 4 cm

SECCIÓN B-B'

ESC. 1:10



PUENTE 1-ALTERNATIVA 1-ANEXO

"ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS PARA LA REHABILITACIÓN DE LA VIA E30-PEDRO VELEZ-CARLOS JULIO AROSEMENA, UBICADA EN EL CANTON EL EMPALME DE LA PROVINCIA DEL GUAYAS."

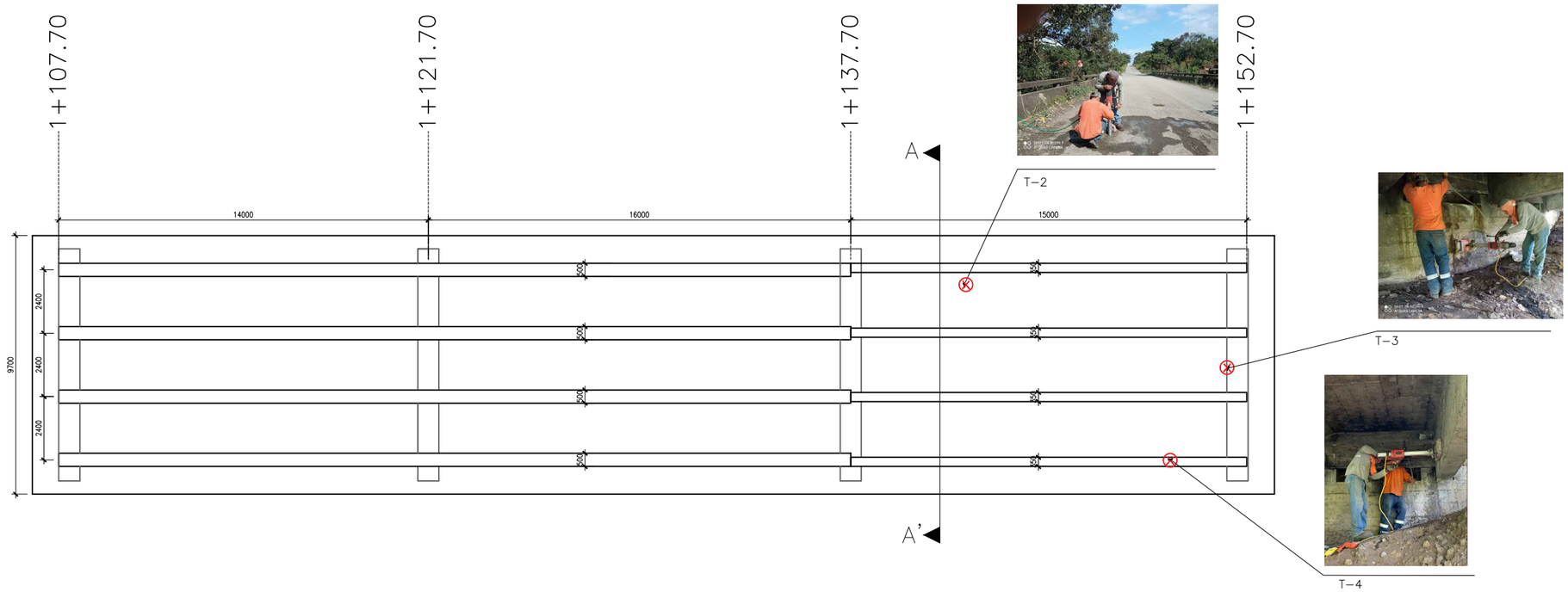
PLANOS ALTERNATIVA NO SELECCIONADA
NO APTO PARA CONSTRUCCIÓN

UBICACIÓN DE EXTRACCIÓN DE NÚCLEOS DE HORMIGÓN DEL PUENTE SOBRE RÍO EL JERMUD

ESCALA:		LÁMINA:
INDICADAS	OCTUBRE/2022	S1-04

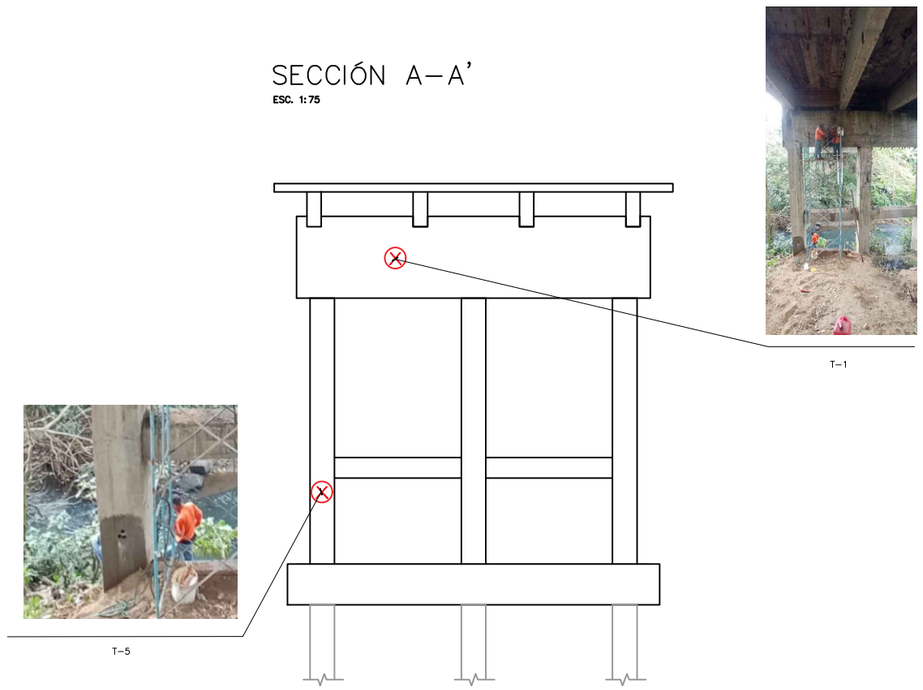
PLANTA DEL PUENTE SOBRE RÍO JERMUD

ESC. 1:100



SECCIÓN A-A'

ESC. 1:75



RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LOS NÚCLEOS DE HORMIGÓN

TOMA	RESISTENCIA (KG/CM2)	ELEMENTO
1	328.210	Cabezal
2	339.350	Losa
3	321.080	Estribo
4	348.320	Viga
5	325.980	Pila

NOTA: CILINDROS DE DIÁMETRO 60 MM Y ALTURA 120 mm.

PUENTE 1-ALTERNATIVA 1-ANEXO

ANEXO E

"ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS PARA LA REHABILITACIÓN DE LA VIA E30-PEDRO VELEZ-CARLOS JULIO AROSEMENA, UBICADA EN EL CANTON EL EMPALME DE LA PROVINCIA DEL GUAYAS."

