

EJERCICIO A RESOLVER EN CLASE

Se quiere construir un puente sobre el arroyo Pereira, ubicado a 3 km del centro poblado más próximo. Para ello se realizaron estudios previos de proyecto que arrojaron la siguiente información:

- Topográfico: En la zona del cauce, en los 40 m centrales del puente, se puede asumir un nivel de terreno natural aproximado de NTN = +16.25. Fuera del cauce, hacia los estribos, el nivel de terreno será NTN = +20.25.
- Hidráulico: Se requiere una longitud mínima del puente de 120 m de largo. La máxima creciente conocida MCC (100 años) = +25.30. La velocidad del cauce (100 años) será $v=3.0$ m/s. La separación mínima entre ejes de pilares será de 14.0 m y la socavación en cada pórtico intermedio se estimó en 2.0 m.
- Vial: Nivel de pavimento terminado en el eje de la ruta NPT = +27.34. La ruta no presenta peralte en este tramo. La carpeta de rodadura será de espesor constante.
- Geotécnico: El terreno competente se encuentra aproximadamente 9 m bajo el NTN en todos los sondeos. Se recomienda entonces realizar fundación indirecta, con las siguientes condiciones:
 - Estrato 1 (arena): Potencia=5 m, $\tau_1=2$ t/m²
 - Estrato 2 (limo arcilloso): Potencia=4 m, $\tau_2=3$ t/m²
 - Estrato 3 (roca muy meteorizada): $\tau_3=4$ t/m², $\sigma_{PUNTA}=200$ t/m²
 - Se debe entrar al menos 2ϕ dentro del estrato 3 para garantizar la tensión de punta.

El tablero será tipo bipoutre donde cada viga tiene un área de $A=0.44$ m², se encuentran separadas entre sí 6.00 m, descargan directamente sobre pilares circulares en los pórticos interiores. La losa superior es de espesor mínimo $e=0.20$ m y fondo horizontal. Se utilizará la máxima altura disponible para las vigas.

La cimentación se realizará con cabezales con dos pilotes.

Preguntas: Generalidades

1. Establecer la altura del paquete estructural disponible.
2. Indicar dónde colocar las juntas del puente. Evaluar diferentes disposiciones.

De ahora en más se trabajará con la opción que presenta mayor cantidad de juntas.

3. Establecer la opción de luces para el tablero. Indicar los esquemas estructurales.
4. Establecer la sección transversal del puente.

Preguntas: Acciones

5. Definir la suma de las cargas permanentes totales hacia la infraestructura del puente.
6. Para la opción de tablero continuo, establecer dónde colocaría la sobrecarga de uso para maximizar la reacción en los pilares de la segunda línea de apoyos.

7. Para la opción de tablero continuo, establecer dónde colocaría la sobrecarga de uso para maximizar el momento flector en las vigas de mayor luz.
8. Obtener el valor de viento cargado y descargado en el tablero que habría que considerar para el estudio de la infraestructura.
9. Establecer el planteo de cargas de frenado que hay que considerar para estudiar la infraestructura.
10. Establecer el planteo de cargas de presión de la corriente de agua para un pórtico intermedio.

En adelante se trabajará con la opción de tablero con losa de continuidad que tenga menor luz de cada vano.

11. ¿Cuál es el desplazamiento por reología y temperatura en los extremos de cada pilar?
 - a. Asumir en esta pregunta que todos los pilares presentan la misma rigidez.
 - b. Discutir cualitativamente cómo podrían variar los resultados con el esquema longitudinal del ejercicio. Verificar numéricamente realizando las hipótesis necesarias.

Preguntas: Infraestructura

En adelante se trabajará con el pórtico intermedio de mayor altura, a excepción del pórtico de junta.

12. Definir los esquemas estructurales en el sentido longitudinal y transversal del puente de la infraestructura.
13. Definir las acciones y sollicitaciones de los pilares por cada caso de carga, y en combinaciones de ELS y ELU.
14. Definir la geometría del pilar.
15. Definir la geometría del pilote, cabezal y riostra.

Pregunta 1:

MCC = +25.30. Considerando una franquía de 0.70 m, NFT = MCC + franquía = +26.00.

NPT (eje) = +27.34.

El espesor de la carpeta de rodadura es constante de 4 cm, por lo que la losa tendrá un espesor de 0.20 m en los extremos y aumentará hacia el eje longitudinal para generar la pendiente transversal, dado que es de fondo horizontal. Al ser un puente de longitud mayor a 35 m, se considera un puente largo y por lo tanto la distancia entre barreras New Jersey es de 9.20 m. Por lo tanto, considerando una pendiente transversal mínima de 1% y que la distancia del eje al borde del tablero es 5.00 m, se tiene un espesor de losa en el eje de 25 cm.

Por lo tanto, el nivel superior de tablero será:

- NST (eje) = NPT (eje) - e_{CARPETA} = +27.34 - 0.04 = +27.30.
- NST (eje viga) = NST (eje) - Pend * $d_{\text{VIGA-EJE}}$ = +27.30 - 1% * 3.00 = +27.27

Se calcula la altura del paquete estructural a eje de la viga más extrema:

$h_{\text{PAQ. ESTR}} = \text{NST (eje viga)} - \text{NFT} = +27.27 - 26.00 = 1.27 \text{ m.}$

Pregunta 2:

La distancia mínima entre juntas exigida por DNV es de 45 m. Por lo tanto las opciones son:

- OPCIÓN 1: J - ST 120 m - J
- OPCIÓN 2: J - ST 60 m - J - ST 60 m - J

Donde se indica como J: junta transversal y ST: supertramo.

Pregunta 3:

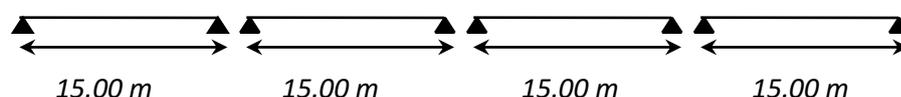
Se trabajará de ahora en más con la opción 2 manejada en la pregunta 1, es decir con 2 supertramos de 60 m.

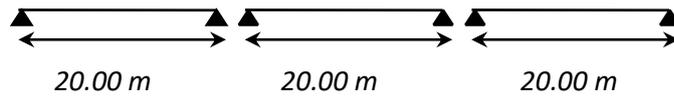
Opción con losa de continuidad

- Opción 4 vanos: $L = 60.00/4 = 15.00 \text{ m} \rightarrow h = L/16 = 15.00/16 = 0.94 \text{ m} < h_{\text{PAQ. ESTR}}$
- Opción 3 vanos: $L = 60.00/3 = 20.00 \text{ m} \rightarrow h = L/16 = 20.00/16 = 1.25 \text{ m} < h_{\text{PAQ. ESTR}}$

Son viables ambas opciones.

Los esquemas estructurales globales son:





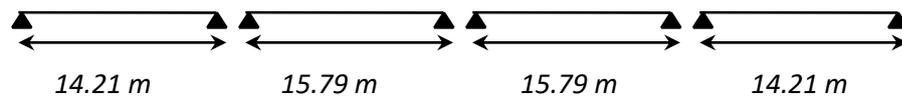
Opción continua con elementos prefabricados

- Opción 4 vanos: $0.9L + L + L + 0.9L = 60\text{ m} \rightarrow L = 15.79\text{ m} \rightarrow h = L/16 = 15.79/16 = 0.99\text{ m} < h_{\text{PAQ. ESTR}}$
- Opción 3 vanos: $0.9L + L + 0.9L = 60\text{ m} \rightarrow L = 21.43\text{ m} \rightarrow h = L/16 = 21.43/16 = 1.34\text{ m} > h_{\text{PAQ. ESTR}}$

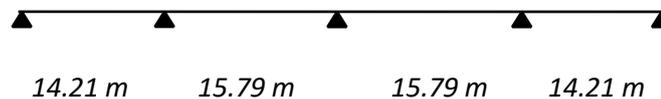
Es viable la opción de 4 tramos.

