

INFORME TECNICO DE LOS PUENTES SOBRE EL
ARROYO SARANDÍ

COMITENTE: Unidad Coordinadora General del
Proyecto Sustentable de la Cuenca Matanza – Riachuelo

Ago-21

Contenido

GENERALIDADES.....	3
CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS PUENTES.....	3
<i>Puente N1 - Sur</i>	3
<i>Puente N2 - Norte</i>	4
<i>Fundaciones de Puentes</i>	5
NORMATIVAS PARA PUENTES	7
MATERIALES.....	7
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA PUENTES.....	8
<i>Generalidades</i>	8
<i>Defensa de hormigón armado de perfil inclinado para puentes</i>	8
<i>Juntas transversales de dilatación</i>	8
<i>Traslado y montaje de vigas pretensadas</i>	10
<i>Apoyos de neopreno, colocados</i>	11
<i>Uso de prelosas para losa de calzada</i>	11
<i>Losas de aproximación</i>	12
<i>Pilotes-Columnas excavados Hormigonados “in situ”</i>	12
<i>Estabilidad de excavaciones de Pilotes</i>	13
<i>Celdas de Precarga</i>	13
<i>Investigación de pilotes por métodos no destructivos (sónico y/o Cross-hole)</i>	15
<i>Aceros especiales en barra colocados para hormigón armado</i>	16
<i>Prueba de recepción de puentes</i>	16
<i>Equipos mínimos para la obra de puentes</i>	17
ANEXO 1 – PREDIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS	18

Generalidades

Este anteproyecto consiste en la construcción de dos puentes que crucen el arroyo Sarandí dando vinculación mediante rotondas distribuidoras entre las calles Nicaragua y las calles Sarandí (Puente Sur) y la Calle Sgto. Ponce (Puente Norte). El proyecto se completa con la adecuación de las situadas calles Sarandí, Ponce y Nicaragua y la extensión de la colectora de acceso sudeste hasta la calle Solís.

Ubicación de los puentes.



Características generales de los puentes

Puente N1 - Sur

Se trata de un puente de tres luces parciales de 15.00m con dos carriles, uno para cada sentido de circulación, con una vereda peatonal. La longitud total del puente es de 45.00m. El tablero ha sido proyectado para alojar dos carriles de 3,65 m y sobreeanchos externos de 0,55m, lo que implica un ancho total de calzada de 8,40 m. El ancho total del tablero alcanza los 10,80 m considerando defensas rígidas de Hormigón en ambos laterales, una pasarela peatonal de 1,50m y su baranda peatonal.

Para el cálculo, se adoptan dos fajas de circulación (2 aplanadoras A-30) ocupando el resto de la superficie de calzada con Multitud Compacta.

La estructura del tablero se proyecta con vigas premoldeadas pretensadas isostáticas de 1,07 m de altura separadas 2,30m, en la sección típica, con calidad de Hormigón H-38.

La losa de tablero es de espesor constante total de 20 cm. utilizando prelosas con armadura principal incorporada de 5 cm. de espesor. La calidad del Hormigón "in situ" será H-30. Se disponen vigas transversales únicamente en correspondencia con los ejes de apoyo, de manera tal que la repartición transversal de cargas se efectúe a través de la losa.

Las defensas de contención vehicular serán de hormigón rígidas, verificando un Nivel de comportamiento Regular (TL-4).

La pendiente transversal es del 2%, de acuerdo con el diseño vial. Se disponen desagües tipo cascada en ambos extremos del tablero, así como también desagües en el tablero.

La pendiente longitudinal de los puentes resulta mínima según el proyecto vial.

Las carpetas de rodamiento son de Asfalto Modificado con un espesor mínimo de 5 cm.

Asimismo, se disponen juntas de dilatación del tipo Asfalto Modificado (Thormack ó similar) en correspondencia con todos los ejes de apoyo.

Los estribos del puente son de tipo abierto con derrame natural revestido para protección de erosiones.

Los apoyos intermedios están constituidos por pilas conformada por un dintel apoyo de vigas de tablero sobre columnas circulares.

Las losas de aproximación son de 6,00 m de longitud cubriendo el ancho entre paramentos internos de muros laterales de estribos.

Puente N2 - Norte

Se trata de un puente de tres luces parciales de 15.00m con dos carriles, uno para cada sentido de circulación, con una vereda peatonal. La longitud total del puente es de 45.00m.

El tablero ha sido proyectado para alojar dos carriles de 3,65 m y sobrecanchos externos variables (0,55m mínimo), lo que implica un ancho mínimo de calzada de 8,40 m. El ancho total del tablero varía los 10,80 m y los 12.00m considerando defensas rígidas de Hormigón en ambos laterales, una pasarela peatonal de 1,50m y su baranda peatonal, así como también las canalizaciones viales.

Para el cálculo, se adoptan dos fajas de circulación (2 aplanadoras A-30) ocupando el resto de la superficie de calzada con Multitud Compacta.

La estructura del tablero se proyecta con vigas premoldeadas pretensadas isostáticas de 1,07 m de altura separadas 2,30m, en la sección típica, con calidad de Hormigón H-38.

La losa de tablero es de espesor constante total de 20 cm. utilizando prelosas con armadura principal incorporada de 5 cm. de espesor. La calidad del Hormigón "in situ" será H-30.

Se disponen vigas transversales únicamente en correspondencia con los ejes de apoyo, de manera tal que la repartición transversal de cargas se efectúe a través de la losa.

Las defensas de contención vehicular serán de hormigón rígidas, verificando un Nivel de comportamiento Regular (TL-4).

La pendiente transversal es del 2%, de acuerdo con el diseño vial. Se disponen desagües tipo cascada en ambos extremos del tablero, así como también desagües en el tablero.

La pendiente longitudinal de los puentes resulta mínima según el proyecto vial.

Las carpetas de rodamiento son de Asfalto Modificado con un espesor mínimo de 5 cm.

Asimismo, se disponen juntas de dilatación del tipo Asfalto Modificado (Thormack ó similar) en correspondencia con todos los ejes de apoyo.

Los estribos del puente son de tipo abierto con derrame natural revestido para protección de erosiones.

Los apoyos intermedios están constituidos por pilas conformada por un dintel apoyo de vigas de tablero sobre columnas circulares.

Las losas de aproximación son de 6,00 m de longitud cubriendo el ancho entre paramentos internos de muros laterales de estribos.

Fundaciones de Puentes

En el diseño de los puentes tienen en cuenta los estudios geotécnicos y recomendaciones realizados BGM Ingeniería para este proyecto (INFORME 972/21)

En todos los casos se dispondrán fundaciones indirectas sobre pilotes excavados y hormigonados in situ. La calidad del Hormigón será H-25.

Para este anteproyecto se consideraron Pilotes columnas de 1,20m de diámetro de 25 metros de longitud con la siguiente capacidad portante, extraídas del informe geotécnico.

Recomendación de Resistencias Admisibles para:

Pilotes Excavados y Hormigonados in situ

		<i>Coficiente de Reacción vertical en la punta del pilote</i>			<i>Coficiente de Reacción Horizontal en la longitud del pilote</i>
<i>Cota IGN del Plano de Apoyo de la punta del Pilote</i>	<i>Resistencia de Punta Total Admisible</i>	$K_v * D$	<i>Estratos de suelo Cotas IGN</i>	<i>Resistencia de Fuste Admisible Media en cada estrato</i>	$K_h * D$
[m]	[kPa]	[MPa/m]	[m]	[kPa]	[MPa/m]
-	-	-	De +3,00 a -5,00	Se deprecia	Se desprecia
-	-	-	De -5,00 a -6,00	22	Varía lineal de 20 a 30
-	-	-	De -6,00 a -16,00	23	Varía lineal de 30 a 50
-	-	-	De -16,00 a -21,00	31	Varía lineal de 50 a 150
-25,00	1270	270	De -21,00 a -25,00	26	Varía lineal De 150 a 180

Las Pilas, que serán ejecutadas en el cauce del canal, poseen dos pilotes columnas cada una. Se estima que los primeros 10 metros deberán ser ejecutados con camisa metálica.

Los estribos, que serán ejecutados en el terreno firme, poseen 3 pilotes cada uno. Se estima que los primeros metros deberán ser ejecutados con camisa metálica y estabilizados con lodo bentonítico, de acuerdo a lo indicado en el citado informe.

Importante 3: Los suelos detectados por debajo del relleno heterogéneo, ubicados en un espesor del orden de los 6,00 metros, entre las cotas IGN +1,00m a -5,00m, pertenecen a la Formación Postpampeano. Con la característica de ser materiales muy blandos y muy deformables. Lo que conduce a las siguientes recomendaciones:

- a) Para la ejecución de pilotes excavados se recomienda colocar un encamisado para evitar desmoronamiento de las paredes del pozo, que alcance al menos hasta la cota IGN -5,00m.
- b) Si con el objeto de conformar el nivel de los estribos de los puentes, se realiza un terraplén sobre los suelos del Postpampeano, luego de haber ejecutado los pilotes, debe tenerse en cuenta que esos materiales blandos van a consolidar y se van a asentar, generando una *fricción negativa* sobre los pilotes instalados. Este efecto aumentará la carga sobre los pilotes y debe ser considerado en el diseño de esos elementos.

Importante 4: Los suelos que se ubican por debajo de los materiales del Postpampeano, entre las cotas IGN -5,00 a -20/-22m, son suelos de transición, conformados principalmente por arenas limosas tipo (SM) No Plásticas, limos tipo (ML/MH) y arcillas tipo (CL). Los materiales finos (limos y arcillas) se encuentran como medianamente compactos a duros y las arenas con densidad variable entre suelta y medianamente densa, a densa en algunas intercalaciones.