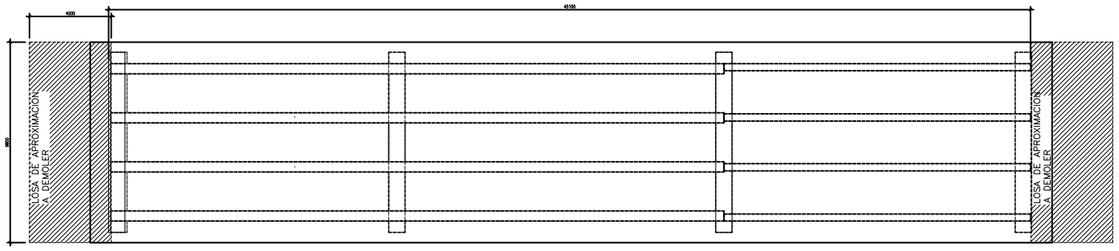
PLANOS ALTERNATIVA NO SELECCIONADA
NO APTO PARA CONSTRUCCIÓN

REFORZAMIENTO DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE DEL PUENTE DOBRE EL RÍO JERMUD

ESCALA:		LÁMINA:
INDICADAS	OCTUBRE/2022	S1-05

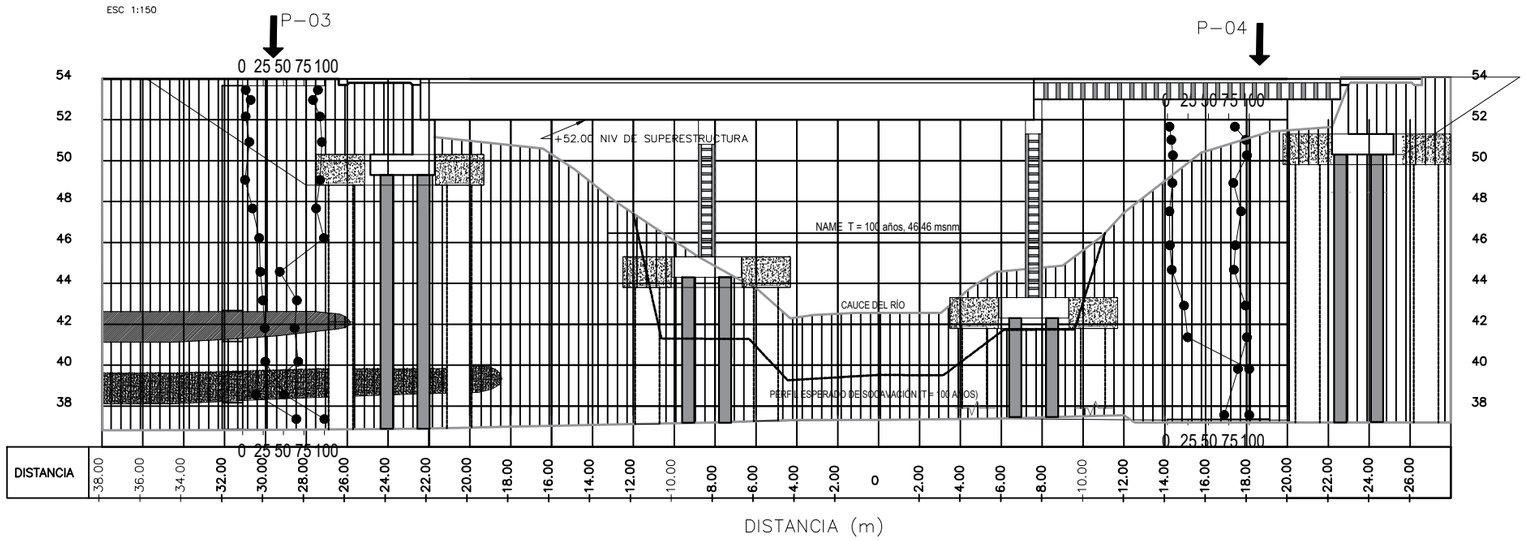
PLANTA DE DEMOLICIONES

ESC 1:150



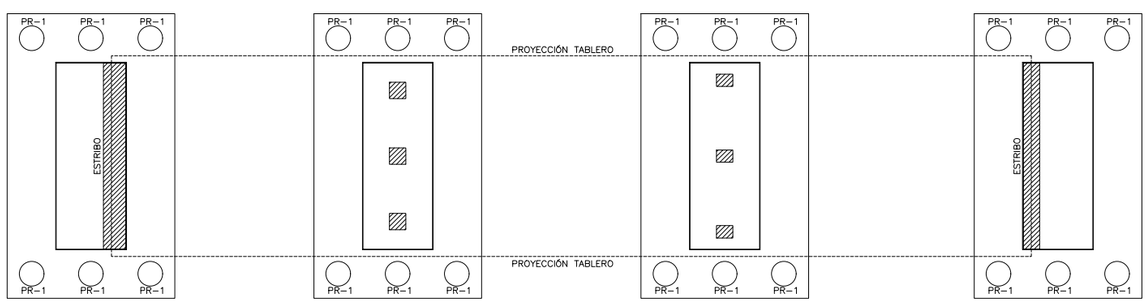
PERFIL PUENTE REHABILITADO SOBRE RÍO JERMUD

ESC 1:150



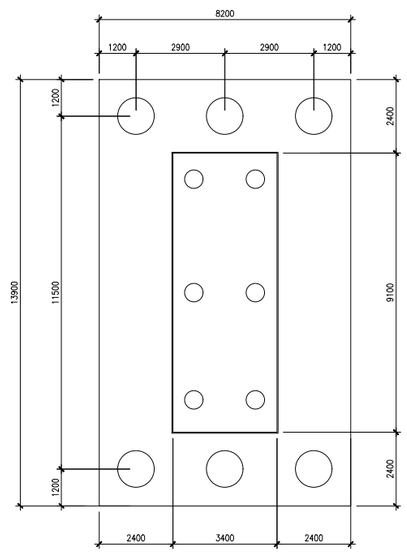
PLANTA DE REFORZAMIENTO CIMENTACIÓN

ESC 1:150



PLANTA DE RETROFIT CABEZAL

ESC 1:100



PUENTE 1-ALTERNATIVA 1-ANEXO

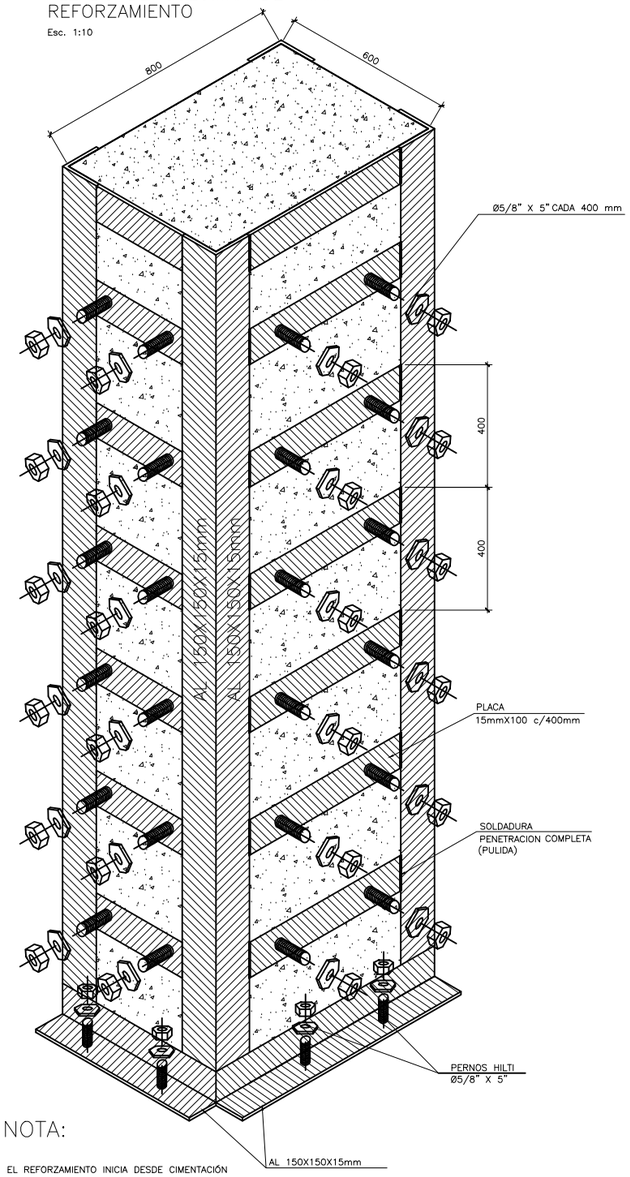
"ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS PARA LA REHABILITACIÓN DE LA VIA E30-PEDRO VELEZ-CARLOS JULIO AROSEMENA, UBICADA EN EL CANTON EL EMPALME DE LA PROVINCIA DEL GUAYAS."