Observación: La opción de 3 tramos utilizando $h=1.30\text{ m}$ (máxima del paquete estructural) tendría una relación $h/L=1/16.4$, que se encuentra dentro del rango típico de utilización del puente viga. Además, el hecho de que la solución sea continua mejora el comportamiento estructural para momentos positivos, por lo que las relaciones para estas configuraciones estructurales podrían ser más ajustadas que para el caso con losa de continuidad. A efectos de este ejercicio, descartaremos dicha opción.

El esquema estructural para la etapa inicial (peso propio vigas y llenado en sitio) es:

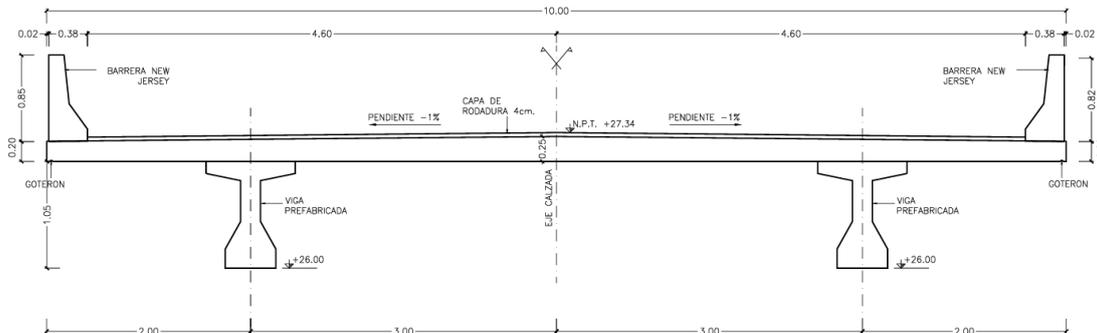


Para la etapa final (terminaciones y sobrecarga de uso) es:



Pregunta 4:

Dado que el puente se ubica a una distancia mayor a 500 m de un centro poblado, no se dispondrán aceras laterales y los peatones circularán ocasionalmente por las banquetas en caso de ser necesario.



Pregunta 5:

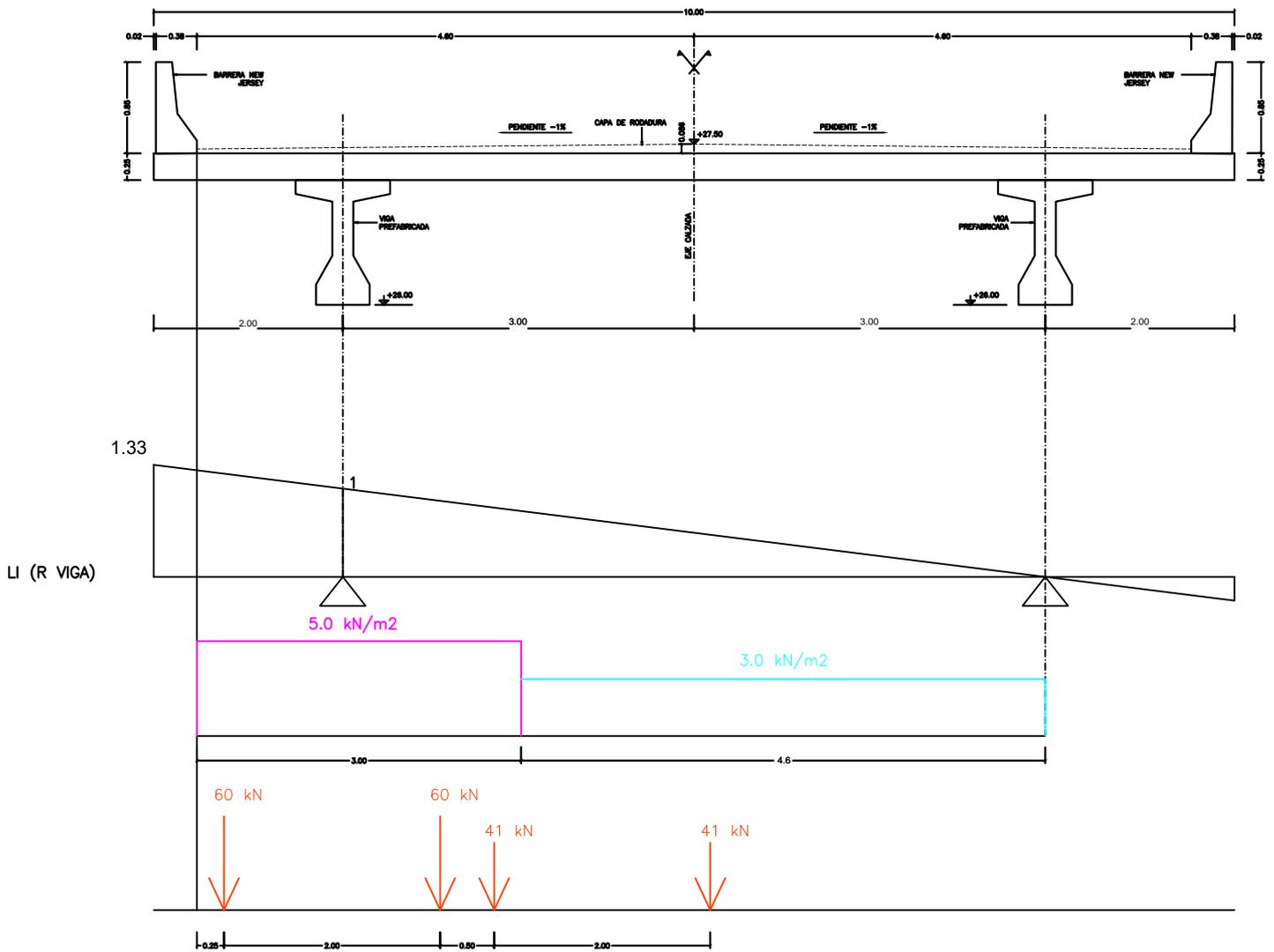
Cargas lineales por metro de viga longitudinal:

- $PP\ VL = 25\text{ kN/m}^3 * 0.44\text{ m}^2 = 11\text{ kN/m}$
- $PP\ Losa = 25\text{ kN/m}^3 * ((0.20 + 0.25)\text{ m})/2 * (10\text{ m} / 2) = 28.13\text{ kN/m}$
- $PP\ BNJ = 5\text{ kN/m}$
- $PP\ CR\ (asfáltica) = 23\text{ kN/m}^3 * 0.04 * 4.60\text{ m} = 4.23\text{ kN/m}$

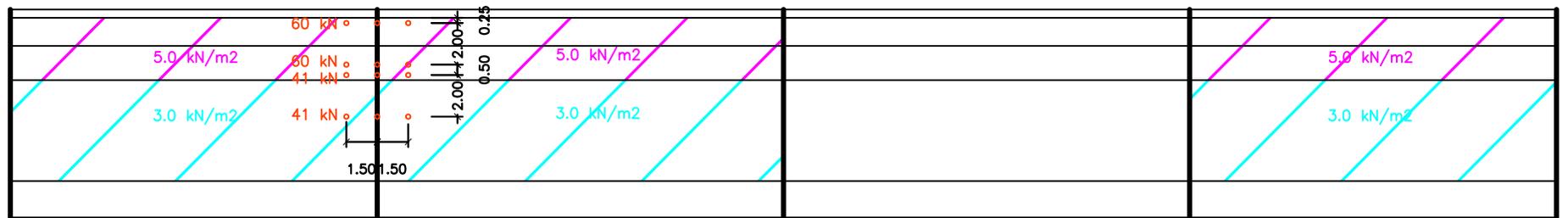
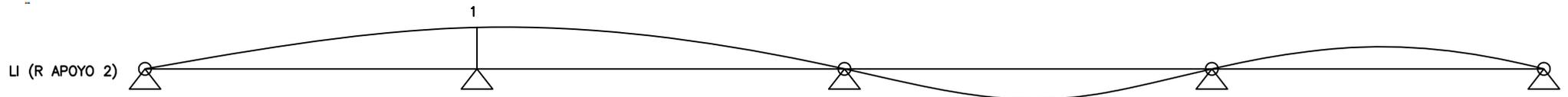
Total por viga longitudinal = 48.36 kN/m