A partir de la cota IGN (-20/-22m) y hasta el fin de la perforación, se detectan arenas limpias, mal graduadas tipo (SP), densas a muy densas, pertenecientes a la Formación Puelchense.

En función de los materiales arenosos no plásticos detectados se recomienda usar durante la perforación para la construcción del pilote una mezcla o lechada (con bentonita o similar) para estabilizar las paredes del pozo.

La longitud total del pilote y la longitud de camisa, deberán ser corroborada por los estudios de suelos complementarios.

Normativas para Puentes

Las normativas para el diseño de los puentes serán:

- “BASES PARA EL CALCULO DE PUENTES DE HORMIGON ARMADO”, para puentes, pertenecientes a la Dirección Nacional de Vialidad.
- Reglamento Argentino CIRSOC 201 (1982) – Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado.
- Reglamento Argentino CIRSOC 804 – Reglamento Argentino para el diseño de puentes carreteros – Capítulo 13 Defensas y Barandas

Materiales

Sin perjuicio de lo definido en las Especificaciones Técnicas se listan la calidad de los Materiales a emplear en los diferentes elementos estructurales de los puentes:

- Hormigón para Pilotes-columna: Calidad H-25, con cemento ARS.
- Hormigón para elevación de Estribos y Pilares: Calidad H-25, con cemento común.
- Hormigón para vigas prefabricadas: Calidad mínima H-30
- Hormigón para “pre losas”: Calidad H-30.
- Hormigón para sectores “in-situ” de losa de calzada: Calidad H-30.
- Acero Especial para Hormigones Armados: ADN 420
- Acero Especial para Hormigones Pretensados: Grado 250 o Grado 270

Especificaciones Técnicas para puentes

Generalidades

Para la ejecución de la obra será de aplicación el Pliego de Especificaciones Técnicas Generales publicado por la Dirección Nacional de Vialidad, Edición 1998.

Será también de aplicación lo establecido en el Pliego de Especificaciones Técnicas Particulares.

En el presente artículo se detallan las Especificaciones Técnicas de determinados ítems de trabajos sobre puentes que no se encuentran detallados en los documentos antes mencionados.

Defensa de hormigón armado de perfil inclinado para puentes

DESCRIPCIÓN

Las defensas de Hormigón de perfil inclinado responderán en sus características, formas y dimensiones a lo indicado en los planos de proyecto. Sus características responden al grado de contención "Regular" según Reglamento CIRSOC 804 (Equivale a "TL4" Bridge Design Specifications - AASHTO).

MATERIALES

Hormigón de cemento Portland: Para este material rige la Sección H.II. "Hormigones de cemento Portland para obras de arte" del Pliego de Especificaciones Técnicas Generales, D.N.V., Edición 1998, para el tipo de hormigón indicado en los planos

Las barras de acero a utilizar deberán cumplir lo especificado en la Sección H.III. "Aceros especiales en barras colocados"

MEDICIÓN Y FORMA DE PAGO

Las defensas de Hormigón de perfil inclinado se medirán por metro cúbico de hormigón y kg de Acero colocado y se pagarán al precio unitario establecido en el ítem correspondiente el que comprende: preparación de la superficie de asiento; provisión, transporte, preparación y colocación de todos los materiales constituyentes del hormigón; curado, mano de obra y por todo otro trabajo, equipo, herramientas, etc., necesarios para la ejecución y correcta terminación, siguiendo la presente especificación y órdenes que imparta la Supervisión.

Juntas transversales de dilatación

DESCRIPCIÓN

Se colocarán juntas de dilatación de material asfáltico polimerizado e inerte, con las dimensiones y forma de colocación indicada en el plano de detalle que forma parte de la presente documentación.

El ligante bituminoso a utilizar en las juntas elásticas será material asfáltico modificado vertido en caliente mezclado con agregado pétreo, que cumplirán con las siguientes condiciones:

LIGANTE BITUMINOSO

1. Penetración (25° C, 100 g. 5 seg.) Según Norma IRAM 6576 - Valor exigido 10-45 1/10mm
2. Punto de ablandamiento - Según Norma IRAM 115 - Valor exigido > 70° C.
3. Punto de rotura Frass - Según Norma NLT 182 - 184 (CEDEX - España) - Valor exigido < 15° C.
4. Recuperación elástica torsional - Según Norma NLT 329/91 (CEDEX - España) - Valor exigido > 10% a 25° C.

3.- AGREGADO PÉTREO

El agregado pétreo será de origen granítico o basáltico obtenido por trituración y presentará la siguiente granulometría:

Pasa 28,00 mm.:	100%
Pasa 20,00 mm.:	90% mínimo
Pasa 9,00 mm.:	20% máximo
Pasa 6,00 mm.:	2% máximo

El material debe ser de tamaño lo más uniforme posible. Ese es el único objetivo de la exigencia granulométrica.

Además deberá cumplir con las siguientes propiedades:

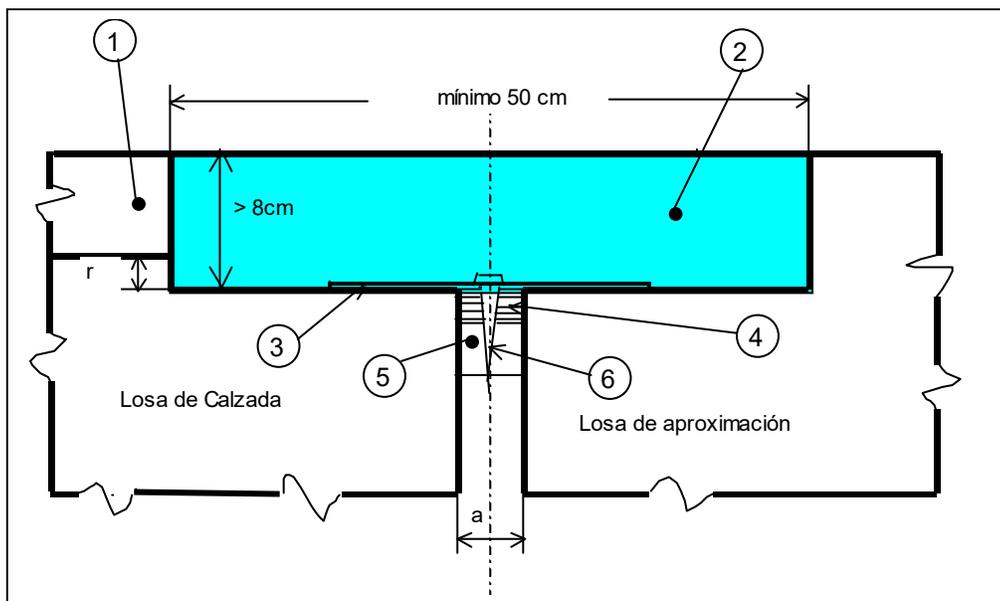
1. Desgaste Los Ángeles - Según Norma IRAM 1532 - Valor exigido < 25.
2. Índice Las Lajas - IN - Según Norma NLT 354/74 (CEDEX - España) - Valor exigido < 25.
3. Coeficiente de Pulimento acelerado - Según Norma NLT 172/72 (CEDEX - España) - Valor exigido >50.
4. Polvo adherido - Según Norma V.N.E. 68 -75.

4.- MEDICIÓN Y FORMA DE PAGO:

Se medirá y pagará por metro lineal (m.) de junta colocada y aprobada por la Supervisión, al precio unitario de contrato establecido para el ítem respectivo. Dicho precio será compensación total por la provisión y colocación de todos los materiales indicados en el plano de detalle respectivo, mano de obra, equipos, herramientas y cualquier otra tarea adicional necesaria para dejar correctamente ejecutado este trabajo.

Junta de dilatación simple, colocada.

Detalle



$r = \text{eventual rebaje en cara superior de losa} = 8 \text{ cm} - e$

- 1.- Carpeta de rodamiento asfáltica o de hormigón; espesor = e
- 2.- Junta propiamente dicha, de material asfáltico polimerizado e inerte
- 3.- Fleje de aluminio o acero, espesor $\geq 3 \text{ mm}$, según luz "a"
- 4.- Empastado asfáltico
- 5.- Respaldo o fondo de junta de polietileno, ancho = 1,2 a 1,3 de "a"; altura = 0,7 a 0,9 de "a"
- 6.- perno de fijación

Traslado y montaje de vigas pretensadas

DESCRIPCIÓN

Los trabajos consisten en el montaje de las vigas premoldeadas de hormigón pretensado en su ubicación definitiva en la Obra, incluyendo el transporte desde los lugares de prefabricación aprobados por la Supervisión.

EQUIPO

El equipo, herramientas y demás implementos usados en el montaje deberán ser los adecuados para tal fin, previa aprobación por la Supervisión y deberá poseer una capacidad de trabajo que permita completar la tarea dentro del plazo contractual estipulado.

OPERACIÓN DE MONTAJE

El Contratista someterá a la aprobación de la Supervisión los procedimientos de transporte y puesta en obra que se propone emplear. La Supervisión exigirá el cumplimiento de las normas vigentes de la Dirección Nacional de Vialidad, relativas a las cargas máximas admisibles por eje de los vehículos a emplear en el transporte, cuando ese afecte pavimentos existentes de caminos públicos. Cuando no se prevea transitar por dichos pavimentos, pero se afecten obras de arte existentes, el Contratista deberá presentar la verificación pertinente, teniendo en cuenta la carga transmitida por los equipos a emplear. El Contratista deberá someter a la aprobación de la Supervisión la memoria demostrativa de que durante el transporte y montaje de las vigas, de acuerdo a los métodos propuestos, no se sobrepasan las tensiones admisibles fijadas por los reglamentos CIRSOC vigentes.

