

CONSORCIO



ESTRUCTURA:
Puente Tingo



PERÚ

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones

Puente Arco Concreto Armado

Carga HL-93

L = 75.00 m

Por: DR. ING. N. VILLASECA C.

MEMORIA DE CALCULO

Puente Tingo

Puente Arco Concreto Armado

L = 75.00 m

CONTENIDO

1. DESCRIPCION
 - 1.1 CARACTERISTICAS Y RESTRICCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA
 - 1.2 FILOSOFIA DEL DISEÑO
 - 1.3 CRITERIOS BASICOS DEL DISEÑO
2. ANALISIS ESTRUCTURAL
 - 2.1 NORMAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO
 - 2.2 TIPOS DE CARGAS ACTUANTES
3. MODELO ESTRUCTURAL
 - 3.1 MATERIALES ESTRUCTURALES
 - 3.2 CARACTERISTICAS MECANICAS
 - 3.3 RIGIDECES DE ELEMENTOS
 - 3.4 GEOMETRIA DEL ARCO
 - 3.5 ECUACION DEL EJE DEL ARCO
 - 3.6 GEOMETRIA DEL PERALTE DEL ARCO
- 4.0 CUANTIFICACION DE CARGAS ACTUANTES
 - 4.1 CARGAS PERMANENTES
 - 4.2 CARGAS VEHICULARES DE DISEÑO
 - 4.3 CARGAS PEATONALES
 - 4.4 CARGAS POR SISMO
 - 4.5 EFECTOS DEL SUELO
- 5.0 CONSIDERACIONES DE DISEÑO
 - 5.1 SUPERESTRUCTURA
 - 5.2 INTERACCION SUELO ESTRUCTURA
 - 5.3 CASOS DE CARGA CONSIDERADOS
 - 5.4 COMBINACIONES DE CARGA
- 6.0 RESULTADOS DEL ANALISIS ESTRUCTURAL
 - 6.1 MOMENTOS FLECTORES
 - 6.2 FUERZAS CORTANTES
 - 6.3 FUERZAS AXIALES
 - 6.4 ENVOLVENTES DE COMBINACIONES PARA DISEÑO
- 7.0 CONTROL DE DEFLEXIONES
 - 7.1 DEFLEXIONES CALCULADAS
 - 7.2 DEFLEXIONES LIMITES
 - 7.3 EFECTO DEL FLUJO PLASTICO
 - 7.4 CONTRAFLECHA
- 8.0 DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS
 - 8.1 VIGAS PRINCIPALES DEL TABLERO
 - 8.2 VIGAS PRINCIPALES DEL TABLERO ZONAS EXTREMAS
 - 8.3 VIGAS TRANSVERSALES EN TABLERO (V. Diafragmas)
 - 8.4 DISEÑO DE REFUERZO EN COLUMNAS SOPORTE DE TABLERO
 - 8.5 DISEÑO DEL ARCO
 - 8.6 DISEÑO DE VIGAS PORTICOS
 - 8.7 DISEÑO DE LOSA DE APROXIMACION
 - 8.8 DISEÑO DE LOSA DE TABLERO
 - 8.9 ARTICULACIONES DE CONCRETO
 - 8.10 DISEÑO DE PILOTE
 - 8.11 APOYOS DE NEOPRENO
 - 8.12 VERIFICACION EFECTO EN SUPERESTRUCTURA CON $R = 1$

1. DESCRIPCION

1.1 CARACTERISTICAS Y RESTRICCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA

- a. EL ARCO SE DESARROLLA, BAJO LOS LINEAMIENTOS Y RESTRICCIONES DETERMINADOS POR EL ESTUDIO DE FACTIBILIDAD APROBADO POR LA ENTIDAD, RESPECTO A LA UBICACION Y TIPO DE PUENTE, QUE ES LA QUE HAN APROBADO EN LOS ESTUDIOS PREVIOS, Y SOBRE LO CUAL, HEMOS EFECTUADO EN FORMA OPORTUNA NUESTROS PLANTEAMIENTOS TANTO DE ALTERNATIVAS DE UBICACION Y/O DE TIPOLOGIA ESTRUCTURAL AL NO HABERSE ENCONTRADO EN LA MARGEN DERECHA ROCA SUPERFICIAL COMO SE INDICABA EN LOS REFERIDOS ESTUDIOS PREVIOS.
- b. EL PUENTES POR TANTO, ES DEL TIPO ARCO DE TABLERO SUPERIOR CON TIMPANOS ALIGERADOS, DESARROLLADO EN CONCRETO ARMADO. DIFIRIENDO DEL ESTUDIO PREVIO QUE COSIDERABA LA EXISTENCIA DE ROCA EN AMBAS MARGENES, LO CUAL DETERMINA EL EMPLEO DE CIMENTACION PROFUNDA EN LA MARGEN DERECHA. A NECESIDAD DE CONSIDERAR EN LA MARGEN DERECHA EL TEMA DE FILTRACIONES DE AGUA EN LA MARGEN DERECHA QUE PUEDAN CAUSAR DESESTABILIZACION Y EL EMPLEO DE EL RELLENO POSTERIOR AL APOYO COMO SOPORTE ESTRUCTURAL.
- c. LAS DIMENSIONES DEL MISMO Y LOS REFUERZOS SE DISPONEN DE TAL MANERA QUE SOPORTE A LAS CARGAS VEHICULARES DE DISEÑO.
- d. LAS CIMENTACIONES TRANSMITEN LAS CARGAS AL SUELO DE CIMENTACION, ACORDE CON LOS RESULTADOS DE LAS PROSPECCIONES Y LOS ESTUDIOS DE GEOTECNIA ESPECIFICOS PARA ESTE CASO, TAL LO ACOTADO EN b.

1.2 FILOSOFIA DEL DISEÑO

EL ARCO SE HA DISEÑADO CONSIDERANDO CONDICIONES DE SERVICIABILIDAD PARA EL CONTROL DE ESTABILIDAD (VOLTEO Y DESLIZAMIENTO) Y DE PRESIONES TRANSMITIDAS A LOS ESTRATOS DEL SUELO EN EL QUE SE APOYA LA CIMENTACION.

LOS ESTADOS DE RESISTENCIA ULTIMA, HAN SIDO CONSIDERADOS, PARA CUMPLIR CON LOS REQUISITOS FUNDAMENTALES DE RESISTENCIA, RIGIDEZ, SEGURIDAD, DURABILIDAD, EN LA PARTE DE DISEÑO DE TODOS LOS COMPONENTES ESTRUCTURALES Y QUE ASEGUREN SU ADECUADO COMPORTAMIENTO PARA LAS CARGAS VIVAS DE DISEÑO.

LAS RESISTENCIAS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES HAN SIDO DETERMINADAS TENIENDO EN CONSIDERACIÓN EL COMPORTAMIENTO NO ELASTICO DE LOS MATERIALES, EN COMPORTAMIENTO NOLINEAL PARA EL CONCRETO CON LOS BLOQUES RECTANGULARES DE ESFUERZOS EQUIVALENTES Y EL MODELO ELASTO - PLASTICO PARA EL ACERO DE REFUERZO. LOS EFECTOS DE LAS FUERZAS SON CALCULADOS EN BASE AL ANALISIS ELÁSTICO, CONSIDERANDO LAS CARACTERISTICAS MECANICAS Y RIGIDECES DE LOS ELEMENTOS.

1.3 CRITERIOS BASICOS DEL DISEÑO

SE HA EVALUADO Y DE TALLADO EN FORMA MULTIDISCIPLINARIA LA APROBADA SOLUCION DE LA ESTRUCTURA Y SU RELACION CON LA FUNCION A SERVIR, EN BASE A LAS CONSIDERACIONES TOPOGRÁFICAS DE LA ZONA Y QUE POR LA ENTIDAD SE HA DEFINIDO EL TRAZADO Y DISEÑO VIAL DE LA VIA, ASI COMO LAS CONSIDERACIONES DE ENLACE CON LA VIA.

EL TRAZO EN PLANTA DETERMINA QUE LAS ESTRUCTURAS SE DESARROLLEN EN CURVA EN PLANTA, POR TANTO CUENTA CON ACCESOS EN LOS EXTREMOS DEL TRAMO DEL PUENTE PRINCIPAL, CON PERALTE CON LA FINALIDAD DE QUE LOS USUARIOS EFECTUEN EN LA FORMA MAS APROPIADA EL USO DE LA VIA.

SUMADO A LO ANTERIOR SE HAN CONSIDERADO LOS CRITERIOS DE FACILITAR LA CONSTRUCCION Y EL USO RACIONAL DE LOS MATERIALES.

EL ASPECTO DE DETALLAJE ESTRUCTURAL, CONTEMPLADO EN LA ESPECIFICACION DE LOS ELEMENTOS SU UBICACION ACOTAMIENTO DE DIMENSIONES Y DETALLAJE DE LA UBICACION DE LOS REFUERZOS ES UN CRITERIO QUE PERMITE ASEGURAR LA CORRECTA REALIZACION Y UN BUEN COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL A LARGO PLAZO PARA LAS CARGAS DE DISEÑO.

SIENDO ESTOS CRITERIOS CONJUNTOS LOS QUE CONDICIONAN LA SOLUCION ADOPTADA. ASI COMO LOS ASPECTOS REFERIDOS A SERVICIABILIDAD, CONSTRUCTIBILIDAD, INSPECCION, ECONOMIA Y ESTÉTICA.

2. ANALISIS ESTRUCTURAL

2.1 NORMAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO

Este proyecto se realiza entre los años 2012 y 2014
El análisis y diseño del puente se ha realizado considerando:

El Reglamento Nacional de Construcciones

La Norma de Concreto Armado NTE E060

Las Especificaciones LRFD para Diseño de Puentes AASHTO 2010

En el Ministerio de Transportes y Comunicaciones, se contempla las disposiciones de la Dirección General de Caminos, estando vigente el Manual de Diseño de Puentes 2003

2.2 TIPOS DE CARGAS ACTUANTES

A CARGAS PERMANENTES

Son aquellas que actúan durante toda la vida útil de la estructura sin variar significativamente, o que varían en un solo sentido hasta alcanzar un valor límite. Corresponden a este grupo el peso propio de los elementos estructurales y las cargas muertas adicionales tales como las debidas al peso de la superficie de rodadura.

También se consideran cargas permanentes el empuje de tierra, los efectos debidos a la contracción de fragua y el flujo plástico, las deformaciones permanentes originadas por los procedimientos de construcción y los efectos de asentamientos de apoyo.

El peso propio se determinará considerando todos los elementos que sean indispensables para que la estructura funcione como tal. Las cargas muertas incluirán el peso de todos los elementos no estructurales, tales como veredas, superficies de rodadura, barandas, postes, tuberías, ductos y cables.

El peso propio y las cargas muertas serán estimados sobre la base de las dimensiones indicadas en planos y en cada caso considerando los valores medios de los correspondientes pesos específicos.

B CARGAS VIVAS DE VEHICULOS

Siendo cargas móviles, son consideradas como aquellas para las que se observan variaciones frecuentes y significativas en términos relativos a su valor medio. Las cargas variables incluyen los pesos de los vehículos y personas, así como los correspondientes efectos dinámicos, las fuerzas de frenado y aceleración, las fuerzas centrífugas, las fuerzas laterales.

De acuerdo a lo indicado la carga viva de diseño es la denominada HL-93. Se detalla en este documento, más adelante. Siendo la carga de diseño una combinación de cargas puntuales y distribuidas.

C OTRAS CARGAS

Corresponden a este grupo las fuerzas aplicadas durante la construcción, las fuerzas debidas a empuje de agua y subpresiones, los efectos de variaciones de temperatura, las acciones de sismo y las acciones de viento en las combinaciones de carga que determinan las normas anteriormente mencionadas.

3. MODELO ESTRUCTURAL

- a. Se considera el arco conformado por una estructura fundamental contenida en el plano vertical, el análisis se efectúa considerando las dimensiones de las vigas, columnas, losa y elementos del arco, por lo que la estructura se modela como una del tipo 3-D, cuyo comportamiento está determinado por los efectos de las deformaciones por flexión y axial. Se calcularán las acciones y las fuerzas internas y reacciones.
- b. El apoyo derecho del arranque del arco, para mantener restringidas las deformaciones verticales y horizontales, se ha planteado como la mejor alternativa para construir, el empleo de pilas excavadas hasta llegar al estrato rocoso, y el empleo del relleno del tipo estructural detrás de la cimentación de este estribo.
- c. El arco se desarrolla, bajo los lineamientos y restricciones determinados por la Entidad, respecto a la ubicación y tipo de puente, que es la que han aprobado en los estudios previos, y sobre lo cual hemos efectuado en forma oportuna, nuestros planteamientos, tanto de alternativas de ubicación y/o de tipología estructural, al no haberse encontrado en la margen derecha roca superficial como se indicaba en los referidos estudios previos.
- d. Las cargas vivas actúan sobre elementos bidimensionales que representan la contribución de la losa de rodadura, que es soportada por el portico (viga-columna), y transferidas al suelo de soporte mediante las cimentaciones tomando en cuenta el estudio de Geotecnia y mecánica de suelos para fines de cimentación, por lo que resultan dispuestas para tal fin.
- e. Se ha tomado en cuenta el Inciso 4.6.3.6 de Aashto, en este caso no se trata de arco atirantado, se ha controlado el acortamiento del tablero del puente dotando de rotulación en las columnas que lo soportan. Considerando la longitud del arco, se ha empleado la magnificación de momentos por efectos de esbeltez chequeando los límites de esbeltez de los elementos.
- f. Asimismo en 5.14.3. se recomienda que la forma del arco debe ser seleccionada con el objetivo de minimizar los efectos de flexión bajo los efectos combinados de cargas permanentes y móviles. La estabilidad en el plano del arco, se toma en cuenta usando un módulo de elasticidad y momento de inercia EI , apropiado para las cargas.
- g. Los elementos del arco se ran reforzados como una columna, considerando los valores de refuerzo máximo y mínimo que establece la norma, acorde con ello al emplear el análisis de segundo orden.

3.1 MATERIALES ESTRUCTURALES

Se ha efectuado el predimensionamiento considerando:

Las diversas características aprobadas del estudio, por la Entidad, que se presentan en el proyecto, se ha contemplado el tipo de suelo y las cargas actuantes.

Asimismo se ha considerado que se emplearán los siguientes materiales estructurales:

Concreto

$f'c =$	210 kg f/cm ²	en zapatas corridas, veredas y parapetos
$f'c =$	100 kgf /cm ² + 30% PM	en rellenos nivelantes en estructuras.
$f'c =$	280 kg f/cm ²	en arco, losa de aproximación.

Acero

Corrugado	ASTM A-615 Grado 60	$f_y =$	4200 kg f/cm ²
Estructural planchas	ASTM A709M Grado 250	$f_y =$	2500 kg f/cm ²
		$E_s =$	2.00E+06 kg f/cm ²

3.2 CARACTERISTICAS MECANICAS

CONCRETO ARMADO	f _c en kg/cm ²						kg/cm ²
	175	210	245	280	315	350	
MASA	245	245	245	245	245	245	kg s ² / m
PESO	2,400	2,400	2,400	2,400	2,400	2,400	kg
MODULO E	210,000	230,000	250,000	270,000	280,000	300,000	kg/cm ²
MODULO POISSON	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	
COEFICIENTE DILATACION	1.0E-05	1.0E-05	1.0E-05	1.0E-05	1.0E-05	1.0E-05	/ °C

DISEÑO								
Acero	fy	4,200	4,200	4,200	4,200	4,200	4,200	kg/cm ²
Concreto	f _c	175	210	245	280	315	350	kg/cm ²
Acero	fys	4,200	4,200	4,200	4,200	4,200	4,200	kg/cm ²
Concreto	fcs	175	210	245	280	315	350	kg/cm ²

ACERO ESTRUCTURAL

TIPO	A-36	
fy	2500	kg/cm ²

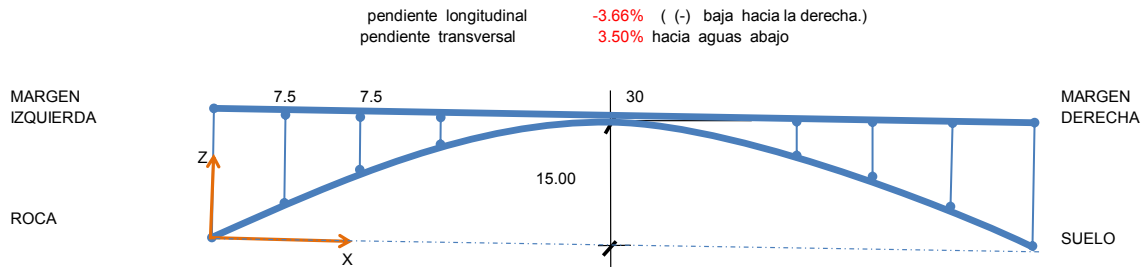
3.3 RIGIDECES DE ELEMENTOS

Los elementos de concreto ante las cargas de flexión se fisuran, usualmente reduciendo su inercia, ver cuadro del ACI-318 :

ELEMENTOS ESTRUCTURALES	ACI-318
Vigas	0.35
Columnas	0.70
Muros	
No fisurados	0.70
Fisurados	0.35
Losas en sistemas losa columna	0.25

3.4 GEOMETRIA DEL ARCO

L =	75.00	m			
f =	15.00	m	f / L =	0.20	
			Tramos de tablero Lt =	7.50	
			Lt extremos =	7.50 m	
			Peralte para elementos de concreto armado continuos 2.91.4.1-1MTC		
			h > 0.065 Lt =	0.49 m	0.49 m
bf =	3.0	m	Se adopta h tablero =	0.85 m	Para rigidez
be =	2.5	m	Se adopta h extremos =	0.85 m	Para rigidez
bw =	0.5	m			



Puente Arco Concreto Armado

Carga HL-93

L = 75.00 m

Por: DR. ING. N. VILLASECA C.

$f'c = 100 \text{ kgf/cm}^2 + 30\% \text{ PM}$
 en rellenos nivelantes en estructuras.
 $f'c = 210 \text{ kg f/cm}^2$
 en zapatas corridas
 $f'c = 280 \text{ kg f/cm}^2$
 En arco, losa, viga y losas aprox.
 Acero Corrugado Grado 60 $f_y = 4200 \text{ kg f/cm}^2$

3.5 ECUACION DEL EJE DEL ARCO

$Z = AX^2 + Bx + D$

para $x = 0.00$ $z = 0$ Entonces $D = 0$
 para $x = 37.5$ $z = f = 15.00$
 $15.00 = A(37.5)^2 + B(37.5)$ Ec. ... 1
 para $x = 75.00$ $z = 0.00$
 $0.00 = A(75.00)^2 + B(75.00)$ Ec. ... 2
 $C1 = -4.00$ $-60 = A(-60) + B(-60)$ Ec 3 = 1 + C1
 $-60.00 = A(-60.00) + B(-75.00)$ Ec 3 = 3 + 2
 $B = 0.800000$
 $A = -0.010666667$

	X de arranque	Z ecuación	Y planos
1	0.00	0.00	
2	7.50	5.40	4.44
3	15.00	9.60	8.82
4	22.50	12.60	11.96
5	30.00	14.40	13.86
6	37.50	15.00	14.55
7	45.00	14.40	13.86
8	52.50	12.60	11.96
9	60.00	9.60	8.82
10	67.50	5.40	4.44
11	75.00	0.00	

Ecuación de la pendiente del arco

Derivando la función del eje

$z' = -0.021 X + 0.800000$

Y incluye contraflecha

Z' ecuación
0.80
0.64
0.48
0.32
0.16
0.00
-0.16
-0.32
-0.48
-0.64
-0.80

COORDENAS PARA GENERACION DE MODELO ESTRUCTURAL

Origen en Arranque margen izquierda

TYPE	NAME	X	Y	Z
POINT	1	0.00	0.00	0.00
POINT	2	7.50	0.00	5.40
POINT	3	15.00	0.00	9.60
POINT	4	22.50	0.00	12.60
POINT	5	30.00	0.00	14.40
POINT	6	37.50	0.00	15.00
POINT	7	45.00	0.00	14.40
POINT	8	52.50	0.00	12.60
POINT	9	60.00	0.00	9.60
POINT	10	67.50	0.00	5.40
POINT	11	75.00	0.00	0.00
POINT	12	0.00	0.00	16.37
POINT	13	75.00	0.00	13.629

3.6 GEOMETRIA DEL PERALTE DEL ARCO

Variacion del peralte del arco

El peralte varia linealmente de los arranques a la clave.

$L/45 = 1.67$

$h \text{ arranque} = 170 \text{ cm}$

$L/90 = 0.833$

$h \text{ clave} = 90 \text{ cm}$

$h = m \cdot x + b$

$x = 0$

$h = 170$

Entonces $b = 170$

$x = 37.5$

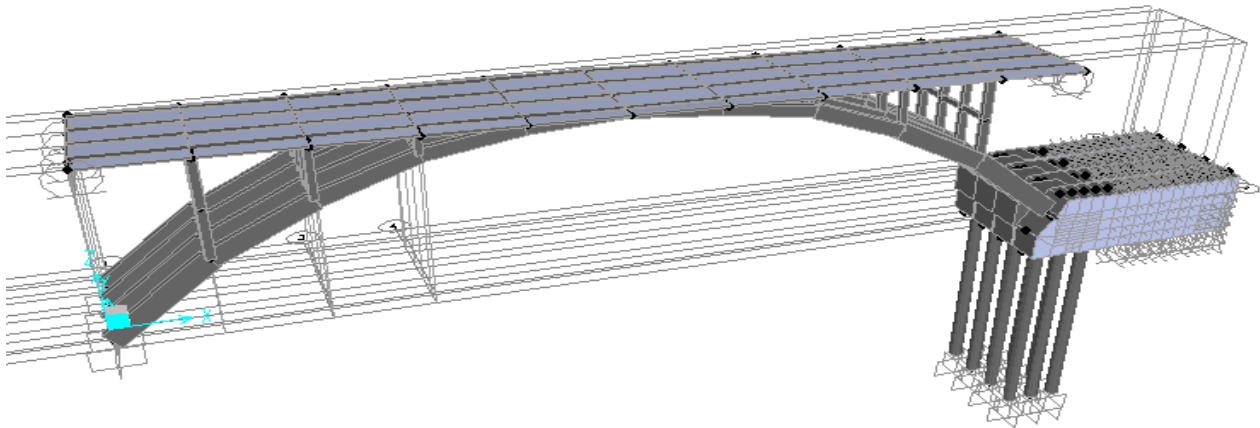
$h = 90$

Entonces $m = -2.13$

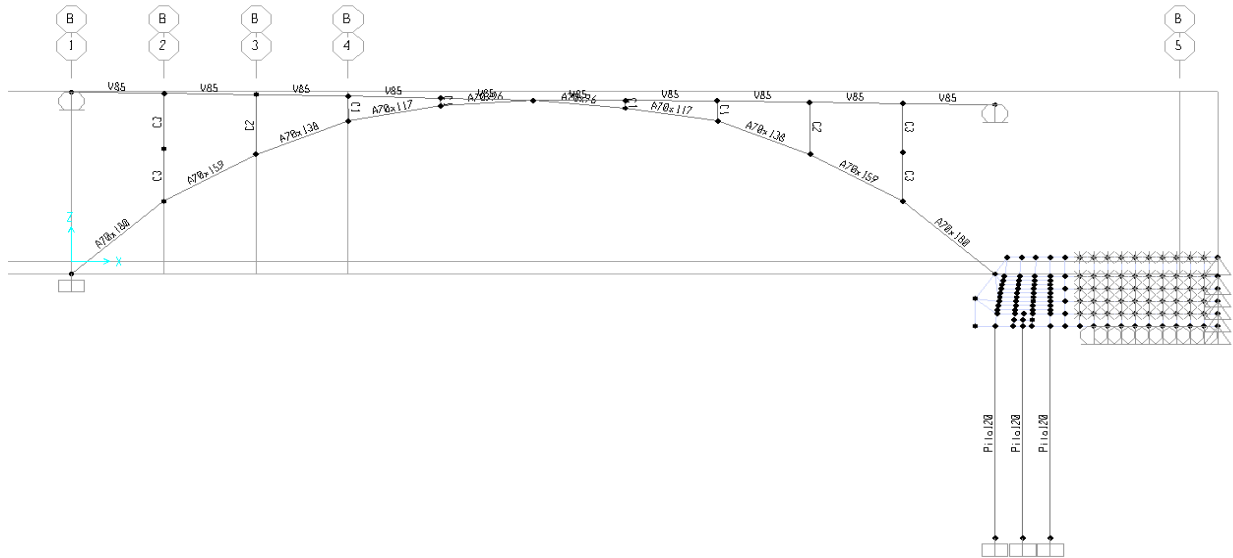
h peralte	h peralte medio	h en planos
170	162	218
154	146	183
138	130	153
122	114	128
106	98	107
90	90	90
106	98	107
122	114	128
138	130	153
154	146	183
170	162	218

MODELO ESTRUCTURAL DEL ARCO

El apoyo derecho del arranque del arco, para mantener restringidas las deformaciones verticales y horizontales, se ha planteado como la mejor alternativa para construir, el empleo de pilas excavadas hasta llegar al estrato rocoso, y el empleo del relleno del tipo estructural detras de la cimentacion de este estribo, estos



Vista del modelo 3d
ELEMENTOS EN EL MODELO ESTRUCTURAL



4.0 CUANTIFICACION DE CARGAS ACTUANTES

METRADO DE CARGAS

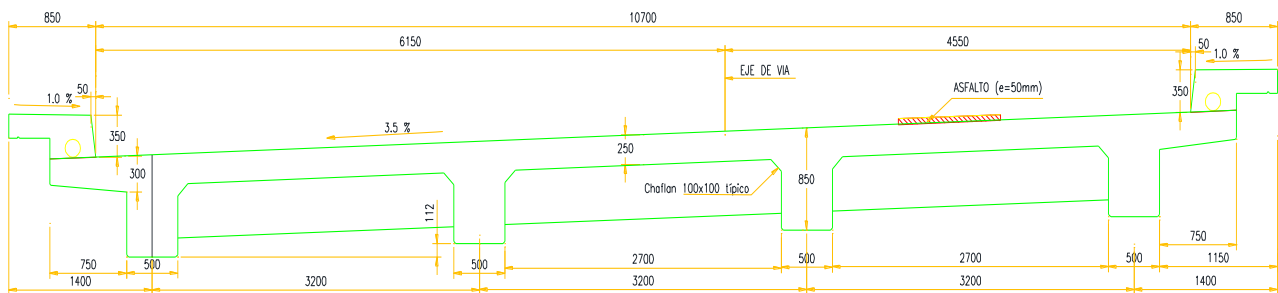
4.1 CARGAS PERMANENTES

Son aquellas que actúan durante toda la vida útil de la estructura sin variar significativamente, o que varían en un solo sentido hasta alcanzar un valor límite. Corresponden a este grupo el peso propio de los elementos estructurales y las cargas muertas adicionales tales como las debidas al peso de la superficie de rodadura.