En todo el largo del puente = $2 * 48.36\text{ kN/m} * 120\text{ m} = 11606\text{ kN}$

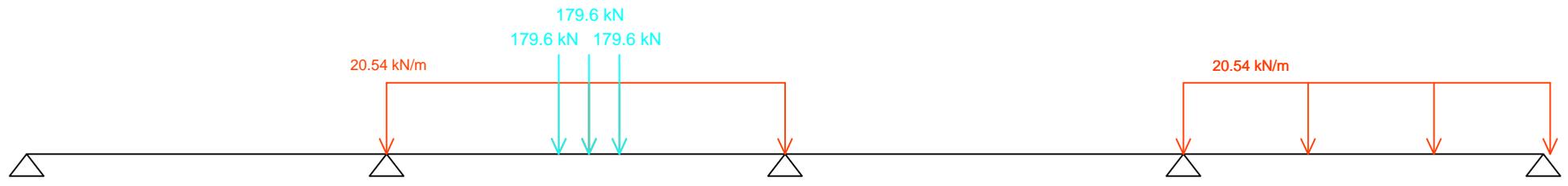
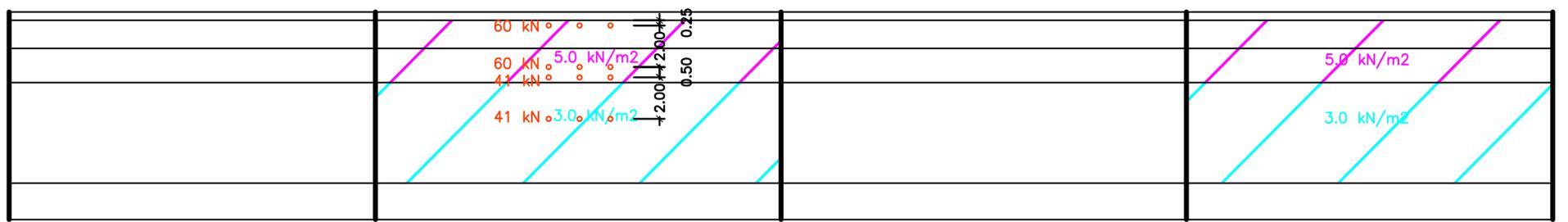
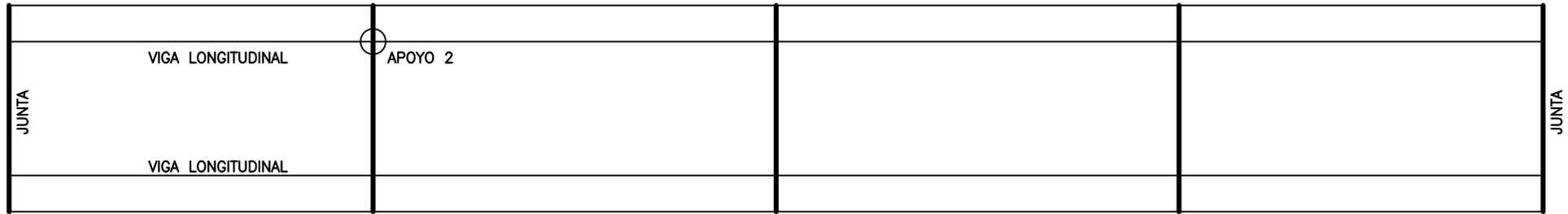
Pregunta 6



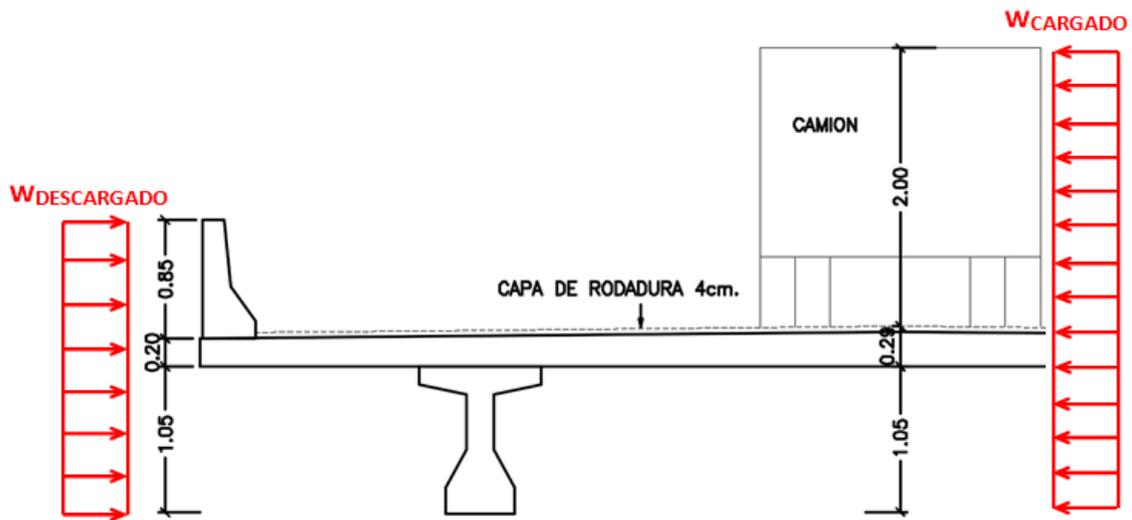
Pregunta 6



Pregunta 7



Pregunta 8:



Puente descargado: $q = 2.5 \text{ kN/m}^2 * (h_{\text{VIGA}} + h_{\text{LOSA}} + h_{\text{BARR. NJ}}) =$

$$= 2.5 \text{ kN/m}^2 * (1.05 \text{ m} + 0.20 \text{ m} + 0.85 \text{ m}) = 5.25 \text{ kN/m}$$

Puente cargado: $q = 1.5 \text{ kN/m}^2 * (\text{NPT} - \text{NFT} + 2.00 \text{ m}) =$

$$= 1.5 \text{ kN/m}^2 * (27.34 \text{ m} - 26.00 \text{ m} + 2.00 \text{ m}) = 5.01 \text{ kN/m}$$

Por lo tanto, la carga de acción del viento es de 5.25 kN/m.

Pregunta 9:

Las opciones posibles son un frenado de 260 kN o el 5% de la carga móvil.