El manejo durante el almacenaje y montaje de los miembros precomprimidos premoldeados deberá hacerse con extremo cuidado para evitar impactos o distorsiones que puedan derivar en la rotura o daño de los mismos.

El Contratista será responsable de cualquier daño y deberá reponer las vigas dañadas a su propio costo.

Para el izado de las vigas el Contratista deberá definir, entre otras cosas, los caños camisas, los pasadores y la armadura adicional que debe incorporarse a la viga en los puntos de suspensión, de acuerdo al sistema de montaje adoptado. En caso de trabajarse con una sola grúa y eslinga directa, debe indicarse la longitud mínima de las eslingas, para evitar problemas de estabilidad en el cordón superior de la viga (generalmente no se aceptan ángulos menores de 45° entre eslinga y eje de pieza) El Contratista detallará la solución a adoptar y la someterá a la aprobación de la Supervisión.

La aprobación del método de transporte y montaje no eximirá al Contratista de su responsabilidad ante cualquier viga dañada y de su eventual reemplazo si la Supervisión lo indicase, todo ello a cargo del Contratista.

MEDICION Y FORMA DE PAGO

Se medirá por unidad de viga transportada y colocada en su ubicación final y sobre sus apoyos definitivos, de acuerdo al proyecto, y aprobada por la Supervisión.

El precio unitario fijado en el Contrato para el ítem respectivo, será compensación total por todos los trabajos necesarios para el transporte y montaje en obra de todas las vigas premoldeadas, los

apuntalamientos y arriostramientos provisorios que pudiesen resultar necesarios, incluidos los materiales, mano de obra, prestación de equipos, transportes, combustibles y lubricantes, etc, necesarios para la correcta y completa ejecución de las tareas.

Respecto al pago por la construcción de las vigas prefabricadas, se pagara 50% de viga acopiada en obra y 50% restante cuando se encuentre posicionada definitivamente en la estructura.

Apoyos de neopreno, colocados

DESCRIPCIÓN.

Cada unidad de apoyo estará constituida por placas de neopreno intercaladas con chapas de acero. La perfecta adherencia de policloropreno y chapas de acero se logrará mediante un proceso de vulcanización en todo el conjunto.

La composición, dimensiones y características de las unidades de apoyo responderán a lo indicado en los planos.

COLOCACIÓN.

Cada unidad deberá colocarse sobre una superficie perfectamente plana y horizontal. Para conseguir con precisión estas condiciones se ha previsto la construcción de dados de apoyo en dinteles de pilares o bancadas de estribo los que se terminarán, en la zona de contacto con las unidades de apoyo, con un grout cementicio sobre el cual se aplicarán las unidades de apoyo estando aun fresco este mortero, de modo de lograr la superficie requerida.

ENSAYOS PARA LA RECEPCIÓN.

El compuesto de neopreno deberá responder a las exigencias indicadas a continuación:

Propiedades físicas originales:

- a) Dureza Shore (IRAM 113 003): 60 + 5 b Resistencia a la tracción (IRAM 113 004): min. 17,5 MPa
- c) Alargamiento de la rotura: mín. 350 %.

Comportamiento bajo envejecimiento acelerado:

Calentamiento en estufa a 1000 C durante 70 horas.

- a) Variación de la dureza SHORE (IRAM 113 003/005): Máx.15
- b) Variación de la Resistencia a la Tracción (IRAM 113 005): Máx.: 15%
- c) Modificación de alargamiento a rotura (IRAM 113 004): más. 40

Deformación por compresión:

Después de 24 horas a 100°C (IRAM 113 010 MET.B):máx. 35

Resistencia al ozono:

Para una concentración de 1 ppm en volumen de aire, a una deformación del 20 % durante 100 horas a 380 C +/- 1°C: NOSE AGRIETARA.

Fragilidad:

A 40°C (IRAM 113 013): NO PRESENTARA FRACTURAS NI GRIETAS.

Envejecimiento en aceite:

Durante 72 horas a 1000 C (IRAM 113 012). Máx 120 %; mín.40%.

UNIÓN VULCANIZADA.

El valor mínimo de la fuerza de adhesión entre caucho y acero será verificado según Norma IRAM 113 017 A.

MEDICIÓN Y FORMA DE PAGO.

Se medirán y pagarán por unidad de apoyo colocado y aprobado, estipulado para el ítem respectivo, que incluye los gastos de provisión, transporte, preparación y colocación de todos los materiales que los constituyen, mano de obra, provisión y mantenimiento del equipo y ejecución de todas las operaciones indispensables para la correcta colocación de los mismos en la obra.

Uso de prelosas para losa de calzada

CONDICIONES Y DESCRIPCIÓN.

Al utilizar prelosas para la ejecución de la losa de calzada se deberá cumplir con las siguientes condiciones:

- a).- El espesor del hormigón a colocar sobre la prelosa no será inferior a 0,15 m. y el hormigón deberá ser de la misma calidad de la prelosa y no inferior a H-30.

- b).- La prelosa se asentará sobre las vigas principales mediante un mortero fresco para evitar contactos puntuales entre los hormigones de prelosas y vigas principales.
- c).- Las prelosas tendrán una dimensión mínima, no inferior a 2,30 m. en el sentido longitudinal del puente.
- d).- Las superficies de las prelosas deberán estar perfectamente limpias y húmedas en el momento del hormigonado de la losa de calzada.
- e).- El espesor mínimo de las prelosas será de 5cm, con un recubrimiento mínimo inferior de 3 cm.

MEDICION Y FORMA DE PAGO.

El uso de prelosas no se medirá ni tendrá pago directo alguno.

El costo total de la losa de calzada con la utilización de prelosas no será superior al cotizado para el ítem pertinente de la oferta (hormigón y acero).

Losas de aproximación

DESCRIPCION.

Las losas de aproximación de hormigón armado para acceso al puente se construirán de acuerdo con los detalles, formas y dimensiones indicadas en el plano respectivo y el hormigonado se ejecutará de conformidad con las prescripciones indicadas en la Sección H-II "Hormigones de cemento portland para obras de arte". Edición 1998.

MEDICION.

Se medirán en metros cúbicos de hormigón de losas de aproximación terminada, aprobada por la Supervisión.

FORMA DE PAGO.

Las losas de aproximación se medirán por metro cúbico de hormigón y kg de Acero colocado y se pagarán al precio unitario de contrato establecido para el ítem respectivo. Dicho precio unitario comprende: la provisión, transporte, preparación y colocación de todos los materiales, excluido el acero especial en barras, conformación de banquetas en caso necesario, alisado y pintado de la superficie apoyo de la losa en la ménsula, mano de obra, equipos, herramientas y todas las operaciones adicionales requeridas para dejar terminadas las losas de aproximación de acuerdo con los planos, esta especificación y las órdenes que imparta la Supervisión de obra.

El acero especial en barras para la armadura se pagará aparte al precio unitario de contrato establecido para el ítem respectivo.

Pilotes-Columnas excavados Hormigonados "in situ"

DESCRIPCION

Se define como fundaciones con pilotes excavados hormigonados "in situ" las realizadas mediante pilotes de hormigón armado, cuya ejecución se efectúa perforando previamente el terreno y rellenando la excavación con hormigón fresco y las correspondientes armaduras.

Se define como Pilotes columna al elemento estructural que a continuación sobre el pilote brinda soporte a la viga dintel sin un cabezal de arriostamiento o transición.

ESTUDIOS DE LAS FUNDACIONES

El Contratista deberá efectuar a su entero cargo, estudios de suelos para fundaciones complementarios al informe geotécnico realizado por BGM Ingeniería, a fin de verificar los parámetros característicos del terreno con los que se ha calculado la capacidad portante y la cota de fundación de los pilotes. A tal fin deberá realizar como mínimo 3 perforaciones por puente a ubicar en sitios aprobados por la Supervisión de Obra.

Mediante estos estudios se deberán corroborar los niveles de fundación, características mecánicas de los suelos, condiciones hidrogeológicas para el eventual abatimiento de napa durante la construcción, parámetros elásticos y plásticos para la modelación de la interacción suelo-estructura, análisis químico sobre muestras de Suelo y Agua proveniente de la capa freática y demás características que permitan ajustar el proyecto.

Asimismo, estos estudios complementarios permitirán tomar las prevenciones necesarias para garantizar la estabilidad de las excavaciones similares o no las recomendadas en el informe geotécnico 972/21 (lodos bentoníticos, camisas extraíbles o perdidas, etc.)

CONSTRUCCIÓN

No obstante lo indicado en el PET los primeros tramos de los pilotes en tierra firme (al menos el primer metro y medio) se ejecutarán en forma manual para asegurar que no se afecten con la perforación cables u otras instalaciones subterráneas.

En el hormigonado de los pilotes se pondrá el mayor cuidado en conseguir que el pilote quede, en toda su longitud, con su sección completa, sin vacíos, bolsas de aire o agua, coqueras, corte, ni estrangulamientos. También se deberán evitar el deslavado y segregación del hormigón fresco. La colocación del hormigón se efectuará por medio de mangas que deberán llegar hasta el fondo de la excavación.

Los extremos de las armaduras longitudinales quedarán como mínimo a 0,20 m del fondo de la excavación realizada (cota de fundación).

El hormigonado de un pilote se hará, en todos los casos, sin interrupción del mismo, de modo que, entre la introducción de dos masas sucesivas, no pase tiempo suficiente para la iniciación del fraguado. Si por alguna avería o accidente, esta prescripción no se cumpliera, se deberá proceder a realizar un estudio a cargo del Contratista y a pedido de la Inspección de Obra, para decidir el arreglo o el rechazo del pilote cuestionado. El Contratista confeccionará un parte de trabajo en el que se indique fecha u hora de comienzo y terminación de las diferentes tareas que intervienen en la ejecución de cada pilote.