También se consideran cargas permanentes el empuje de tierra, los efectos debidos a la contracción de fragua y el flujo plástico, las deformaciones permanentes originadas por los procedimientos de construcción y los efectos de asentamientos de apoyo.

El peso propio se determinará considerando todos los elementos que sean indispensables para que la estructura funcione como tal.

Las cargas muertas incluirán el peso de todos los elementos no estructurales, tales como veredas, superficies de rodadura, barandas, postes, tuberías, ductos y cables.



SECCION TRANSVERSAL

	a	b	γ	w t/m	
Losa	0.00	3.20	2.40		0.00 Considerada por el programa
Relleno	0.00	3.20	1.80		0.00 No hay, en este caso.
					0.00 = WDc
Muro separad	0	1.05	2.4	0.00	tn/nudo No se considera
Asfalto	0.05	2.675	2.2	0.29	tn/m/viga
barandas	0.15	2	4	0.08	tn/m/viga
				<u>0.369</u>	
				Dw =	0.369 tn/m2

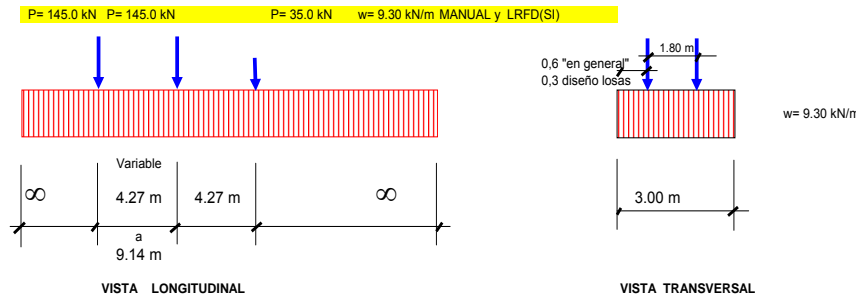
Para el análisis sísmico se considerará:

Masa nodal en viga :

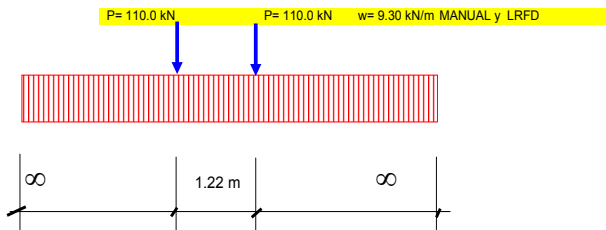
Long.	peso	masa	
7.50	8.86	0.90	tn s ² / m

4.2 CARGAS VEHICULARES DE DISEÑO

HL-93 K



HL-93 M



4.3 CARGAS PEATONALES

Considerando que el puente cuenta con veredas en los extremos laterales se considera:

Cargas peatonales carga uniforme repartida según 2.4.3.7 manual Puentes 2003
 $W = 510 \text{ kg/m}^2$
 para un ancho de vereda $b = 0.85 \text{ b efectivo} = 0.65$
 $W = 332 \text{ kg/m c/vereda}$

Las que se considerarán actuando conjuntamente con las cargas vivas vehiculares.

4.4 CARGAS POR SISMO

Se consideran aquellas cuya ocurrencia se dara una sola vez con un período de retorno que puede ser significativamente mayor al de la vida útil de la estructura. Serán tomadas en cuenta para asegurar la supervivencia estructural del puente durante un sismo importante.

Espectro de diseño

El calculo del espectro de diseño se hace conforme al AASHTO 2004, 3.10
 Se consideran los siguientes parametros.

Clasificación de importancia	Categoría	I	Puente esencial 3.10.3
Coefficiente de aceleración	A =	0.313	Estudio específico
Categoría comportamiento sísmico	SPC =	D	
Tipo de Suelo		I	
Coefficiente de sitio	S =	1.200	

Para el Efecto de Ductilidad de la estructura , que se considera en el valor R para la estructura se tiene:

Acorde con 2.4.3.11.2 del Manual de Puentes MTC, Fuerzas sísmicas : Se consideran que los puentes que son considera dos **puentes esenciales**, son los que como mínimo deberán quedar en condiciones operativas después de la ocurrencia de un sismo con las características de diseño. Esto acorde a la norma nacional, es un sismo con la característica de Estado limite extremo (2.3.2.1.4) y que ocurre una sola vez con un periodo de retorno que puede ser significativamente mas grande que el de la vida de diseño del puente. Consistente con la fuerza sísmica obtenida considerando un 10% de nivel de excedencia para 50 años de vida util (2.4.3.11.3) equivale a un periodo de recurrencia de aproximadamente 475 años.

Por lo tanto el puente es determinado como ESENCIAL , acorde con la categorizacion del inciso 2.4.3.11.4 del Manual de Puentes MTC 2003.

TABLA 2.4.3.11.8.1-1 FACTORES DE MODIFICACION DE RESPUESTA R – SUBESTRUCTURAS

SUB-ESTRUCTURA	IMPORTANCIA		
	CRITICA	ESENCIAL	OTROS
Pilar tipo placa de gran dimensión	1.5	1.5	2.0
Pilotes de concreto armado			
• Sólo pilotes verticales	1.5	2.0	3.0
• Grupo de pilotes incluyendo pilotes inclinados	1.5	1.5	2.0
Columnas individuales	1.5	2.0	3.0
Pilotes de acero o acero compuesto con concreto			
• Sólo pilotes verticales	1.5	3.5	5.0
• Grupo de pilotes incluyendo pilotes inclinados	1.5	2.0	3.0
Columnas múltiples	1.5	3.5	5.0

De los valores que corresponden a la cimentación, el primero pilotes verticales con R = 2 y Columnas multiples en la otra margen con R= 3.5 se ha adoptado el valor mas conservador, esto es R = 2.

Respuesta	R =	2.00	Tabla 3.10.7.1-1 Por la ductilidad Conservadoramente.
Gravedad	g =	9.800	m/s ² Factor de escala

La carga sísmica se expresa mediante el coeficiente de aceleración, el cual tiene una probabilidad de 10% de ser excedido en 50 años (Esto es aproximadamente el 15 % de probabilidad de ser excedido en 75 años).
Lo que corresponde a un periodo de retorno de 475 años.

Para el analisis multimodal

$$C_{sm} = 1.2 A S / T_m^{2/3} < 2.5 A \quad 3.10.6.1-1$$

$$C_{sm} = \frac{0.451}{T_m^{2/3}}$$

$$C_{sm} \max = 2.5 A = 0.783$$

$$S_a = C_s / R$$

$$a = (C_s / R) g$$

Csm	T	Sa
0.783	0.00	0.391
0.783	0.10	0.391
0.783	0.20	0.391
0.783	0.30	0.391
0.783	0.40	0.391
0.715	0.50	0.358
0.634	0.60	0.317
0.572	0.70	0.286
0.523	0.80	0.262
0.484	0.90	0.242
0.451	1.00	0.225
0.423	1.10	0.211
0.399	1.20	0.200
0.378	1.30	0.189
0.360	1.40	0.180
0.344	1.50	0.172
0.329	1.60	0.165
0.316	1.70	0.158
0.305	1.80	0.152
0.294	1.90	0.147
0.284	2.00	0.142

4.5 EFECTOS DEL SUELO

Capacidad admisible a nivel de cimentación

Del Estudio de Mecánica de Suelos

$$\text{Factor de seguridad} = \frac{3}{2.00 \text{ kg/cm}^2}$$

Para algunos elementos superficiales

La cimentacion se cimentará en roca, en la margen izquierda y con cimentacion profunda en la margen derecha, apoyada en roca.

Características del empuje de tierras

Compramiento Tierras

Características mecánicas del Material :

Del terreno de la zona
Suelo coluvial
Angulo de fricción interna

Para relleno estructural

$$\text{phi} = 35 \text{ grados}$$

$$\text{Peso unitario} = 1,940 \quad 2,240 \text{ kg/m}^3$$

$$\mu = 0.3 \quad 0.3$$

$$E = 357 \text{ kg/cm}^2 \quad 1020 \text{ kg/cm}^2$$

$$G = 137 \text{ kg/cm}^2 \quad 392 \text{ kg/cm}^2$$

Empuje de Tierras

Se considera que el empuje de tierras, en forma general, es linealmente proporcional a la profundidad del suelo, calculandose para una profundidad z con la siguiente expresion

$$p = k \text{ peso unitario } z$$

Para muros con respaldo interno vertical y con relleno horizontal

$$k_a = \tan^2 (45 - \phi/2) = 0.271$$

Empuje Sismico de Tierras

Se usa el metodo pseudo estatico de Mononobe-Okabe para calcular el empuje de tierra inducido por sismo.

Para muros con respaldo interno vertical y con relleno horizontal

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cos(d + \theta) [1 + \text{raiz} \{ \text{seno}(\phi + d) \text{seno}(\phi - \theta) / \cos(d + \theta) \}]^2}$$

$$\phi = 0.611 \text{ rad}$$

$$k_v = 0.000 \quad \text{valores entre 0.00 y 0.05}$$

$$k_h = 0.50 A = 0.157$$

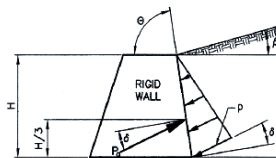
$$\theta = \text{atan} [k_h / (1 - k_v)] = 0.155 \text{ rad}$$

$$d = 0.75 \phi = 0.458 \text{ rad} \quad \text{valores entre 0.50 } \phi \text{ y } 0.75\phi$$

$$K_{ae} = 0.351$$

At Rest Coeficient: 3.11.5.2
 $k_o = 1 - \sin \phi = 0.426$

Active Coefficient: 3.11.5.3



δ	30	tabla 3.11.5.1-1
β	0	
θ	90	
ϕ	35	
r	3.14977939	

$$K_a = 0.284$$

Pasive coeficient: 3.11.5.4

con:

θ	90
ϕ	35

Figura 3.11.5.4.1

$$k_p = 5.00$$

5.0 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

5.1 SUPERESTRUCTURA

FILOSOFIA DE DISEÑO

EL PORTICO SE HA DISEÑADO CONSIDERANDO CONDICIONES DE SERVICIABILIDAD PARA EL CONTROL DE ESTABILIDAD (VOLTEO Y DESLIZAMIENTO) Y DE PRESIONES TRANSMITIDAS A LOS ESTRATOS DEL SUELO EN EL QUE SE APOYA LA CIMENTACION.

LOS ESTADOS DE RESISTENCIA ULTIMA, PARA CUMPLIR CON LOS REQUISITOS FUNDAMENTALES DE RESISTENCIA, RIGIDEZ, SEGURIDAD, DURABILIDAD, EN LA PARTE DE DISEÑO DE TODOS LOS COMPONENTES ESTRUCTURALES Y QUE ASEGUREN SU ADECUADO COMPORTAMIENTO PARALAS CARGAS DE DISEÑO.

LAS RESISTENCIAS DE LOS ELEMETOS ESTRUCTURALES HAN SIDO DETERMINADAS TENIENDO EN CONSIDERACIÓN EL COMPORTAMIENTO NO ELASTICO DE LOS MATERIALES, EN COMPORTAMIENTO NOLINEAL PARA EL CONCRETO CON LOS BLOQUES RECTANGULARES DE ESFUERZOS EQUIVALENTES Y EL MODELO ELASTO - PLASTICO PARA EL ACERO DE REFUERZO. LOS EFECTOS DE LAS FUERZAS SON CALCULADOS EN BASE AL ANALISIS ELÁSTICO, CONSIDERANDO LAS CARACTERISTICAS MECANICAS Y RIGIDECES DE LOS ELEMENTOS.

5.2 INTERACCION SUELO ESTRUCTURA

Lo ideal en un arco, es que los apoyos sean fijos, roca sana, lo cual equivale a tener apoyos sin desplazamientos.

Acorde con 2.6.3 Manual Puentes, la necesidad de modelos sofisticados para las cimentaciones es una función de la susceptibilidad de la estructura a movimientos de la cimentación. Aspecto que es fundamental en puentes arco.

En algunos casos, el modelo de cimentación puede ser simple, como en el caso de considerar apoyos firmes. en otros, un estimado de asentamiento puede ser considerado. pero, donde la respuesta estructural es particularmente sensible a las condiciones de borde, tal como un arco fijado en los extremos, o en el cómputo de frecuencias naturales, modelos rigurosos de la cimentación deberán ser hechos para justificar las condiciones reales.

Una apropiada representación del suelo que soporta al puente será incluido en el modelo matemático de la cimentación. En caso de diseño sísmico, los movimientos del suelo y licuación deberán también ser considerados.

Para mejorar el comportamiento del arco, se ha considerado mejorar el suelo detras del arranque del estibo derecho con relleno estructural de mejor capacidad que el suelo existente en la zona. Este aspecto se ha incluido en el modelo estructural para la determinacion de las solicitaciones de la estructura.

Se considera 2.8.1 del Manual de Puentes, en el caso de que las cimentaciones estén apoyadas sobre pilotes o pilares excavados, el espaciamiento de estos elementos deberá asegurar en lo posible cargas similares sobre los elementos de la cimentación profunda.

Respecto a las propiedades de suelo y roca, acorde con 2.8.1.1.9 del Manual de Puentes, para el diseño de las cimentaciones se requerirán las propiedades del suelo y de la roca que definen su resistencia y compresibilidad. Los análisis para evaluar la estabilidad y los asentamientos de la cimentación se realizarán en base a propiedades calculadas a partir de ensayos de campo y/o laboratorio.

Dado que las prospecciones no han llegado a determinar la profundidad del estrato rocoso, se está tomando las recomendaciones del Estudio de Suelos con fines de cimentacion aprobado por la Entidad. los pilotes se consideran empotrados en el estrato rocoso y el relleno estructural, detras de la cimentación del estrib derecho para controlar los

5.3 CASOS DE CARGA CONSIDERADOS

ESTADOS LIMITES

Las componentes estructurales deberán ser proporcionados para satisfacer los requerimientos en todos los estados límites apropiados.

FACTORES DE CARGA CONSIDERADOS

Estado Límite de Resistencia
 $R1 = 1.25 Dc + 1.5 Dw + 1.5 Eh + 1.75 (LL+IM)$
 $R2 = 0.9 Dc + 0.65 Dw + 0.9 Eh + 1.75 (LL+IM)$

Estado Límite de Evento Extremo
 $E1 = 0.9 Dc + 0.65 Dw + 0.9 Eh + 0.5(LL+IM) + 1.00 Eqx + 0.30 Eqy$
 $E2 = 0.9 Dc + 0.65 Dw + 0.9 Eh + 0.5(LL+IM) + 1.00 Eqy + 0.30 Eqx$
 $E3 = 0.9 Dc + 0.65 Dw + 0.9 Eh + 0.5(LL+IM) + 1.00 Eqz$

Estado Límite de Servicio
 $S1 = 1. Dc + 1. Dw + 1. Eh + 1. (LL+IM)$

Estados Límite de Fatiga y Fractura
 $F1 = 0.75 (LL+IM)$

EFEECTO DE FUERZA CENTRIFUGA

Puente con accesos en curva

40.0 km/h 11.11 m/s R = 30.00 m

Fuerza centrífuga: $C = 4/3 \cdot V^2 / (g R) =$ 0.560

$E = 2100 + 0.12(L1 W1)^2 < W/NL =$ 3.24

$k = 1/E \cdot (1 + c^2)^{.5} =$ 0.35

Se considera esta excentricidad de la carga desplazando las líneas de acción de la carga viva por el valor obtenido previamente.

POSICION DE LAS LINEAS DE VEHICULOS EN EL MODELO

Excentricidades de línea de vehículo respecto a elementos frame

Eje de arco exterior	0.75	-0.35	0.40
Eje de arco exterior	0.55	-0.35	0.20

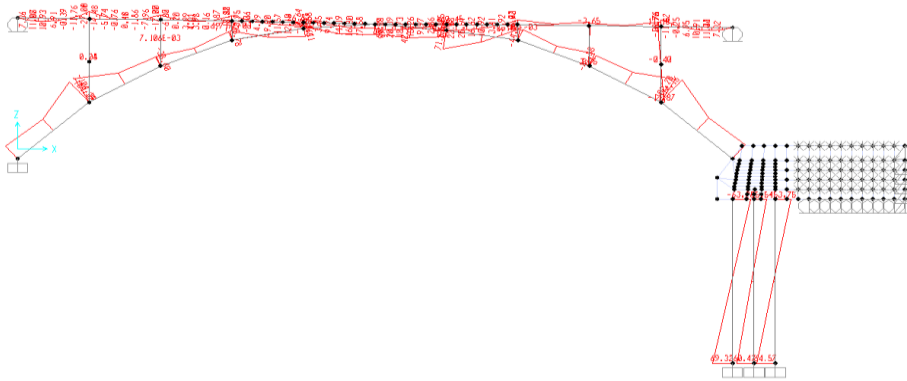
5.4 COMBINACIONES DE CARGA

Resistencia	$R1 = 1.25 Dc + 1.5 Dw + 1.5 Eh3 + 1.75 (LL+IM)$
	$R2 = 0.9 Dc + 0.65 Dw + 1.5 Eh1 + 0 (LL+IM)$
Extrema	$E1 = 0.9 Dc + 0.65 Dw + 0.9 Eh + 0.5(LL+IM) + 1.00 Eqx + 0.30 Eqy$
	$E2 = 0.9 Dc + 0.65 Dw + 0.9 Eh + 0.5(LL+IM) + 1.00 Eqy + 0.30 Eqx$
	$E3 = 0.9 Dc + 0.65 Dw + 0.9 Eh + 0.5(LL+IM) + 1.00 Eqz$
Servicio	$S1 = 1. Dc + 1. Dw + 1. Eh1 + 1. (LL+IM)$
Fatiga	$F1 = 0.75 (LL+IM)$

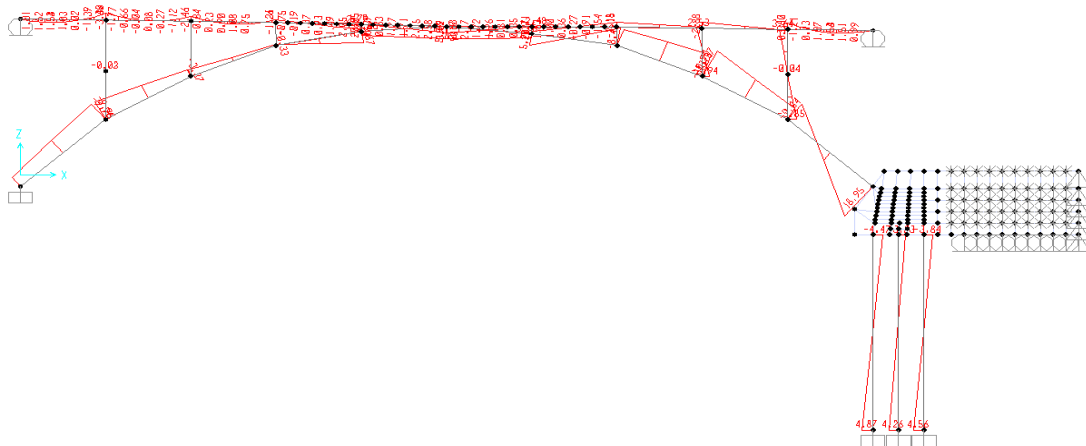
6.0 RESULTADOS DEL ANALISIS ESTRUCTURAL

6.1 MOMENTOS FLECTORES CARGAS PERMANENTES

Dc

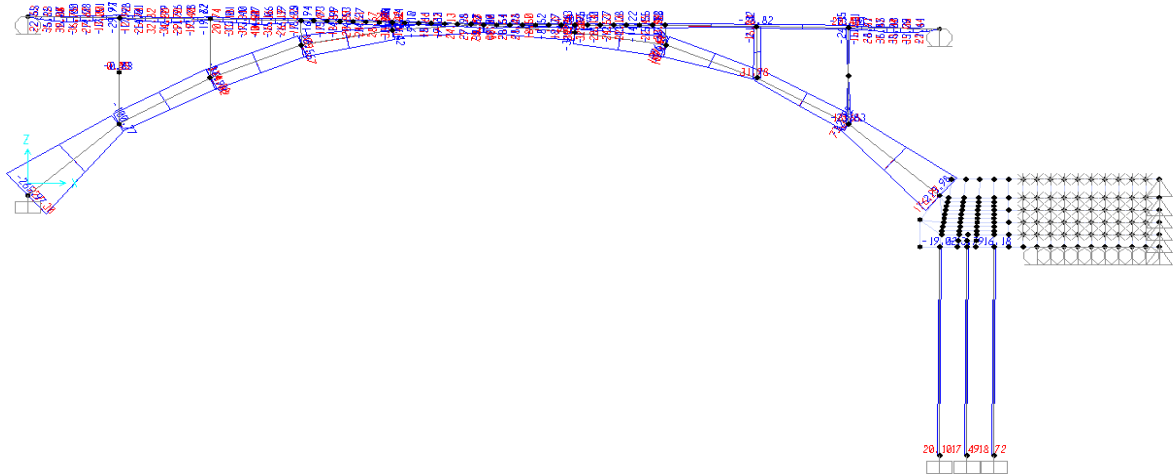


Dw



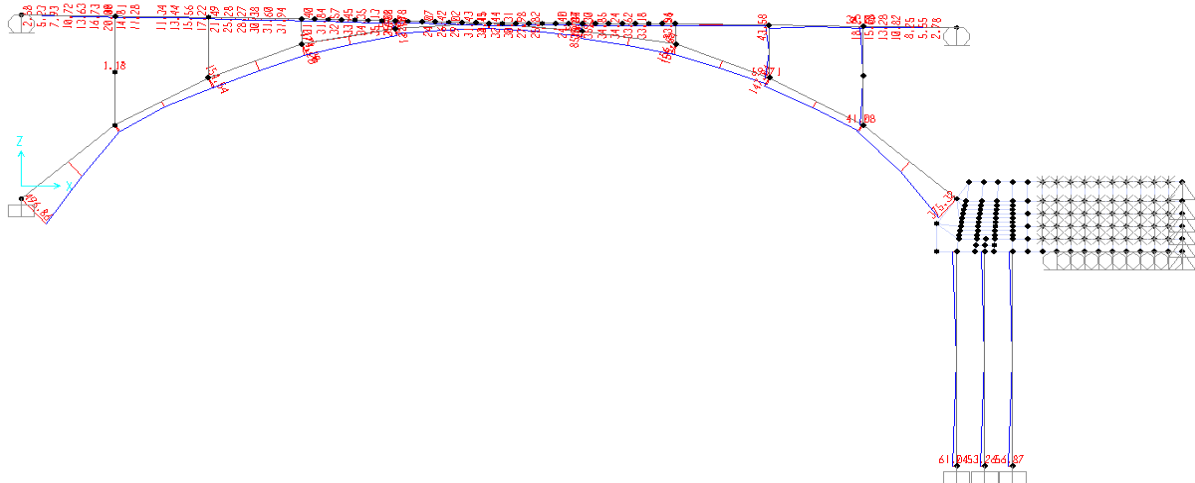
L (HL-93)