PLANOS ALTERNATIVA NO SELECCIONADA
NO APTO PARA CONSTRUCCIÓN

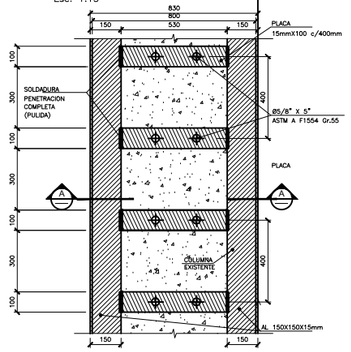
DETALLE REFORZAMIENTO DE COLUMNA Y VIGA DEL PUENTE SOBRE EL RÍO JERMUD

ESCALA:		LAMINA:
INDICADAS	OCTUBRE/2022	S1-06

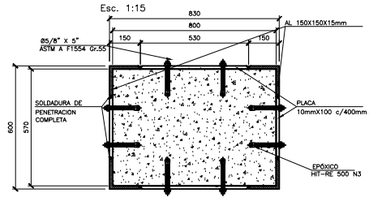
ALZADO DE COLUMNA DE H.A. REFORZAMIENTO
Esc. 1:10



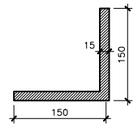
REFORZAMIENTO PARA COLUMNAS
Esc. 1:15



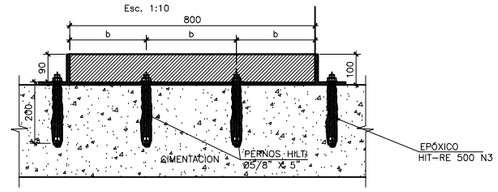
SECCIÓN A – A
Esc. 1:15



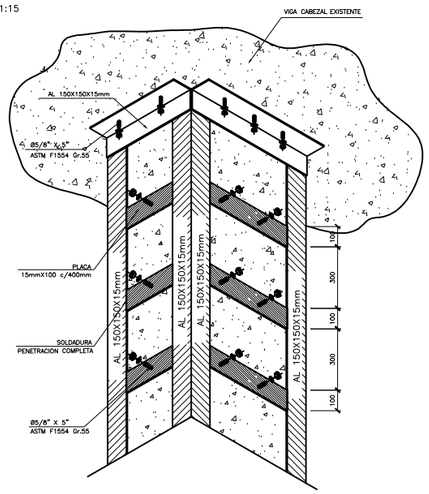
AL 150X150X15mm
Esc. 1:5



ANCLAJE EN CIMENTACION DE COLUMNA A REFORZAR
Esc. 1:10



DETALLE DE REFORZAMIENTO DE COLUMNA A VIGA CABEZAL EXISTENTE
Esc. 1:15



COLUMNA 600X800 (1M)						
ELEMENTO	CANTIDAD	ÁREA(M2)	LONGITUD(M)	VOLUMEN(M3)	DENSIDAD(KG/M3)	PESO(KG)
AL 150X150X10	4	0.0043	1	0.00428	7850	134.24
PLACA 15X100-LARGO	4	0.0015	0.5	0.00075	7850	23.55
PLACA 15X100-CORTO	4	0.0015	0.3	0.00045	7850	14.13
PERNOS 5/8"	16	0.0002	0.127	0.00003	7851	3.21
TOTAL						175.12

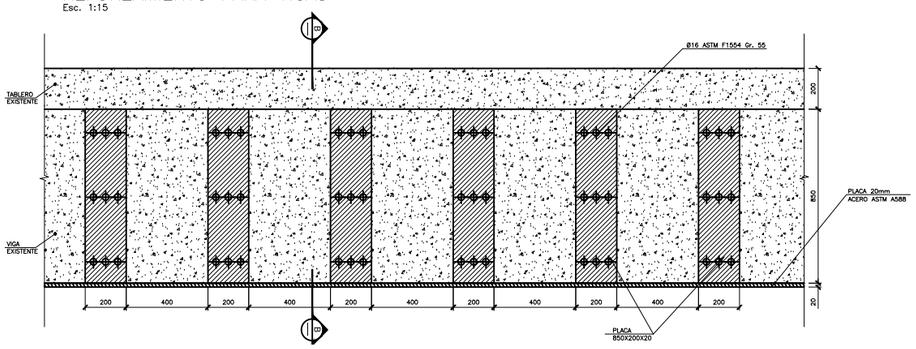
COLUMNA 800X800 (1M)						
ELEMENTO	CANTIDAD	ÁREA(M2)	LONGITUD(M)	VOLUMEN(M3)	DENSIDAD(KG/M3)	PESO(KG)
AL 150X150X10	4	0.0043	1	0.00428	7850	134.24
PLACA 15X100-LARGO	4	0.0015	0.5	0.00075	7850	23.55
PLACA 15X100-CORTO	4	0.0015	0.5	0.00075	7850	23.55
PERNOS 5/8"	16	0.0002	0.127	0.00003	7851	3.21
TOTAL						184.54

VIGA (1M)						
ELEMENTO	CANTIDAD	ÁREA(M2)	LONGITUD(M)	VOLUMEN(M3)	DENSIDAD(KG/M3)	PESO(KG)
PLACA 20MM	1	0.0078	1	0.00780	7850	61.23
PLACA 850X200X20	4	0.0040	0.85	0.00340	7850	106.76
PERNOS 16"	36	0.0002	0.127	0.00003	7850	7.22
TOTAL						175.21

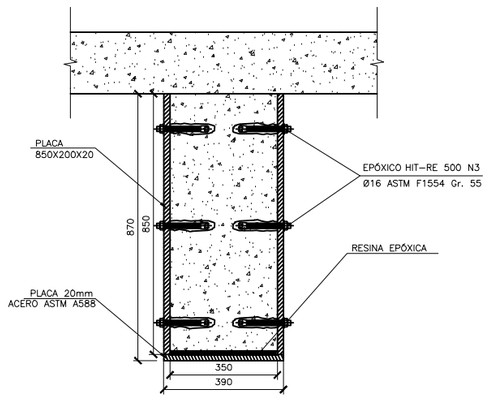
NOTA:

EL REFORZAMIENTO INICIA DESDE CIMENTACIÓN HASTA EL NIVEL DE VIGA CABEZAL.
USAR SIKADUR 42 O SIMILAR PARA PEGAR AL 150X150X15mm A COLUMNA DE H.A.