Los pilotes deberán ser hormigonados inmediatamente luego de finalizada la excavación. No se debe iniciar la excavación de los mismos si no se puede asegurar que podrán completarse en el día (por tiempo disponible, clima o provisión del hormigón).

Si por fallas del equipo de perforación no se pudiera completar la excavación y resulte necesario dejar el pozo sin completar y hormigonar, el Contratista deberá disponer de un tubo camisa del diámetro del pilote, que debe colocarse provisoriamente como sostenimiento de al menos los primeros tres (3) metros de profundidad y se colocará una tapa mientras se esté en condiciones de reiniciar el trabajo. En este caso el pilote se deberá repasar íntegramente

Estabilidad de excavaciones de Pilotes

PROPOSITO

Para garantizar la correcta ejecución de los Pilotes, dada las características de los suelos en la zona de implantación de los puentes, se prevé que los mismos deberán poseer un sistema que garantice la estabilidad del perímetro excavado. En función de los estudios geotécnicos provistos y los estudios geotécnicos complementarios a realizar, y previa aprobación de la Supervisión de Obra, se deberá disponer de lodos bentoníticos, camisas extraíbles o perdidas, etc.

FORMA DE PAGO

Estos trabajos no recibirán pago directo y deben considerarse incluidos en el itemizado correspondiente a pilotes, y comprende la provisión de materiales, equipos y elementos auxiliares, su transporte, colocación y todas las tareas necesarias para la realización de los trabajos de acuerdo con la presente especificación. El costo deberá estar considerado en el precio unitario propuesto por el contratista.

Celdas de Precarga

Si los estudios de suelos complementarios así lo indicasen, los pilotes deberán construirse con una celda de precarga de acuerdo a las especificaciones que se indican a continuación.

DESCRIPCIÓN

El procedimiento de precarga tiene por objeto compatibilizar la capacidad de carga que se desarrolla por el fuste y la base de los pilotes sin desplazamiento lateral, bajo las cargas de servicio.

La metodología a seguir se basa en la precompresión que se logra en la base de los pilotes instalados con zócalo en arena. Para ello, se procede a inyectar una mezcla cementicia a alta presión a través de cañerías apropiadas y un canasto que contiene grava limpia de tamaño comprendido entre 1½" y 3".

Cuando se ha producido la impregnación de los vacíos de la grava del canasto, la lechada de penetrabilidad nula en los materiales que subyacen a la punta genera una acción de gato hidráulico transmitiendo al suelo la presión de inyección generada por la mezcla cementicia; por lo que el suelo

subyacente sufre una densificación rápida, acompañada por roturas horizontales y verticales que se producen en el suelo por la imposibilidad de ser inyectado.

En efecto debe mantenerse un determinado tiempo hasta que la mezcla haya fraguado, ayudada por el proceso de deshidratación.

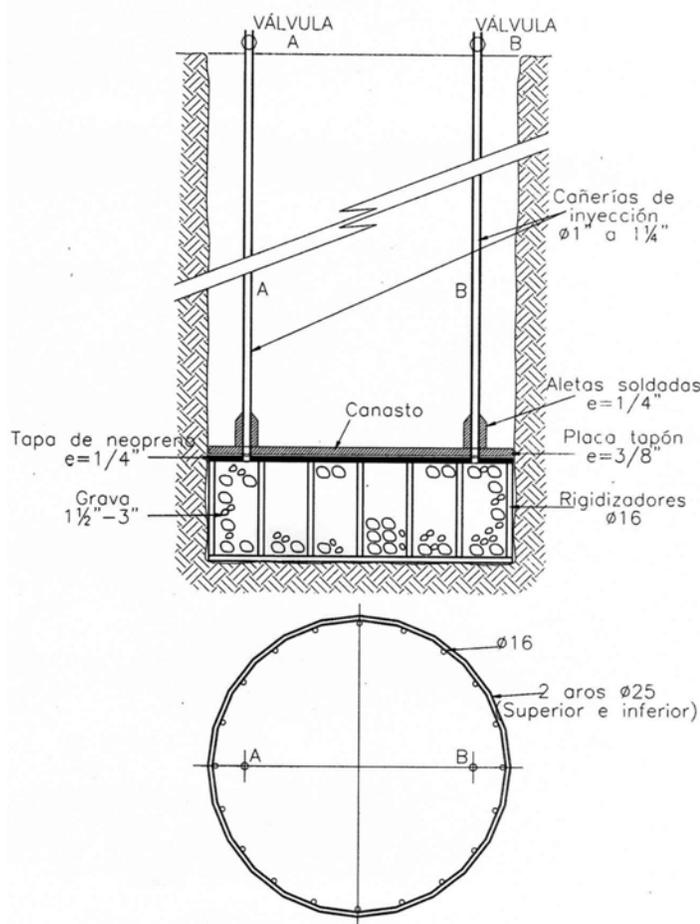
EQUIPOS Y MATERIALES

El Contratista deberá proveer al pie de las fundaciones los equipos siguientes:

- Una bomba de inyección a pistones con una presión máxima de trabajo de 50 kg/cm².
- Un equipo mezclador – agitador capaz de entregar a la bomba un volumen continuo de lechada de 100 litros por minuto.
- Un manómetro de 50 Kg/cm² de capacidad máxima con su correspondiente protector hidráulico.
- Cemento para la mezcla.
- Agua para elaborar la mezcla y lavado rápido de canasto y cañerías de inyección.
- Un conjunto o canasto de precarga bajo los lineamientos adjuntos, con sus correspondientes cañerías de impulsión y retorno de hierro galvanizado de diámetro 1". El canasto cilíndrico tendrá que ser suficientemente rígido como para permitir su descenso hasta la base del pilote colgado de las cañerías de inyección.

El canasto deberá rellenarse con grava del tamaño indicado y cubrirse superiormente con una plancha o tapa de neopreno o goma sintética para evitar que se contamine con el hormigón de relleno del pilote. Tendrá en su parte superior dos niples suficientemente robustos como para roscar y suspender el canasto de las cañerías de inyección denominadas (A) y (B).

SISTEMA DE PRECARGA



EJECUCIÓN DE LA PRECARGA

Terminada la excavación del pilote y limpiado el fondo de la misma, se bajará el conjunto de precarga. Se hormigonará el pilote verificando que, en todo momento, las cañerías de inyección queden perfectamente verticales.

Transcurrido un tiempo mínimo de 72 horas después de hormigonado, se podrá comenzar el proceso de precarga.

Primeramente, se lavará el canasto con agua limpia. Para ello, se conectará la bomba alternativamente a una de las cañerías y se hará circular agua a través de todo el canasto (C) verificando que el agua de circulación esté clara. Esta operación debe durar no menos de 10 minutos.

Con la lechada de inyección en el agitador preparada, debe llenarse el canasto con mezcla recirculando en el sentido (A) (C) (B) durante no menos de 5 minutos a los efectos de asegurar que la mezcla ha penetrado en los vacíos de la grava.

Primera etapa de precarga

- 1) Con la esclusa de (B) cerrada, inyectar mezcla cementicia por (A) hasta lograr 10Kg/cm² manteniendo dicha presión durante 5 minutos.
- 2) Cerrar la llave de (A) para no permitir el reingreso de la mezcla.
- 3) Dejar la precompresión durante 5 minutos.
- 4) Lavar el conjunto de precarga con agua limpia a presión.

Segunda etapa de precarga

- 5) Se ejecutarán las mismas operaciones que en los puntos 1 a 3 pero logrando una presión de rechazo de 35 Kg/cm² y una precompresión de 5 minutos.
- 6) Se dará por terminada la operación de precarga y después de 1 hora podrán desarmarse las esclusas y cortar el sobrante de tubos de 1".

Si en la primera etapa no se alcanzare la presión de rechazo de 10 Kg/cm² especificada, luego de media hora se procederán a repetir las operaciones 1 a 4 hasta lograr dicha presión. En caso de no alcanzar dicha presión, se dará por terminada la precarga después de haber inyectado 1.000 litros de mezcla. Si efectivamente se obtiene dicha presión de rechazo, podrá pasarse a la secuencia de los puntos 5 y 6.

DOSIFICACIÓN DE LAS MEZCLAS DE INYECCIÓN

Como información adicional se sugieren mezclas de inyección cemento-agua con relaciones agua/material activo 0,9 a 0,6.

FORMA DE PAGO

Estos trabajos no recibirán pago directo y deben considerarse incluidos en el itemizado correspondiente a pilotes, y comprende la provisión de materiales, equipos y elementos auxiliares, su transporte, colocación y todas las tareas necesarias para la realización de los trabajos de acuerdo con la presente especificación. El costo deberá estar considerado en el precio unitario propuesto por el contratista.

Investigación de pilotes por métodos no destructivos (sónico y/o Cross-hole)

PROPÓSITO

La investigación tiene por objeto:

- Medir la longitud del elemento.
- Controlar la integridad estructural del pilote (o elementos similares de fundación).
- Determinar la posición y magnitud de las eventuales secciones defectuosas, fisuras y anomalías.

ELEMENTOS A ENSAYAR

Se ensayará la totalidad de los pilotes de la obra.

Los elementos ensayados deberán ser identificados de acuerdo con su posición y descriptos en sus características geométricas y materiales.

Los ensayos deberán ejecutarse antes de construirse las estructuras de vinculación o arrostramiento.

CONDICIONES DE ACEPTACIÓN

La Supervisión de Obra, definirá los criterios a seguir para la aceptación o rechazo de la fundación. Los pilotes deberán estar colocados en una posición que no difiera en más de diez centímetros (10 cm) de la señalada en los Planos y con una inclinación tal que la desviación del extremo, respecto de la prevista, no sea mayor del dos por ciento (2%) de la longitud del pilote.