Envolvente



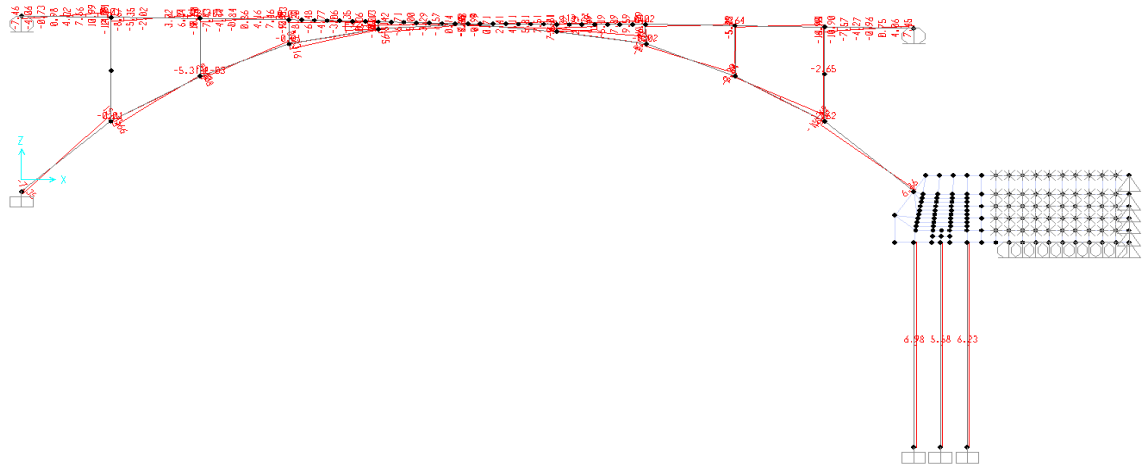
Sismo

Sx



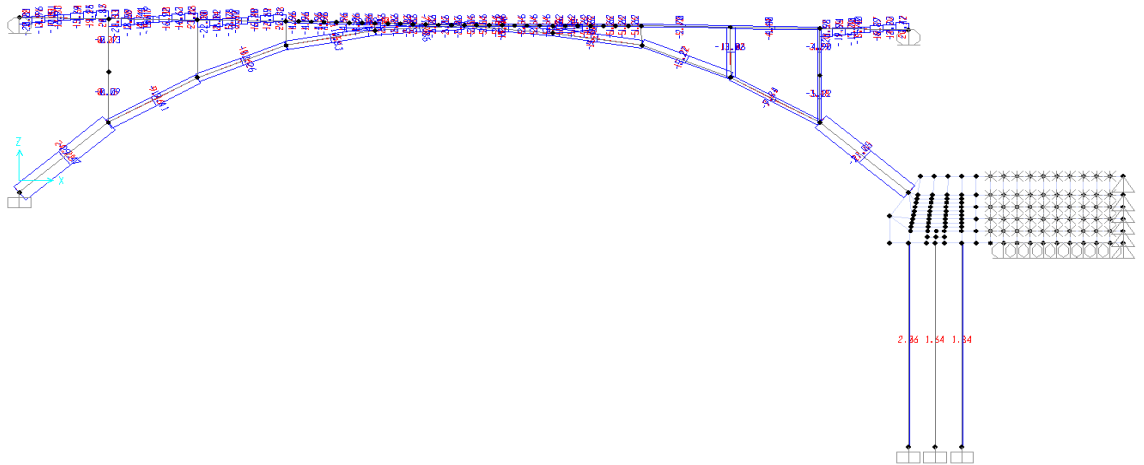
6.2 FUERZAS CORTANTES

Dc



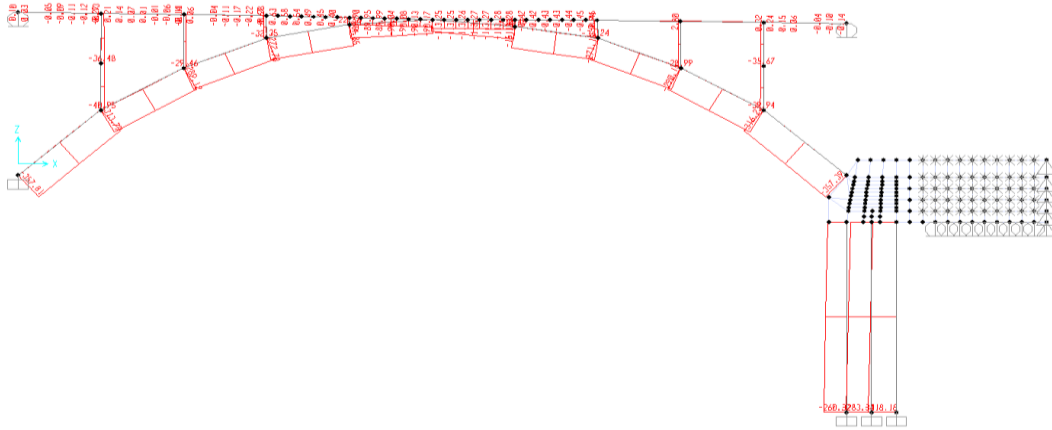
L HL93

Envolvente

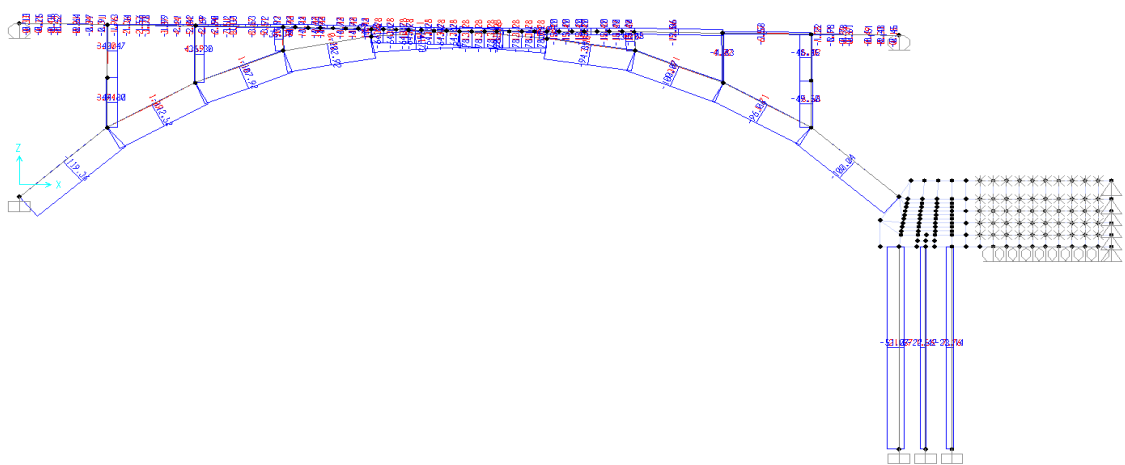


6.3 FUERZAS AXIALES

AXIAL
Dc



AXIAL
L (HL-93)



Datos para Geotecnia

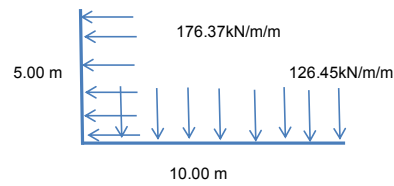
PARA ESTRIBO IZQUIERDO

Ancho de arranque = 12.50 m

Ancho de Elevacion de estribo = 12.00 m

	Arranque del arco		Tramo extremo Estribo
	F vertical (kN/m)	F horizontal (kN/m)	F vertical (kN/m)
D permanente	1264.52	881.84	36.46
L Viva	199.82	140.59	52.40

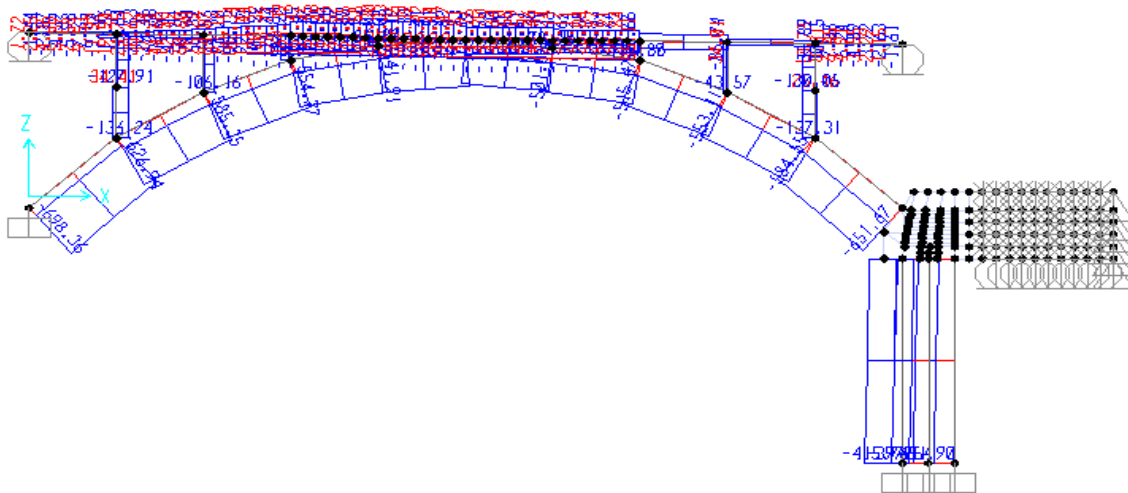
Para un metro de ancho de arranque por carga permanente (D):



6.4 ENVOLVENTES DE COMBINACIONES PARA DISEÑO

Envolvente de los estados de resistencia y evento extremo.

AXIAL MAYORADA (tn)

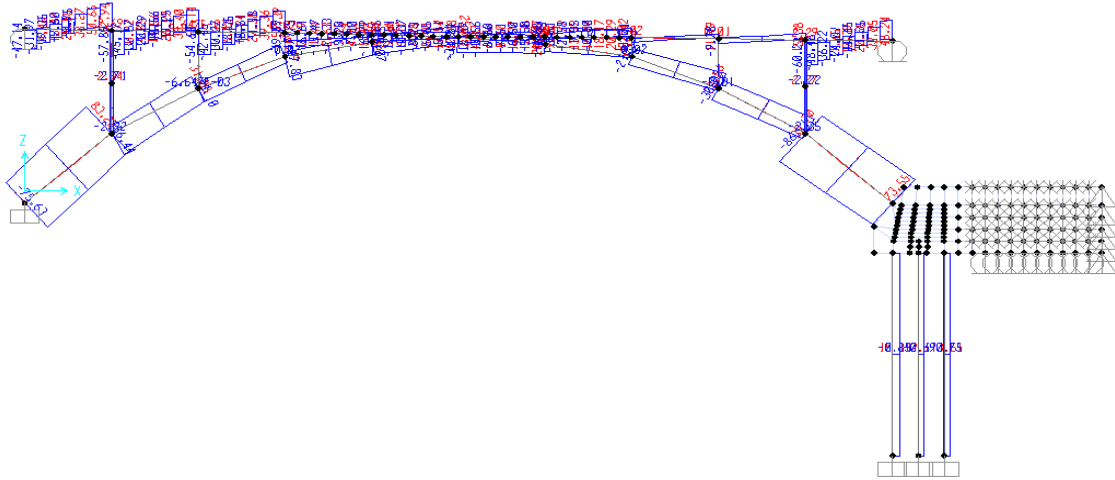


RESUMEN DE AXIALES	
EN PUNTALES	
P1 extremo	Compresión 137.31 tn
P2	106.16 tn
P3	116.8 tn
P4	86.82 tn
EN ARCO	
ARRANQUE	Compresión 698.36 tn
INTERMEDIO	626.94 tn
CLAVE	541.91 tn

DISEÑO ESTRUCTURAL

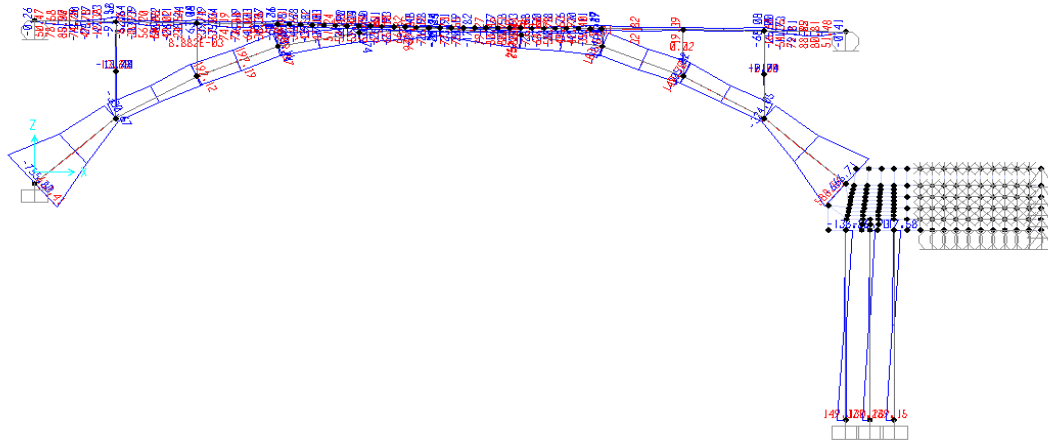
6.4 ENVOLVENTES DE COMBINACIONES PARA DISEÑO

ENVOLVENTE CORTANTES MAYORADOS



RESUMEN DE CORTANTES		
EN VIGA		
TRAMOS AL CENTRO DE ARCO		54.62 tn
TRAMOS EN EXTREMOS DE ARCO		62.94 tn
EN ARCO		
ARRANQUE		83.22 tn
INTERMEDIO		56.44 tn
CLAVE		29.07 tn

ENVOLVENTE MOMENTOS MAYORADOS

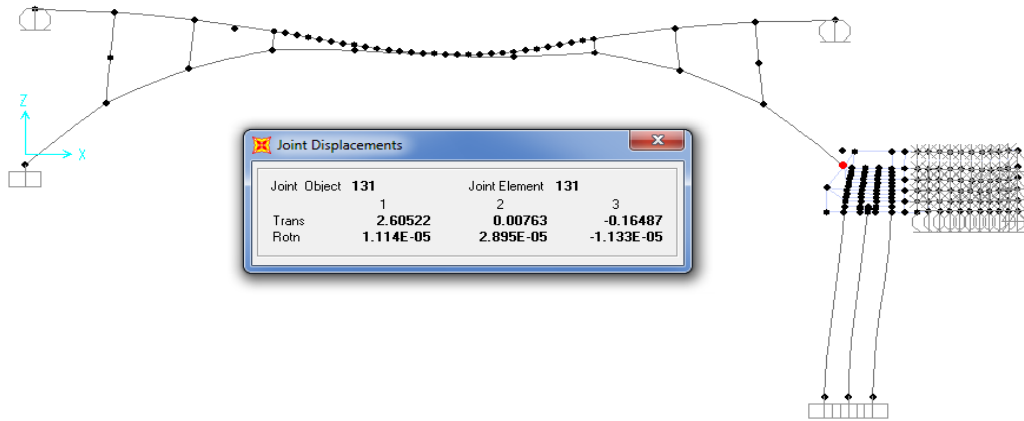


RESUMEN DE MOMENTOS			
EN VIGA			
TRAMOS AL CENTRO DE ARCO		M - =	61.47 tn-m
		M + =	80.41 tn-m
TRAMOS EN EXTREMOS DE ARCO		M - =	91.16 tn-m
		M + =	85.30 tn-m
EN ARCO			
	ARRANQUE	Mmax	755.80 tn-m
	INTERMEDIO		330.67 tn-m
	CLAVE		191.26 tn-m

7.0 CONTROL DE DEFLEXIONES

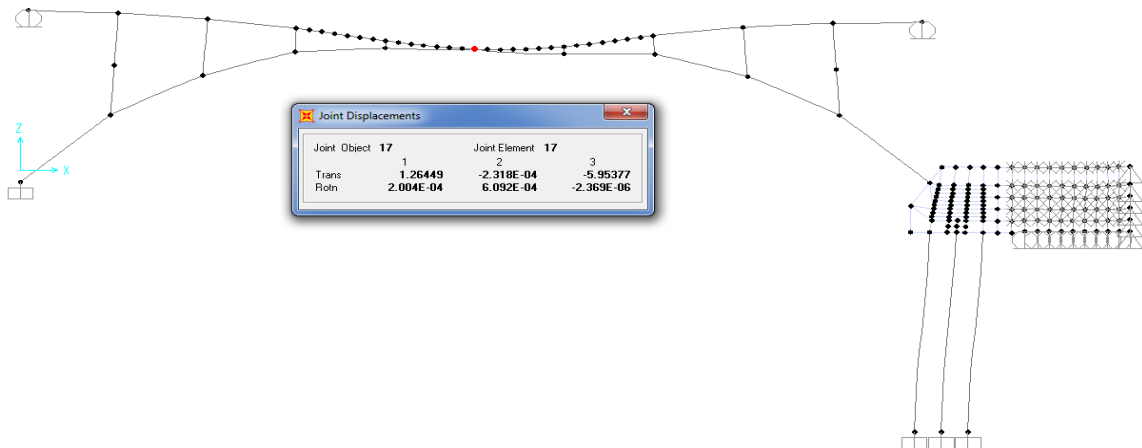
7.1 DEFLEXIONES CALCULADAS

La deflexión del Estribo en zona del arranque derecho:



d horizontal = 2.61 cm
d vertical = 0.17 cm

EN EL CENTRO DEL ARCO



AASHTO permite controlar las deformaciones con los parametros de relación de luz:

Criterios para deflexión (2.5.6.2):

Para este caso por las cargas se tiene	Para la clave del arco En Servicio cm
Dc =	5.95
Dw =	0.56
L HL-93 =	3.69 (camion + distribuida)
L Tandem =	3.09 (tandem + distribuida)
Camión =	2.75 (solo 1 CAMION)

El AASHTO 3.6.1.3.2 indica que el control se efectúa con el camión o con el 25 % del camión de diseño con la carga distribuida.

$\delta = 2.750 \text{ cm}$
Ing. NICOLAS VILLASECA CARRASCO
JEFE DE PROYECTO
CIP N° 29943

7.2 DEFLEXIONES LIMITES

Luz comparacion=	75.00 m
Carga Vehicular, general = $L / 800 =$	9.38 cm
Cargas Vehicular y peatonal = $L/1000 =$	7.50 cm
Por lo que la deflexión máxima por sobrecarga =	2.75 cm
es menor a la establecida como limite.	7.50 cm
	Conforme.

7.3 EFECTO DEL FLUJO PLASTICO

Los valores que especifica AASHTO, serán usados para determinar los efectos de acortamiento y flujo plástico del concreto. El flujo plástico y el acortamiento del concreto son propiedades variables que de una serie de factores, algunos pueden no ser conocidos durante la fase de diseño. 5.4.2.3.1

Considerando:
 5.9.5.3 Para el caso de presforzado, las pérdidas aproximadas, dependientes del tiempo.
 5.9.5.4 para el caso de preesforzado, las pérdidas más precisas, dependientes de l tiempo.

Estos valores conjuntamente con el momento de inercia, como se especifica en 5.7.3.6.2 pueden ser usados para determinar los efectos del acortamiento y flujo plástico del concreto en las deflexiones de las estructuras.

Considerando que sin ensayos específicos con los materiales en la zona, el uso de los métodos especificados en AASHTO, pueden tener variaciones en $\pm 50\%$. Comentario C.5.4.2.3.1.

Según 5.4.2.3.1
 Estas consideraciones pueden ser empleadas para concreto de $f'c < 1050 \text{ kg/cm}^2$ dado que para nuestro caso empleamos concreto $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$. Son aplicables.

En caso de ausencia de datos más precisos, (fase de diseño) los coeficientes pueden ser asumidos acorde con:

Acortamiento: Ca = 0.0002 a los 28 días
 0.0005 a un año.

Puente Arco Concreto Armado Carga HL-93 L = 75.00 m Por: DR. ING. N. VILLASECA C.

Se puede emplear los indicado en:

5.4.2.3.2 Flujo plástico

El coeficiente de flujo plástico, se aplica a la deformación por compresión generada por cargas permanentes, empleada para obtener la deformación debida al flujo plástico.

El flujo plástico se ve afectado por: La magnitud y duración de la carga, la madurez del concreto en el momento de aplicación de las cargas, la temperatura del concreto. Generalmente, el acortamiento del concreto por flujo plástico está comprendido entre 1.5 y 4.0 veces el acortamiento elástico inicial, dependiendo fundamentalmente de la madurez del concreto en el momento de aplicación de las cargas.

$$c_{fp} = 1,9 k_s k_h k_f k_{td} t_i^{(-0,118)} = 1.73 \quad 5.4.2.3.2-1$$

Los factores están definidos por:

$k_s = 1,45 - 0,13 (V/S) > 1,0$	1.00	5.4.2.3.2-2
$k_h = 1,56 - 0,008 H$	1.08	5.4.2.3.2-3
$k_f = 5 / (1 + f'_{ci})$	1.20	5.4.2.3.2-4
$k_{td} = t / (61 - 4 f'_{ci} + t)$	0.97	5.4.2.3.2-5

Donde:

H = humedad relativa (%) 60.6 %
En ausencia de mejor información se puede tomar de gráficos de humedad relativa promedio anual.

k_s = relación volumen / superficie de componente.

k_f = factor por el efecto de resistencia de concreto

k_h = factor de humedad

k_{td} = factor dependiente del tiempo

t = madurez del concreto en días, entre el tiempo de carga y el considerado en análisis .
1440 días

t_i = edad del concreto (días) a la aplicación de la carga 14 días

V/S = relación entre volumen / superficie (in.)

como la zona comprimida es la losa (tramo simplemente apoyado)

La sección de losa

Ancho 10.0 m

espesor medio 0.25 m

V = 2.5 m³

S = 20 m²

V/S = 0.125 m = 4.92 in.

f'_{ci} = 280 kg/cm² = 4.0 ksi

f'_{ci} = resistencia del concreto al inicio de la aplicación de la carga 224 kg/cm²
si se desconoce se puede tomar 0,8 f'_c (ksi) 3.2 ksi

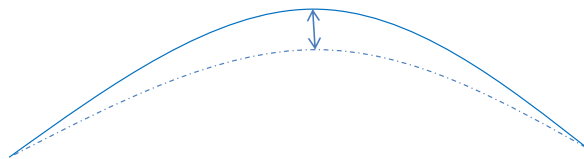
7.4 CONTRAFLECHA

Para el calculo de la contraflecha se considera la suma de los efectos de la deformacion instantánea y de la deformación diferida, causada por las cargas permanentes, actuantes bajo el mecanismo de flujo plastico o creep del concreto.