5 % de la carga móvil

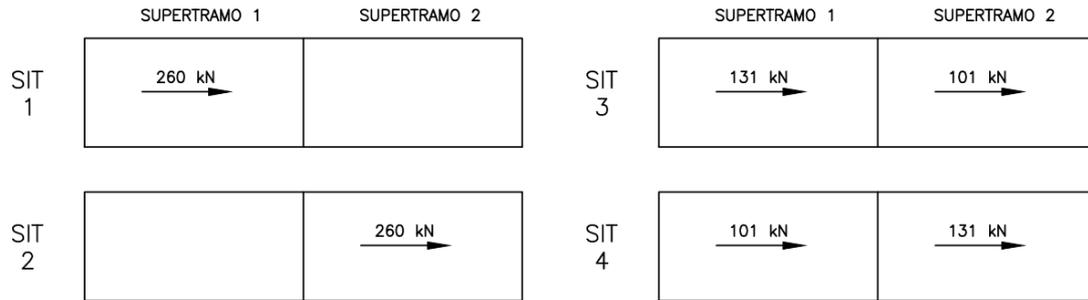
En el supertramo donde está el camión:

$$F = 0.05 * (450 \text{ kN} + 300 \text{ kN} + 5 \text{ kN/m}^2 * 3 \text{ m} * (60 \text{ m} - 6 \text{ m}) + 3 \text{ kN/m}^2 * 3 \text{ m} * (60 \text{ m} - 6 \text{ m}) + 3 \text{ kN/m}^2 * (9.2 \text{ m} - 6 \text{ m}) * 60 \text{ m}) = 0.05 * 2622 \text{ kN} = 131 \text{ kN}$$

Donde solo hay franja:

$$F = 0.05 * (5 \text{ kN/m}^2 * 3 \text{ m} * 60 \text{ m} + 3 \text{ kN/m}^2 * (9.2 \text{ m} - 3 \text{ m}) * 60 \text{ m}) = 0.05 * 2016 \text{ kN} = 101 \text{ kN}$$

Se tiene entonces las siguientes situaciones (y sus simétricas):



Pregunta 10:

Se asume un pilar circular ($k=35$):

$$p = k \cdot v^2 = 35 \cdot (3.0)^2 = 315 \text{ kg/m}^2 = 3.15 \text{ kN/m}^2 > 2.50 \text{ kN/m}^2$$

Recordando, que como mínimo se deberá analizar en el pilar la situación de viento descargado con una $p=2.50 \text{ kN/m}^2$, se toma $p= 3.15 \text{ kN/m}^2$ dado que es mayor al valor mínimo.

Pregunta 11:

Parte a:

Asumiendo que todos los pórticos presentan la misma rigidez, el centro de contracción del tablero estará en el centro del supertramo.

El desplazamiento se determina como:

- Reología: $\delta = \epsilon_{RET} \cdot d_{CENTRO \text{ CONTRACCIÓN}} = 250 \mu d \cdot d_{CENTRO \text{ CONTRACCIÓN}} = 250 \times 10^{-6} \cdot d_{CEN. \text{ CONT.}}$
- Temperatura: $\delta = \Delta T \cdot \alpha \cdot d_{CENTRO \text{ CONTRACCIÓN}} = 20^\circ \cdot 1 \times 10^{-5} \cdot d_{CENTRO \text{ CONTRACCIÓN}}$

Se tiene entonces:

	Distancia al centro de contracción (m)	Reología (mm)	Temperatura (mm)
E1 y P5	30.0	- 7.5	± 6.0
P2 y P4	15.0	-3.75	± 3.0
P3	0	0	0

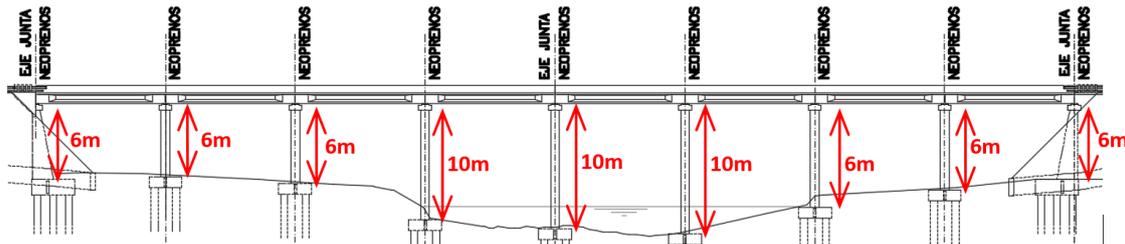
Parte b:

Cuando no puede asumirse esto, deben considerarse las rigideces de los pórticos y, si los hay, de los aparatos de apoyo. La rigidez de un pórtico con un esquema estructural de ménsula con una carga puntual en el extremo será $k=3EI/L^3$. Para los estribos y pórticos intermedios de junta se considerará que el pórtico es un apoyo fijo.

La rigidez de un neopreno se calcula como $k=GA/T$, por lo que para un apoyo de 250x400x65(50) y $G=1.0$ MPa (acciones lentas), se tiene $k=1.0*250*400/50=2000$ kN/m.

Para el cálculo de las rigideces de cada pórtico se debe de considerar la rigidez de las pilas y de los aparatos de apoyo. Elementos “en paralelo”, como ser los neoprenos entre sí o las pilas entre sí, suman sus rigideces para el conjunto ($k_{neoprenos}=\sum k_{neo,i}$; $k_{pilas}=\sum k_{pilar,i}$). Elementos “en serie”, como son los neoprenos respecto de las pilas, se combinan a partir de la suma de los inversos ($1/k_{tot}=(1/k_{neoprenos})+(1/k_{pilas})$).

A continuación, se presentan los cálculos de rigideces para el primer supertramo. Se considera que el pilar se empotra en el NCS del cabezal, y que este se ubica enterrado 0.25 m.



	m	MPa	m ⁴	m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	
	Sección	E (*)	I	L	k _{PILA}	n _{PILAS}	k _{PORTICO}	k _{1NEO}	n _{NEOS}	k _{NEOS}	k _{TOTAL}
E1	Apoyo fijo							2000	2	4000	4000
P2	Ø=0.90	33000	0.032	6	14761	2	29522	2000	4	8000	6294
P3	Ø=0.90	33000	0.032	6	14761	2	29522	2000	4	8000	6294
P4	Ø=0.90	33000	0.032	10	3188	2	6377	2000	4	8000	3548
P5	Apoyo fijo							2000	2	4000	4000

(*) C30/37, UNE-EN

Con estas consideraciones, se puede calcular el centro de contracción como el baricentro de las rigideces.

m	kN/m	kN	m	mm	mm
x	k	k*x	d _{CENRTO CONT}	Reología	Temperatura
0	4000	0	28.3	-7.1	±5.7
15	6294	94415	13.3	-3.3	±2.7
30	6294	188831	1.7	-0.4	±0.3
45	3548	159678	16.7	-4.2	±3.3
60	4000	240000	31.7	-7.9	±6.3
	24137	682924			

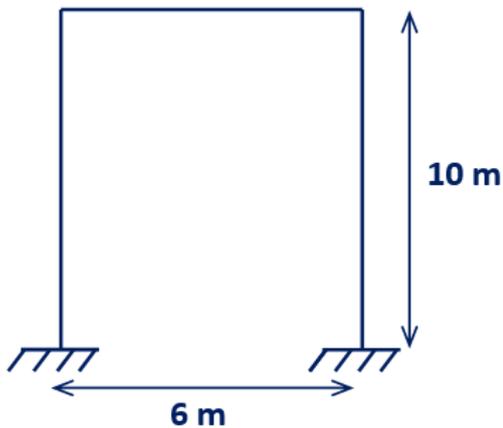
C.Rig. 28.3

Pregunta 12:

Sentido longitudinal:



Sentido transversal: se considera una separación de 6 m entre pilares



Pregunta 13:

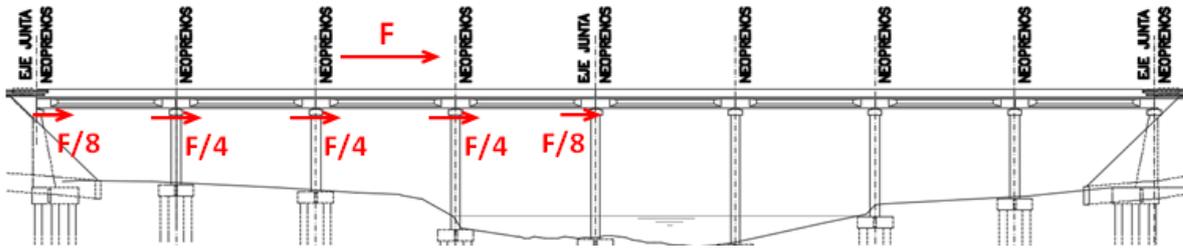
Reparto de cargas horizontales longitudinales de la superestructura a la infraestructura

Como hipótesis general, se asumirá que la superestructura es infinitamente rígida frente a los esfuerzos horizontales, por lo que la ubicación de la fuerza horizontal en distintos puntos del supertramo en análisis no afecta prácticamente el resultado.