La Supervisión de obra definirá el tipo de ensayo a realizar en cada caso, pudiendo requerir más de un ensayo para lograr la aceptación de los pilotes.

CARACTERISTICAS DEL ENSAYO

El ensayo será del tipo “no destructivo”, es decir que la ejecución del ensayo no afectará la capacidad del elemento de fundación para transmitir cargas ni afectará su estructura

METODO SÓNICO

Se utilizará la técnica eco-sónica (ensayo de integridad por método sónico), que consiste en la aplicación de una onda de baja deformación en la cabeza del elemento a ensayar.

La onda puede ser generada por medio de un golpe y se transmitirá a través del material reflejándose en los puntos o secciones con discontinuidad. Las señales respectivas serán adecuadamente registradas o interpretadas y brindarán la información sobre eventuales anomalías de elementos de fundación.

CROSS-HOLE

Durante la ejecución de cada pilote, se deberán dejar colocados los tubos necesarios para realizar luego el ensayo de ultrasonido Cross-Hole (CST). La cantidad de tubos será determinada por el especialista encargado de realizar el estudio dependiendo de diámetro de los pilotes, pero en ningún caso será menor a tres. La longitud de los tubos será la misma que pilotes de modo de asegurar la transmisión de la onda en la totalidad de la longitud

INFORME TÉCNICO

El informe contendrá la descripción general del programa de ensayos realizados, la identificación de los elementos, diagramas gráficos, fotográficos y la interpretación de los resultados con sus correspondientes recomendaciones.

FORMA DE PAGO

Los ensayos no recibirán pago directo y su costo se encuentra incluido en el precio unitario del ítem correspondiente a los pilotes y comprende la provisión de los equipos y elementos auxiliares, su transporte, la fuente de energía, los informes técnicos y todas las tareas necesarias para la realización de los ensayos de acuerdo con la presente especificación.

Aceros especiales en barra colocados para hormigón armado

DESCRIPCIÓN

Cuando en la documentación de proyecto se menciona Acero Especial en Barras debe interpretarse que se refiere al Acero Tipo ADN 420 según CIRSOC Tomo I – Cap. 6º - Tabla 10.

MEDICIÓN

El peso del acero especial se calculará teniendo en cuenta el diámetro teórico adoptado para la barra y el peso especificado de 7,85 Kg/dm³.

FORMA DE PAGO

El acero especial se pagará por tonelada, al precio unitario de contrato establecido para el ítem “Aceros especiales en barras, colocados”.

Dicho precio será compensación total por la provisión, transporte, carga, descarga y acopio del material en la obra, el manipuleo, preparación y su colocación en las distintas estructura que lo incluyan, enderezamiento, corte, doblado y empalme de las barras, de acuerdo con los planos, alambre para ataduras, ataduras, etc. y por toda mano de obra, equipos y herramientas necesarias para la colocación de la armadura en su posición definitiva en el encofrado antes de hormigonar, de acuerdo con los planos, esta especificación y las órdenes de la Supervisión.

Prueba de recepción de puentes

Antes de la recepción provisoria deberán efectuarse pruebas de carga estática en por lo menos un tramo de los puentes nuevos, cuya ubicación será definida por la Supervisión de Obra.

El Contratista presentará a la Supervisión una Metodología de la prueba de carga en la que deberá

constar al menos: Esquema de cargas que genere como mínimo entre el 70-80 % de las solicitudes correspondientes a las de sobrecarga de diseño sin impacto, detalle de los elementos de medición con sus características, rango, ubicación, etc., cronología de aplicación y retiro de las cargas y deformaciones esperables.

Esta Metodología deberá ser aprobada por la Supervisión antes de realización del ensayo.

El análisis de los resultados será realizado por el Contratista y sometido a la consideración de la Supervisión.

El Contratista deberá disponer para su realización la colocación de andamiajes para la instalación de aparatos, pasarelas de acceso para el personal técnico y personal auxiliar para ejecutar las tareas de acuerdo a las instrucciones impartidas por el personal técnico de la Supervisión.

Las flechas se medirán en todos los casos cuando la deformación se haya estabilizado por completo y en ningún caso antes de ½ hora de haberse terminado de colocar la carga correspondiente en cada estado.

Se registrarán las flechas de deformación total para cada estado de carga y las residuales.

Si aparecieran grietas, fisuras o deformaciones residuales durante la prueba, que la Supervisión entienda que puedan acarrear peligros para la estabilidad y para la Durabilidad de la obra, se procederá al estudio de las causas que dieron lugar a las mismas, con cargo al Contratista, causa esta que puede llegar a ser motivo del rechazo de la obra.

La Supervisión de Obra trabajará en conjunto con la Subgerencia de Puentes y Viaductos informando a la misma de cada una de las tareas a realizar y de los resultados obtenidos en la prueba de carga.

Todos los gastos que importen estas pruebas, son por cuenta exclusiva del Contratista y por lo tanto se considerarán incluidos dentro del precio de los ítems del Contrato.

Equipos mínimos para la obra de puentes

Para la ejecución de los distintos tipos de estructuras, la Empresa Contratista deberá disponer en obra de todo el equipamiento, maquinarias y herramientas que, a criterio de la Supervisión de la Obra, sean necesarios para la correcta realización de los trabajos.



Mariano A. Colombo
Ingeniero Civil
Mat. CPIC N° 15376
Mariano.a.colombo@gmail.com

ANEXO 1 – Predimensionamiento de estructuras

INDICE

I.- GENERALIDADES

II.- SUPERESTRUCTURA

1. Geometría
2. Esquema estático
3. Características geométricas de la sección transversal
4. Análisis de cargas
5. Cálculo de solicitaciones
6. Pretensado Longitudinal
9. Reacciones de apoyo.
10. Apoyos de Neopreno.

III.- INFRAESTRUCTURA

2. Pila
3. Estribos

I.- GENERALIDADES

La presente Memoria de Cálculo contiene el predimensionamiento de las estructuras principales de los puentes sobre al arroyo Sarandí.

Se trata de dos puentes de tres tramos isostáticos; cuya calzada incluye dos carriles de circulación.

Los tableros están constituidos por una losa y vigas de arriostramiento "in situ" sobre vigas premoldeadas postesadas. La infraestructura está constituida por pilas y estribos que soportan las cargas de tablero.

Las margenes del arroyo se encuentran protegidas por estructuras independientes a los estribos.

Las fundaciones indirectas con pilotes ejecutadas in situ, han sido proyectadas en base a los estudios de suelos específicamente realizados al efecto.

El cálculo de solicitaciones se realiza de acuerdo con los lineamientos de las "Bases para el Diseño de Puentes Carreteros" de la Dirección nacional de Vialidad. El dimensionamiento de las estructuras se realiza de acuerdo con el cuerpo de Reglamentos C.I.R.S.O.C.

Los materiales previstos en este anteproyecto son:

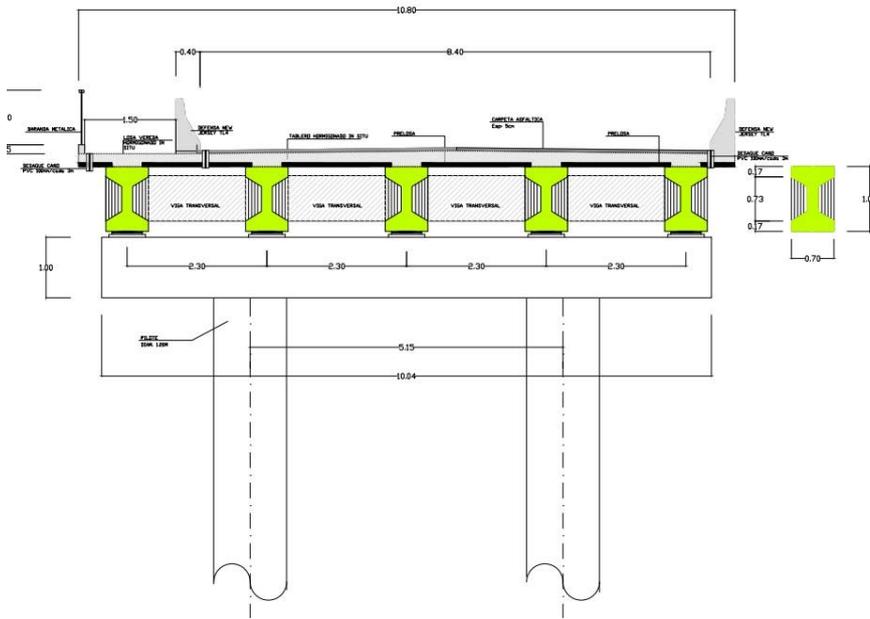
Hormigón Infraestructura:	H-	25	$\sigma'_{bk} = 250 \text{ kg/cm}^2$	
Hormigón Pilotes:	H-	25	$\sigma'_{bk} = 250 \text{ kg/cm}^2$	
Hormigón Vigas Pretensadas:	H-	38	$\sigma'_{bk} = 380 \text{ kg/cm}^2$	
Hormigón Losas in situ:	H-	30	$\sigma'_{bk} = 300 \text{ kg/cm}^2$	
Acero para Hormigón	ADN-420		$\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$	(Conformado en barras)
Acero para Pretensado	C1900 Gr-270 BR (*)			(Cordones de 1/2")

(*) A confirmar según el sistema.