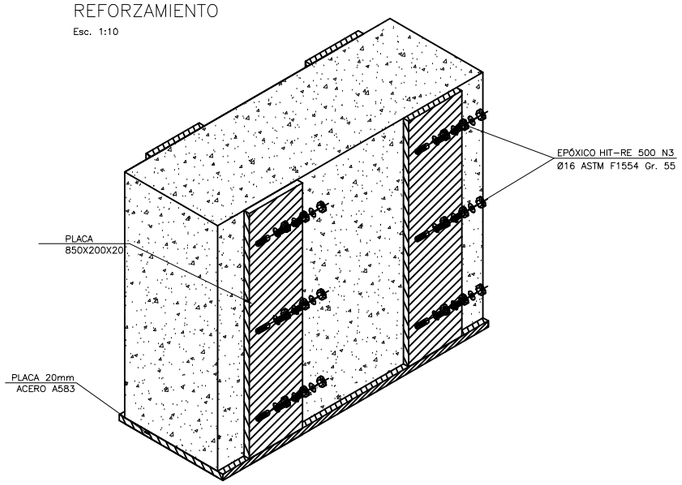
REFORZAMIENTO PARA VIGAS
Esc. 1:15



SECCIÓN B – B
Esc. 1:10



ALZADO DE VIGA REFORZAMIENTO
Esc. 1:10

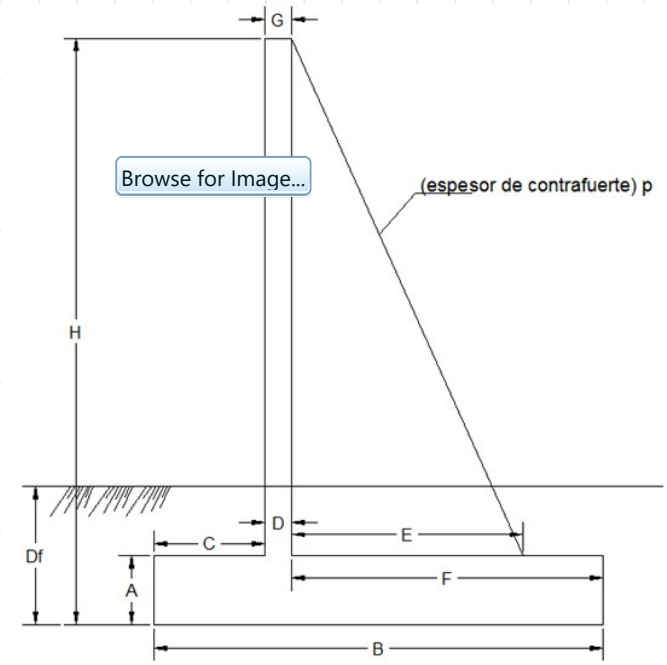


PUENTE 1-ALTERNATIVA 1-ANEXO

ANEXO F

MURO H=3.60M SIN CONTRAFUERTE

ANALISIS DE ESTABILIDAD - NORMA NEC-15



GEOMETRIA

$A := 0.40\ m$
$C := 0.50\ m$
$D := 0.30\ m$
$E := 0.00\ m$
$F := 2.40\ m$
$G := 0.25\ m$
$H := 3.60\ m$
$P := 0.00\ m$
$Df := 0.6\ m$
$B := C + D + F = 3.2\ m$

Datos Suelo de Relleno:

$\gamma_r := 1.80\ \frac{tonnef}{m^3}$

$\phi := 30\ °$

Datos Suelo de Fundacion

$qadm := 15\ \frac{tonnef}{m^2}$

$qadm_s := 22.5\ \frac{tonnef}{m^2}$

Datos de Sitio

Zona Sismica VI $a := 0.50$

$Sobrecarga := 0.20\ \frac{tonnef}{m^2}$ $h' := 0.30\ m$

$\gamma_h := 2.40\ \frac{tonnef}{m^3}$

PESO PROPIO DEL MURO

Figuras	w	Momentos
1	$w_1 := A \cdot B \cdot \gamma_h \cdot 1\ m = 3.072\ tonnef$	$M_{w1} := w_1 \cdot \frac{B}{2}$
2	$w_2 := \left(\frac{G+D}{2}\right)(H-A) \cdot 1\ m \cdot \gamma_h = 2.112\ tonnef$	$M_{w2} := w_2 \cdot \left(\frac{D}{2} + C\right)$
3	$w_3 := \left(\frac{E \cdot (H-A)}{2}\right) \cdot 0.10\ m \cdot \gamma_h = 0\ tonnef$	$M_{w3} := w_3 \cdot \left(\frac{E}{3} + C + D\right)$

Peso del Muro $w_m := w_1 + w_2 + w_3 = 5.184\ tonnef$

Momento del Muro $M_m := M_{w1} + M_{w2} + M_{w3} = 6.288\ tonnef \cdot m$

CENTRO DE GRAVEDAD DEL MURO EN Y

$A_1 := A \cdot B$	$Y_1 := \frac{A}{2}$	$A_1 \cdot Y_1$
$A_2 := \left(\frac{G+D}{2}\right) \cdot (H-A)$	$Y_2 := \left(\frac{H-A}{2}\right) + A$	$A_2 \cdot Y_2$
$A_3 := \left(\frac{E \cdot (H-A)}{2}\right)$	$Y_3 := \left(\frac{H-A}{3}\right) + A$	$A_3 \cdot Y_3$

MURO H=3.60M SIN CONTRAFUERTE

$A_T := A_1 + A_2 + A_3$

$AY_T := A_1 \cdot Y_1 + A_2 \cdot Y_2 + A_3 \cdot Y_3$

$y_c := \frac{AY_T}{A_T} = 0.933\ m$

Peso del Relleno encima del Talon

$w_{r1} := (H - A) \cdot F \cdot 1\ m \cdot \gamma_r = 13.824\ tonnef$

$w_{r2} := \frac{(F - E) + F}{2} \cdot (H - A) \cdot 0.0\ m \cdot \gamma_r = 0\ tonnef$

$w_r := w_{r1} + w_{r2} = 13.824\ tonnef$

Por el empuje pasivo del suelo

$Kp := \tan\left(45\ ° + \frac{\phi}{2}\right)^2 = 3$

$Ep := \frac{1}{2}\gamma_r \cdot Df^2 \cdot Kp \cdot 1.0\ m = 0.972\ tonnef$

$M_{Ep} := Ep \cdot \frac{Df}{3} = 0.194\ tonnef \cdot m$

Momento del Relleno $M_e := (w_{r1} + w_{r2}) \cdot \left(B - \frac{F}{2}\right) = 27.648\ tonnef \cdot m$