Deformación instantánea por carga permanente: En la clave
 $d_i = 6.51$
 Deformación diferida por efecto de flujo plástico
 $d_d = cfs \cdot d_i = 11.26$
 $d_{total} = 17.77$

Considerando las tolerancias de construcción (2.10.3.7 Manual Ptes MTC) 2.00

CONTRAFLECHA Calculada 19.77 cm
 Se especificará 0.2 m



X	Z	Contraflecha	Construcción
0	0	0	-1.09
7.5	5.4	0.04	4.53
15	9.6	0.08	8.91
22.5	12.6	0.12	12.08
30	14.4	0.16	14.02
37.5	15	0.2	14.75
45	14.4	0.16	14.02
52.5	12.6	0.12	12.08
60	9.6	0.08	8.91
67.5	5.4	0.04	4.53
75	0	0	-1.09

8.0 DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS

8.1 VIGAS PRINCIPALES DEL TABLERO

VIGAS TRAMO INTERIOR ENTRE ARCO DISEÑO POR FLEXION

Momento negativo mayorado $M_u =$	61.47	tn-m	Momento positivo mayorado $M_u =$	80.41	tn-m
$b =$	50 cm		$b =$	250 cm	
$d =$	76 cm		$d =$	76 cm	
$a =$	6.7		$a =$	1.7	
$A_s = M_u / (\phi f_y (d - a/2)) =$	22.38	cm ²	$A_s = M_u / (\phi f_y (d - a/2)) =$	28.31	cm ²
$a = f_y A_s / (\beta^2 f_c b) =$	6.7		$a = f_y A_s / (\beta^2 f_c b) =$	1.7	
$A_s \text{ min} =$	12.67	cm ²	$A_s \text{ min} =$	12.67	cm ²
$A_s \text{ colocar} =$	22.38		$A_s \text{ colocar} =$	28.31	
Se colocará			Se colocará		
6 f de 1pulg	30.6 cm ²		6 f de 1pulg	30.60 cm ²	
	cara superior de viga			cara inferior de viga	

DISEÑO POR CORTANTE

VIGAS TRAMO INTERIOR ENTRE ARCO

$V_u =$	54.62	tn
$V_c =$	28.27	tn
$V_s =$	45.78	tn
$2.1 b d \sqrt{f_c} =$	126.50	tn
con $A_{rama} =$	1.27	f 1/2"
$S = d A_v f_y / V_s =$	17.7	cm
Requiere:		estribos de 1/2 " @ 17,5
con $A_{rama} =$	0.71	f 3/8"
$S = d A_v f_y / V_s =$	9.9	cm
Requiere:		estribos de 3/8 " @ 10.0

8.2 VIGAS PRINCIPALES DEL TABLERO ZONAS EXTREMAS

VIGAS TRAMO EXTERIOR ENTRE ARCO

DISEÑO POR FLEXION

Momento negativo mayorado $M_u = 91.16$ tn-m
 $b = 50$ cm
 $d = 75$ cm
 $a = 13.2$
 $A_s = M_u / (\phi f_y (d - a/2)) = 35.26$ cm²
 $a = f_y A_s / (\beta^2 f_c b) = 13.2$
 $A_{s \text{ min}} = 12.50$ cm²
 $A_s \text{ colocar} = 35.26$
Se colocará
 7 f de 1pulg **35.7 cm²**
 cara superior de viga

Momento positivo mayorado $M_u = 85.3$ tn-m
 $b = 235$ cm
 $d = 75$ cm
 $a = 12.3$
 $A_s = M_u / (\phi f_y (d - a/2)) = 32.78$ cm²
 $a = f_y A_s / (\beta^2 f_c b) = 12.3$
 $A_{s \text{ min}} = 12.5$ cm²
 $A_s = 4/3 A_{s \text{ cal}} = 43.70$ cm²
 $A_s \text{ colocar} = 32.78$ cm²
Se colocará
 7 f de 1pulg **35.7 cm²**
 cara inferior de viga

DISEÑO POR CORTANTE

VIGAS TRAMO EXTERIOR ENTRE ARCO

$V_u = 62.94$ tn
 $V_c = 28.27$ tn
 $V_s = 45.78$ tn
 $2.1 b d \sqrt{f_c} = 126.50$ tn
 No requiere reducir separación
 $S = d A_v f_y / V_s = 17.5$
 estribos de 1/2" @ 17,5
 $S = d A_v f_y / V_s = 9.8$
 estribos de 3/8" @ 10

8.3 VIGAS TRANSVERSALES EN TABLERO (V. Diafragmas)

VIGAS TRAMO de Tablero
DISEÑO POR FLEXION

Momento negativo mayorado $M_u = 24.46$ tn-m
 $b = 25$ cm
 $d = 55$ cm
 $a = 4.6$
 $A_s = M_u / (\phi f_y (d - a/2)) = 12.28$ cm²
 $a = f_y A_s / (\beta^2 f_c b) = 4.6$
 $A_{s \text{ min}} = 4.58$ cm²
 $A_s \text{ colocar} = 12.28$
Se colocará
3 f de 1 pulg **15.3 cm²**
 cara superior de viga

DISEÑO POR FLEXION

Momento positivo mayorado $M_u = 24.58$ tn-m
 $b = 100$ cm
 $d = 55$ cm
 $a = 4.6$
 $A_s = M_u / (\phi f_y (d - a/2)) = 12.34$ cm²
 $a = f_y A_s / (\beta^2 f_c b) = 4.6$
 $A_{s \text{ min}} = 4.58$ cm²
 $A_s \text{ colocar} = 12.34$
Se colocará
3 f de 1 pulg **15.3 cm²**
 cara superior de viga

DISEÑO POR CORTANTE

VIGAS TRAMO de Tablero

$V_u = 9.94$ tn
 $V_c = 41.46$ tn
 $V_s = 1.00$ tn
 $2.1 b d \sqrt{f_c} = 193.27$ tn
 con A rama = 1.27 f 1/2"
 No requiere reducir separación
 $S = d A_v f_y / V_s = 586.7$ cm
 Requiere: estribos de 1/2 " @ 130
 con A rama = 0.71 f 3/8"
 $S = d A_v f_y / V_s = 328.0$ cm
 Requiere: estribos de 3/8 " @ 70.0
Se colocará estribos a 25 cm

VIGAS TRANSVERSALES

VIGAS TRAMO union entre ARCO

DISEÑO POR FLEXION

Zona en extremos
 Momento negativo mayorado $M_u = 62.96$ tn-m
 $b = 30$ cm
 $h = 70$ cm
 $d = 61$ cm
 $a = 11.4$ cm
 $A_s = M_u / (\phi f_y (d - a/2)) = 30.12$ cm²
 $a = f_y A_s / (\beta^2 f_c b) = 11.3$ cm
 $A_{s \text{ min}} = 6.100$ cm²
 $A_s \text{ colocar} = 30.12$ cm²
Se colocará 6 f de 1 pulg **30.6 cm²**
 ambas caras de viga

DISEÑO POR FLEXION

Zona central
 Momento positivo mayorado $M_u = 21.55$ tn-m
 $b = 30$ cm
 $d = 61$ cm
 $a = 3.6$ cm
 $A_s = M_u / (\phi f_y (d - a/2)) = 9.63$ cm²
 $a = f_y A_s / (\beta^2 f_c b) = 3.6$ cm
 $A_{s \text{ min}} = 6.10$ cm²
 $A_s \text{ colocar} = 9.63$ cm²
Se colocará 2 f de 1" **10.2 cm²**
 ambas caras de viga

DISEÑO POR CORTANTE

$V_u = 39.68$ tn
 $V_c = 13.80$ tn
 $V_s = 32.89$ tn
 $2.1 b d \sqrt{f_c} = 64.31$ tn
 No requiere reducir separación
 con A rama = 1.27 f 1/2"

$S = d A_v f_y / V_s = 19.8$ cm
 Requiere: estribos de 1/2 " @ 19.8

con A rama = 0.71 f 3/8"

$S = d A_v f_y / V_s = 11.1$ cm
 Requiere: estribos de 3/8 " @ 11.1 cm
Se colocará mínimo @ 0,10

8.4 DISEÑO DE REFUERZO EN COLUMNAS SOPORTE DE TABLERO

Las columnas que soportan al tablero apoyadas en el arco.

Se considera a la columnas rotuladas en los extremos.

Se considera las cargas aplicadas a las columnas, considerando una excentricidad accidental de 0,1 h en el sentido de analisis. (Eje X)

Columnas P1 Portico en extremos de arco (cerca a arranques)

C1	b =	50	cm
	h =	70	cm
COLUMNAS FLEXO-COMPRESION	Ln =	970	cm

Considerando los aspectos de : 5.7.4.1
Excentricidad, carga axial, inercia, fijacion en los extremos, deflexiones y tipo de cargas.

Se considera que si $Kln / r < 100$ se puede emplear procedimientos simplificados

Acorde con 5.7.4.3
Los efectos de esbeltez pueden ser despreciados si $k lu / r < 22$

En nuestro caso $k = 1$ entonces $k ln / r = 47.78$

Por lo que se debe considerar la esbeltez y se pueden emplear procedimientos simplificados

Momento magnificado amplificado: 4.5.3.2.2b

$$M_c = db M_{2b} + ds M_{2s} \quad 4.5.3.2.2b-1$$

$$f_c = db f_{2b} + ds f_{2s} \quad 4.5.3.2.2b-2$$

$$db = C_m / (1 - P_u / f_k P_e) > 1,0 \quad 4.5.3.2.2b-3$$

$$ds = 1 / (1 - S P_u / f_k S P_e) \quad 4.5.3.2.2b-4$$

$$f_k = 0.75 \quad \text{elementos de concreto}$$

$$C_m = 0,6 + 0,4 M_{1b} / M_{2b} \quad 4.5.3.2.2b-6$$

donde M_{1b} es el menor y M_{2b} el mayor momento en extremos.

$$M_{1b} / M_{2b} \quad + \text{ para simple curvatura, } - \text{ para doble curvatura}$$

$$\text{En otros casos } C_m = 1.00$$

$$db = 1.19$$

El resumen de resultados del analisis estructural:

Considerando el efecto de esbeltez

SOLICITACIONES MAYORADAS		
COMBINACION	EXTREMO INFERIOR	
	Pu (tn)	Mu (tn-m) exc. Min
Envolvente R1, R2 E1 y E2	137.31	16.29

Momento simplificado solo flexión:

Solo barras en tracción de extremo (2 capas)

$$M_s = 16.3 \text{ tn-m}$$

$$A_s = 6.84 \text{ cm}^2 / \text{cara barras de } 1" \quad n = 1.3$$

como referencia

Diseño

COLUMNAS FLEXO-COMPRESION

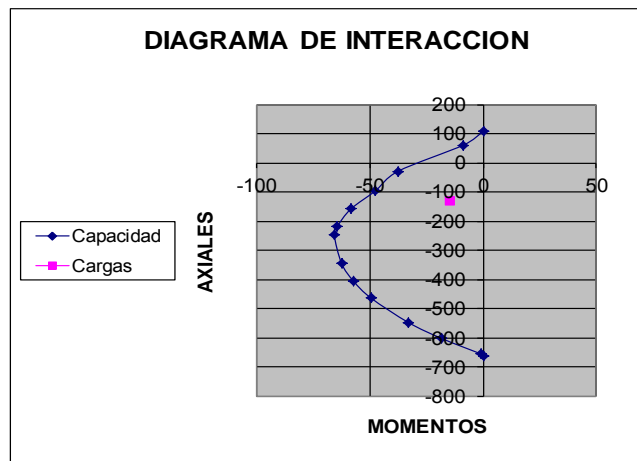
fc = 280 kg/cm2 εu = 0.003 B1 = 0.85
 fy = 4200 kg/cm2 E = 2000000 kg/cm2

Cuántía colocada = 0,81% As = 28,4 cm2

CAPACIDAD				
		0.1*fc*b*h =	98 tn	
		Tracc=	107 tn	
		Compresión=	-662 tn	
Pn	Mn	fi Pn	fi Mn	fi
		107,352	0	
83,9	-11,9	61,1	-8,6	0,73
-34,9	-45,4	-28,9	-37,6	0,83
-137,3	-68,1	-96,1	-47,7	0,70
-226,8	-83,7	-158,7	-58,6	0,70
-311,0	-92,1	-217,7	-64,5	0,70
-354,0	-94,1	-247,8	-65,9	0,70
-493,2	-89,5	-345,2	-62,6	0,70
-580,3	-81,9	-406,2	-57,3	0,70
-663,5	-70,8	-464,5	-49,5	0,70
-783,8	-47,0	-548,6	-32,9	0,70
-861,1	-26,2	-602,7	-18,3	0,70
-937,1	-1,4	-656,0	-1,0	0,70
		-661,9	0,0	

SOLICITACIONES

Pu tn	Mu tn-m
137.31	16.29



cuantía = ρ : 81.00%

$$A_s = 28.4 \text{ cm}^2$$

$$3 \text{ fierros } 3/4" = 8.5$$

Se colocará

$$4 \text{ fierros } 3/4" = 11.4$$

$$3 \text{ fierros } 3/4" = 8.5$$

$$\underline{\underline{28.4}} \\ \text{cm}^2$$

Limites de refuerzo

Se debe verificar que

5.7.4.2-1

$$A_s / A_g + A_{ps} f_{pu} / A_g f_y < 0,080$$

$$A_s = 28.4 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 3500 \text{ cm}^2$$

$$A_{ps} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_s / A_g + A_{ps} f_{pu} / A_g f_y = 0.008 \text{ Conforme}$$

Asimismo

$$A_s f_y / A_g f'_c + A_{ps} f_{pu} / A_g f'_c > 0,135$$

$$A_s f_y / A_g f'_c + A_{ps} f_{pu} / A_g f'_c = 0.121714286$$

Conforme

Según 5.7.4.2

Se debe considerar que el mínimo número de barras de refuerzo longitudinal es seis en un disposición circular y cuatro en un arreglo rectangular. El mínimo tamaño de barra será la N° 5.

Para elementos de concreto a compresión se aplica 5.7.4.3

$$bd = 0.500$$

Para el calculo consideramos el mayor de

$$EI = 0,2 E_c I_g + E_s I_s / (1 + bd) \quad 5,7,4,3-1 \quad EI = 1.11E+11$$

$$EI = 0,4 E_c I_g / (1 + bd) \quad 5,7,4,3-2 \quad EI = 5.72E+04$$

Pe = Carga de Pandeo de Euler

$$Pe = \pi^2 EI / (klu)^2 \quad 4,5,3,2,2b-5$$

$$Pe = 1163.81 \text{ tn}$$

Diseño

COLUMNAS FLEXO-COMPRESION

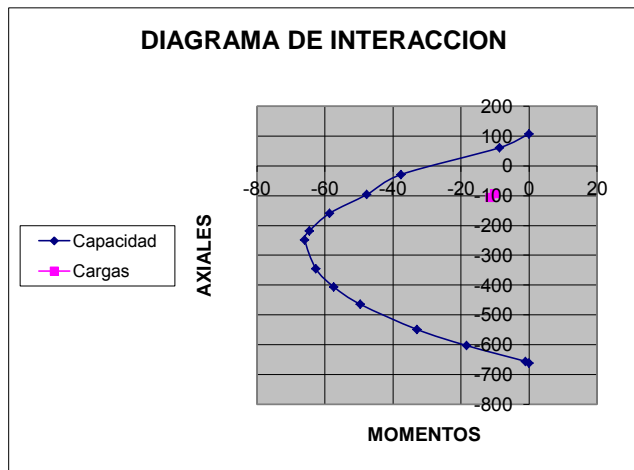
fc = 280 kg/cm² εu = 0.003 B1 = 0.85
 fy = 4200 kg/cm² E = 200000 kg/cm²

Cuantía colocada = 0,81% As = 28,4 cm²

CAPACIDAD				
		0.1*fc*b*h =		98 tn
		Tracc=		107 tn
		Compresión=		-662 tn
Pn	Mn	fi Pn	fi Mn	fi
		107,352	0	
83,9	-11,9	61,1	-8,6	0,73
-34,9	-45,4	-28,9	-37,6	0,83
-137,3	-68,1	-96,1	-47,7	0,70
-226,8	-83,7	-158,7	-58,6	0,70
-311,0	-92,1	-217,7	-64,5	0,70
-354,0	-94,1	-247,8	-65,9	0,70
-493,2	-89,5	-345,2	-62,6	0,70
-580,3	-81,9	-406,2	-57,3	0,70
-663,5	-70,8	-464,5	-49,5	0,70
-783,8	-47,0	-548,6	-32,9	0,70
-861,1	-26,2	-602,7	-18,3	0,70
-937,1	-1,4	-656,0	-1,0	0,70
		-661,9	0,0	

SOLICITACIONES

Pu tn	Mu tn-m
-106.16	-11.33
-116.80	-12.47



cuantia = p: 0.81%
 As = 28.4 cm²

3 fierros 3/4" = 8.5

Se colocara

4 fierros 3/4" = 11.4
 3 fierros 3/4" = 8.5

28.4
 cm²

Limites de refuerzo

Se debe verificar que 5,7,4,2-1
 $As / Ag + Aps fpu / Ag fy < 0,080$

As = 28.4 cm²
 Ag = 3000 cm²
 Aps = 0 cm²

$As / Ag + Aps fpu / Ag fy = 0.009$ Conforme

Asimismo

$As fy / Ag f'c + Aps fpu / Ag f'c > 0,135$

$As fy / Ag f'c + Aps fpu / Ag f'c = 0.142$
 Conforme

Según 5,7,4,2

Se debe considerar que el mínimo número de barras de refuerzo longitudinal es seis en un disposición circular y cuatro en un arreglo rectangular. El mínimo tamaño de barra será la N° 5.

Para elementos de concreto a compresión se aplica 5,7,4,3

bd = 0.500
 Ec = 270000.000 kg f/cm²
 Es = 2000000.000 kg f/cm²

Para el calculo consideramos el mayor de

$EI = 0,2 Ec I_g + Es I_s / (1+ bd)$ 5.7.4.3-1 EI = 5.61E+10

$EI = 0,4 Ec I_g / (1+ bd)$ 5.7.4.3-2 EI = 6.48E+10

Pe = Carga de Pandeo de Euler

$Pe = \pi^2 EI / (klu)^2$ 4.5.3.2.2b-5

Pe = 2234.43 tn

Diseño

COLUMNAS FLEXO-COMPRESION

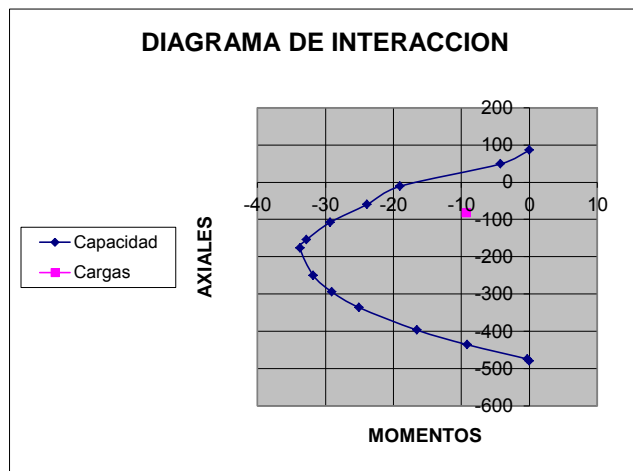
fc = 280 kg/cm² εu = 0.003 B1 = 0.85
 fy = 4200 kg/cm² E = 2000000 kg/cm²

Cuántía colocada = 0,91% As = 22,72 cm²

CAPACIDAD				
		0.1*fc*b*h =	70 tn	
		Tracc=	86 tn	
		Compresión=	-480 tn	
Pn	Mn	fi Pn	fi Mn	fi
70,1	-6,1	85,8816	0	0,70
-12,8	-22,1	49,1	-4,2	0,86
-85,2	-34,1	-11,1	-19,0	0,70
-154,4	-41,9	-59,6	-23,9	0,70
-221,0	-46,8	-108,1	-29,3	0,70
-252,9	-48,2	-154,7	-32,8	0,70
-252,9	-48,2	-177,0	-33,7	0,70
-357,4	-45,4	-177,0	-33,7	0,70
-357,4	-45,4	-250,2	-31,8	0,70
-420,3	-41,5	-294,2	-29,1	0,70
-480,3	-35,8	-336,2	-25,1	0,70
-480,3	-35,8	-336,2	-25,1	0,70
-566,8	-23,7	-396,7	-16,6	0,70
-622,8	-13,1	-435,9	-9,1	0,70
-622,8	-13,1	-435,9	-9,1	0,70
-677,9	-0,4	-474,5	-0,3	0,70
-677,9	-0,4	-479,5	0,0	0,70

SOLICITACIONES

Pu tn	Mu tn-m
-86.82	-8.97





cuantia = ρ : 0.91%

$$As = \underline{\hspace{2cm}} 22.72 \text{ cm}^2$$

$$3 \text{ fierros } 3/4" = 8.5$$

Se colocara

$$2 \text{ fierros } 3/4" = \underline{\hspace{1cm}} 5.7$$

$$3 \text{ fierros } 3/4" = \underline{\hspace{1cm}} 8.5$$

$$\underline{\hspace{1cm}} 22.7$$

cm²

Limites de refuerzo

Se debe verificar que

$$As / Ag + Aps fpu / Ag fy < 0,080$$

5.7.4.2-1

$$As = 22.7 \text{ cm}^2$$

$$Ag = 2500 \text{ cm}^2$$

$$Aps = 0 \text{ cm}^2$$

$$As / Ag + Aps fpu / Ag fy = 0.009 \text{ Conforme}$$

Asimismo

$$As fy / Ag f'c + Aps fpu / Ag f'c > 0,135$$

$$As fy / Ag f'c + Aps fpu / Ag f'c = 0.136$$

Conforme

Según 5.7.4.2

Se debe considerar que el mínimo número de barras de refuerzo longitudinal es seis en un disposición circular y cuatro en un arreglo rectangular. El mínimo tamaño de barra será la N° 5.

Para elementos de concreto a compresión se aplica 5.7.4.3

$$bd = 0.500$$

$$Ec = 270000.000 \text{ kg f/cm}^2$$

$$Es = 2.000E+06 \text{ kg f/cm}^2$$

Para el calculo consideramos el mayor de

$$EI = 0,2 Ec I_g + Es I_s / (1 + bd) \quad 5.7.4.3-1 \quad EI = 1.88E+10$$

$$EI = 0,4 Ec I_g / (1 + bd) \quad 5.7.4.3-2 \quad EI = 3.75E+10$$

Pe = Carga de Pandeo de Euler

$$Pe = \pi^2 EI / (klu)^2 \quad 4.5.3.2.2b-5$$

$$Pe = 3655.40 \text{ tn}$$

8.5 DISEÑO DEL ARCO

Características para diseño 5.14.3.2 Arcos nervado

La longitud efectiva para pandeo, puede ser estimada como el producto de la mitad de la longitud del arco y el factor especificado en la tabla 4.5.3.2.2c-1.

Lu = mitad long arco

f = 15.0 m
L = 75.0 m

f / L = 0.2
lu = 82.23 m

Factor = 1.096

k de tabla 4.5.3.2.2c-1

para arcos empotrados k = 0.7

SECCION EN ARRANQUE DE ARCO

COLUMNAS FLEXO-COMPRESION

A b = 70 cm
h = 170 cm
Ln = 2056 cm

Considerando los aspectos de: 5.7.4.1
Excentricidad, carga axial, inercia, fijacion en los extremos, deflexiones y tipo de cargas.

Se considera que si $Kln / r < 100$ se puede emplear procedimientos simplificados

Acorde con 5.7.4.3
Los efectos de esbeltez pueden ser despreciados si $k lu / r < 22$

En nuestro caso entonces $k ln / r = 32.00$

Por lo que se puede considerar la esbeltez y se pueden emplear procedimientos simplificados

Momento magnificado amplificado: 4,5,3,2,2b

$M_c = db M_{2b} + ds M_{2s}$ 4.5.3.2.2b-1

$f_c = db f_{2b} + ds f_{2s}$ 4.5.3.2.2b-2

$db = C_m / (1 - P_u / f_k P_e) > 1.0$ 4.5.3.2.2b-3

$ds = 1 / (1 - S P_u / f_k S P_e)$ 4.5.3.2.2b-4

$f_k = 0.75$ elementos de concreto

$C_m = 0.6 + 0.4 M_{1b} / M_{2b}$ 4.5.3.2.2b-6
donde M_{1b} es el menor y M_{2b} el mayor momento en extremos.

M_{1b} / M_{2b} + para simple curvatura, - para doble curvatura

En otros casos $C_m = 1.00$

db = 1.10

El resumen de resultados del analisis estructural:

Considerando el efecto de esbeltez

SOLICITACIONES MAYORADAS		
COMBINACION	EXTREMO INFERIOR	
	Pu (tn)	Mu (tn-m)
Envolvente R1, R2 E1 y E2	698.36	834.85

Momento simplificado solo flexión:

Solo barras en tracción de extremo (2 capas)

$M_s = 834.8$ tn-m

As = 144.35 cm²/ cara barras de 1" n= 28.3
como referencia

Diseño

COLUMNAS FLEXO-COMPRESION

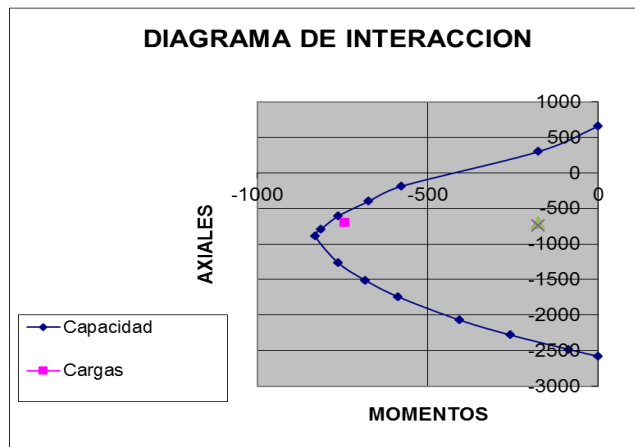
fc = 280 kg/cm² εu = 0.003 B1 = 0.85
 fy = 4200 kg/cm² E = 2000000 kg/cm²

Cuantía colocada = 1.38% As = 173.4 cm²

CAPACIDAD				
		0.1*fc*b*h =		353 tn
		Tracc=		655 tn
		Compresión=		-2580 tn
Pn	Mn	fi Pn	fi Mn	fi
		655	0	
425.4	-252.1	298	-176	0.70
-245.4	-758.1	-187	-577	0.76
-574.7	-963.8	-402	-675	0.70
-863.8	-1,088.6	-605	-762	0.70
-1,140.2	-1,163.5	-798	-814	0.70
-1,274.5	-1,185.6	-892	-830	0.70
-1,805.5	-1,091.0	-1264	-764	0.70
-2,159.7	-975.9	-1512	-683	0.70
-2,490.6	-838.6	-1743	-587	0.70
-2,958.3	-580.1	-2071	-406	0.70
-3,257.3	-368.3	-2280	-258	0.70
-3,548.8	-122.8	-2484	-86	0.70
		-2580	0	

SOLICITACIONES

Pu	Mu
698.36	834.85



cuantía = ρ : 1.38%

$$A_s = 173.4 \text{ cm}^2$$

Se colocara

6 fierros 1" =	30.6
6 fierros 1" =	30.6
4 fierros 1" =	20.4
2 fierros 1" =	10.2
4 fierros 1" =	20.4
6 fierros 1" =	30.6
6 fierros 1" =	30.6
34	173.4
	cm 2

Limites de refuerzo

Se debe verificar que
 $A_s / A_g + A_{ps} f_{pu} / A_g f_y < 0,080$

5.7.4.2-1

$$\begin{aligned} A_s &= 173.4 \text{ cm}^2 \\ A_g &= 11900 \text{ cm}^2 \\ A_{ps} &= 0 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s / A_g + A_{ps} f_{pu} / A_g f_y = 0.015 \text{ Conforme}$$

Asimismo

$$A_s f_y / A_g f'_c + A_{ps} f_{pu} / A_g f'_c > 0,135$$

$$A_s f_y / A_g f'_c + A_{ps} f_{pu} / A_g f'_c = 0.219 \text{ Conforme}$$

Según 5.7.4.2

Se debe considerar que el minimo numero de barras de refuerzo longitudinal es seis en un disposición circular y cuatro en un arreglo rectangular. El minimo tamaño de barra será la N° 5.