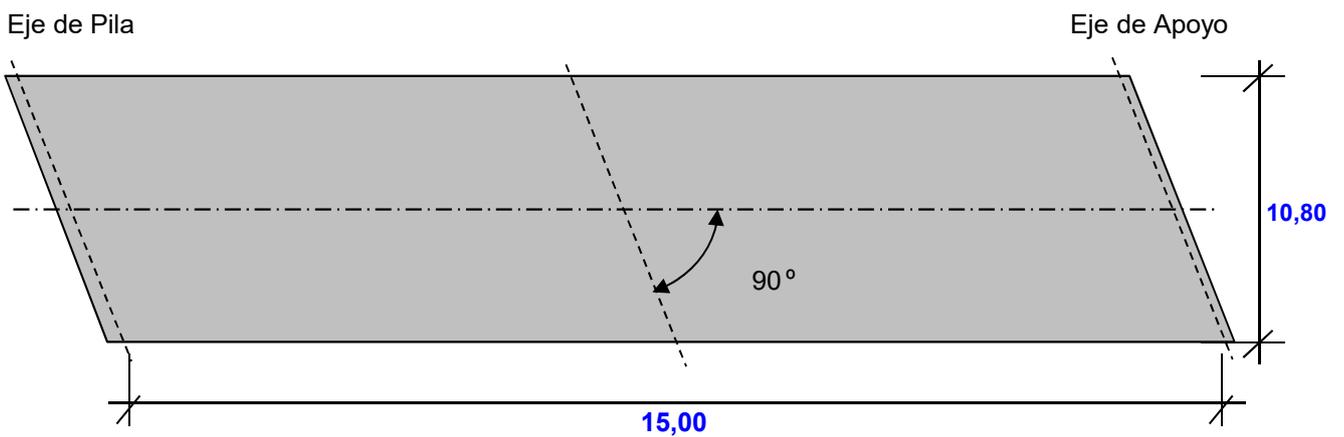
II.- SUPERESTRUCTURA

1.- Geometría

Sección Transversal.



Planta General.



Cantidad de tramos = **3**

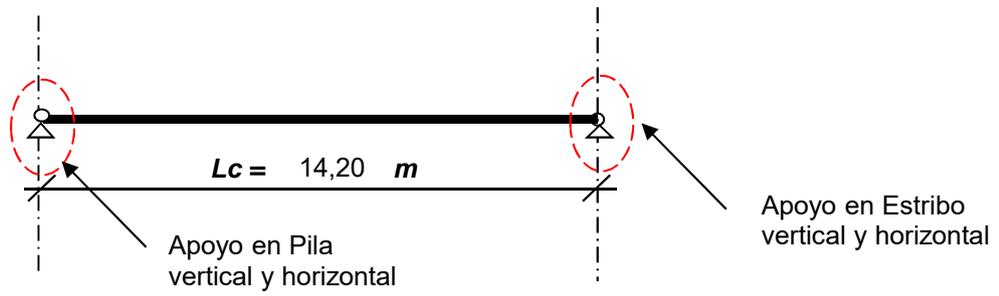
Inclinación de apoyos = **90** ° = 1,57 rad

Luz total de Puente = 45,00 m

Separación entre vigas = **2,30** m

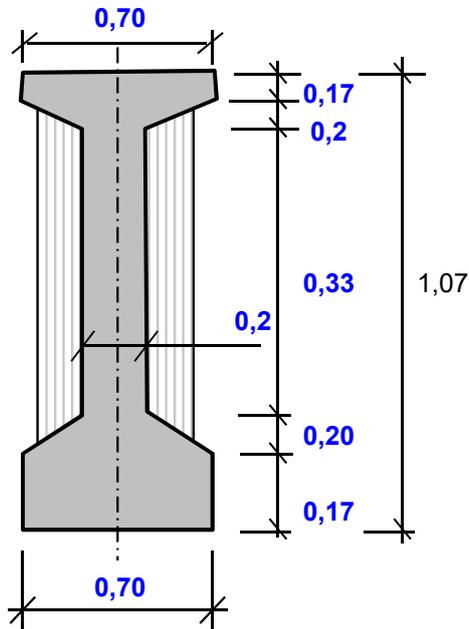
Longitud de voladizo = **0,80** m

2.- Esquema estático

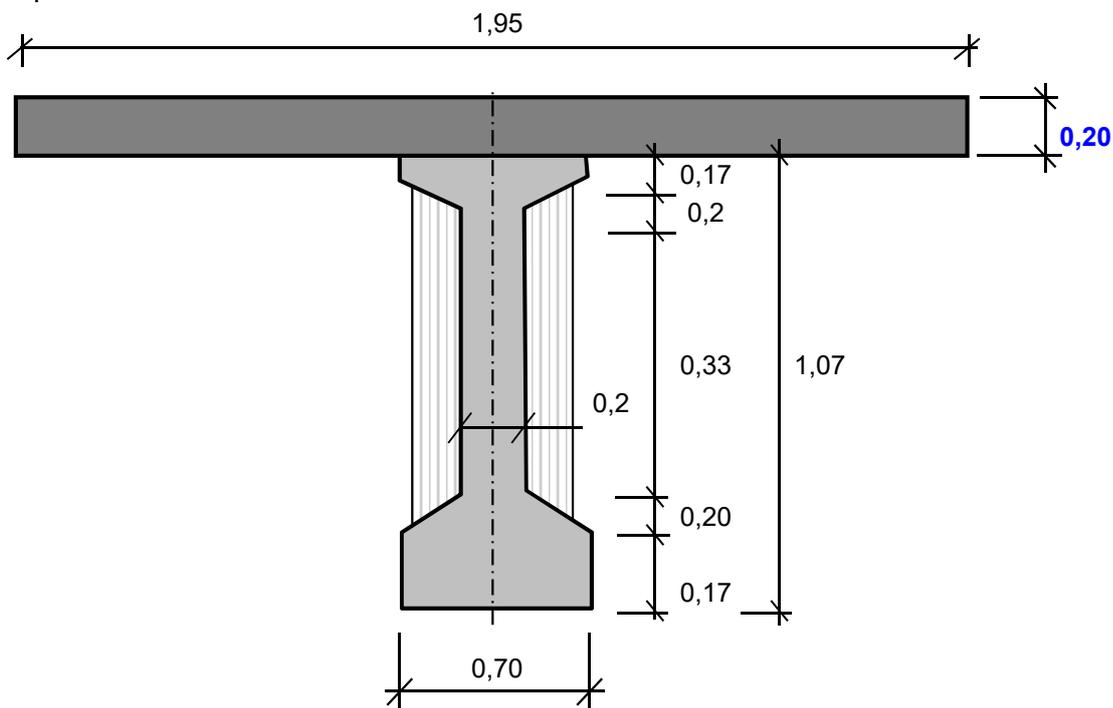


Sección transversal viga premoldeada

Etapa I

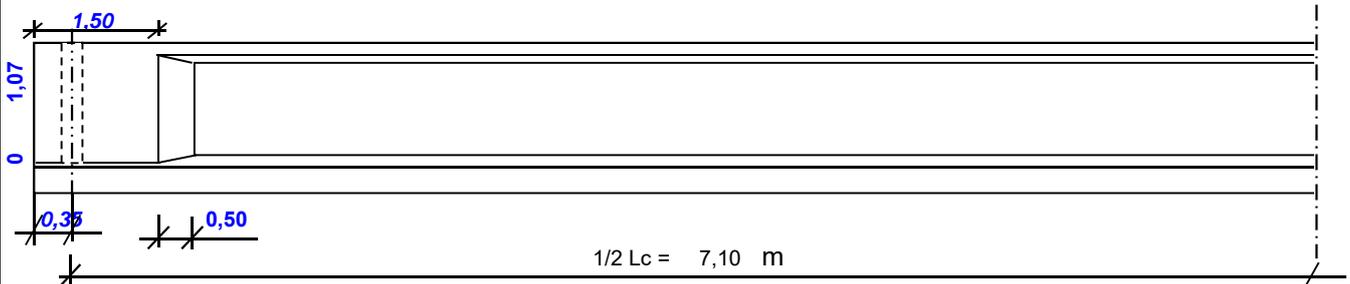


Etapa II



Semi-vista Elemento Premoldeado

EJE APOYO



3.- Características geométricas de la Sección Transversal

Planilla de Cálculo de Características Geométricas de una sección

Elemento: Viga Premoldeada - Sección Centro de tramo

ELEMENTO	a1	a2	b	bacum	ys	yi	F	Jg	Jsup	Mom.Est.
1,00	0,70	0,70	0,17	0,17	0,09	0,09	0,12	0,00	0,00	0,01
2,00	0,70	0,20	0,20	0,37	0,08	0,12	0,09	0,00	0,01	0,03
3,00	0,20	0,20	0,33	0,70	0,17	0,17	0,07	0,00	0,02	0,07
4,00	0,20	0,70	0,20	0,90	0,12	0,08	0,09	0,00	0,06	0,14
5,00	0,70	0,70	0,17	1,07	0,09	0,09	0,12	0,00	0,12	0,26

VALORES CALCULADOS

ALTURA TOTAL DE LA SECCION	Ht=	1,07000	m
SUPERFICIE	F=	0,48400	m ²
DISTANCIA BAR. FIBRA SUPERIOR	ys=	0,53500	m
DISTANCIA BAR. FIBRA INFERIOR	yi=	0,53500	m
MOMENTO INERCIA BARICENTRICO	Jg=	0,06437	m ⁴
MÓDULO RESISTENTE SUPERIOR	Ws=	0,12033	m ³
MÓDULO RESISTENTE INFERIOR	Wi=	0,12033	m ³
MOMENTO ESTÁTICO	S =	0,07907	m ³

Elemento: Sección Completa Homogeneizada - Sección Centro de tramo.