Momento Resistente $M_r := M_m + M_e + M_{Ep} = 34.13\ tonnef \cdot m$

CALCULO DE MOMENTOS ACTUANTES

Por el empuje activo del suelo

$Ka := \frac{1 - \sin(\phi)}{1 + \sin(\phi)} = 0.333$

$Ea := \frac{1}{2}\gamma_r \cdot H^2 \cdot Ka \cdot 1.0\ m$

$Ea = 3.888\ tonnef$

$M_{Ea} := Ea \cdot \frac{H}{3} = 4.666\ tonnef \cdot m$

Empuje con sobrecarga movil

$Ea_s := \frac{1}{2}\gamma_r (H + h')^2 \cdot Ka \cdot 1.0\ m$

$Ea_s = 4.563\ tonnef$

Por efecto del sismo

Coeficiente Sismico horizontal $fa := 1.12$ $Csh := 0.6 \cdot a \cdot fa = 0.336$

Coeficiente Sismico vertical $Csv := 0$

$\theta := \operatorname{atan}\left(\frac{Csh}{1 - Csv}\right) = 18.572\ deg$

FUERZA SISMICA PESO PROPIO

$w_m = 5.184\ tonnef$

$F_{sm} := w_m \cdot Csh = 1.742\ tonnef$

$M_{sm} := F_{sm} \cdot y_c = 1.626\ tonnef \cdot m$

MURO H=3.60M SIN CONTRAFUERTE

COEFICIENTE DE PRESION DINAMICA ACTIVA Kas:

δ Angulo de friccion relleno-muro $\delta := \frac{2}{3}\phi$

Datos: $\phi = 30\ deg$ $\psi := 90\ deg$ $\beta := 0\ deg$ $\theta = 18.572\ deg$ $\delta = 20\ deg$

$$Ka_s := \frac{(\sin(\psi+\phi-\theta))^2}{\cos(\theta)\cdot(\sin(\psi))^2\cdot\sin(\psi-\delta-\theta)\cdot\left(1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\beta-\theta)}{\sin(\psi-\delta-\theta)\cdot\sin(\psi+\beta)}}\right)^2}$$

$Ka_s = 0.625$

INCREMENTO DINAMICO DEL EMPUJE DE LA TIERRA ΔDEa

$$\Delta DEa := \left(\frac{1}{2}\gamma_r\cdot H^2\right)\cdot(Ka_s - Ka)\cdot(1-Csv)\cdot 1\ m$$

$\Delta DEa = 3.398\ tonnef$

Empuje estado Limite 1 : Carga Muerta + Carga Viva + Empuje

$Ea_s = 4.563\ tonnef$

$MEa_s := Ea_s\cdot\left(\frac{H+h'}{3}\right)$ $MEa_s = 5.932\ tonnef\cdot m$

Empuje estado Limite 2 : Carga Muerta + Emuje + Sismo

$E_{Ts} := Ea + \Delta DEa + F_{sm}$

Resultante de las Fuerzas Verticales

$Rv := w_m + w_r = 19.008\ tonnef$

Momento actuante del suelo

$Mas := M_{Ea} + 0.5\cdot MEa_s + M_{sm}$

$Mas = 9.257\ tonnef\cdot m$

Fuerza de Roce Fr $\mu := 0.50$

$Fr := \mu\cdot Rv$

FACTORES DE SEGURIDAD NEC-15

CONDICIÓN	CONSTRUCCIÓN	ESTÁTICO	SISMO	PSEUDO ESTÁTICO
Deslizamiento	1.60	1.60	Diseño	1.05
Volcamiento: el que resulte más crítico de:				
Momento Resistente/Momento Actuante	≥ 3.00	≥ 3.00	Diseño	≥ 2.00
Excentricidad en el sentido del momento (e/B)	≤1/6	≤1/6	Diseño	≤1/4
Capacidad Portante	Ver Tabla 6			
Estabilidad general del sistema:				
Permanente o de Larga duración (> 6 meses)	1.20	1.50	Diseño	1.05
Temporal o de Corta duración (< 6 meses)	1.20	1.30	50% de Diseño	1.00

Tabla 5: Factores de seguridad indirectos mínimos

MURO H=3.60M SIN CONTRAFUERTE

Estado Limite 1:

$$FS_{Deslizamiento} := \frac{Fr + Ep}{Ea_s} = 2.296 \qquad \text{if}\left(FS_{Deslizamiento} \geq 1.60, \text{“ok”}, \text{“incorrecto”}\right) = \text{“ok”}$$

$$FS_{Volcamiento} := \frac{M_r}{MEa_s} = 5.754 \qquad \text{if}\left(FS_{Volcamiento} \geq 3.00, \text{“ok”}, \text{“incorrecto”}\right) = \text{“ok”}$$

Estado Limite 2:

$$FS_{Deslizamiento} := \frac{Fr}{E_{Ts}} = 1.053 \qquad \text{if}\left(FS_{Deslizamiento} \geq 1.05, \text{“ok”}, \text{“incorrecto”}\right) = \text{“ok”}$$

$$FS_{Volcamiento} := \frac{M_r}{Mas} = 3.687 \qquad \text{if}\left(FS_{Volcamiento} \geq 2.00, \text{“ok”}, \text{“incorrecto”}\right) = \text{“ok”}$$

PRESION DE CONTACTO MURO-SUELO DE FUNDACION

ESTADO LIMITE 1

$M_r = 34.13\ tonnef \cdot m$

$MEa_s = 5.932\ tonnef \cdot m$

$Rv = 19.008\ tonnef$

$$X_r := \frac{(M_r - MEa_s)}{Rv} = 1.484\ m$$

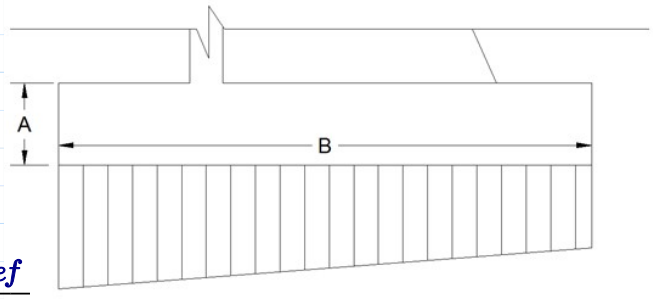
Excentricidad de las Fuerzas resultantes e_x

$$e_x := \frac{B}{2} - X_r = 0.116\ m \qquad \frac{B}{6} = 0.533\ m \qquad \text{if}\left(e_x \leq \frac{B}{6}, \text{“ok”}, \text{“no cumple”}\right) = \text{“ok”}$$

Presion de contacto suelo-muro de fundacion σ_{max} σ_{min}

$$\sigma_{max} := \left(\frac{Rv}{B}\right) \cdot \left(1 + \left(\frac{6 \cdot e_x}{B}\right)\right) \cdot \frac{1}{1\ m} = 7.237\ \frac{tonnef}{m^2}$$

$$\sigma_{min} := \left(\frac{Rv}{B}\right) \cdot \left(1 - \left(\frac{6 \cdot e_x}{B}\right)\right) \cdot \frac{1}{1\ m} = 4.643\ \frac{tonnef}{m^2}$$