Para elementos de concreto a compresión se aplica 5.7.4.3

$$\begin{aligned} b d &= 0.500 \\ E_c &= 2700000.000 \text{ kg/cm}^2 \\ E_s &= 2000000.000 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Para el calculo consideramos el mayor de:

$$EI = 0,2 E_c I_g + E_s I_s / (1 + bd) \quad 5.7.4.3-1 \quad EI = 1.31E+12$$

$$EI = 0,4 E_c I_g / (1 + bd) \quad 5.7.4.3-2 \quad EI = 2.06E+12$$

Pe = Carga de Pandeo de Euler

$$Pe = \pi^2 EI / (k l u)^2 \quad 4.5.3.2.2b-5$$

$$Pe = 9.834.16 \text{ tn}$$

SECCION L/4 DE ARCO

Características para diseño

Lu = mitad long arco

f = 15.0 m

L = 75.0 m

f / L = 0.2

lu = 82.232 m

Factor = 1.096

k de tabla 4.5.3.2.2c-1

para arcos empotrados k =

0.7

COLUMNAS FLEXO-COMPRESION	A	b = 70 cm
		h = 125 cm
	Ln =	2056 cm

Considerando los aspectos de : 5.7.4.1
Excentricidad, carga axial, inercia, fijacion en los extremos, deflexiones y tipo de cargas.

Se considera que si $Kln / r < 100$ se puede emplear procedimientos simplificados

Acorde con 5.7.4.3
Los efectos de esbeltez pueden ser despreciados si $k lu / r < 22$

En nuestro caso $k = 0.7$ entonces $k ln / r = 43.53$

Por lo que se puede considerar la esbeltez y se pueden emplear procedimientos simplificados

Momento magnificado amplificado: 4.5,3,2,2b

$M_c = db M_{2b} + ds M_{2s}$ 4.5.3.2.2b-1

$f_c = db f_{2b} + ds f_{2s}$ 4.5.3.2.2b-2

$db = C_m / (1 - P_u / f_k P_e) > 1.0$ 4.5.3.2.2b-3

$ds = 1 / (1 - S P_u / f_k S P_e)$ 4.5.3.2.2b-4

$f_k = 0.75$ elementos de concreto

$C_m = 0.6 + 0.4 M_{1b} / M_{2b}$ 4.5.3.2.2b-6
donde M_{1b} es el menor y M_{2b} el mayor momento en extremos.

M_{1b} / M_{2b} + para simple curvatura, - para doble curvatura

En otros casos $C_m = 1.00$

db = 1.27

El resumen de resultados del analisis estructural:

Considerando el efecto de esbeltez

SOLICITACIONES MAYORADAS		
COMBINACION	EXTREMO INFERIOR	
	Pu (tn)	Mu (tn-m)
Envolvente R1, R2 E1 y E2	626.94	420.60

Momento simplificado solo flexión:

Solo barras en tracción de extremo (2 capas)

$M_s = 420.6$ tn-m

$A_s = 98.91$ cm²/ cara barras de 1" n= 19.4
como referencia

Diseño

COLUMNAS FLEXO-COMPRESION

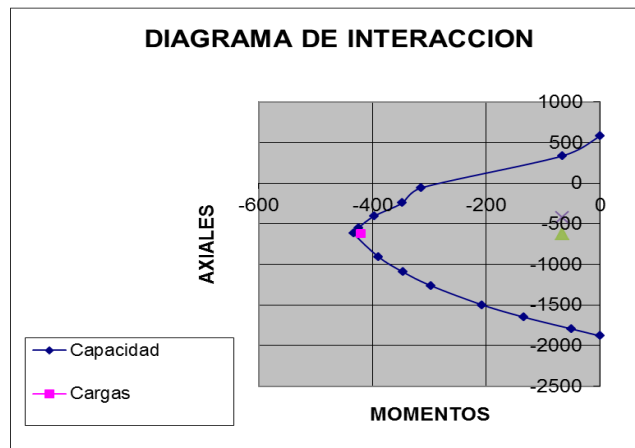
fc = 280 kg/cm² eu = 0.003 B1 = 0.85
 fy = 4200 kg/cm² E = 200000 kg/cm²

Cuántia colocada = 1.75% As = 153 cm²

CAPACIDAD				
		0.1*fc*b*h =		245 tn
		Tracc=		578 tn
		Compresión=		-1882 tn
Pn	Mn	fi Pn	fi Mn	fi
		578	0	
477.0	-95.0	334	-66	0.70
-70.5	-373.6	-59	-315	0.84
-351.7	-497.0	-246	-348	0.70
-580.0	-567.3	-406	-397	0.70
-786.4	-607.1	-550	-425	0.70
-885.1	-618.2	-620	-433	0.70
-1,298.7	-556.6	-909	-390	0.70
-1,561.2	-495.7	-1093	-347	0.70
-1,803.6	-425.3	-1263	-298	0.70
-2,142.7	-296.0	-1500	-207	0.70
-2,357.6	-191.5	-1650	-134	0.70
-2,566.2	-71.1	-1796	-50	0.70
		-1882	0	

SOLICITACIONES

Pu	Mu
626.94	420.60



cuantia = ρ :	1.75%	6 fierros 1" =	30.6
As =	153 cm ²	6 fierros 1" =	30.6
		2 fierros 1" =	10.2
		2 fierros 1" =	10.2
		2 fierros 1" =	10.2
		6 fierros 1" =	30.6
		6 fierros 1" =	30.6
Se colocara		30	153.0
			cm ²

Limites de refuerzo

Se debe verificar que $As / Ag + Aps fpu / Ag fy < 0,080$ 5.7.4.2-1

As = 153.0 cm²
 Ag = 8750 cm²
 Aps = 0 cm²

$As / Ag + Aps fpu / Ag fy = 0.017$ Conforme

Asimismo

$As fy / Ag f'c + Aps fpu / Ag f'c > 0,135$

$As fy / Ag f'c + Aps fpu / Ag f'c = 0.262$
 Conforme

Según 5.7.4.2

Se debe considerar que el minimo numero de barras de refuerzo longitudinal es seis en un disposición circular y cuatro en un arreglo rectangular. El minimo tamaño de barra será la N° 5.

Para elementos de concreto a compresión se aplica 5.7.4.3

bd = 0.500
 Ec = 2700000.000 kg/cm²
 Es = 2000000.000 kg/cm²

Para el calculo consideramos el mayor de:

$EI = 0,2 Ec I_g + Es I_s / (1+bd)$	5.7.4.3-1	EI =	6.60E+11
$EI = 0,4 Ec I_g / (1+bd)$	5.7.4.3-2	EI =	8.20E+11

Pe = Carga de Pandeo de Euler

$Pe = \pi^2 EI / (klu)^2$ 4.5.3.2.2b-5

Pe = 3,909.49 tn

SECCION L/2 DE ARCO (EN LA CLAVE)

Características para diseño

Lu = mitad long arco

f = 15.0 m

L = 75.0 m

f / L = 0.2

lu = 82.23 m

Factor = 1.096

k de tabla 4,5,3,2c-1

para arcos empotrados k =

0.7

COLUMNAS FLEXO-COMPRESION

A b = 70 cm
h = 90 cm
Ln = 750 cm

Considerando los aspectos de : 5.7.4.1
Excentricidad, carga axial, inercia, fijacion en los extremos, deflexiones y tipo de cargas.

Se considera que si $Kln / r < 100$ se puede emplear procedimientos simplificados

Acorde con 5.7.4.3
Los efectos de esbeltez pueden ser despreciados si $k lu / r < 22$

En nuestro caso $k = 0,7$ entonces $k ln / r = 22.05$

Por lo que se debe considerar la esbeltez y se pueden emplear procedimientos simplificados

Momento magnificado amplificado: 4.5.3.2.2b

$$M_c = db M_{2b} + ds M_{2s} \quad 4.5.3.2.2b-1$$

$$f_c = db f_{2b} + ds f_{2s} \quad 4.5.3.2.2b-2$$

$$db = C_m / (1 - P_u / f_k P_e) > 1,0 \quad 4.5.3.2.2b-3$$

$$ds = 1 / (1 - S P_u / f_k S P_e) \quad 4.5.3.2.2b-4$$

$f_k = 0.75$ elementos de concreto

$$C_m = 0,6 + 0,4 M_{1b} / M_{2b} \quad 4.5.3.2.2b-6$$

donde M_{1b} es el menor y M_{2b} el mayor momento en extremos.

M_{1b} / M_{2b} + para simple curvatura, - para doble curvatura

En otros casos $C_m = 1.00$

$$db = 1.07$$

El resumen de resultados del analisis estructural:

Considerando el efecto de esbeltez

SOLICITACIONES MAYORADAS		
COMBINACION	EXTREMO INFERIOR	
	Pu (tn)	Mu (tn-m)
Envolvente R1, R2 E1 y E2	541.91	204.75

Momento simplificado solo flexión:

Solo barras en tracción de extremo (2 capas)

M s = 204.8 tn-m

As = 66.87 cm²/ cara barras de 1" n= 13.1
como referencia

Diseño

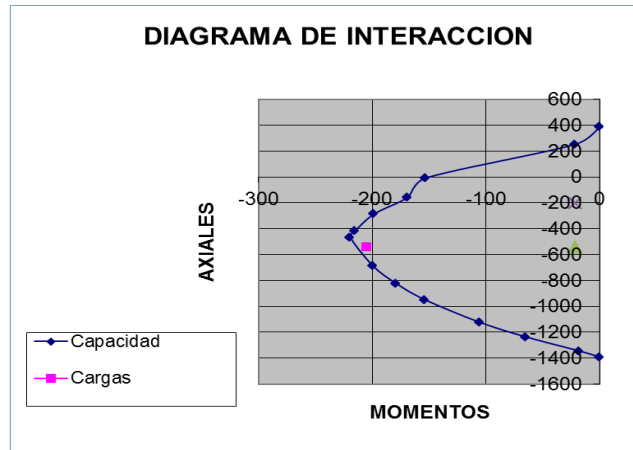
COLUMNAS FLEXO-COMPRESION

fc = 280 kg/cm² εu = 0.003 B1 = 0.85
fy = 4200 kg/cm² E = 2000000 kg/cm²

Cuántía colocada = 1,53% As = 102 cm²

CAPACIDAD				
		0.1*fc*b*h =	186 tn	
		Tracc=	386 tn	
		Compresión=	-1391 tn	
Pn	Mn	fi Pn	fi Mn	fi
		386	0	
359,2	-31,4	251	-22	0,70
-9,2	-171,9	-8	-153	0,89
-222,9	-241,1	-156	-169	0,70
-408,8	-283,5	-286	-198	0,70
-591,3	-307,0	-414	-215	0,70
-672,6	-313,0	-471	-219	0,70
-983,9	-284,8	-689	-199	0,70
-1.175,6	-255,9	-823	-179	0,70
-1.353,9	-220,0	-948	-154	0,70
-1.604,9	-150,7	-1123	-105	0,70
-1.764,8	-93,0	-1235	-65	0,70
-1.920,5	-25,8	-1344	-18	0,70
		-1391	0	

Pu	Mu
541.91	204.75



cuantia = $p = 1.53\%$
 $A_s = 102 \text{ cm}^2$

Se colocara

4 fierros 1" =	20.4
4 fierros 1" =	20.4
2 fierros 1" =	10.2
2 fierros 1" =	10.2
4 fierros 1" =	20.4
4 fierros 1" =	20.4
16	<u>102.0</u>
	cm ²

Limites de refuerzo

Se debe verificar que
 $A_s / A_g + A_{ps} f_{pu} / A_g f_y < 0.080$

5.7.4.2-1

$A_s =$	102.0 cm ²
$A_g =$	6300 cm ²
$A_{ps} =$	0 cm ²

$A_s / A_g + A_{ps} f_{pu} / A_g f_y = 0.016$ Conforme



Puente Arco Concreto Armado Carga HL-93 L = 75.00 m Por: DR. ING. N. VILLASECA C.

Asimismo

$$As \cdot f_y / Ag \cdot f'_c + Aps \cdot f_{pu} / Ag \cdot f'_c > 0,135$$

$$As \cdot f_y / Ag \cdot f'_c + Aps \cdot f_{pu} / Ag \cdot f'_c = 0,243$$

Conforme

Según 5.7.4.2

Se debe considerar que el mínimo número de barras de refuerzo longitudinal es seis en un disposición circular y cuatro en un arreglo rectangular. El mínimo tamaño de barra será la N° 5.

Para elementos de concreto a compresión se aplica 5.7.4.3

$$bd = 0,500$$

$$Ec = 2700000,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$Es = 2000000,000 \text{ kg/cm}^2$$

Para el calculo consideramos el mayor de:

$EI = 0,2 Ec I_g + Es I_s / (1 + bd)$	5.7.4.3-1	$EI =$	3.20E+11
$EI = 0,4 Ec I_g / (1 + bd)$	5.7.4.3-2	$EI =$	3.06E+11

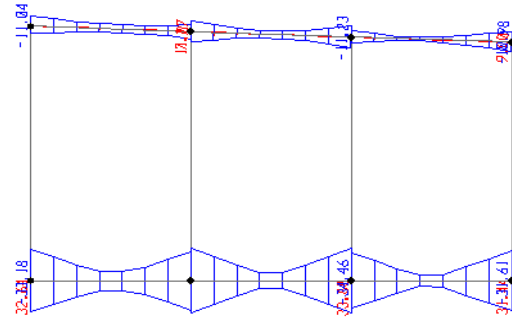
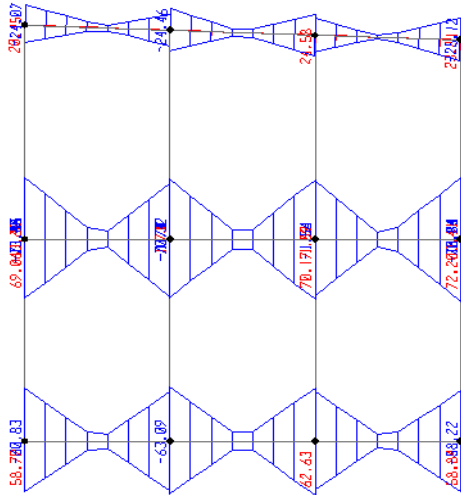
Pe = Carga de Pandeo de Euler

$$Pe = \pi^2 EI / (klu)^2 \quad 4.5.3.2.2b-5$$

$$Pe = 10963,70 \text{ tn}$$

8.6 DISEÑO DE VIGAS PORTICOS DEL PORTICO

$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$



Portico 2

Portico 1

	Portico 1		Portico 2		Portico 3	
	(- + extremos)	(- + en centro)	(- + extremos)	(- + en centro)	(- + extremos)	(- + en centro)
M u tn-m	70.17	11.47	33.88	8.31	15.6	10.78
b cm	30	30	30	30	30	30
h cm	60.0	60.0	55.0	55.0	55.0	55.0
r cm	8	8	8	8	8	8
d cm	52.00	52.00	47.00	47.00	47.00	47.00

ai = cm	29.17	3.56	13.03	2.84	5.48	3.71
As c= cm ²	49.62	6.04	22.14	4.82	9.32	6.32
a = cm	29.19	3.55	13.02	2.84	5.48	3.72
As min1 cm ²	5.20	5.20	4.70	4.70	4.70	4.70
4/3 As c= cm ²	66.15	8.06	29.52	6.43	12.43	8.42
As cm ²	49.62	6.04	22.14	4.82	9.32	6.32

Puente Arco Concreto Armado

Carga HL-93

L = 75.00 m

Por: DR. ING. N. VILLASECA C.

Pórtico 1

En Extremos				
AS - + =	17.5 barras de 3/4" ó		9.7 barras de de 1"	
		Se colocará	10	barras de 1"
En zona central				
As - + =	2.1 barras de 3/4" ó	Se requiere		1.2 barras de de 1"
		Se colocará	3	barras de 1"

Pórtico 2

AS - + =	7.8 barras de 3/4" ó			4.3 barras de de 1"
		Se colocará	5	barras de 1"
As - + =	1.7 barras de 3/4" ó			0.9 barras de de 1"
		Se requiere	2	barras de 1"

Pórtico 3

AS - =	3.3 barras de 3/4" ó			1.8 barras de de 1"
		Se colocará	4	barras de 3/4"
As + =	2.2 barras de 3/4" ó			1.2 barras de de 1"
		Se colocará	2	barras de 3/4"

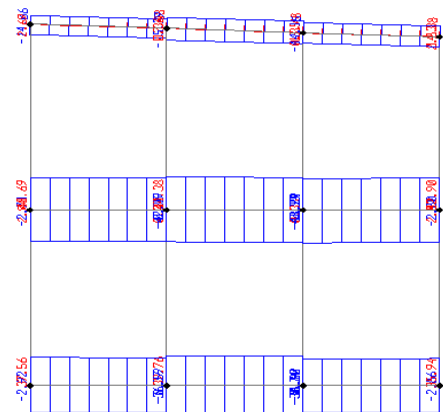
Refuerzo por cortante Estribos

con Av= 2 0.71 1.42 cm2/ 2 ramas

	Portico 1	Portico2	Portico 3
V u tn	44.38	21.79	8.95
b cm	30	30	30
d cm	60.0	55.0	55.0
Vc tn	15.96	12.44	12.44
S cm	10	25	-172

Se colocará:

Estribos de 1/2 en dos ramas	Estribos de 3/8 en dos ramas
1 @ 0.05	1 @ 0.05
6 @ 0.10	6 @ 0.10
Resto @ 0.20	Resto @ 0.25

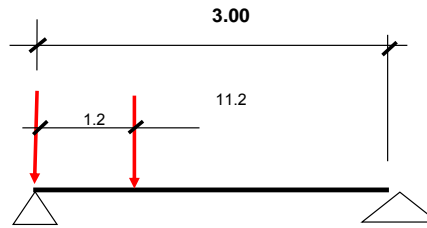


8.7 DISEÑO DE LOSA DE APROXIMACION

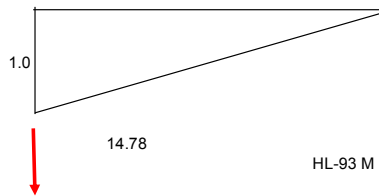
APOYO EN PUENTE

wd = 1.062 tn/m

Rd = 1.59 tn



W L = 0.96 tn/m



HL-93 M R1 = 21.1 tn

HL-93 K R2 = 25.3 tn

R W = 0.72 tn

Con n apoyos por via:

$$R_u = (1.25 \cdot D + 1.75 \cdot L) / n$$

n = 2.000

Por apoyo:

Ru = 23.74 tn

$0.20 \phi f'c A_c = 166.6 \text{ tn} > V_u$ Conforme

$A_v f = V_u / (\phi f_y \mu) = 4.75 \text{ cm}^2$

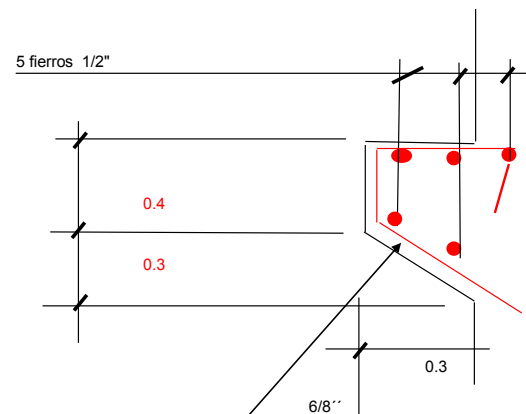
$M_u = V_u a + N_{uc} (h - d) = 7.953 \text{ tn-m}$

Af = 3.90 cm²

An = Nuc / φ fy = 0.66 cm²

Af + An = 4.56 cm²

2/3 Avf + An = 3.83



con 5/8"

2.28 barras se usará

3 φ fierros de 5/8

Armadura de Losa de Aproximacion

Considerando el efecto de carga puntual

$$P t = 145 \text{ KN} = 145 \text{ KN}$$

Sobre una losa con apoyo elastico

$$\text{Por llanta} = 72.50 \quad \mathbf{7.40} \quad \text{tn}$$

Con las siguientes características

Asfalto =	5 cm	Franja de l =	1 m
e =	20 cm		
Ks =	4 kg/cm ³	K res=	20,000 kg/cm ² = 2000 tn/m
	U =	1.25	D + 2.3275 L
Mu =		4.17 tn /m	E = 1.2

se tiene:

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$Mu = 3.5 \text{ tn-m}$$

$$a \text{ inicial} = 0.9$$

$$b = 100.0 \text{ cm}$$

$$d = 16.0 \text{ cm}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$0.75 pb = 0.0345$$

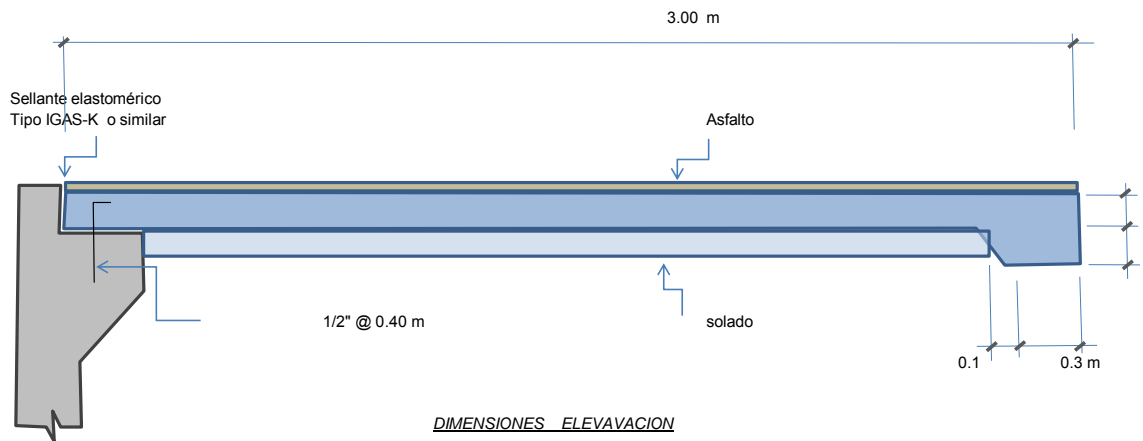
$$As = \mathbf{5.91} \text{ cm}^2$$

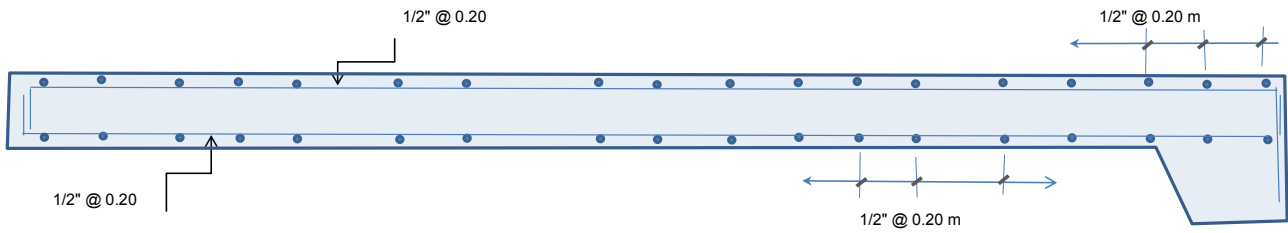
$$ac = 1.0 \text{ cm}$$

Acero calculado: fierro de 4/8 pulg @ 21.8

$$Kbd2 = 23.23$$

Se colocará :
fierro de 1/2 pulg @ 20.0





ARMADURA LOSA APROXIMACION

Verificación de cortante bidireccional

Como la losa está apoyada en suelo y en tope de braquete en superestructura

$V_u = 17.22 \text{ tn}$

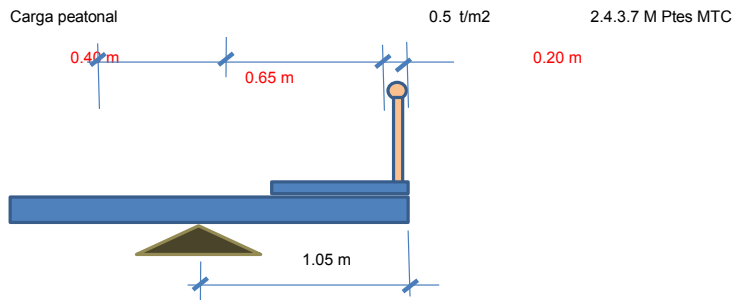
para tres lados resistentes $b_o = 178 \text{ cm}$

$V_r = 0.85 d b_o 0.53 f'c^{0.5}$

$V_r = 21.47 \text{ tn}$
Conforme

8.8 DISEÑO DE LOSA DE TABLERO

a. Veredas en volado



Elemento	L m	e m	peso tn	M tn-m
losa	1.05 m	0.2	0.504	0.265
baranda			0.196	0.186
Peatonal	0.65 m		0.325	0.171

$M_u = 0.86 \text{ tn-m}$

$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $b = 100.0 \text{ cm}$
 $d = 16.0 \text{ cm}$
 $\beta_1 = 0.85$
 $0.75 p_b = 0.0345$
 $Kbd^2 = 23.23$

$M_u = 0.9 \text{ tn-m}$
 $a \text{ inicial} = 0.3$

$A_s = 1.44 \text{ cm}^2$
 $a_c = 0.3 \text{ cm}$

$A_{s \text{ min}} = 5.33 \text{ cm}^2$
 ó $A_{s \text{ min}} = 4/3 A_{s \text{ cal}} = 1.92$

Acero calculado: fierro de 3/8 pulg @ 37.0

Se colocaría : fierro de 3/8 pulg @ 25.0

Se verificará el acero de tablero vehicular.

b. Tablero vehicular

CALCULO DE LA LOSA MET. PIGEAUD

Metodo de series o armónicos 2.6.2 Manual ptes MTC

P= 7,4 tn Carga de diseño HL-93

a= 3,20 e= 0,05
b= 7,50 h= 0,25

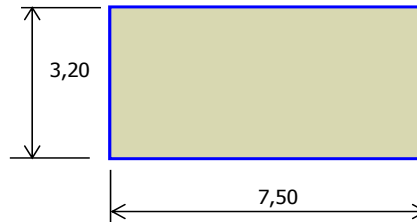
ur= 0,50 u= 0,85 m
vr= 0,25 v= 0,60 m
μ= 0,20

a/b= 0,427
u/a= 0,266
v/b= 0,080

m1 = 0,198
m2 = 0,133

Por carga vehicular

Ma L = 1,66
Mb L = 1,28



Por carga movil distribuida

w = 0,95 tn/m
En ancho = 3,0 m
w = 0,32 tn/m²

Ma = 0,45
Mb = 0,13

Por cargas permanentes

DC: Ma = 0,86 Dw : Ma = 0,16
Mb = 0,24 Mb = 0,04

Para Diseño = U = 1.25 Dc + 1.5 Dw + 1.75(L + I) = 1.25 D + 2.33 L

Por continuidad: 1,1 Momento negativo 0,9 Momento positivo

Mua = 7,03
Mub = 4,10

Mua = 5,62
Mub = 3,28

Refuerzo principal negativo en losa:

f'c =	280 kg/cm ²	Acero principal negativo	Mu =	7,03 tn-m
fy =	4200 kg/cm ²		a inicial=	1,6
b =	100,0 cm	As =	9,20	cm ²
d =	21,0 cm	ac=	1,6	cm
B1 =	0,85	Acero calculado:		
0.75 pb =	0,0345	fierro de	5/8 pulg	@ 21,7
Kbd2 =	40,01	Colocar		
		fierro de 5/8 pulg @ 35,0		5,71
		fierro de 4/8 pulg @ 35,0		3,63
				9,34

Refuerzo principal positivo en losa:

f'c =	280 kg/cm ²	Acero principal positivo	Mu =	5,62 tn-m
fy =	4200 kg/cm ²		a inicial=	1,3
b =	100,0 cm	As =	7,31	cm ²
d =	21,0 cm	ac=	1,3	cm
B1 =	0,85	Acero calculado:		
0.75 pb =	0,0345	fierro de	5/8 pulg	@ 27,4
Kbd2 =	40,01	Colocar		
		fierro de 5/8 pulg @ 35,0		5,71
		fierro de 4/8 pulg @ 35,0		3,63
				9,34

Conforme.