ELEMENTO	a1	a2	b	bacum	ys	yi	F	Jg	Jsup	Mom.Est.
1,00	1,79	1,79	0,20	0,20	0,10	0,10	0,36	0,00	0,00	0,04
2,00	0,70	0,70	0,17	0,37	0,09	0,09	0,12	0,00	0,01	0,07
3,00	0,70	0,20	0,20	0,57	0,08	0,12	0,09	0,00	0,02	0,11
4,00	0,20	0,20	0,33	0,90	0,17	0,17	0,07	0,00	0,04	0,16
5,00	0,20	0,70	0,20	1,10	0,12	0,08	0,09	0,00	0,09	0,25
6,00	0,70	0,70	0,17	1,27	0,09	0,09	0,12	0,00	0,17	0,39

VALORES CALCULADOS

ALTURA TOTAL DE LA SECCION	Ht=	1,27000	m
SUPERFICIE	F=	0,84238	m ²
DISTANCIA BAR. FIBRA SUPERIOR	ys=	0,46485	m
DISTANCIA BAR. FIBRA INFERIOR	yi=	0,80515	m
MOMENTO INERCIA BARICENTRICO	Jg=	0,14860	m ⁴
MÓDULO RESISTENTE SUPERIOR	Ws=	0,31967	m ³
MÓDULO RESISTENTE INFERIOR	Wi=	0,18456	m ³
MÓDULO RESISTENTE SUPERIOR VIGA	Wsvs=	0,56107	m ³
MOMENTO ESTÁTICO	S =	0,15336	m ³

Elemento: Viga premoldeada - Sección Apoyo

ELEMENTO	a1	a2	b	bacum	ys	yi	F	Jg	Jsup	Mom.Est.
1,00	0,70	0,70	0,90	0,90	0,45	0,45	0,63	0,04	0,17	0,28
2,00	0,70	0,70	0,00	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,28
3,00	0,70	0,70	0,17	1,07	0,09	0,09	0,12	0,00	0,12	0,40
4,00	0,00	0,00	0,00	1,07	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,40
5,00	0,00	0,00	0,00	1,07	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,40
6,00	0,00	0,00	0,00	1,07	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,40

VALORES CALCULADOS

ALTURA TOTAL DE LA SECCION	Ht=	1,07000	m
SUPERFICIE	F=	0,74900	m ²
DISTANCIA BAR. FIBRA SUPERIOR	ys=	0,53500	m
DISTANCIA BAR. FIBRA INFERIOR	yi=	0,53500	m
MOMENTO INERCIA BARICENTRICO	Jg=	0,07146	m ⁴
MÓDULO RESISTENTE SUPERIOR	Ws=	0,13357	m ³
MÓDULO RESISTENTE INFERIOR	Wi=	0,13357	m ³
MOMENTO ESTÁTICO	S =	0,05355	m ³

Elemento: Sección Completa Homogenizada - Sección Apoyo

ELEMENTO	a1	a2	b	bacum	ys	yi	F	Jg	Jsup	Mom.Est.
1,00	1,79	1,79	0,20	0,20	0,10	0,10	0,36	0,00	0,00	0,04
2,00	0,70	0,70	0,90	1,10	0,45	0,45	0,63	0,04	0,31	0,45
3,00	0,70	0,70	0,00	1,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,45
4,00	0,70	0,70	0,17	1,27	0,09	0,09	0,12	0,00	0,17	0,59
5,00	0,00	0,00	0,00	1,27	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,59
6,00	0,00	0,00	0,00	1,27	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,59

VALORES CALCULADOS

ALTURA TOTAL DE LA SECCION	Ht=	1,27000	m
SUPERFICIE	F=	1,10738	m ²
DISTANCIA BAR. FIBRA SUPERIOR	ys=	0,52950	m
DISTANCIA BAR. FIBRA INFERIOR	yi=	0,74050	m
MOMENTO INERCIA BARICENTRICO	Jg=	0,17040	m ⁴
MÓDULO RESISTENTE SUPERIOR	Ws=	0,32181	m ³
MÓDULO RESISTENTE INFERIOR	Wi=	0,23011	m ³
MÓDULO RESISTENTE SUPERIOR VIGA	Wsvs=	0,51714	m ³
MOMENTO ESTÁTICO	S =	0,19192	m ³

4.- Análisis de cargas

4.1.GENERALIDADES

CATEGORÍA	A-30	(0=A30 / 1=A25 / 2=A20)	0	
ANCHO DE CALZADA (AnC):			8,40	m
ANCHO DE VEREDAS (AnVer):			2,00	m
LUZ TRAMO (LP):			15,00	m
LUZ CÁLCULO (LC):			14,20	m

4.2.CARGAS PERMANENTES

DATOS DE SECCIÓN TRANSVERSAL

NÚMERO DE VIGAS(NV)			5	
ÁREA VIGA (AV):	0,48	m ²	$\gamma_{H^o} =$	2,50 ton/m ³
ÁREA LOSA(AL):	2,16	m ²	$\gamma_{H^o} =$	2,50 ton/m ³
ÁREA VEREDAS (AVer):	0,00	m ²	$\gamma_{H^o} =$	2,40 ton/m ³
ESPESOR CARPETA (e):	0,05	m	$\gamma_{C.R.} =$	2,40 ton/m ³
PESO CORDÓN (gC):	0,00	ton/m		
PESO BARANDA (gDM):	0,10	ton/m		
DEFENSA 1/2 NEW JERSEY (gO):	1,910	ton/m		

RESUMEN CARGA PERMANENTE

$$g = \gamma_{H^o} \times (NV \times AV + AL + AVer) + e \times \gamma_{AS} \times AC + g_{CP} + g_{DM} + g_O$$

$$g = 14,47 \text{ ton/m}$$

4.3.CARGAS DE TRÁNSITO

COEFICIENTE DE IMPACTO (Tipo de Estructura 2 de Tabla N°2)

LC	ϕ
5,00	1,40
9,99	1,40
10,00	1,30
20,00	1,25
30,00	1,20
50,00	1,10

$$L_c = 14,20$$

$$\phi = 1,279$$

MULTITUD COMPACTA SOBRE CALZADA

$$pMC = 365 + \frac{80 \times 10^6}{LC^3 + LC^2 + 334000}$$

pMC = 0,59 ton/m²

p'MC = pMC x φ x AC

p'MC = 6,38 ton/m

SOBRECARGA EN VEREDAS

pVer = 0,40 ton/m²

pVer = 0,80 ton/m

APLANADORAS

PESO DE APLANADORA DE ACUERDO A CATEGORIAS (en Ton)

CAT	EJE DEL.	EJE TRAS.	TOTAL
A-30	13,0	8,5	30,0
A-25	10,0	7,5	25,0
A-20	8,0	6,0	20,0

RODILLO DELANTERO (Rd): 13,00 ton.
 RODILLO TRASERO (Rt): 8,50 ton.
 CARGA TOTAL : 30,00 ton.

NÚMERO DE FAJAS DE TRÁNSITO: 2

REDUCCIÓN POR APLANADORAS MULTIPLES 100%

EJES DELANTEROS $N_{apl} \times \phi \times (A_{30} - mc(2.5mx6m)) Rd / A_{30}$ R'd = 23,38 ton

EJES TRASEROS $N_{apl} \times \phi \times (A_{30} - mc(2.5mx6m)) 2 Rt / A_{30}$ R't = 30,57 ton

Coefficiente de repartición (solo para cargas concentradas): $Crep = 1/Nv \times Me / Mv = 0,37$

Para el resto de las cargas $Crep = 1 / Nv = 0,20$

5.- Cálculo de solicitaciones

5.1 Solicitaciones en sentido longitudinal

PLANILLA MAXIMOS MOMENTOS FLEXORES Y CORTES ASOCIADOS

Sección (%LC)	0,00	0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50
x (Dist. Apoyo)	0,00	0,71	1,42	2,84	4,26	5,68	7,1
M _{máx.}	0,00	32,89	62,19	109,98	143,37	162,37	166,98
Q _{asoc.}	48,86	44,79	40,72	32,58	24,43	16,29	8,15

Momentos en ton m. Cortes en ton

PLANILLA MAXIMOS MOMENTOS FLEXORES Y CORTES ASOCIADOS PARA CARGAS PERMANENTES

Sección (%LC)	0,00	0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50
x (Dist. Apoyo)	0,00	0,71	1,42	2,84	4,26	5,68	7,1
M _{máx.}	0,00	13,86	26,26	46,68	61,26	70,02	72,93
Q _{asoc.}	20,54	18,49	16,44	12,33	8,22	4,11	0,00

Momentos en ton m. Cortes en ton

PLANILLA MAXIMOS MOMENTOS FLEXORES Y CORTES ASOCIADOS P/ PESO PROPIO LOSA Y VIGA

Sección (%LC)	0,00	0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50
x (Dist. Apoyo)	0,00	0,71	1,42	2,84	4,26	5,68	7,1
M _{máx.}	0,00	10,97	20,78	36,94	48,48	55,41	57,72
Q _{asoc.}	16,26	14,63	13,01	9,76	6,50	3,25	0,00

Momentos en ton m. Cortes en ton

6.- Pretensado Longitudinal

Las vigas se diseñan con un postesado longitudinal. A los efectos de este proyecto, se considera que se utilizarán cables con cordones de 1/2" con inyección a posteriori.

En las páginas siguientes, se estudia la posición del cable resultante. Se verifican tensiones normales, seguridad a rotura y se dimensiona a la fisuración.

Se determina la magnitud de la fuerza de pretensado remanente necesaria en la sección crítica (centro de tramo). El proyecto podrá ser posteriormente adaptado con facilidad al sistema de postesado que se adopte.