$\sigma_{max} = 7.237\ \frac{tonnef}{m^2}$

$\sigma_{min} = 4.643\ \frac{tonnef}{m^2}$

ESTADO LIMITE 2

$M_r = 34.13\ tonnef \cdot m$

$Mas = 9.257\ tonnef \cdot m$

$Rv = 19.008\ tonnef$

$$X_r := \frac{(M_r - Mas)}{Rv} = 1.309\ m$$

MURO H=3.60M SIN CONTRAFUERTE

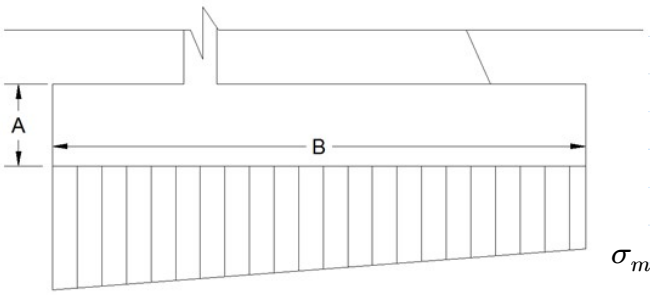
Excentricidad de las Fuerzas resultantes e_x

$e_x := \frac{B}{2} - X_r = 0.291\ m$ $\quad \frac{B}{4} = 0.8\ m$ $\quad$ **if** $\left(e_x \le \frac{B}{4}, \text{“ok”}, \text{“no cumple”}\right) = \text{“ok”}$

Presion de contacto suelo-muro de fundacion σ_{max} σ_{min}

$$\sigma_{max} := \left(\frac{Rv}{B}\right) \cdot \left(1 + \left(\frac{6 \cdot e_x}{B}\right)\right) \cdot \frac{1}{1\ m} = 9.186\ \frac{tonnef}{m^2}$$

$$\sigma_{min} := \left(\frac{Rv}{B}\right) \cdot \left(1 - \left(\frac{6 \cdot e_x}{B}\right)\right) \cdot \frac{1}{1\ m} = 2.694\ \frac{tonnef}{m^2}$$



$\sigma_{max} = 9.186\ \frac{tonnef}{m^2}$ $\quad$ $\sigma_{min} = 2.694\ \frac{tonnef}{m^2}$

NOTA: EN EL ANALISIS DE ESTABILIDAD NO SE ESTA CONSIDERANDO EMPUJE PASIVO

ANEXO G

PROYECTO		FECHA	29-sep-22
		RESPONS.	
ENTIDAD		ABS. INI.	
ELEMENTO	SUPERESTRUCTURA	ABS. FIN.	
UBICACIÓN	PROVINCIA DEL GUAYAS	REVISIÓN	
DESCRIPCIÓN	DISEÑO DE LA SUPER-ESTRUCTURA		

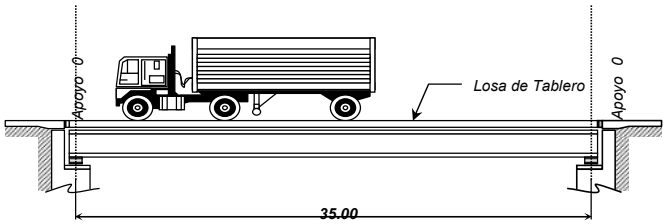
VIGAS PRINCIPALES

Propiedades:

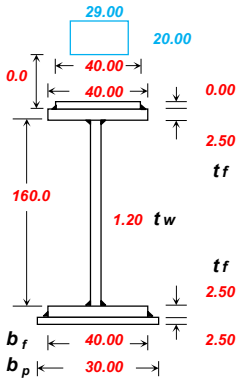
Acero Est. Para Vigas Principales Tipo: **ASTM-A588** Fy = **3500** Kg/cm²

f'c =	280	kg/cm²	Resistencia a la compresión del hormigón	N =	4.00	Unid.	Número de Vigas de apoyo
f'y =	4200	kg/cm²	Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo	bc =	9.37	m	Ancho de calzada
C.V.=	10.00	ton	Carga viva MOP(Carga de rueda trasera)	ba =	0.31	m	Ancho de aceras
Sv =	2.50	m	Espaciamiento entre vigas	Lv =	1.25	m	Long. de volado al centro de viga
B =	10.00	m	Ancho total del puente	r =	5.00	cm	Recubrimiento
L =	35.00	m	Longitud del puente	h los =	20.00	cm	Altura de losa de tablero
H =	165.00	cm.	Altura de vigas principales	h asf =	5.00	cm	Altura de Carpeta asfáltica

Sección Simple / **Sección Compuesta**



Sección Propuesta



Ancho de participación efectiva de losa (AASHTO 10.38.3)

¼ de la luz de la viga =	8.75	m.
Distancia centro a centro de las vigas =	2.50	m.
12 veces el espesor menor de la losa =	2.40	m.
Se usará un ancho de participación de losa b_{efec} =	2.50	m.

Sección de losa de concreto Transformada

relación modular $n = \frac{Es}{Ec}$ = 8.14 ;Es=2100000 Kg/cm² (módulo elástico del acero AASHTO 10.38.1)
;Ec=15000√f'c Kg/cm² (módulo elástico del concreto AASHTO 8.7.2)

relación de esfuerzos $r = \frac{fs}{fc}$ = 17.19 ;fs= esfuerzo admisible del acero Kg/cm2 (AASHTO Tab 10.32.1A)
;fc= esfuerzo admisible del concreto Kg/cm2 (AASHTO 8.15.2.1.1)

Para Cargas Vivas y Muertas actuando sobre la viga solamente, k = 1 (AASHTO 10.38.1.4)

$b_{tr1} = \frac{b_{efec}}{k \cdot n}$ = 0.31 m. se usará b_{tr1} = **0.29** m.

Para Cargas Muertas Sopbrepuestas actuando sobre la viga solamente, k = 3 (AASHTO 10.38.1.4)

$b_{tr3} = \frac{b_{efec}}{k \cdot n}$ = 0.10 m. se usará b_{tr3} = **0.10** m.

ELEMENTO	A cm²	Y cm	AY cm³	AY² cm⁴	Io cm⁴
Ala Inferior	100.00	3.75	375.00	1406.25	52.08
Alma	192.00	85.00	16320.00	1387200.00	409600.00
Ala Superior	100.00	166.25	16625.00	2763906.25	52.08
Losa	580.00	177.50	102950	18273625.00	19333.33
Carga Sobresp.	204.74	177.50	36342.06	6450715.01	6824.80
Cubre Placa Sup.	0.00	167.50	0.00	0.00	0.00
Cubre Placa Inf.	75.00	1.25	93.75	117.19	39.06
Total S. Simple	**467.0**		**33413.75**	**4152629.69**	**409743.23**
Total S. Comp.	**1047.0**		**136363.75**	**20664371.66**	**2190959.59**
Total S. Sobre.	**671.7**		**69755.81**	**8841461.67**	**2178451.06**

Prop.	Sec. Simple	Sec. Comp.
Y' =	71.55	130.24
Iz =	4562372.92	22855331.25
∑A*Y'²	2390746.66	17760336.50
I =	**2171626.26**	**5094994.75**