- Apoyos del tablero conformados únicamente por neoprenos: Cada neopreno entre juntas de un supertramo lleva aproximadamente el mismo esfuerzo horizontal. En cada pórtico entre juntas hay el doble de neoprenos colaborativos que en los pórticos de junta, por lo que la fuerza que llevan los pórticos entre juntas es el doble.

Esta hipótesis asume que la rigidez de cada pilar en el sentido longitudinal del puente es semejante entre los distintos pórticos, aspecto que no siempre se cumple, por lo que

en esos casos se debe recurrir a un modelado de la infraestructura que permita el reparto del esfuerzo longitudinal adecuadamente.

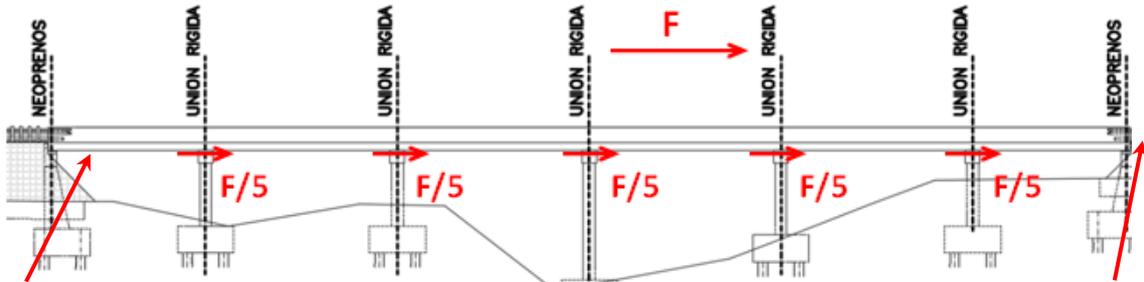


SUPERTRAMO EN ANÁLISIS

EL OTRO SUPERTRAMO

NO SE VE AFECTADO

- Unión rígida para los esfuerzos horizontales del tablero con la infraestructura en algunos puntos y apoyos con neoprenos en otros: Los neoprenos son menos rígidos que los pórticos intermedios, por lo que se asume que no reciben descarga del tablero. La carga se reparte en partes iguales en los otros apoyos, siempre y cuando la rigidez sea semejante en los distintos pórticos.



SE ASUME QUE LOS NEOPRENOS NO RECIBEN DESCARGA

PÓRTICOS QUE RECIBEN LA DESCARGA

SE ASUME QUE LOS NEOPRENOS NO RECIBEN DESCARGA

COMENTARIO GENERAL: Estas consideraciones del reparto de cargas horizontales son idealizadas. Los valores de descarga correctos se deberían obtener de un modelo donde se contemplen los pilares con sus distintas alturas y los neoprenos teniendo deformaciones por corte. De ese modelo se deduce que los neoprenos y los pilares reciben diferentes descargas en función de las rigideces relativas de los distintos elementos. El análisis para el esfuerzo de viento transversal es análogo.

Cargas permanentes:

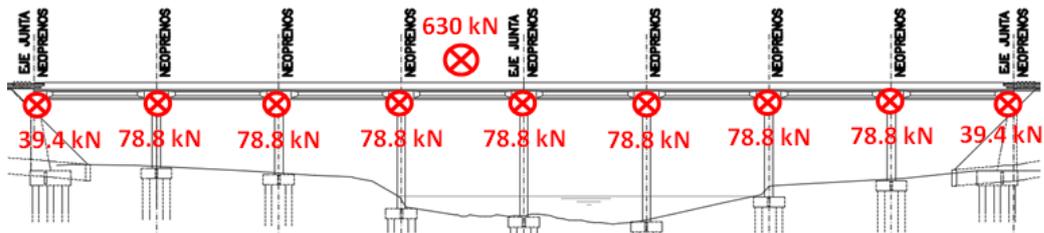
Carga distribuida por viga: $q=48 \text{ kN/m}$

Directa por pilar: $N = q * 15\text{m} = 720 \text{ kN}$

Viento en el tablero:

Carga distribuida: $q = 5.25 \text{ kN/m}$

Carga por pórtico intermedio: $P = q * 15\text{m} = 78.75 \text{ kN}$

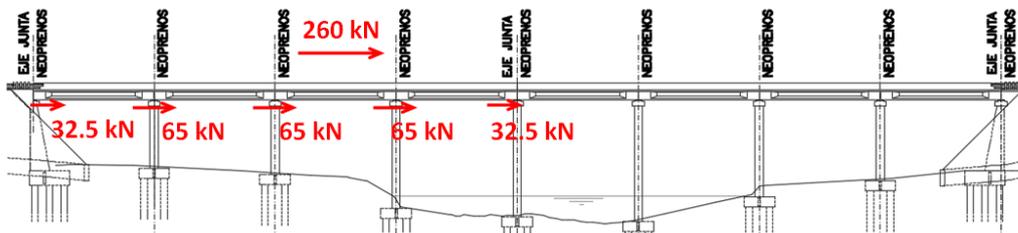


Corriente de agua:

Se considera un pilar de diámetro $\varnothing=0.90$ m, el cual se verificará luego. Entonces: $q = 3.15 \text{ kN/m}^2 * 0.90 \text{ m} = 2.84 \text{ kN/m}$.

Frenado:

La mayor de las cargas en un supertramo es de 260 kN, entonces la carga hacia cada pórtico será $P = 260 \text{ kN} / 4 = 65 \text{ kN}$. En cada pilar la carga será de 32.5 kN.



Reología y temperatura:

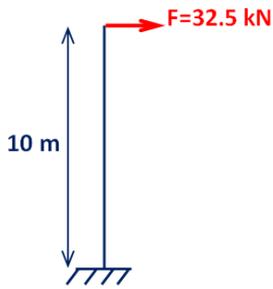
Los neoprenos serán los encargados de absorber las deformaciones impuestas de reología y temperatura del tablero sin desarrollar prácticamente esfuerzos en la infraestructura.

En caso de tener una estructura monolítica entre tablero e infraestructura, esto no se cumple. En estos casos se tienen los máximos esfuerzos en los extremos de los supertramos (lejos del centro de contracción, donde son mayores las deformaciones impuestas). Además, las solicitaciones en los pilares y cimentaciones son muy sensibles a la rigidez longitudinal de los pórticos, por lo que el diseño de estos elementos debe de combinar una rigidez y resistencia tal que soporte todos los esfuerzos y una flexibilidad que genere cargas controladas para estos casos.

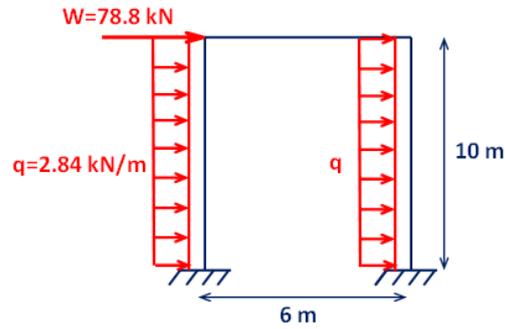
Solicitaciones por cargas horizontales:

Asumiremos los pilares con $\varphi=0.90$ m, los cuales serán verificados posteriormente, debajo de cada una de las vigas longitudinales y agregaremos una viga transversal de 0.30×1.00 que vincule ambos pilares superiormente, debajo de los neoprenos:

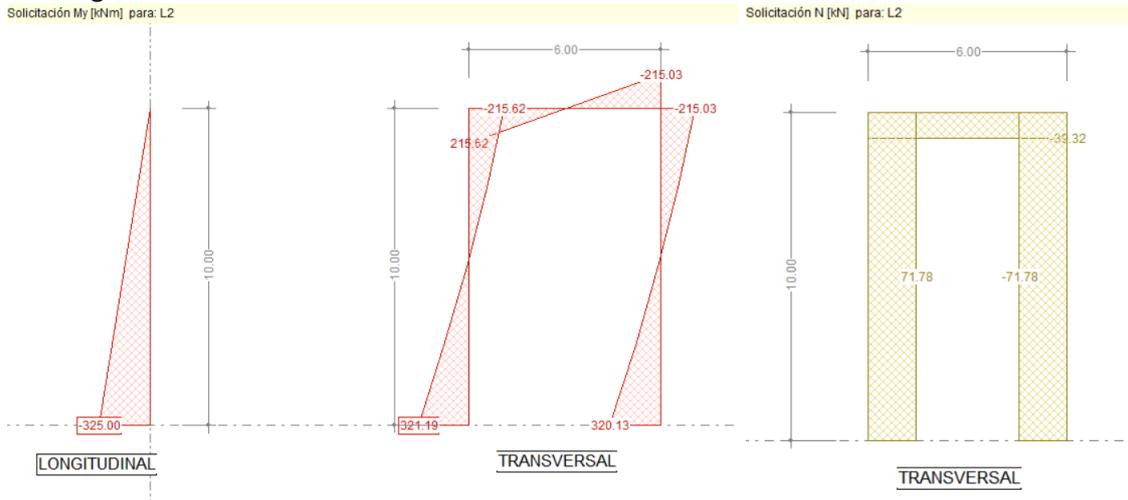
SENTIDO LONGITUDINAL:



SENTIDO TRANSVERSAL:



Los diagramas de solicitaciones debido a esfuerzos horizontales son:



Directa en pilares:

Descargas verticales de la superestructura:

- Cargas Permanentes: $R_{CP,SUP} = 720 \text{ kN}$
- Sobrecarga de Uso (obtenida de un modelo del tablero):
 - $R_{SCU_SI\ MAX,SUP} = 812 \text{ kN}$; $R_{SCU_SI\ MIN,SUP} = -54 \text{ kN}$

PP pilar y viga transversal superior:

- $PP_{PILAR,SECO} = 25 \text{ kN/m}^3 * (\pi * (0.90 \text{ m})^2 / 4) * 10 \text{ m} = 159 \text{ kN}$
- $PP_{PILAR,HUMEDO} = 15 \text{ kN/m}^3 * (\pi * (0.90 \text{ m})^2 / 4) * 10 \text{ m} = 95 \text{ kN}$
- $PP_{VTR\ SUP} = 25 \text{ kN/m}^3 * (0.30 \text{ m} * 1.00 \text{ m}) * 6 \text{ m} = 45 \text{ kN}$

Directas por esfuerzos horizontales: $N_{HOR} = \pm 72 \text{ kN}$

ELS PILAR

- $N_{MAX,K\ PILAR} = R_{CP,SUP} + R_{SCU_SI\ MAX,SUP} + PP_{PILAR,SECO} + 0.5 * PP_{VIGA\ TR} + N_{HOR} = 720 \text{ kN} + 812 \text{ kN} + 159 \text{ kN} + 0.5 * 45 \text{ kN} + 72 \text{ kN} = 1786 \text{ kN}$

- $N_{MIN,K\ PILAR} = R_{CP,SUP} + R_{SCU_SI\ MIN,SUP} + PP_{PILAR,HUMEDO} + 0.5*PP_{VIGA\ TR} - N_{HOR} = 720\ kN - 54\ kN + 95\ kN + 0.5*45\ kN - 72\ kN = 711\ kN$

NOTA IMPORTANTE: En el caso de que la superestructura sea monolítica con los pilares, se debe considerar el CI en la sobrecarga de uso vertical del tablero para el cálculo de los pilares, pero no en la cimentación. Cuando hay neopreno, se abandona el uso del CI en el neopreno y ni los pilares ni la cimentación se calculan con CI.

ELU PILAR

- $N_{MAX,d\ PILAR} = 1.35*(R_{CP,SUP} + PP_{PILAR,SECO} + 0.5*PP_{VIGA\ TR}) + 1.5*(R_{SCU_SI\ MAX,SUP} + N_{HOR}) = 1.35*(720\ kN + 159\ kN + 0.5*45\ kN) + 1.5*(812\ kN + 72\ kN) = 2543\ kN$
- $N_{MIN,d\ PILAR} = 1*(R_{CP,SUP} + PP_{PILAR,HUMEDO} + 0.5*PP_{VIGA\ TR}) + 1.5*(R_{SCU_SI\ MIN,SUP} - N_{HOR}) = 1*(720\ kN + 95\ kN + 0.5*45\ kN) + 1.5*(-54\ kN - 72\ kN) = 648\ kN$

Momentos flectores en pilares:

ELS PILAR

Los momentos flectores máximos para el análisis son en el sentido longitudinal 325 kNm y en el sentido transversal 321 kNm.

ELU PILAR

Los momentos flectores anteriores deberán ser mayorados por 1.5, lo cual implicará en el sentido longitudinal 488 kNm y en el sentido transversal 482 kNm.

Pregunta 14:

Debido a la existencia de una carga vertical de compresión, es posible la existencia del fenómeno de pandeo. Eso implicará un aumento en los momentos flectores de diseño. Se trabajará en la sección inferior del pilar, dado que es la sección más solicitada en ambos planos y donde se encuentra el tercio central de inestabilidad. Se realizará el cálculo según la EHE-08.

Análisis longitudinal

El pilar trabaja como una ménsula ($\beta=2$) $\rightarrow L_p = 2*10\ m = 20\ m$.

La esbeltez es $\lambda = L_p / (i = \phi/4) = 20\ m / (0.90\ m/4) = 89$. Como $\lambda=89 > 35$, hay que considerar segundo orden. En caso de que la esbeltez fuera menor a 35 no se considera este efecto. Se debe evitar trabajar en lo posible con pilares con esbelteces mayores a 100.

La excentricidad de primer orden es: $e_e = \max(2\ cm; \phi/20=0.045\ m; M/N)$.

La excentricidad de segundo orden es:

$$e_a = (1 + 0,12\beta)(\epsilon_y + 0,0035) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50i_c^2}$$

Donde para secciones circulares: $\beta_{arm}=2$, $h=\phi=0.90\ m$, $l_0=L_p=20\ m$, $i_c=\phi/4=0.225\ m$. Trabajaremos con acero A500 y hormigón C30. Luego $\epsilon_y = f_{yd}/E_s = 0.00217$.

Quedando:

$$e_a = 1.24 \cdot 0.00567 \cdot \frac{0.90 + 20e_e}{0.90 + 10e_e} \frac{20^2}{50 \cdot 0.225} = 0.25 \frac{0.90 + 20e_e}{0.90 + 10e_e}$$

La excentricidad total será $e_{TOT}=e_e+e_a$.

	Nd (kN)	Md_{LONG} (kNm)	Md_{LONG}/Nd (m)	e_e LONG (m)	e_a LONG (m)	e_{TOT} LONG (m)	Md_{TOT} LONG (kNm)
1	2543	488	0.192	0.192	0.420	0.612	1556
2	648	488	0.752	0.752	0.473	1.225	794

Análisis transversal

El pilar trabaja como empotrado - empotrado deslizante ($\beta=1$) $\rightarrow L_p = 1 \cdot 10 \text{ m} = 10 \text{ m}$.

La esbeltez es $\lambda=L_p/(i=\phi/4) = 10 \text{ m}/(0.90 \text{ m}/4) = 45$. Como $\lambda=45>35$, hay que considerar segundo orden.

La excentricidad de primer orden es: $e_e = \text{máx} (2 \text{ cm}; \phi/20=0.045 \text{ m}; M/N)$.

La excentricidad de segundo orden es:

$$e_a = (1 + 0,12\beta)(\epsilon_y + 0,0035) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50i_c}$$

Donde para secciones circulares: $\beta_{arm}=2$, $h=\phi=0.90 \text{ m}$, $l_0=L_p=10 \text{ m}$, $i_c=\phi/4=0.225 \text{ m}$. Trabajaremos con acero A500 y hormigón C30. Luego $\epsilon_y = f_{yd}/E_s = 0.00217$.