		Acero sentido menor	Mu =	4,10 tn-m
			a inicial=	0,9
		Acero calculado:		
		As =	5,27	cm ²
		ac=	0,9	cm

Acero de reparticion = 0.5 As princ. = 4,601 colocar calculado
 corresponde a fierro de 1/2" @ 28,0 cm

fierro de 1/2 pulg @ 24,1

Colocar **fierro de 1/2 pulg @ 20,0 6,45** cm²

en cara inferior

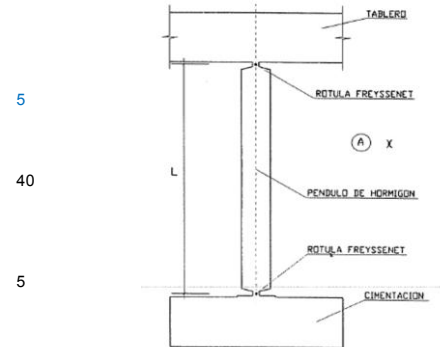
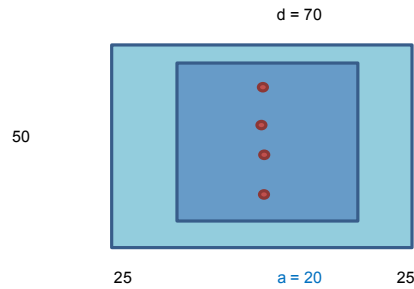
Acero de temperatura

Ast = b hf * 0.0018 / 2 = 2,25
 corresponde fierro de 3/8" 31,6 cm

Colocar **fierro de 3/8 pulg @ 20,0**

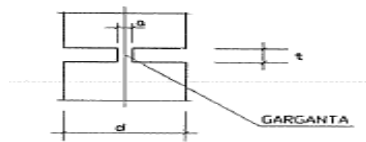
8.9 ARTICULACIONES DE CONCRETO

Consideraciones para rotula de concreto



Empleando las rotulas del tipo Freysinnet los momentos son prácticamente despreciables.

Consiste esencialmente, en una estrangulacion del elemento (garganta dela estrangulación) realizada mediante jina entalla que puede ser de lado paralelos siendo la garganta recta.



Se ha considerado:

La anchura "a" de la garganta debe estar comprendida entre el tercio al cuarto (0.33 a 0.25) de la dimensión "d".

	para nuestro caso	$a/d =$	0.29	conforme
El espesor de la garganta debe ser menor que 0.2 veces "a"				
	para nuestro caso	$0.2 a =$	4.00	conforme
	se ha considerado		3 cm	

Según Leonhardt, recomienda para el proyecto de las articulaciones:

El Concreto del núcleo debe ser mayor de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ en nuestro caso $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ conforme.
Acero pasante mínimo dado por:

$$As = Q / Fv$$

donde :

$$Q = \text{Cortante actuante} = 8500 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fv = \text{esfuerzo recomendado} = 800 \text{ kg/cm}^2$$

$$As = 10.625 \text{ cm}^2$$

Se dispondrá de 3 barras de 1"

En las secciones inmediata superior e inferior del núcleo se deben colocar armaduras que tome las fuerzas internas horizontales.

$$Z1 = 0.3 N_{max} = 41.19 \text{ tn} \quad As = + 9.8 \text{ cm}^2$$

$$Z2 = 0.3 (1 - C3/C2) N_m = 37.07 \text{ Tn} \quad As = + 8.8 \text{ cm}^2$$

$$C2 = 50 \quad \text{se requiere encada dirección : } 7.6$$

$$C3 = 5 \quad 8 \text{ barras en cada dirección}$$

Longitud de la zona con refuerzo

$$Zc = 0.7 C1 = 49 \text{ cm}$$

Se colocará 4 mallas de fierro de 1/2 @ 10 cm en ambos sentidos

8.10 DISEÑO DE PILOTE

DIMENSIONES

$$H \text{ libre} = 17.6 \text{ m}$$

$$H \text{ empotrado} = 3.6 \text{ m}$$

$$h \text{ diseño} = 19.4 \text{ m}$$

$$\text{diámetro} = 1.20 \text{ m} \quad I = 0.1018 \text{ m}^4$$

Condición de borde

Considerando bordes: empotrado y otro rotulado en extremos despreciando íntegramente el soporte lateral del suelo

$$K = 1.2$$

CARACTERISTICAS

$$\text{Concreto } f'c = 280 \text{ kg/cm}^2 \quad Ec = 250998 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Acero refuerzo } fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

SOLICITACIONES

	P (tn)	Ma (tn-m)
D	240.22	53.92
Dw	3.53	3.65
Estribo	341.98	
D tablero	2.79	
L	38.30	15.09
S	64.27	45.33

	Pu (tn)	Mu (tn-m)
Resistencia	798.26	93.80
Ev. Extremo	593.93	102.90

Capacidad del Suelo

Para el pilote empotrado en roca acorde con el estudio de suelos con fines de cimentación se tiene:

$$Q_a = 636.5 \text{ tn}$$

$$FS = 2$$

$$Q_u = 1273 \text{ tn}$$

$$\phi \text{ resistencia} = 0.65$$

$$\phi \text{ Evento extremo} = 1.0$$

$$Q \text{ diseño LIMITE} = 827.45 \text{ tn}$$

Carga de Pandeo

Separación entre ejes de pilotes	3.5 m	evaluar interaccion entre pilotes >=6D	LRFD 10.8.1.2
Distancia pilote - borde cimentacion	0.7 m	>0.30m conforme	LRFD 10.8.1.2

Resistencia Nominal a la Compresion de Pilotes Excavados Aislados

LRFD 10.8.3.5

$$R_R = \phi R_n = \phi_{qp} R_p + \phi_{qs} R_s$$

donde

$$R_p = q_p A_p$$

$$R_s = q_s A_s$$

R_p	= Resistencia nominal de punta	N	
R_s	= Resistencia nominal lateral	N	
ϕ_{qp}	= Factor de resistencia de punta =	0.5	Ver tabla LRFD 10.5.5.2.4-1
ϕ_{qs}	= Factor de resistencia lateral =	0.55	Ver tabla LRFD 10.5.5.2.4-1
q_p	= Resistencia unitaria de punta =		Mpa
q_s	= Resistencia unitaria lateral =		Mpa
A_p	= Area de seccion de la punta =	1,130,976	mm ²
A_s	= Area de superficie lateral =	73,136,448	mm ²
		36,568,224	mm ²
			considerando longitud total
			considerando long caso de socav

Resistencia Nominal a la Compresion de un grupo de Pilotes Excavados

Para suelos no cohesivos

LRFD 10.8.3.6.3

Separación entre ejes de pilotes		Factor de reduccion η
2.5 D	3.00 m	0.65
4D o más	4.80 m	1

Luego $\eta = 0.65$

Resistencia Estructural de Pilotes Excavados

LRFD 10.8.3.9

Diseño al pandeo

Esbeltez

$k = 1.2$ Considerando bordes: empotrado y otro rotulado en extremos despreciando integralmente el soporte lateral del suelo

Radio de giro

$r = 0.25 D = 0.30 \text{ m}$

Longitud $l_u = 19.40 \text{ m}$

$k l_u / r = 78 > 22$ La sección es esbelta se considera magnificación de momentos

Rigidez de flexion de la columna

$EI = E_c I_g / 2.5 / (1 + B_d) = 1.02E+12 \text{ cm}^2$

Modulo de elasticidad del concreto

$E_c = 250998 \text{ kg/cm}^2$

Inercia de la seccion bruta de concreto

$I_g = 1.02E+07 \text{ cm}^4$

Relacion entre el M_{max} debido a carga muerta y el M_{max} debido a carga total

$B_d = 0$

Carga de pandeo de Euler

$P_c = \pi^2 EI / (k l_u)^2 = 1,861 \text{ Tn}$

Carga de compresion como columna corta

$P_n = 0.85 [0.85 f_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$

$P_n = 3,184,170 \text{ kg}$

$kg = 3,184 \text{ Tn}$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Area seccion bruta del pilote

$A_g = 11310 \text{ cm}^2$

Area refuerzo del pilote

$A_{st} = 117 \text{ cm}^2$

23 barras de 1 pulg

11730.00 mm² resultan aprox @ 13.61

pst min = 1%

$A_{st \text{ min}} = 113 \text{ cm}^2$

P_c es determinante **1,861 Tn**

$\phi = 0.75$ columna con espiral

$\phi P_n = 1396 \text{ Tn}$

Comparando con P_u de estado de resistencia ultima:

F.Seguridad = 1.7

Flexo - Compresión en pilote:

Pu = 594 Tn

Mu = 102.90 Tn-m

Calculo de factor de amplificacion

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi_K \sum P_e}}$$

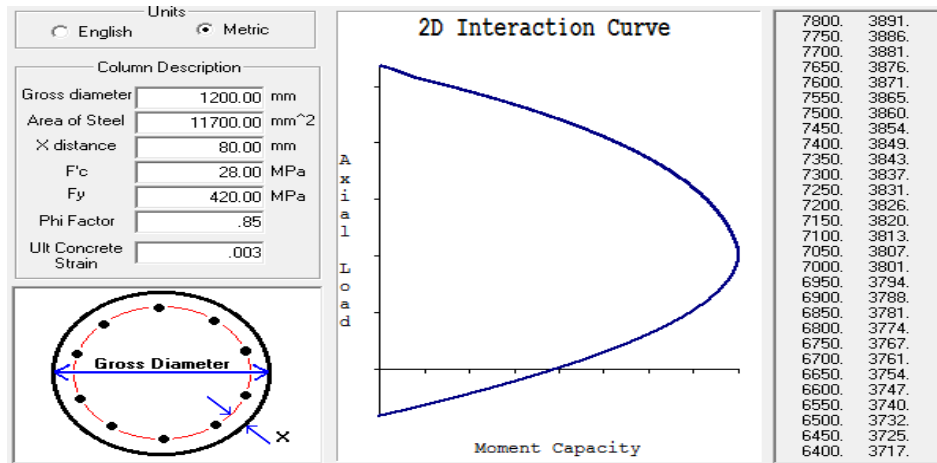
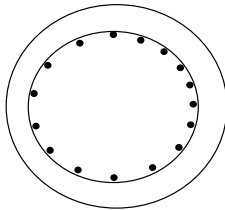
$\phi_K = 1.2$

Pe = 1,861 Tn

$\delta_s = 1.36$

ds Mu = 140.18 Tn-m

Verificando el refuerzo



Pu kN	Mu kN-m
7823	854
5821	1,374

La capacidad es suficiente.

De acuerdo al diagrama de interacción se requiere cuantía mínima

Refuerzo transversal

Longitud de confinamiento

$$L1 = \text{Max} [2 \text{ Diametro pilote} , 0.60\text{m}] =$$

2.40 m

LRFD 5.13.4.6.3.b

Cuántia volumétrica para zona confinada
Para refuerzo en espiral

LRFD 5.10.11.4.1.d

$$ps_{\text{min}} = 0.12 f_c / f_y = 0.00977075$$

donde

ps =

relacion entre el volumen de refuerzo en espiral y el volumen total del nucleo confinado por la espiral (medido hasta el diam ext de la espiral)

$$\rho_s \geq 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yh}}$$

$$ps_{\text{min}} = 0.15 f_c / f_y$$

$$ps_{\text{min}} = 0.0099$$

donde

Ag = 11310
Ac = 8494.8864
fc = 280
fy = 4200

Espiral 5/8" @ 0.08
Av 2.0 cm2
Espaciamiento 8 cm
Recubrimiento 8 cm
Diametro de la espiral 104 cm

Volumen de refuerzo en espiral 8822 cm3

Volumen total del nucleo confinado 849489 cm3

Cuántia colocada ps = 0.0104

Conforme por cuantia

Resistencia Nominal al Corte del Concreto

	Vu (tn)
Resistencia	12.75
Ev. Extremo	13.93

$$V_c = 0.53 \text{ raiz } f_c \text{ b d} = 102.17 \text{ Tn}$$

En secciones circulares se considera como peralte efectivo para calculo de resistencia al cortante
d = 0.8 D = 0.96 m

Resistencia al corte del concreto para miembros sujetos a compresion axial

Pu = 798 kg
Ag = 11310 cm2

$$V_c = 0.53 \text{ raiz } f_c \text{ b d} [1 + 0.0071 P_u / A_g] = 102.22 \text{ Tn}$$

La capacidad es mayor que la sollicitación.

8.11 APOYOS DE NEOPRENO

APOYOS ELASTOMERICOS REFORZADO CON LAMINAS DE ACERO

Para el tablero, de vigas y losa, considerando que el tramo fijo está en el tramo central del arco los apoyos son móviles en los bordes extremos del tablero.

LRFD 2007 14.7.5 METODO B

Luz tramo = 7.5 m
Luz de calculo = 37.5 m

Se consideran cargas en servicio.
La carga viva no incluye impacto

REACCIONES

Reacción Máxima por Viga [Tn]	Carga Muerta + Viva	27.20
Reacción por Carga Muerta por Viga [Tn]		11.16
Reacción por Carga Viva por Viga [Tn]		16.04

Apoyo móvil

AREA DE PLANCHA

móvil

Area [cm2] = R Max / Esf Adm	240.71
Dimensión Longitudinal (L) [cm]	20.00
Dimensión Transversal (W) [cm]	30.00
Area elegida [cm2]	600.00
Esf Actuante [kg / cm2]	45.33
Esf Actuante [psi]	647.36

Nº planchas de neopreno = N	4
Espesor de una plancha de neopreno = hri [cm]	1.40

Esp. Plancha (cm)	0.2
numero de planchas de acero	3

DESPLAZAMIENTO TOTAL

móvil

En Sierra Tabla 2.4.3.9.1-1	Dtemp =	45	°C
Por cambio de temperatura 0,000012 x DT x L			
Ds = dt [cm] en Servicio		2.025	

DEFORMACIONES POR CORTANTE

H min = h rt = 2 Ds [cm]	4.05
Altura total de apoyo (Neopreno + Acero)	6.2

Conforme

FACTOR DE FORMA (S)

móvil

Altura total de apoyo (Neopreno + Acero)	6.2
S = L x W / 2 hri (L + W) 14.7.5.1-1	4.3
S = Factor de Forma de una pl. de neopreno	

Puente Arco Concreto Armado

Carga HL-93

L = 75.00 m

Por: DR. ING. N. VILLASECA C.

ESFUERZO ADMISIBLE EN COMPRESION

Modulo de Corte G Ver Tabla 14.7.6.2-1 AASHTO
 Material Dureza 60 $E_{COMP} = 6 G S^2$ 14.6.3.2-1
 Considero G prom del rango: 8.82 13.524
 Modulo G a 23°C [kg/cm2] = 11.17
 Ecomp (kg/cm2) = 1,231
 Para Carga Total móvil
 Esf Adm = 1,66 G S [kg/cm2] 79.48
 < 11 MPa = 107.80 kg/cm2
 Esf Adm = [kg/cm2] El menor de los anteriores
 Esf Act [kg / cm2] 45.33
 conforme
 Para Carga Viva
 Esf Adm = 0,66 G S [kg/cm2] 31.60
 Esf Act [kg / cm2] 26.73
 conforme

DEFORMACIONES POR COMPRESION

Para esfuerzo por carga permanente
 Esfuerzo por carga permanente = 18.60
 Deform. Unit. = 0.0151
 Acortamiento Instantáneo = Def. Unit. x hri x N (cm) 0.085

Table 14.7.6.2-1 Correlated Material Properties.

	Hardness (Shore A)		
	50	60	70 ¹
Shear Modulus @ 23°C (MPa)	0.66-0.90	0.90-1.38	1.38-2.07
Creep deflection @ 25 years divided by initial deflection	0.25	0.35	0.45

¹ For PEP and FGP only.

Acortamiento Diferido = 0.35 Acort inst = 0.030
 Acortamiento Total = Inst d + Diferido = 0.114
 Para esfuerzo por carga viva
 Deform. Unit. = 0.022
 Acortamiento = Def. Unit. x hri x N (cm) 0.122
 Acortamiento adm por carga viva (cm) 0.3
 conforme

CHEQUEO DE ESTABILIDAD

2 A < B 14.7.5.3.6-1
 móvil
 Altura Total del Apoyo (H) 6.2
 hrt = N hri 5.6
 $A = \frac{1.92 (hrt / L)}{[1 + 2L/W]^{0.5}}$ 0.05 0.04
 1.53
 $B = \frac{2.67}{(S+2)(1+L/4W)}$ 0.36
 A<B . Es estable

REQUERIMIENTO DE ANCLAJE

móvil
 MODULO DE CORTE
 G a 23°C (kg/cm2) = 11.17 Valor promedio del rango indicado para G
 Fs = G x A x dt / H 2189

CONSORCIO



ESTRUCTURA:
Puente Tingo



PERÚ

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones

Puente Arco Concreto Armado

Carga HL-93

L = 75.00 m

Por: DR. ING. N. VILLASECA C.

Fh = 1/5 x [R Carga Muerta]
NECESITA ANCLAJE?

2232

NO

PLANCHAS DE ACERO

Según ASTM D 4014 :

Esp. Mínimo : 1,5 mm si max [W , L] < 30 cm

Esp. Mínimo : 3,0 mm en otro caso

Acero A - 36

Fy 2533 kg/cm²

Fsr = 0,66 Fy 1672 kg/cm²

El espesor del acero de refuerzo esta dado por:

hs > 3(hrmax) Esf Compr / Fy 0.075

Esf Compr cv (kg/cm²) 26.73

DFth = 836 kg/cm²

hs fatiga > 2(hrmax) Esf Compr cv/ DFth 0.0895

conforme

RESUMEN

APOYOS ELASTOMERICOS	
Dimensiones exteriores, mm	
Longitud	200
Ancho	300
Altura	62
Dureza grado	60
Laminas de acero internas,mm	
Cantidad	3
Altura	2
Ancho	288
Longitud	188
Espesor total de Neopreno, mm	56
Recubrimiento lateral, mm	6
Recubrimiento sup. e inf., mm	14

8.12 VERIFICACION EFECTO EN SUPERESTRUCTURA CON R = 1

Envolvente de Momentos Evento Extremo

8.1 VIGAS PRINCIPALES DEL TABLERO

VIGAS TRAMO INTERIOR ENTRE ARCO
DISEÑO POR FLEXION

Momento negativo mayorado $Mu_{R=1} =$	108.63 tn-m	Momento positivo mayorado $Mu_{R=1} =$	95.5 tn-m
b =	50 cm	b =	250 cm
d =	76 cm	d =	76 cm
a =	17.8 cm	a =	1.84 cm
$As = Mu / (f fy (d - a / 2)) =$	42.8 cm ²	$As = Mu / (f fy (d - a / 2)) =$	28.31 cm ²
$a = fy As / (\beta^2 f'c b) =$	17.78	$a = fy As / (\beta^2 f'c b) =$	2.35
As min =	12.67 cm ²	As min =	12.67 cm ²
As colocar =	42.83 cm ²	As colocar =	28.31
Se colocará		Se colocará	
9 F DE 1" =	45.9 cm ²	6 F DE 1" =	30.6
	cara superior de viga		cara inferior de viga

DISEÑO POR CORTANTE

VIGAS TRAMO INTERIOR ENTRE ARCO

$Vu_{R=1} =$	22.56 tn
$Vc =$	28.27 tn
$Vs =$	45.78 tn
$2.1 b d \bar{O}'c =$	126.50 tn
con A rama =	1.27 f 1/2"
$S = d Av fy / Vs =$	17.71070756 cm
Requiere:	estribos de 1/2 " @ 17,5
con A rama =	0.71 f 3/8"
$S = d Av fy / Vs =$	9.9 cm
Requiere:	estribos de 3/8 " @ 10

8.2 VIGAS PRINCIPALES DEL TABLERO ZONAS EXTREMAS

VIGAS TRAMO EXTERIOR ENTRE ARCO

DISEÑO POR FLEXION

Momento negativo mayorado $Mu_{R=1}$ =	82.28 tn-m	Momento negativo mayorado $Mu_{R=1}$ =	47.38 tn-m
b =	50 cm	b =	235 cm
d =	75 cm	d =	75 cm
a =	13.2 cm	a =	12.3 cm
$As = Mu / (f_y (d - a/2)) =$	35.26 cm ²	$As = Mu / (f_y (d - a/2)) =$	32.78 cm ²
$a = f_y As / (\beta^2 f_c b) =$	13.22	$a = f_y As / (\beta^2 f_c b) =$	12.29
As min =	12.5 cm ²	As min =	12.5 cm ²
As colocar =	35.26	As = 4/3 As cal =	43.70 cm ²
Se colocará		As colocar =	32.78 cm ²
7 F DE 1" =	35.7 cm ²	Se colocará	
	cara superior de viga	7 F DE 1" =	35.7 cm ²
			cara inferior de viga

DISEÑO POR CORTANTE

VIGAS TRAMO EXTERIOR ENTRE ARCO

$V_u =$	62.94 tn
$V_u_{R=1} =$	38.17 tn
$V_c =$	28.27 tn
$V_s =$	45.78 tn
$2.1 b d \phi f_c =$	126.50 tn
	No requiere reducir separación

Puente Arco Concreto Armado

Carga HL-93

L = 75.00 m

Por: DR. ING. N. VILLASECA C.

$$S = d A_v f_y / V_s =$$

17.48

estribos de 1/2" @ 17,5

$$S = d A_v f_y / V_s =$$

9.8

estribos de 3/8" @ 10

8.3 VIGAS TRANSVERSALES EN TABLERO (V. Diafragmas)

VIGAS TRAMO de Tablero
DISEÑO POR FLEXION

Momento negativo mayorado $M_u = 24.46$ tn-m
Momento negativo mayorado $M_{u R=1} = 48.14$ tn-m

b = 25 cm
d = 55 cm
a = 24.8

$$A_s = M_u / (f_y (d - a/2)) = 29.90 \text{ cm}^2$$

$$a = f_y A_s / (\beta^2 f_c b) = 24.83$$

$$A_{s \text{ min}} = 4.58 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ colocar} = 29.90$$

Se colocará

3
6 F DE 1" =

30.6 cm²
cara superior de viga

DISEÑO POR FLEXION

Momento positivo mayorado $M_{u R=1} = 47.6$ tn-m

b = 100 cm
d = 55 cm
a = 9.9

$$A_s = M_u / (f_y (d - a/2)) = 25.16 \text{ cm}^2$$

$$a = f_y A_s / (\beta^2 f_c b) = 9.88$$

$$A_{s \text{ min}} = 4.58 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ colocar} = 25.16$$

Se colocará

3
5 F DE 1" =

25.5 cm²
cara superior de viga

DISEÑO POR CORTANTE

VIGAS TRAMO de Tablero

$$V_u_{R-1} = 30.4 \text{ tn}$$

$$V_c = 41.46 \text{ tn}$$

$$V_s = 1.00 \text{ tn}$$

$$2.1 \text{ b d } \bar{O}f'c : 193.27 \text{ tn}$$

No requiere reducir separación

$$\text{con A rama} = 1.27 \text{ f } 1/2''$$

$$S = d A_v f_y / V_s = 293.37 \text{ cm}$$

Requiere: estribos de 1/2 " @ 130

$$\text{con A rama} = 0.71 \text{ f } 3/8''$$

$$S = d A_v f_y / V_s = 164.01 \text{ cm}$$

Requiere: estribos de 3/8 " @ 70

Se colocará estribos a 25 cm

CONSORCIO



ESTRUCTURA:

Puente Tingo



PERÚ

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones

ESTRIBOS

Carga HL-93

L = 75.00 m

Por: ING. N. VILLASECA C.