C. Sobrep.		
	Y' =	103.84
	Iz =	11019912.72
	∑A*Y'²	7243641.44
	I =	**3776271.29**

Propiedades de Sección Simple

Ym =	71.55	cm	distancia al eje neutro de la sección simple	H =	165.00	cm	Altura total de sección
A =	392.00	cm²	Area de sección simple	Peso Propio=	0.31	ton/m	Peso de la sección
Acp =	467.00	cm²	Area de sección con cubreplaca	P. Cubreplaca=	0.06	ton/m	Peso de cubre placas

PROYECTO	0	**FECHA**	29-sep-22
	0	**RESPONS.**	
ENTIDAD	0	**ABS. INI.**	
ELEMENTO	SUPERESTRUCTURA	**ABS. FIN.**	
UBICACIÓN	PROVINCIA DEL GUAYAS	**REVISIÓN**	
DESCRIPCIÓN	DISEÑO DE LA SUPER-ESTRUCTURA		

VIGAS PRINCIPALES

Yt = 71.55 cm — longitud de la zona de tensión — Yc = 93.45 cm — longitud de la zona de compresión

Ix = 2 171 626.3 cm^4 — Momento de Inercia de sección Simple ≈

S_{xt} = 30351.26 cm^3 — Módulo de sección con respecto al ala de tensión ≈

S_{xc} = 23238.32 cm^3 — Módulo de sección con respecto al ala de compresión ≈

Z_x = 19781.4 cm^3 — Módulo de Sección plástica para sección simple ≈

Propiedades de Sección Compuesta

Ym = 130.24 cm — distancia al eje neutro de la sección compuesta — H = 185.00 cm — Altura total de sección

A = 1047.00 cm^2 — Area de sección compuesta — Peso Propio= 0.82 ton/m — Peso de la sección

Yt = 130.24 cm — longitud de la zona de tensión — Yc = 54.76 cm — longitud de la zona de compresión

Ix = 5 094 994.8 cm^4 — Momento de Inercia de sección Compuesta ≈

S_{xt} = 39119.34 cm^3 — Módulo de sección con respecto al ala de tensión ≈

S_{xc} = 93046.28 cm^3 — Módulo de sección con respecto al ala de compresión ≈

Z_x = 45380.20 cm^3 — Módulo de Sección plástica para sección compuesta≈

Análisis de Cargas

Calculo de Cargas Muertas sobre vigas:

CM_{losa} = 1.200 ton/m

CM_{viga} = 0.403 ton/m

CM = 1.603 ton/m

Cálculo de la Carga Muerta Sobrepuesta en la viga

SCM_{acer} = 0.000 ton/m

SCM_{asf} = 0.275 ton/m

SCM_{bar} = 0.15 ton/m

SCM = 0.425 ton/m

Momentos debido a Carga Muerta y Carga Muerta Sobrepuesta

$$M_{max} = \frac{W L^2}{8}$$

Momento máximo para viga simplemente apoyada

L = longitud medida de centro a centro del apoyo

Momento por Carga Muerta — M_{CM} = 245.50 ton-m

Momento por Carga Muerta Sobrepuesta — M_{SCM} = 65.08 ton-m

Momentos debido a Carga Viva

Factor de distribucion de carga viva para momento flector AASHTO 3.23.2 :

$$F_{dis} = \frac{Sv}{1.68} = 1.48$$

Factor de distribucion de carga viva para cortante :

$$F_{dis} = 1 + \frac{(a+b)}{Sv} = 1.78$$

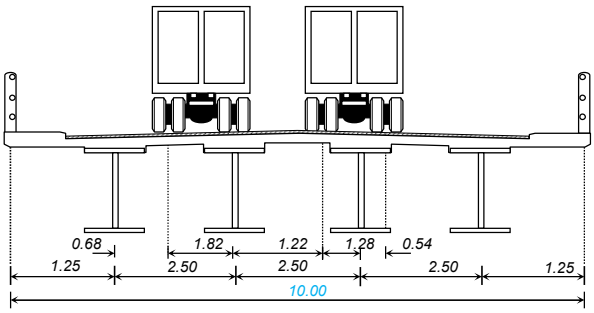
Factor de Impacto AASHTO 3.8.2

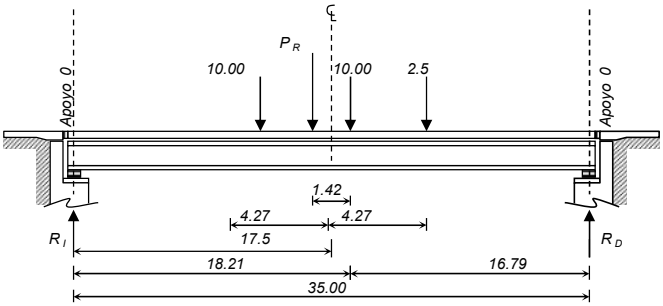
$$I = \frac{15.24}{L + 38,11} = 0.208$$

≈ 1.21 ≤ 1,30

Se usará Factor I = **1.21**

FIGURA ESQUEMATICA





P_R = 22.50 ton

X_R = 2.85 m

R_I = 11.71 ton

R_D = 10.79 ton

M = 170.51 ton-m

Incremento de carga 0 % MTOP

M = 170.51 ton-m

Momento Máximo para Viga más Factores

Mmax = 304.96 ton-m

Cortante para Viga

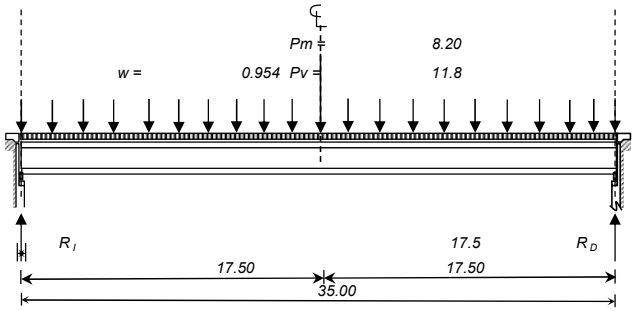
V = 11.71 ton

Cortante Máximo para Viga

Vmax = 20.94 ton

	PROYECTO	0	**FECHA**	29-sep-22
		0	**RESPONS.**	0
	ENTIDAD	0	**ABS. INI.**	
	ELEMENTO	SUPERESTRUCTURA	**ABS. FIN.**	
	UBICACIÓN	PROVINCIA DEL GUAYAS	**REVISIÓN**	
	DESCRIPCIÓN	DISEÑO DE LA SUPER-ESTRUCTURA		

VIGAS PRINCIPALES



Pm =	41.59	ton
Pv =	45.19	m
$R_I m$ =	20.80	ton
$R_I v$ =	22.60	ton
$R_D m$ =	20.80	ton
$R_D v$ =	22.60	ton
M =	71.42	ton-m
V =	28.50	