Quedando:

$$e_a = 1.24 \cdot 0.00567 \cdot \frac{0.90 + 20e_e}{0.90 + 10e_e} \frac{10^2}{50 \cdot 0.225} = 0.0626 \frac{0.90 + 20e_e}{0.90 + 10e_e}$$

La excentricidad total será $e_{TOT}=e_e+e_a$.

	Nd (kN)	Md_{TRANS} (kNm)	Md_{TRANS}/Nd (m)	e_e TRANS (m)	e_a TRANS (m)	e_{TOT} TRANS (m)	Md_{TOT} TRANS (kNm)
1	2543	482	0.190	0.190	0.105	0.295	750
2	648	482	0.743	0.743	0.118	0.861	558

Análisis compuesto

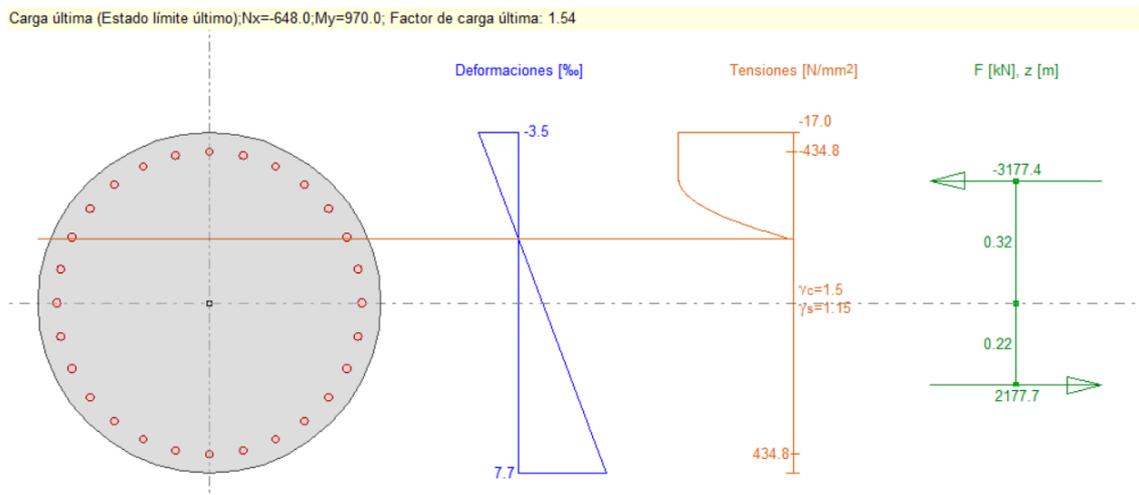
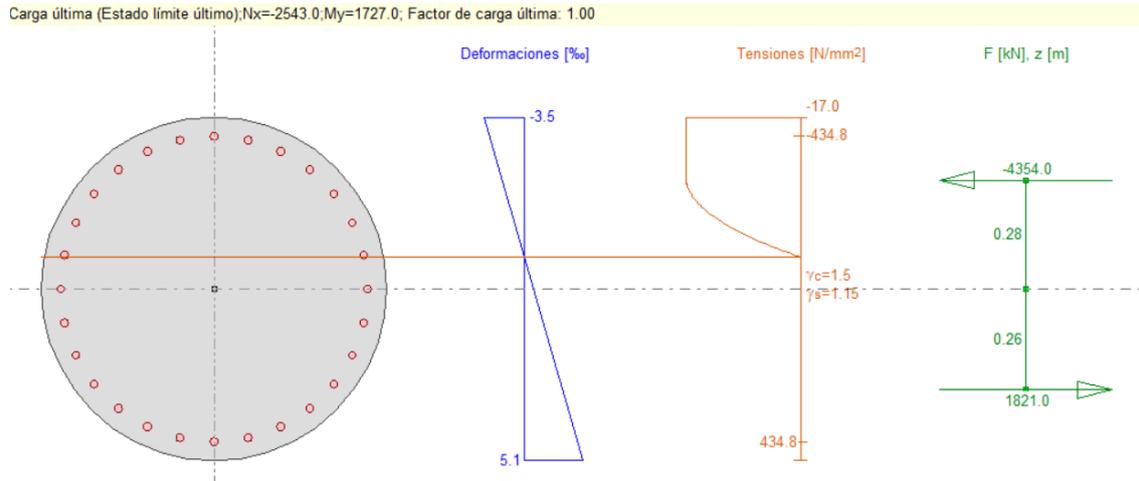
Se considerará la composición vectorial de los momentos en las dos direcciones, al ser una sección circular:

$$M_{TOT} = \sqrt{M_{TOT, LONG}^2 + M_{TOT, TRANSV}^2}$$

Luego:

	Nd (kN)	Md_{TOT} LONG (kNm)	Md_{TOT} TRANS (kNm)	Md_{TOT} (kNm)
1	2543	1556	750	1727
2	648	794	558	970

Ingresando esta información en un programa de análisis seccional, y planteando una armadura, se tiene:



Como el coeficiente de seguridad es 1.00, la sección verifica con una cuantía de 1.4% (28Ø20).

NOTA: La cuantía de armadura mínima que se debe disponer en un pilar es 0.4 % del área de la sección. Se recomienda no bajar de 0.8%, ni superar el 2.5%.

Pregunta 15:

Los datos del informe geotécnico para este puente indican que la cimentación debe ser indirecta. Debido a que las luces de los tramos no son demasiado importantes, se trabajará con un cabezal con dos pilotes. Iniciaremos con dos pilotes de $\phi = 0.60$ y 0.70 m.

Recordando que el ancho del cabezal A será $0.25 \text{ m} + 2.5\phi + \phi + 0.25 \text{ m}$ en el sentido longitudinal, el ancho B en el sentido transversal será $0.15 \text{ m} + \phi + 0.15 \text{ m}$, y que la altura H se recomienda mayor que ϕ , se puede plantear el siguiente cabezal:

ϕ (m)	A (m)	B (m)	H (m)	PESO SECO (kN) $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$	PESO HUMEDO (kN) $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
0.60	2.60	0.90	0.80	47	28
0.70	3.00	1.00	0.90	68	41

El cabezal logrará transferir el momento flector M_{LONG} como un par de fuerzas a los pilotes, pero se deberá agregar una riostra en el sentido transversal capaz de llevar el momento M_{TRANSV} . Dicha riostra normalmente tendrá una altura 10 cm menor que la altura del cabezal y se elige un ancho de 0.40 m.

Verificación de la riostra (0.40x0.70)

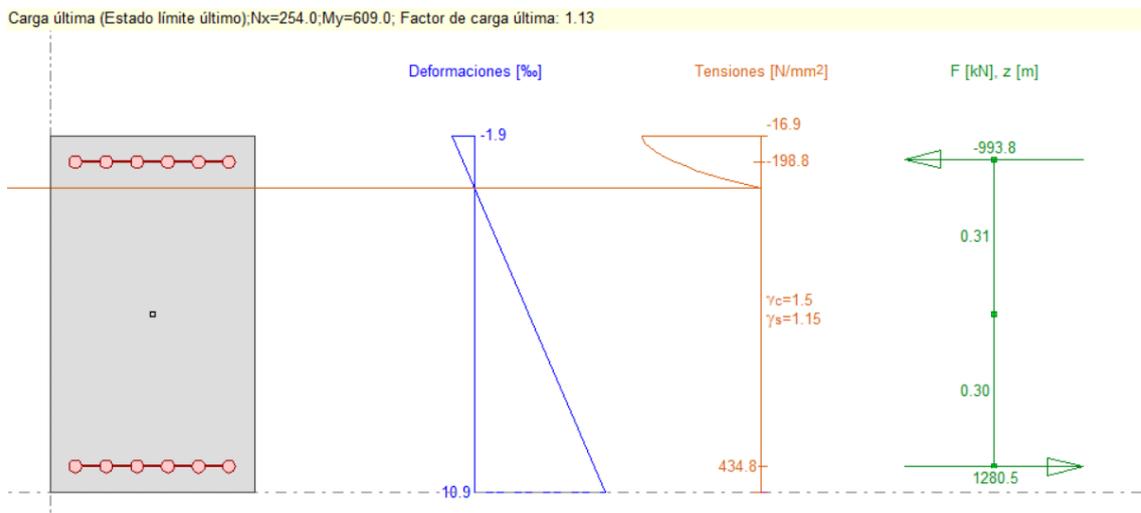
Asumiendo una excentricidad en los pilotes de 5 cm:

$$M_{d \text{ RIOSTRA}} = 1.5 * M_{TRANSV, k \text{ PILAR}} + N_{MAX, d \text{ PILAR}} * 0.05 \text{ m} = 1.5 * 321.2 \text{ kNm} + 2543 \text{ kN} * 0.05 \text{ m} = 609 \text{ kNm}$$