MEMORIA DE CALCULO

Puente Tingo

ESTRIBOS

CONTENIDO

1. DESCRIPCION
 - 1.1 CARACTERISTICAS Y RESTRICCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA
 - 1.2 FILOSOFIA DEL DISEÑO
 - 1.3 CRITERIOS BASICOS DEL DISEÑO
2. ANALISIS ESTRUCTURAL
 - 2.1 NORMAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO
 - 2.2 TIPOS DE CARGAS ACTUANTES
3. MODELO ESTRUCTURAL
 - 3.1 MATERIALES ESTRUCTURALES
 - 3.2 EFECTOS DEL SUELO
- 4.0 CONSIDERACIONES DE DISEÑO
 - 4.1 SUBERESTRUCTURA
 - 4.2 INTERACCION SUELO ESTRUCTURA
 - 4.3 CASOS DE CARGA CONSIDERADOS
 - 4.4 COMBINACIONES DE CARGA
- 5.0 GEOMETRIA DE CIMENTACION Y ESTRIBO
 - 5.1 CARGAS PROVENIENTES DE TABLERO
 - 5.2 CARGAS PROVENIENTES DE ARCO
 - 5.3 DIMENSIONES DE ESTRIBO
6. CALCULOS DE ESTABILIDAD
 - 6.1 DIMENSIONAMIENTO Y VERIFICACION INICIAL EN ESTADO LIMITE DE SERVICIO.
 - 6.2 VERIFICACION EN ESTADOS LIMITES
7. DISEÑO DE ELEMENTOS
 - 7.1 DISEÑO DE ZAPATA
 - 7.2 DISEÑO DE PARED FRONTAL
 - 7.3 DISEÑO DE ALAS

1. DESCRIPCION

1.1 CARACTERISTICAS Y RESTRICCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA

a. LA CIMENTACION PARA EL ARCO SE DESARROLLA, BAJO LOS LINEAMIENTOS Y RESTRICCIONES DETERMINADOS POR LA ENTIDAD, RESPECTO A LA UBICACION Y TIPO DE PUENTE, QUE ES LA QUE HAN APROBADO EN LOS ESTUDIOS PREVIOS, Y SOBRE LO CUAL HEMOS EFECTUADO EN FORMA OPORTUNA NUESTROS PLANTEAMIENTOS, DE ALTERNATIVAS DE UBICACION Y/O DE TIPOLOGIA ESTRUCTURAL. AL NO HABERSE ENCONTRADO EN LA MARGEN DERECHA ROCA SUPERFICIAL COMO SE INDICABA EN LOS ESTUDIOS PREVIOS.

b. EL PUENTES PORTANTO, AL SER TIPO ARCO DE TABLERO SUPERIOR CON TIMPANOS ALIGERADOS, DESARROLLADO EN CONCRETO ARMADO. DIFIRIENDO DEL ESTUDIO PREVIO QUE COSIDERABA LA EXISTENCIA DE ROCA EN AMBAS MARGENES, LO CUAL DETERMINA EL EMPLEO DE CIMENTACION PROFUNDA EN LA MARGEN DERECHA. LA CIMENTACION IZQUIERDA SE APOYA SOBRE ESTRATOS CON PRESENCIA DE ROCA.

c. LAS DIMENSIONES DE LA CIMENTACION Y ELEVACION QUE SIRVE DE SOPORTE AL TRAMO EXTREMO DEL TABLERO, SE HAN DIMENSIONADO Y SE DISPONEN DE TAL MANERA QUE SOPORTE A LAS CARGAS DE DISEÑO.

d. LAS CIMENTACIONES TRANSMITEN LAS CARGAS AL SUELO DE CIMENTACION, ACORDE CON LOS RESULTADOS DE LAS PROSPECCIONES Y LOS ESTUDIOS DE GEOTECNIA ESPECIFICOS PARA ESTE CASO.

1.2 FILOSOFIA DEL DISEÑO

LA CIMENTACION PARA EL PUENTE SE HA DISEÑADO CONSIDERANDO CONDICIONES DE SERVICIABILIDAD PARA EL CONTROL DE ESTABILIDAD (VOLTEO Y DESLIZAMIENTO) Y DE PRESIONES TRANSMITIDAS A LOS ESTRATOS DEL SUELO EN EL QUE SE APOYA LA CIMENTACION.

LOS ESTADOS DE RESISTENCIA ULTIMA, HAN SIDO CONSIDERADOS, PARA CUMPLIR CON LOS REQUISITOS FUNDAMENTALES DE RESISTENCIA, RIGIDEZ, SEGURIDAD, DURABILIDAD, EN LA PARTE DE DISEÑO DE TODOS LOS COMPONENTES ESTRUCTURALES Y QUE ASEGUREN SU ADECUADO COMPORTAMIENTO PARA LAS CARGAS VIVAS DE DISEÑO.

LAS RESISTENCIAS DE LOS ELEMETOS ESTRUCTURALES HAN SIDO DETERMINADAS TENIENDO EN CONSIDERACIÓN EL COMPORTAMIENTO NO ELASTICO DE LOS MATERIALES, EN COMPORTAMIENTO NOLINEAL PARA EL CONCRETO CON LOS BLOQUES RECTANGULARES DE ESFUERZOS EQUIVALENTES Y EL MODELO ELASTO- PLASTICO PARA EL ACERO DE REFUERZO. LOS EFECTOS DE LAS FUERZAS SON CALCULADOS EN BASE AL ANALISIS ELÁSTICO, CONSIDERANDO LAS CARACTERISTICAS MECANICAS Y RIGIDECES DE LOS E LEMENTOS.

1.3 CRITERIOS BASICOS DEL DISEÑO

SE HA EVALUADO Y DE TALLADO EN FORMA MULTIDISCIPLINARIA LA APROBADA SOLUCION DE LA ESTRUCTURA Y SU RELACION CON LA FUNCION A SERVIR, EN BASE A LAS CONSIDERACIONES TOPOGRÁFICAS DE LA ZONA Y QUE POR LA ENTIDAD SE HA DEFINIDO EL TRAZADO Y DISEÑO VIAL DE LA VIA, ASI COMO LAS CONSIDERACIONES DE ENLACE CON LA VIA EXISTENTE.

EL TRAZO EN PLANTA DETERMINA QUE LAS ESTRUCTURAS CONFORMANTES DE LOS ESTRIBOS SE DESARROLLEN EN CURVA EN PLANTA, POR TANTO CUENTA CON ACCESOS EN LOS EXTREMOS DEL TRAMO DEL PUENTE PRINCIPAL, CON PERALTE CON LA FINALIDAD DE QUE LOS USUARIOS EFECTUEN EN LA FORMA MAS APROPIADA EL USO DE LA VIA.

SUMADO A LO ANTERIOR SE HAN CONSIDERADO LOS C RITERIOS DE FACILITAR LA CONSTRUCCION Y EL USO RACIONAL DE LOS MATERIALES.

EL ASPECTO DE DETALLAJE ESTRUCTURAL, CONTEMPLADO EN LA ESPECIFICACION DE LOS ELEMENTOS SU UBICACION ACOTAMIENTO DE DIMENSIONES Y DETALLAJE DE LA UBICACION DE LOS REFUERZOS ES UN CRITERIO QUE PERMITE ASEGURAR LA CORRECTA REALIZACION Y UN BUEN COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL A LARGO PLAZO PARA LAS CARGAS DE DISEÑO.

SIENDO ESTOS CRITERIOS CONJUNTOS LOS QUE CONDICIONAN LA SOLUCION ADOPTADA. ASÍ COMO LOS ASPECTOS REFERIDOS A SERVICIABILIDAD, CONSTRUCTIBILIDAD, INSPECCION, ECONOMIA Y ESTÉTICA.

2. ANALISIS ESTRUCTURAL

2.1 NORMAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO

Este proyecto se realiza en el 2013

El análisis y diseño del puente se ha realizado considerando:

El Reglamento Nacional de Construcciones

La Norma de Concreto Armado NTE E060

Las Especificaciones LRFD para Diseño de Puentes AASHTO 2010

En el Ministerio de Transportes y Comunicaciones, se contempla las disposiciones de la Dirección General de Caminos, estando vigente el Manual de Diseño de Puentes 2003

2.2 TIPOS DE CARGAS ACTUANTES

A CARGAS PERMANENTES

Son aquellas que actúan durante toda la vida útil de la estructura sin variar significativamente, o que varían en un solo sentido hasta alcanzar un valor límite. Corresponden a este grupo el peso propio de los elementos estructurales y las cargas muertas adicionales tales como las debidas al peso de la superficie de rodadura.

También se consideran cargas permanentes el empuje de tierra, los efectos debidos a la contracción de fragua y el flujo plástico, las deformaciones permanentes originadas por los procedimientos de construcción y los efectos de asentamientos de apoyo.

El peso propio se determinará considerando todos los elementos que sean indispensables para que la estructura funcione como tal. Las cargas muertas incluirán el peso de todos los elementos no estructurales, tales como veredas, superficies de rodadura, barandas, postes, tuberías, ductos y cables.

El peso propio y las cargas muertas serán estimados sobre la base de las dimensiones indicadas en planos y en cada caso considerando los valores medios de los correspondientes pesos específicos.

B CARGAS VIVAS DE VEHICULOS

Siendo cargas móviles, son consideradas como aquellas para las que se observan variaciones frecuentes y significativas en términos relativos a su valor medio. Las cargas variables incluyen los pesos de los vehículos y personas, así como los correspondientes efectos dinámicos, las fuerzas de frenado y aceleración, las fuerzas centrífugas, las fuerzas laterales.

De acuerdo a lo indicado la carga viva de diseño es la denominada HL-93. Se detalla en este documento, más adelante. Siendo la carga de diseño una combinación de cargas puntuales y distribuidas.

C OTRAS CARGAS

Corresponden a este grupo las fuerzas aplicadas durante la construcción, las fuerzas debidas a empuje de agua y subpresiones, los efectos de variaciones de temperatura, las acciones de sismo y las acciones de viento en las combinaciones de carga que determinan las normas anteriormente mencionadas.

3. MODELO ESTRUCTURAL

Se considera a la cimentación una estructura fundamental contenida en el plano vertical, el análisis se efectuó considerando las dimensiones de los elementos de la cimentación del arco y estribo para el tramo extremo, del tablero.

Por lo que la estructura se modeló como una del tipo 2-D, cuyo comportamiento está determinado por los efectos de las fuerzas actuantes transmitidas por la superestructura y el peso propio y cargas sobre la subestructura. Se calcularán las acciones y las fuerzas internas y reacciones.

Las fuerzas se aplican en la posición correspondiente y se combinan acorde con las combinaciones de carga de las normas vigentes.

3.1 MATERIALES ESTRUCTURALES

Se ha efectuado el predimensionamiento considerando:

Las diversas características aprobadas del estudio, por la Entidad, que se presentan en el proyecto, se ha contemplado el tipo de suelo y las cargas actuantes.

Asimismo se ha considerado que se emplearán los siguientes materiales estructurales:

Concreto

$f'c = 210 \text{ kg f/cm}^2$ en cimentación y estribos.
 $f'c = 100 \text{ kg f/cm}^2 + 30\% \text{ PM}$ en rellenos nivelantes en estructuras.

Acero

Corrugado ASTM A-615 Grado 60 $f_y = 4200 \text{ kg f/cm}^2$
 Estructural planchas ASTM A709M Grado 250 $f_y = 2500 \text{ kg f/cm}^2$
 $E_s = 2.00E+06 \text{ kg f/cm}^2$

3.2 EFECTOS DEL SUELO

Capacidad admisible a nivel de cimentación

Del Estudio de Mecánica de Suelos

Para la margen izquierda se tiene

Factor de seguridad = 3
 Esfuerzo permisible del terreno, $q_a = 4.58 \text{ kg/cm}^2$
 $q_u = 13.74 \text{ kg/cm}^2$

La cimentación se cimentará en roca, en la margen izquierda

Coefficiente de aceleración sísmica = 0.313 g

Características del empuje de tierras

y con cimentación profunda en la margen derecha, apoyada en roca.

Empuje de Tierras

Material de relleno

El terreno de la zona, características mecánicas

Angulo de fricción interna	phi =	35	grados
Peso unitario =		1.8	Tn/m3
μ =		0.3	
E =		1500	kg/cm2

Empuje de Tierras

Se considera que el empuje de tierras, en forma general, es linealmente proporcional a la profundidad del suelo, calculándose para una profundidad z con la siguiente expresión

$$p = k \text{ peso unitario } z$$

Para muros con respaldo interno vertical y con relleno horizontal

$$k_a = \tan^2(45 - \phi/2) = 0.271$$

Empuje Sísmico de Tierras

Se usa el método pseudo estático de Mononobe-Okabe para calcular el empuje de tierra inducido por sismo.

Para muros con respaldo interno vertical y con relleno horizontal

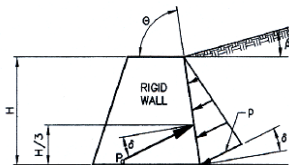
$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cos(d + \theta) [1 + \text{raiz} \{ \text{seno}(\phi + d) \text{seno}(\phi - \theta) / \cos(d + \theta) \}]^2}$$

phi =	0.611 rad	
kv =	0.000	valores entre 0.00 y 0.05
kh = 0.50 A =	0.157	
teta = atan [kh / (1 - kv)] =	0.155 rad	
d = 0.75 phi =	0.458 rad	valores entre 0.50 phi y 0.75phi

$$K_{ae} = 0.351$$

At Rest Coeficient: 3.11.5.2
 $K_o = 1 - \sin \phi = 0.426$

Active Coeficient: 3.11.5.3



δ	30	tabla 3.11.5.1-1
β	0	
θ	90	
φ	35	

r = 3.14977939 **Ka = 0.284**

Passive coeficient: 3.11.5.4

con:

θ	90
φ	35

Figura 3.11.5.4.1 **kp = 5.00**

4.0 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

4.1 SUBERESTRUCTURA

FILOSOFIA DE DISEÑO

EL PORTICO SE HA DISEÑADO CONSIDERANDO CONDICIONES DE SERVICIABILIDAD PARA EL CONTROL DE ESTABILIDAD (VOLTEO Y DESLIZAMIENTO) Y DE PRESIONES TRANSMITIDAS A LOS ESTRATOS DEL SUELO EN EL QUE SE APOYA LA CIMENTACION.

LOS ESTADOS DE RESISTENCIA ULTIMA, PARA CUMPLIR CON LOS REQUISITOS FUNDAMENTALES DE RESISTENCIA, RIGIDEZ, SEGURIDAD, DURABILIDAD, EN LA PARTE DE DISEÑO DE TODOS LOS COMPONENTES ESTRUCTURALES Y QUE ASEGUREN SU ADECUADO COMPORTAMIENTO PARALAS CARGAS DE DISEÑO.

LAS RESISTENCIAS DE LOS ELEMETOS ESTRUCTURALES HAN SIDO DETERMINADAS TENIENDO EN CONSIDERACIÓN EL COMPORTAMIENTO NO ELASTICO DE LOS MATERIALES, EN COMPORTAMIENTO NOLINEAL PARA EL CONCRETO CON LOS BLOQUES RECTANGULARES DE ESFUERZOS EQUIVALENTES Y EL MODELO ELASTO - PLASTICO PARA EL ACERO DE REFUERZO. LOS EFECTOS DE LAS FUERZAS SON CALCULADOS EN BASE AL ANALISIS ELÁSTICO, CONSIDERANDO LAS CARACTERISTICAS MECANICAS Y RIGIDECES DE LOS ELEMENTOS.

4.2 INTERACCION SUELO ESTRUCTURA

Lo ideal en un arco, es que los apoyos sean fijos, roca sana, lo cual equivale a tener apoyos sin desplazamientos.

Acorde con 2.6.3 Manual Puentes, la necesidad de modelos sofisticados para las cimentaciones es una función de la susceptibilidad de la estructura a movimientos de la cimentación. Aspecto que es fundamental en puentes arco. En algunos casos, el modelo de cimentación puede ser simple, como en el caso de considerar apoyos firmes. en otros, un estimado de asentamiento puede ser considerado. pero, donde la respuesta estructural es particularmente sensible a las condiciones de borde, tal como un arco fijado en los extremos o en el cómputo de frecuencias naturales, modelos rigurosos de la cimentación deberán ser hechos para justificar las condiciones reales.

Una apropiada representación del suelo que soporta al puente será incluido en el modelo matemático de la cimentación. En caso de diseño sísmico, los movimientos del suelo y licuación deberán también ser considerados.

Se considera 2.8.1 del Manual de Puentes, en el caso de que las cimentaciones estén apoyadas sobre pilotes o pilares excavados, el espaciamiento de estos elementos deberá asegurar en lo posible cargas similares sobre los elementos de la cimentación profunda.

Respecto a las propiedades de suelo y roca, acorde con 2.8.1.1.9 del Manual de Puentes, para el diseño de las cimentaciones se requerirán las propiedades del suelo y de la roca que definen su resistencia y compresibilidad. Los análisis para evaluar la estabilidad y los asentamientos de la cimentación se realizarán en base a propiedades calculadas a partir de ensayos de campo y/o laboratorio.

4.3 CASOS DE CARGA CONSIDERADOS

ESTADOS LIMITES

Las componentes estructurales deberán ser proporcionados para satisfacer los requerimientos en todos los estados límites apropiados.

FACTORES DE CARGA CONSIDERADOS

Estado Límite de Resistencia

$$R1 = 1.25 Dc + 1.5 Dw + 1.5 Eh + 1.75 (LL+IM)$$

$$R2 = 0.9 Dc + 0.65 Dw + 0.9 Eh + 1.75 (LL+IM)$$

Estado Límite de Evento Extremo

$$E1 = 0.9 Dc + 0.65 Dw + 0.9 Eh + 0.5(LL+IM) + 1.00 Eqx$$

$$E2 = 0.9 Dc + 0.65 Dw + 0.9 Eh + 0.5(LL+IM) + 1.00 Eqy$$

$$E3 = 0.9 Dc + 0.65 Dw + 0.9 Eh + 0.5(LL+IM) + 1.00 Eqz$$

Estado Límite de Servicio

$$S1 = 1. Dc + 1. Dw + 1. Eh + 1. (LL+IM)$$

Estados Límite de Fatiga y Fractura

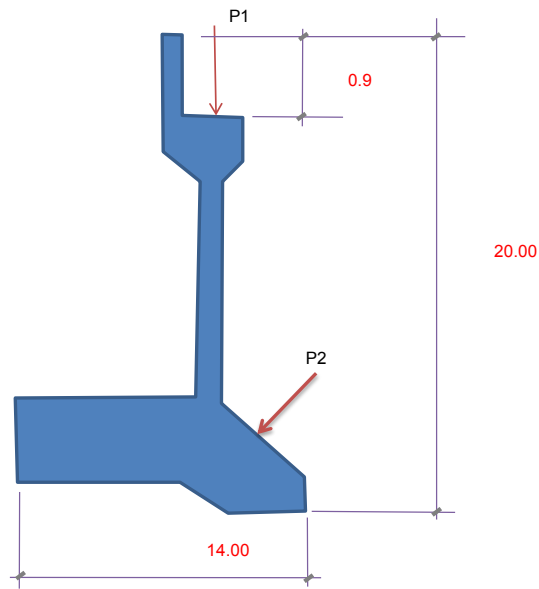
$$F1 = 0.75 (LL+IM)$$

4.4 COMBINACIONES DE CARGA

{	Resistencia	$R1 = 1.25 Dc + 1.5 Dw + 1.5 Eh3 + 1.75 (LL+IM)$ $R2 = 0.9 Dc + 0.65 Dw + 1.5 Eh1 + 0 (LL+IM)$	}
	Extrema	$E1 = 0.9 Dc + 0.65 Dw + 0.9 Eh + 0.5(LL+IM) + 1.00 Eqx$ $E1 = 0.9 Dc + 0.65 Dw + 0.9 Eh + 0.5(LL+IM) + 1.00 Eqy$ $E1 = 0.9 Dc + 0.65 Dw + 0.9 Eh + 0.5(LL+IM) + 1.00 Eqz$	
{	Servicio	$S1 = 1. Dc + 1. Eh1$ $S2 = 1. Dc + 1. Dw + 1. Eh1 + 1. (LL+IM)$	}

Empleandose valores minimos de factores de mayoracion de cargas para evaluar las condiciones de deslizamiento.

5.0 GEOMETRIA DE CIMENTACION Y ESTRIBO



5.1 CARGAS PROVENIENTES DE TABLE

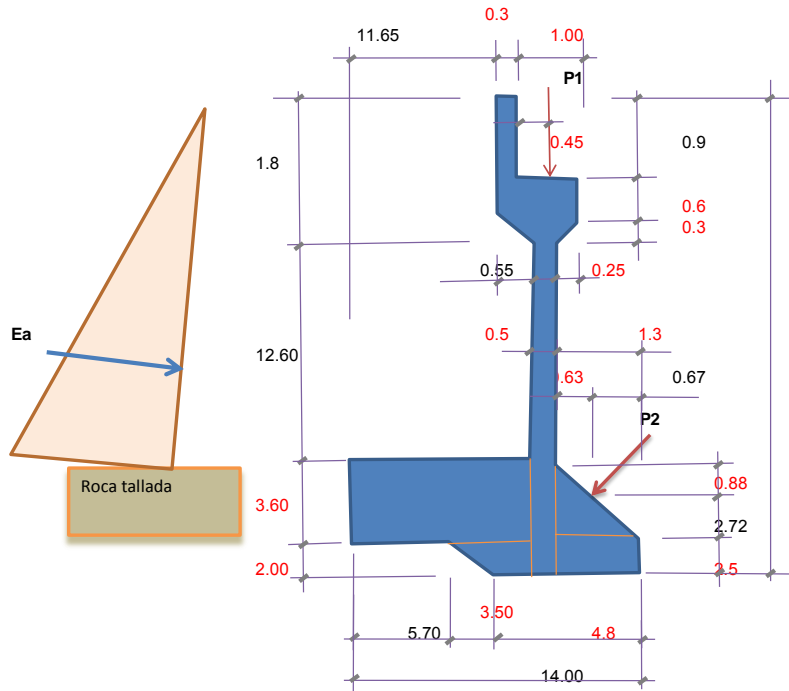
P1	Fv (tn)
Dc	57.28
Dw	8.17
L	86.54

5.2 CARGAS PROVENIENTES DE ARCO

P2	Fv (tn)	Fh (tn)	Ma (tn-m)
Dc	655.93	549.59	-54.7
Dw	63.33	61.27	-46.97
L	193.66	201.29	207.7

Fv + hacia abajo
Fh + hacia izquierda
M + horario

5.3 DIMENSIONES DE ESTRIBO



Ancho a considerar = 14.40 m

ELEMENTO	b (m)	h (m)	Area (m2)
1. Parapeto	0.3	0.9	0.27
2. Cabezal	1.30	0.6	0.78
2.1	0.55	0.3	0.08
2.2	0.5	0.3	0.15
2.3	0.25	0.3	0.04
3. Pantalla frontal	0.5	12.60	6.3
4. Cimentación	12.15	3.60	43.74
4.1	0.5	5.60	2.8
4.2	1.3	3.60	2.34
4.3	1.3	2.5	3.25
4.4	4.75	2.00	9.5
5 Relleno post	11.65	14.40	167.76
5.1	0.55	12.60	6.93

ELEMENTO	W (tn)	xi (m)	Mr (tn-m)
1. Parapeto	0.65	2.20	1.43
2. Cabezal	1.87	1.70	3.18
2.1	0.20	1.98	0.39
2.2	0.36	1.55	0.56
2.3	0.09	1.22	0.11
3. Pantalla frontal	15.12	1.55	23.44
4. Cimentación	104.98	7.93	831.93
4.1	6.72	1.55	10.42
4.2	5.62	0.87	4.87
4.3	7.80	0.65	5.07
4.4	22.80	4.18	95.19
5 Relleno post	301.968	8.175	2468.59
5.1	12.474	2.075	25.88
W /m =	480.64	Mr/m =	3471.05
W =	6921.24	Mr =	49983.18