Incremento de carga 0 % MTOP

M =	96.42	ton-m

Momento Máximo para Viga más Factores

Mmax =	172.44	ton-m

Cortante para Viga

V =	38.47	ton

Cortante Máximo para Viga

Vmax =	34.40	ton

X	Momentos		Cortantes	
	Carga de Camión	Línea de Carga	Carga de Camión	Línea de Carga
m	t m	t m	t	t
0	0.00	0.00	54.87	34.40
2	68.33	68.32	50.12	31.35
4	128.01	128.35	45.38	28.43
6	179.03	180.10	40.64	25.64
8	221.40	223.58	35.90	22.98
10	255.10	258.77	31.15	20.46
12	280.16	285.68	26.41	18.06
14	296.55	304.31	21.67	15.80
16	304.29	314.66	16.92	13.67
16.79	304.96	316.47	15.05	12.87
12.5	285.07	291.12	25.22	17.49

PROYECTO	0	FECHA	29-sep-22
	0	RESPONS.	0
ENTIDAD	0	ABS. INI.	
ELEMENTO	SUPERESTRUCTURA	ABS. FIN.	
UBICACIÓN	PROVINCIA DEL GUAYAS	REVISIÓN	
DESCRIPCIÓN	DISEÑO DE LA SUPER-ESTRUCTURA		

VIGAS PRINCIPALES

REVISION DE ESFUERZOS POR EL METODO DE ESFUERZOS DE TRABAJO:

M = Mcm+Mscm+Mcv = 615.54 ton-m

fs = 1925.0 Kg/cm^2 ; fs = esfuerzo admisible del acero Kg/cm^2 (AASHTO Tab 10.32.1A)

Mn = 753.0 ton-m ; Momento resistente debido a sección compuesta

Calculo y Revisión de Esfuerzos

Esfuerzos en la fibra inferior de la sección de acero: $f_{inf} = f_{cm} + f_{cv} + f_{scm} < fs$

f cm = 808.86 Kg/cm^2

f cv = 779.57 Kg/cm^2

f scm= 178.96 Kg/cm^2

Esf. f_{inf} = 1767.39 Kg/cm^2 Tensión < fs **Satisface**

Esfuerzos en la fibra superior de la sección de acero: $f_{inf} = f_{cm} + f_{cv} + f_{scm} < fs$

f cm = 1056.44 Kg/cm^2

f cv = 208.04 Kg/cm^2

f scm= 105.39 Kg/cm^2

Esf. f_{sup} = 1369.88 Kg/cm^2 Comp. < fs **Satisface**

Esfuerzos en la fibra superior del concreto: $f\,sup_c = f_{cv} + f_{scm} < fc = 0.40*f'c$

f cv = 40.26 Kg/cm^2

f scm= 5.73 Kg/cm^2

Esf. $f_{sup\,c}$ 45.99 Kg/cm^2 < f´c **Satisface**

Modulo de Sección Requerida

$S_s = \frac{Mcm}{fs}$ = 12753.16 cm^3 Modulo de sección requerida para sección simple < S_{xt} (Modulo de sección simple) **Satisface**

$S_{tr} = \frac{M}{fs}$ = 31976.15 cm^3 Modulo de sección requerida para sección compuesta < S_{xt} (Modulo de sección compuesta) **Satisface**

LONGITUD TEÓRICA DE LA CUBRE PLACA

S_{xt} = 20969.90 cm^3 Módulo de sección con respecto al ala de tensión en la viga sin cubreplaca

S_p = 30351.26 cm^3 Módulo de sección con respecto al ala de tensión en la viga con cubreplaca

Mviga = 40367055.56 kg .cm Momento resistente de la viga simple, sin cubreplaca

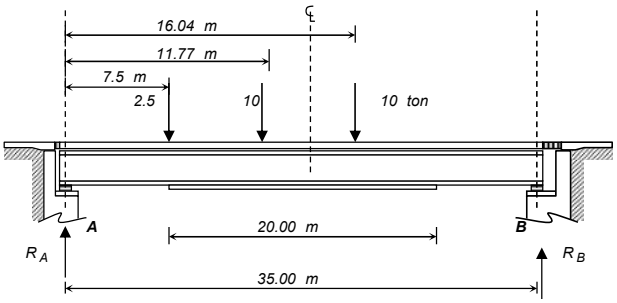
Mpl = 58426178.33 kg.cm Momento resistente de la viga simple, con cubreplaca

Lp = 19.46 m Longitud teórica total de la cubreplaca

Se deberá incrementar a esta longitud en sus extremos 2 veces el ancho nominal de la placa para pplacas no soldadas, y 1.5 veces para placas soldadas. (AASHTO 10.13.4)

Lp Total = 20.00 m Longitud total de la cubreplaca a soldarse en las alas.

MOMENTOS EN LOS EXTREMOS DE LAS CUBREPLACAS



Momento debido a Carga Muerta :

$M_{DL} = \frac{w \cdot x}{2} \cdot (L-x)$ = 165.34 ton-m

Momento debido a Carga Muerta Sobrepuesta:

$M_{DL} = \frac{w \cdot x}{2} \cdot (L-x)$ = 43.83 ton-m

Momento debido a Carga Viva + Impacto:

R_B = 8.48 ton

R_A = 14.02 ton

Momento máximo por carga viva:

Mcv = 105.14 ton-m

Incremento de carga 0 % MTOP

M = 105.14 ton-m

Momento Máximo para Viga más Factores

Mmax = 188.04 ton-m

PROYECTO	0	FECHA	29-sep-22
	0	RESPONS.	0
ENTIDAD	0	ABS. INI.	
ELEMENTO	SUPERESTRUCTURA	ABS. FIN.	
UBICACIÓN	PROVINCIA DEL GUAYAS	REVISIÓN	
DESCRIPCIÓN	DISEÑO DE LA SUPER-ESTRUCTURA		

VIGAS PRINCIPALES

REVISIÓN DE ESFUERZOS EN LOS EXTREMOS DE LAS CUBRE PLACAS

Esfuerzos en la fibra inferior de la sección de acero: $f_{inf} = f_{cm} + f_{cv} + f_{scm} < fs$

f_{cm} = 544.74 Kg/cm^2

f_{cv} = 480.69 Kg/cm^2

f_{scm} = 120.52 Kg/cm^2

Esf. f_{inf} = 1145.95 Kg/cm^2 Tensión < fs **Satisface**

Esfuerzos en la fibra superior de la sección de acero: $f_{sup} = f_{cm} + f_{cv} + f_{scm} < fs$

f_{cm} = 711.48 Kg/cm^2

f_{cv} = 202.10 Kg/cm^2

f_{scm} = 70.98 Kg/cm^2

Esf. f_{sup} = 984.55 Kg/cm^2 Comp. < fs **Satisface**

REVISIÓN DE ESFUERZOS EN LOS EXTREMOS DE LAS CUBRE PLACAS POR FATIGA

Categoría de esfuerzos = **E'**

Número de Ciclos = **100 000** ciclos

Tipo de Carga = **Redundante**

Rango de esfuerzos de Fatiga admisible = 1130 Kg/cm^2

Para un claro simple, el rango de esfuerzos por carga viva + impacto es:

L = 20.00 m f_{cv} = 480.69 Kg/cm^2 < 1130 Kg/cm^2 **Satisface**

CALCULO DE DEFLEXIÓN POR CARGA VIVA + IMPACTO

Δ = 3.74 cm < 4.38 cm AASHTO 10.6.2 **Satisface**