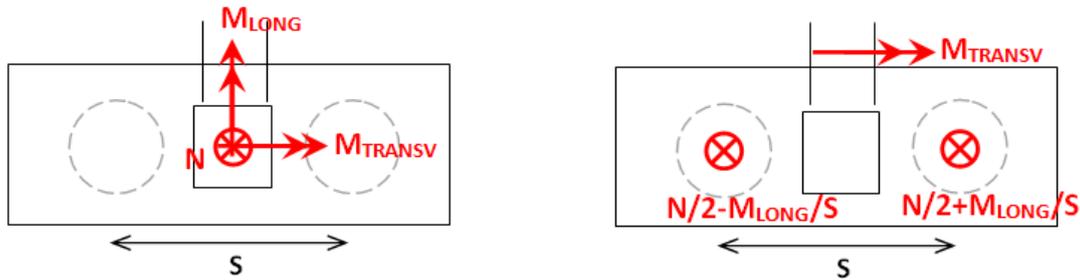
Adicionalmente, se considerará una directa de tracción causada por posibles inclinaciones en los pilotes, del 10% de la directa del pilar en ELU:

$$N_{d \text{ RIOSTRA}} = 0.10 * N_{max, ELU} = 0.10 * 2543 \text{ kN} = 254 \text{ kN}$$

Disponiendo 6 ϕ 25 superiores y 6 ϕ 25 inferiores se verifica el armado de la riostra.



Determinación de esfuerzos superiores en cada pilote en servicio



MÁXIMO: $N_{MAX,K \text{ PILOTE SUP}} = 0.5 * (N_{MAX,K \text{ PILAR}} + PP_{SECO \text{ CABEZAL}} + 0.5 * PP_{SECO \text{ RIOSTRA}}) + M_{LONG} / (S = 2.5\phi)$

MÍNIMO: $N_{MIN,K \text{ PILOTE SUP}} = 0.5 * (N_{MIN,K \text{ PILAR}} + PP_{HUMEDO \text{ CABEZAL}} + 0.5 * PP_{HUMEDO \text{ RIOSTRA}}) - M_{LONG} / (S = 2.5\phi)$

ϕ (m)	SIT	N_{PILAR} (kN)	PP CABEZAL (kN)	PP RIOSTRA (kN)	S (m)	$\pm M_{LONG} / S$ (kN)	$N_{MAX,K \text{ SUP,PILOTE}}$ (kN)
0.60	MAX	1786	47	42	1.50	+214	1141
	MIN	711	28	25	1.50	-214	162 > 0 S/T
0.70	MAX	1786	68	48	1.80	+178	1117
	MIN	711	41	29	1.80	-178	205 > 0 S/T

El pilote va a ser afectado por los esfuerzos horizontales que recibe, pero normalmente el factor que dimensiona los mismos son las características geotécnicas.

Los parámetros geotécnicos son:

- Estrato 1: 5.00 m por debajo del nivel del terreno. $\tau_1 = 2 \text{ t/m}^2$.
- Estrato 2: 4.00 m por debajo del Estrato 1. $\tau_2 = 3 \text{ t/m}^2$.
- Estrato 3 (Firme): Debe entrar como mínimo 2ϕ para garantizar $\sigma_{PUNTA} = 200 \text{ t/m}^2$ y $\tau_3 = 4 \text{ t/m}^2$.

Si asumimos una socavación de 2.0 m por debajo del terreno natural, dado que la cara superior del cabezal se asume que está 0.25 m por debajo del nivel del terreno y $H_{CABEZAL}$ máximo es 0.90 m, la socavación llegará por debajo del cabezal y afectará también al pilote. En ese sentido, la colaboración del pilote en el estrato 1 será:

$$L_1 = 5.00 \text{ m} - 2.00 \text{ m} = 3.00 \text{ m}.$$

Se debe de confirmar que el pilote tenga al menos 8 m de longitud en terreno no socavable.

Luego, evaluaremos si con entrar el mínimo necesario de 2ϕ en el firme basta para transmitir el esfuerzo al terreno, o se requiere un pilote más largo.

$$R_{TERRENO} = \tau_1 * \pi * \phi * L_1 + \tau_2 * \pi * \phi * L_2 + \tau_3 * \pi * \phi * 2\phi + \sigma_{PUNTA} * \pi * \phi^2 / 4 =$$

$$= 2 \text{ t/m}^2 * \pi * \phi * 3.00 \text{ m} + 3 \text{ t/m}^2 * \pi * \phi * 4.00 \text{ m} + 4 \text{ t/m}^2 * \pi * \phi * 2\phi + 200 \text{ t/m}^2 * \pi * \phi^2 / 4$$

ϕ (m)	L_{No-Soc} (m)	$R_{TERRENO 1}$ (t)	$R_{TERRENO 2}$ (t)	$R_{TERRENO 3}$ (t)	R_{TOTAL} (t)
0.6	8.2	11.3	22.6	65.6	99.5
0.7	8.4	13.2	26.4	89.3	128.9

Como se puede ver el pilote de $\phi=0.70$ m puede transmitir hasta 128.9 t = 1289 kN. Considerando que su peso propio es de 89 kN (dado que su largo es $L=(5.00 - 0.25 - H_{cab}) + 4.00 + 2*0.70 = (5.00 - 0.25 - 0.90) + 4.00 + 2*0.70 = 9.25$ m), entonces:

$$N_{MAX,K PILOTE INF} = 1117 \text{ kN} + 89 \text{ kN} = 1206 \text{ kN} < 1289 \text{ kN} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

El pilote de $\phi=0.60$ m puede transmitir hasta 99.5 t = 995 kN en esa longitud, por lo que no puede resistir ni siquiera $N_{MAX,K PILOTE SUP}$. Se debe optar por hacerlo más profundo. Iterando, se llega a que con que entre 4.50 m en el firme, se garantiza una resistencia de:

$$R_{TERRENO} = 2 \text{ t/m}^2 * \pi * 0.60 \text{ m} * 3.00 \text{ m} + 3 \text{ t/m}^2 * \pi * 0.60 \text{ m} * 4.00 \text{ m} + 4 \text{ t/m}^2 * \pi * 0.60 \text{ m} * 4.50 \text{ m} + 200 \text{ t/m}^2 * \pi * (0.60 \text{ m})^2 / 4 = 124.4 \text{ t}$$

Considerando que su peso propio es de 88 kN (dado que su largo es $L=(5.00 - 0.25 - H_{cab}) + 4.00 + 4.50 = (5.00 - 0.25 - 0.80) + 4.00 + 4.50 = 12.45$ m), entonces:

$$N_{MAX,K PILOTE INF} = 1141 \text{ kN} + 88 \text{ kN} = 1229 \text{ kN} < 1244 \text{ kN} \rightarrow \text{VERIFICA}$$