6, CALCULOS DE ESTABILIDAD

6.1 DIMENSIONAMIENTO Y VERIFICACION INICIAL EN ESTADO LIMITE DE SERVICIO.

S1. CIMENTACION CON EMPUJE ACTIVO Y SIN CARGAS DE SUPER

$h_{\text{efect}} = 14.40 \text{ m}$

Ea = 763.34 Tn
Ea horiz = 728.01 Tn
Ea vert = 230.25 Tn

CONTROL DESLIZAMIENTO
Fuerzas actuantes

Fh = 728.01 tn

Fv = 7151.49 Tn

F friccion

u = 0.5

Ffric = 3575.7 tn

Coefficiente de deslizamiento = $F_f / F_h = 4.9$
Conforme

CONTROL AL VOLTEO

Momentos resistentes

Mr = 53206.65 tn-m

Momentos de volteo

Mv = 7571.30 tn-m

Coefficiente de volteo = $M_r / M_v = 7.0$
Conforme

PRESIONES TRANSMITIDAS

$x = (M_r - M_v) / F_v = 6.38 \text{ m}$

$e = B/2 - x = 0.62 \text{ m}$

e vs B/6 = 2.33 m

Presiones

En punta p1 = 44.9 tn/m² = 4.49 kg/cm²
Conforme

En talón p2 = 26.1 tn/m² = 2.61 kg/cm²
Conforme

S2. CIMENTACION CON EMPUJE ACTIVO Y CARGAS DE SUPER

CONTROL DESLIZAMIENTO

Fuerzas actuantes

$$F_h = -84.14 \text{ tn (negativo hacia relleno)}$$

$$F_v = 8064.41 \text{ Tn}$$

$$F \text{ friccion } u = 0.5$$

$$F_{fric} = 4032.2 \text{ tn}$$

$$\text{Coeficiente de deslizamiento} = F_f / F_h = 47.9$$

Conforme

CONTROL AL VOLTEO

Momentos resistentes

$$M_r = 58300.92 \text{ tn-m}$$

Momentos de volteo

$$M_v = 7677.33 \text{ tn-m}$$

$$\text{Coeficiente de volteo} = M_r / M_v = 7.6$$

Conforme

PRESIONES TRANSMITIDAS

$$x = (M_r - M_v) / F_v = 6.28 \text{ m}$$

$$e = B/2 - x = 0.72 \text{ m}$$

$$e \text{ vs } B/6 = 2.33 \text{ m}$$

Presiones

En punta $p_1 = 52.4 \text{ tn/m}^2 = 5.24 \text{ kg/cm}^2$
Revisar Aceptable

En talón $p_2 = 27.6 \text{ tn/m}^2 = 2.76 \text{ kg/cm}^2$
Conforme

6.2 VERIFICACION EN ESTADOS LIMITES

CARGA	FACTORES DE CARGA AASHTO LRFD			
	RESISTENCIA I		EVENTO EXTREMO	
	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo
Super DC	1.25	0.90	1.25	0.90
Super DW	1.50	0.65	1.50	0.65
Super L	1.75	0.00	1.00	-
Sub PP	1.25	0.90	1.25	0.90
Ev Relleno	1.25	0.90	1.25	0.90
Epasivo	1.50	0.75	1.50	0.75
EH	1.50	0.90	1.50	0.90
EV	1.00	0.00	1.00	0.00
EQSUB	-	-	1.00	-
EQSUPER	-	-	1.00	-
EQEH	-	-	1.00	-
BR	1.75	-	1.00	-

ESTADO	FACTORES DE CONTROL		
	ESTABILIDAD		
	Servicio	Resistencia I	Evento Extremo
Volteo	2.00	1.50	1.00
Deslizamiento	1.50	1.25	1.00

ESTADO	FACTORES DE RESISTENCIA		
	REDUCCION DE CAPACIDAD		
	Servicio **	Resistencia I *	Evento Extremo***
Presion suelo	0.36	0.45	0.60
qu (kg/cm2)			
13.74			
capacidad suelo (kg/cm2)	4.95	6.18	8.24

* Tabla 10.5.5.2.2-1 footings on rock

** Considera la recomendación de AASHTO 2004 10.5.2 valor 0,65, adoptado 0,45/1,25 = 0,36

*** 10.5.5.3 Estado limite extremo, con socavación VALOR 1,0, adoptado 0,45*1,33 = 0,60

RESUMEN DE CARGAS POR TIPO				
CARGA	Fv (tn)	Fh (tn)	X (m)	Y (m)
Super DC	655.93		0.67	5.22
	57.28		1.60	19.10
Super DW	63.33		0.67	5.22
	8.17		1.60	19.10
Super L	193.66		0.67	5.22
	86.54		1.60	19.10
Sub PP	6921.24		7.22	9.84
Epasivo				
EH		728.01	-	12.80
EV	230.25		14.00	-
EQSUB		1083.17		9.84
EQSUPER		102.65		5.22
		8.96		19.10
EQEH		899.06		12.80
BR		4.33		21.80

DESLIZAMIENTO

ESTADO DE RESISTENCIA I

Fv =	6917.48		
δ FR =	3458.74	Tn	
δ FA =	1092.01	Tn	Fs Resistente > Fs Actuante (Conforme)

ESTADO EVENTO EXTREMO

FV =	6871.01		
δ FR =	3435.50	Tn	
δ FA =	2093.85	Tn	Fs Resistente > Fs Actuante (Conforme)

ESTADO DE SERVICIO I

δ FR =	3968.10	Tn	
δ FA =	732.34	Tn	Fs Resistente > Fs Actuante (Conforme)

VOLTEO

ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA I

δ MR =	45498.95	
δ MA =	14142.86	
e =	2.47	
B/4 =	3.50	e < B/4 (Conforme)

ESTADO LIMITE EVENTO EXTREMO

δ MR =	45498.95	
δ MA =	22870.32	Ms Resistente > Ms Actuante (Conforme)
e =	3.71	

ESTADO LIMITE DE SERVICIO I

δ MR =	50569.80	
δ MA =	9412.85	Ms Resistente > Ms Actuante (Conforme)

PRESIONES

Servicio I

Esf=	4.49	Kg/cm2	
δ ADM=	4.95	Kg/cm2	δ adm > Esf (Conforme)

Servicio 2

Esf=	5.24	Kg/cm2	
δ ADM=	4.95	Kg/cm2	Revisar Aceptable

Resistencia

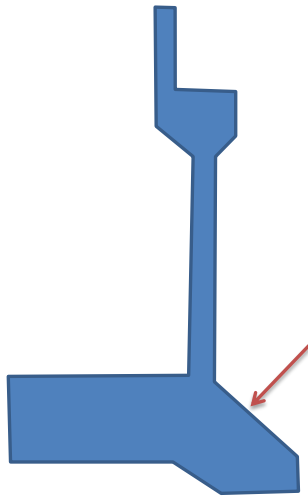
Esf=	5.30	Kg/cm2	
δ ADM=	6.18	Kg/cm2	δ adm > Esf (Conforme)

Evento Extremo

Esf2=	7.24	Kg/cm2	
δ ADM=	8.24	Kg/cm2	δ adm > Esf (Conforme)

7. DISEÑO DE ELEMENTOS

7.1 DISEÑO DE ZAPATA



Verificación de la fuerza a transferir a la cimentación:

Fux =	488.19	tn
Fuz =	421.15	tn
Fu =	644.75	tn
b =	0.7	m
h =	1.5	m

Concreto	
Cimentación f'c =	210 kg/cm ²

5.7.5 APLASTAMIENTO DEL CONCRETO

Si no hay armadura de confinamiento en el concreto la resistencia al aplastamiento mayorada se tomará:

$$Pr = \phi Pn$$

siendo $Pn = 0,85 f'c A1$ 5.7.5.2

$\phi =$	0.8	5.5.4.2
A1 =	1050000 mm ²	
m = factor de modificación e zapata =	0.75 m	
b2 =	2.2 m	
h2 =	3 m	
A2 =	6600000 mm ²	

Considerando que por la presencia de momentos flectores, el area cargada está sujeta a tensiones de aplastamiento de forma no uniforme:

$$m = 0,75 (A2 / A1)^{0,5} < 1,5 \quad 5.7.5.4$$

m =	1.88
m =	1.5
Pr =	2249.1 tn
Comparando con Pu =	644.75

RREFUERZO A DISPONER

Conforme

Dado que la cimentación se efectuará sobre roca tallada a la forma de esta. Se considera armadura mínima.

Se colocará en sentido del puente

d = 40 cm

0,0018 bd = 7.2 cm²

ferro de 3/4" @ 39.444

Se colocará ferro de 3/4" @ 30

Se colocará en sentido transversal al puente

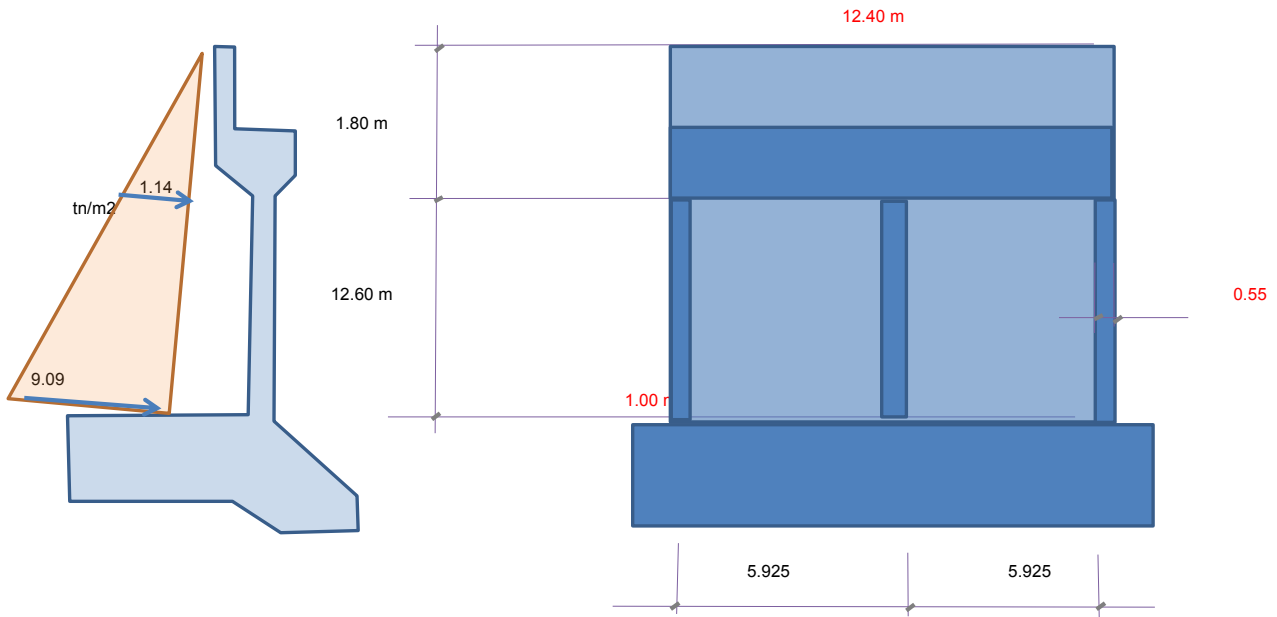
d = 40 cm

0,0015 bd = 6 cm²

ferro de 3/4" @ 47.333

Se colocará ferro de 3/4" @ 40

7.2 DISEÑO DE PARED FRONTAL

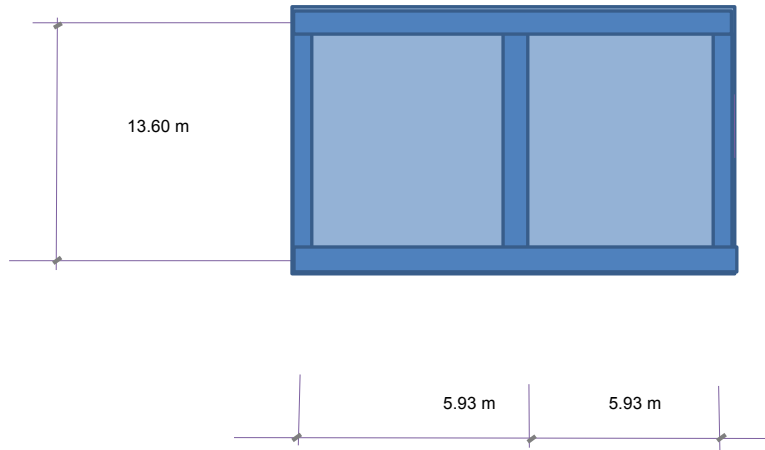


MODELO ESTRUCTURAL

La carga mas desfavorable la produce el empuje de tierra.

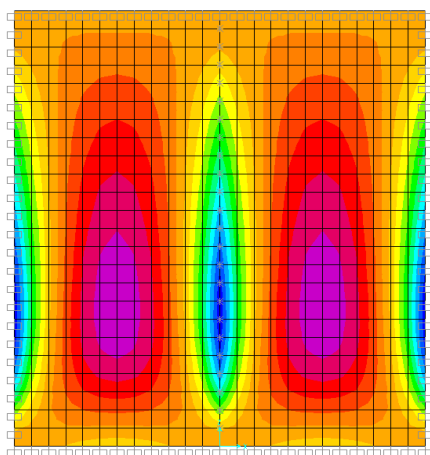
El modelo se considera con elementos bidimensionales, a flexión y cortante, con cargas perpendiculares a su plano. Se considera los bordes extremos empotrados, por la presencia de viga cabezal, cimentacion y contrafuertes.

Espesor de pared frontal = 0.5



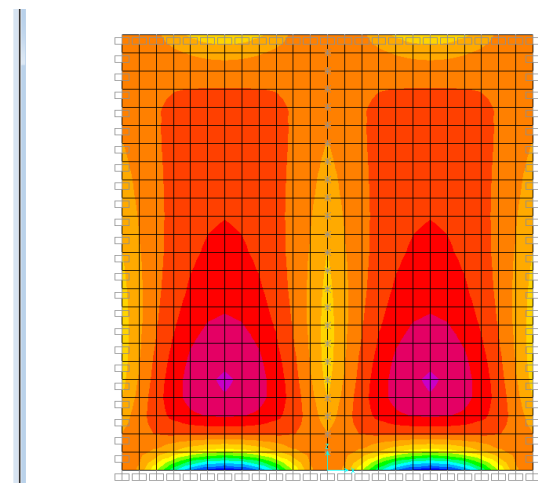
RESULTADOS DEL ANALISIS

Los momentos en las dos direcciones son:



Franja superior
Para M11

M-	8.49 tn-m
M+	4.3 tn-m



Zona superior
Para M22

M+ = 0.51 tn-m



ESTRIBOS

Carga HL-93

L = 75.00 m

Por: ING. N. VILLASECA C.

Franja intermedia

Zona intermedia

Para M11

Para M22

M- 17.41 tn-m

M+ = 4.35 tn-m

M+ 8.54 tn-m

Franja inferior

Zona inferior

Para M11

Para M22

M- 4.18 tn-m

M- = 10.25 tn-m

M+ 2.25 tn-m

CALCULO DEL REFUERZO EN PANTALLA

Concreto en pantalla $f'c =$ 210 kg/cm²

Acero de refuerzo $f_y =$ 4200 kg/cm²

b = 100 cm

h = 50 cm

d = 42 cm

Franja superior

Zona superior

Para M11

Para M22

M-u = 12.735 tn-m

As = 8.91 cm²

f 5/8 " @ 22.4

se colocará f 5/8 " @ 25

M+ u = 6.45 tn-m

M+ u = 0.765 tn-m

As = 4.51 cm²

f 5/8 " @ 44.3

se colocará f 5/8 " @ 40

As = 0.54 cm²

f 1/2 " @ 237.2

se colocará f 1/2 " @ 40

Franja intermedia

Zona intermedia

Para M11

Para M22

M- u = 26.115 tn-m

M+ u = 6.525 tn-m

As = 18.28 cm²

f 5/8 " @ 10.9

se colocará f 5/8 " @ 12.5

As = 4.57 cm²

f 1/2 " @ 27.8

se colocará f 1/2 " @ 40

M+ u = 12.81 tn-m

As = 8.97 cm²

f 5/8 " @ 22.3

se colocará f 5/8 " @ 25



ESTRIBOS

Carga HL-93

L = 75.00 m

Por: ING. N. VILLASECA C.

Franja inferior

Zona inferior

Para M11

Para M22

M- u = 6.27 tn-m

M- u = 15.375 tn-m

As = 4.39 cm²
 f 5/8 " @ 45.6
se colocará f 5/8 " @ 30

As = 10.76 cm²
 f 5/8 " @ 18.6
se colocará f 5/8 " @ 20

M+ u = 3.375 tn-m

As = 2.36 cm²
 f 5/8 " @ 84.7
se colocará f 5/8 " @ 40

DISEÑO DE CONTRAFUERTE

CONTRAFUERTE EXTERIORES (ALAS DE ESTRIBO)

a = 2.96 m
 Fa = 193.94 tn

Fu = 290.91 tn
 Mu = 1396.4 tn-m

POR FLEXION

h = 12.70 m
 d = 12.55 m
 z = 0,8 d = 10.04 m

As = 40.88 cm²

Se requiere 8.02 fierros de 1"
Se colocará 8 fierros de 1"

POR TRACCION EN PANTALLA

T u = 290.91

acero de refuerzo distribuido en junta vertical

As = 9.62 cm² / m

con dos barras (una a c/lado) As = 4.81 Se requiere fierro de 1/2" @ 26.40

Como por flexión se requiere fierro de 5/8 se uniformiza en las alas exteriores.

CONTRAFUERTE EXTERIORES (ALAS DE ESTRIBO)

a = 5.93 m
Fa = 387.88 tn

Fu = 581.82 tn
Mu = 2792.7 tn-m

POR FLEXION

h = 12.70 m
d = 12.55 m
z = 0,8 d = 10.04 m

As = 81.76 cm²

Se requiere 16.03 fierros de 1"
Se colocará 16 fierros de 1"

POR TRACCION EN PANTALLA

Tu = 581.82

acero de refuerzo distribuido en junta vertical

As = 10.99 cm² / m

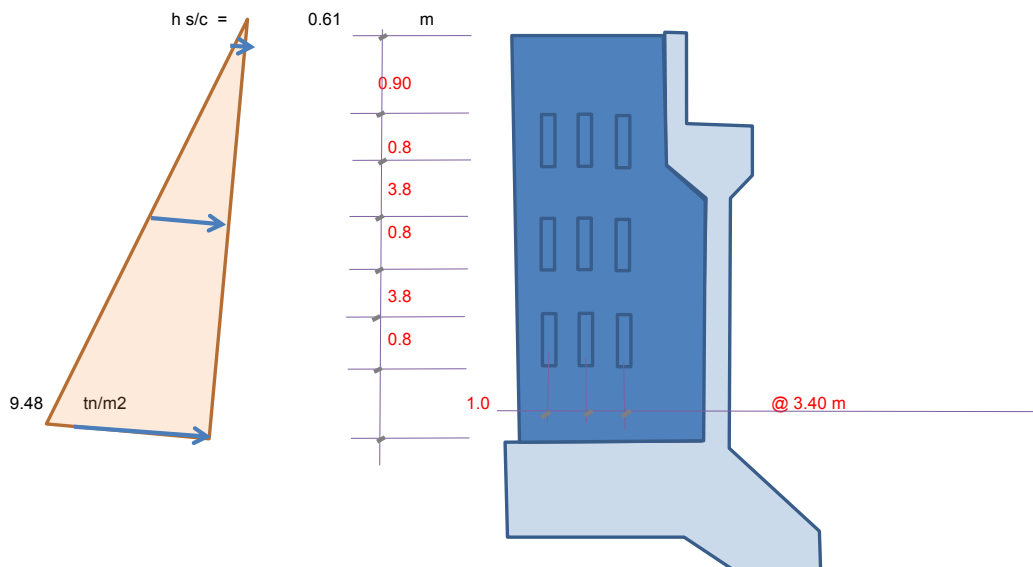
con dos barras (una a c/lado) As = 5.50 Se requiere fierro de 1/2" @ 23.10

Como por flexión no se requiere, se usará fierro de 1/2 @ 20

7.3 DISEÑO DE ALAS

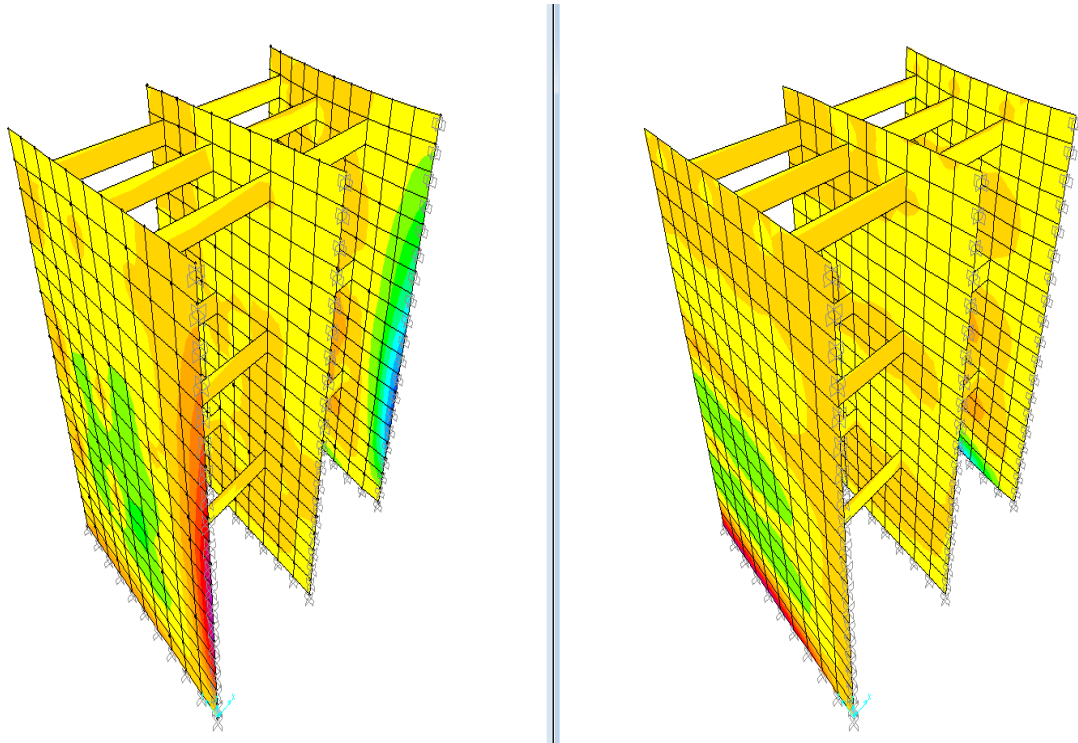
Para el modelo las alas se consideran unidas a la cimentación y a la pantalla frontal. La resistencia del ala está sustentada en vigas tirante, que siendo de sección rectangular permiten tomar las fuerzas horizontales que genera el empuje de tierras sobre estos elementos.

Las vigas tirante trabajan fundamentalmente a tracción, sin embargo durante el proceso constructivo en un momento soportan las cargas de peso propio, hasta que el relleno es colocado en esta zona. Por ello se calcula el refuerzo en flexión, bajo esta consideración. Este refuerzo se coloca en las zonas correspondientes, en forma adicional al refuerzo por tracción axial.



RESULTADOS

Momentos flectores M11 y M22



REFUERZO HORIZONTAL

b = 40.0 cm
d = 47.5 cm

f'c = 210 kg/cm²
fy = 4200 kg/cm²

En cara de pantalla

	M11 tn-m	Mu tn-m	As Cal (cm ²)	Colocado	
				cal / colocado	As (cm ²)
Superior	5.25	7.875	4.87	1/2 @26.1 1/2 @20.0	6.4
Intermedio	22.83	34.245	21.19	5/8 @9.4 5/8 @10.0	20.0
Inferior	10.64	15.96	9.88	5/8 @20.3 5/8 @20.0	10.0

REFUERZO VERTICAL

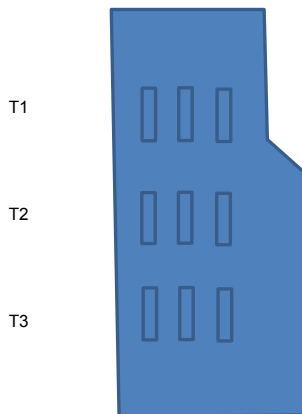
d = 47.5 cm

f'c = 210 kg/cm²
fy = 4200 kg/cm²

En cara de pantalla

	M22 tn-m	Mu tn-m	As Cal (cm ²)	Colocado	
				cal / colocado	As (cm ²)
Superior	4.75	7.125	4.41	5/8 @45.4 5/8 @22.5	8.9
Intermedio	9.12	13.68	8.47	5/8 @23.6 5/8 @15.0	13.3
Inferior	26.32	39.48	24.43	5/8 @8.2 5/8 @7.50	26.7

RESULTADOS EN TIRANTES



b = 40.0 cm
h = 80.0 cm
d = 71.0 cm

Solicitaciones actuantes

	N (tn)	M (tn-m)	
		M+	M-
T1	30.43	1.69	2.58
T2	50.56	1.69	2.58
T3	57.74	1.69	2.58

Solicitaciones ultimas

	Nu (tn)	Mu (tn-m)	
		M+	M-
T1	45.65	2.53	3.88
T2	75.84	2.53	3.88
T3	86.61	2.53	3.88

Solicitaciones ultimas

	As axial (cm2)	As flexión (cm2)		
			As +	As -
T1 Calculado Se usará	16.10 fierro 3/4 n =5.67 6.00	Calculado Minimo Se colocará	2.09 2.79 2 barras de 3/4 5.68	3.21 4.28 2 barras de 3/4 5.68
T2 Calculado Se usará	26.75 fierro 3/4 n =9.42 10.00		2.09	3.21
T3 Calculado Se usará	30.55 fierro 3/4 n =10.76 10.00		2.09	3.21