6.1 Trazado del cable.

Se adopta una directriz formada por una parábola de segundo grado, con máxima excentricidad en el centro de tramo y mínima en los apoyos.

POSICION CABLE RESULTANTE DE PRETENSADO

La posición de los cables está referida al fondo de la losa del tablero

$L = 14,20 \text{ m}$

SECC.	X	EJE BAR.	CABLE RESULTANTE	
0,00	0,00	0,5350	0,5350	0,000
0,05	0,71	0,5350	0,4524	0,083
0,10	1,42	0,5350	0,3784	0,157
0,20	2,84	0,5350	0,2566	0,278
0,30	4,26	0,5350	0,1696	0,365
0,40	5,68	0,5350	0,1174	0,418
0,50	7,10	0,5350	0,1000	0,435
0,60	8,52	0,5350	0,1174	0,418
0,70	9,94	0,5350	0,1696	0,365
0,80	11,36	0,5350	0,2566	0,278
0,90	12,78	0,5350	0,3784	0,157
0,95	13,49	0,5350	0,4524	0,083
1,00	14,20	0,5350	0,5350	0,000

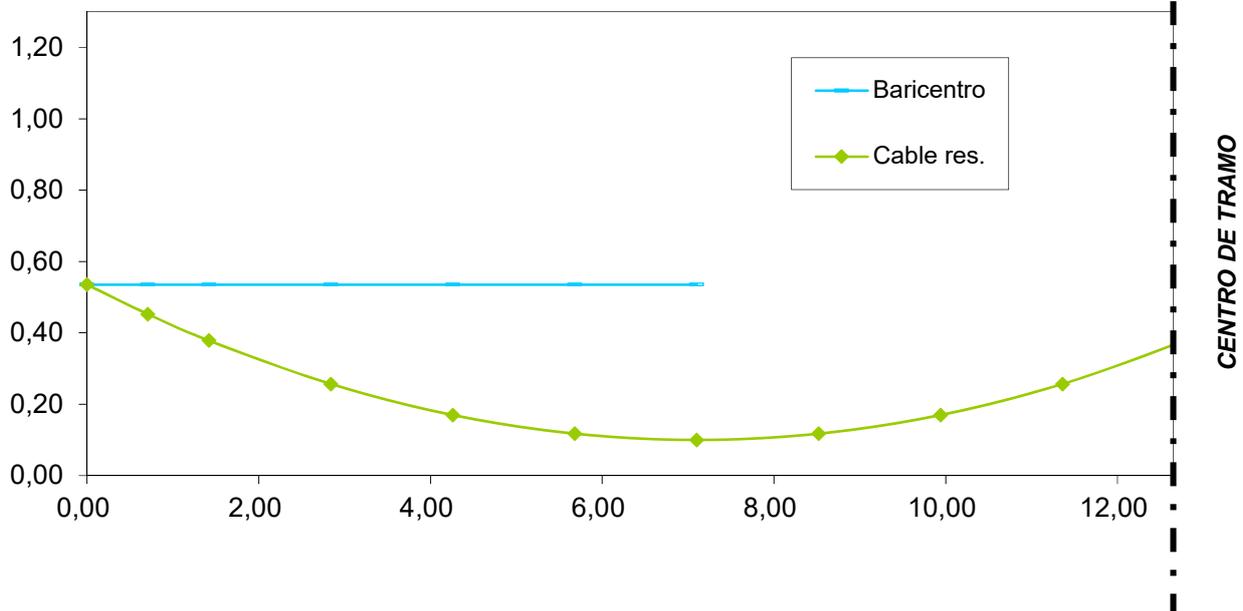
Constante de la parábola de 2º grado

$a = 0,00863$

$\alpha = 0,12$

Las medidas indicadas están en metros.

TRAZADO DE CABLE



6.2 Cálculo de pérdidas por fricción

$\mu = 0,200$ $\beta = 0,006$ Parámetros adoptados

CABLE RESULTANTE $\alpha = 0,12193$

Sección	X	α	$\alpha + \beta \times X$	$e^{-\mu \times X}$ (4)
1	2	3	4	5
0,00	0,000	0,00000	0,00000	1,0000
0,05	0,710	0,01219	0,01645	0,9967
0,10	1,420	0,02439	0,03291	0,9934
0,15	2,130	0,03658	0,04936	0,9902
0,20	2,840	0,04877	0,06581	0,9869
0,25	3,550	0,06096	0,08226	0,9837
0,30	4,260	0,07316	0,09872	0,9805
0,35	4,970	0,08535	0,11517	0,9772
0,40	5,680	0,09754	0,13162	0,9740
0,45	6,390	0,10973	0,14807	0,9708
0,50	7,100	0,12193	0,16453	0,9676

Pérdidas por fricción en 0.5 L 3,24 %

6.3 Verificación de tensiones normales en Estado de Servicio en sección centro de tramo (0.5 L)

6.3.1. Características Geométricas.

Sección Completa

F= 0,8424 m²
 ys= -0,4648 m
 yi= 0,8052 m
 Jg= 0,1486 m⁴
 Ws= -0,3197 m³
 Wi= 0,1846 m³
 Wsvs= -0,5611 m³
 e = 0,4350 m

Sección Simple

F = 0,4840 m²
 J = 0,0644 m⁴
 ys = -0,5350 m
 yi = 0,5350 m
 Wsv= -0,1203 m³
 Wiv= 0,1203 m³

6.3.2. Características Mecánicas.

Hormigón Viga Pref. H-38 Ev = 3.700.000 ton/m²
 Hormigón "in situ" H-30 Et = 3.400.000 ton/m²

Relación de Módulos $\eta = E_v / E_i = 0,92$

6.3.3. Esfuerzo de Pretensado.

No =	-160,0 ton	Pérdidas instantáneas	3,2 %
N _∞ =	-134,8 ton	Pérdidas diferidas	12,5 %
		Pérdidas totales	15,7 %

Estimación acero de pretensado necesario

Tensión límite acero de pretensado (con sobretesado)

90 % x β_s = 0.90 x 17000 = 15.300 kg/cm²

75 % x β_z = 0.75 x 19000 = 14.250 kg/cm²

Tensión límite acero de pretensado (en servicio)

85 % x β_s = 0.85 x 17000 = 14.450 kg/cm²

70 % x β_z = 0.70 x 19000 = 13.300 kg/cm² ← Valor límite adoptado

Fev nec = 12,03 cm² ⇒ σ_{s oo} = 11207 kg/cm² < 0.70 x β_z

6.3.4 Planilla de verificación de tensiones normales en la sección pretensada

Se verifican tensiones correspondientes a Pretensado **limitado** según C.I.R.S.O.C. 201

Nº	SOLICITACIONES POR	N	M	t = 0 (inicial)		t = ∞ (final)		
				σ _{sv}	σ _{iv}	σ _{sv}	σ _{iv}	σ _{sl}
-		ton	ton m	ton/m ²				
1	TIRO	-160,00		-331	-331	-279	-279	
2	MOMENTO TESADO ESTATICO		-69,60	578	-578	487	-487	
3	MOMENTO TESADO HIPERESTATICO							
4	TOTAL PRETENSADO (1+2+3)			248	-909	209	-766	
5	PESO PROPIO VIGA		30,50	-253	253	-253	253	
6	TOTAL (4+5)			-6	-656	-45	-513	
7	PESO PROPIO TABLERO		27,22	-226	226	-226	226	
8	TOTAL (6+7)			-232	-429	-271	-286	
9	PESO PROPIO TERMINACIONES		15,21			-27	82	-44
10	TOTAL (6+7)					-298	-204	-44
11	SOBRECARGA		94,05			-168	510	-270
12	TOTAL (8+11)					-466	306	-314
13								

-2,2% 36,4% 29,1% 95,5%

Tensiones en ton/m².

Tensiones limites según C.I.R.S.O.C. 201 (Tabla 47) 250 -1800 -1600 320

6.3.5 Cálculo de pérdidas diferidas.

$$\sigma_{\phi} = (+\varepsilon_s \times E_z + n \times \phi \times \sigma_{bv} + \Delta\sigma_r) / [1 - n \times (\sigma_{bv} / \sigma_{zv} \times (1 + \phi/2))]$$

$$E_b = 3.700.000 \text{ ton/m}^2 \quad H-38$$

$$E_z = 19.500.000 \text{ ton/m}^2 \quad \text{Acero C1900 Grado 270 Cordones 1/2"} \quad (\text{A verificar según el sistema})$$

$$n = 5,27$$

$$\phi_1 = 2,00 \quad \text{coeficiente de fluencia lenta para cargas de 1ra etapa}$$

$$\phi_2 = 1,70 \quad \text{coeficiente de fluencia lenta para cargas de 2da etapa}$$

Determinación espesor medio ficticio

$$k_{ef} = 1,50 \quad \text{Tabla 46 renglón 3 (CIRSOC 201)}$$

$$d_{ef} = k_{ef} \times (2 A_b / u)$$

$$u = 4,02 \text{ m} \quad \text{Perímetro de la sección expuesto al desecamiento}$$

$$d_{ef} = 0,63$$

$$\text{Coeficiente de retracción final} \quad 0.10 < d_m < 0.80$$

$$\varepsilon_s \infty = -0,00020 \quad \text{Tabla 45}$$

Se estima

$$t_o = 23 \text{ días (tesado inicial)}$$

$$\varepsilon_s \times E_z = -3900,00 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{zv} = 0.65 \times 190000 = 123.500 \text{ ton/m}^2$$

$$\Delta\sigma_r = -3/100 \times \sigma_{zv} = -3705,00 \text{ ton/m}^2$$

Tensión en el hormigón en la fibra contigua al elemento tensor

$$\sigma_{bv} = -278,56 + -69,6 \times 0,44 / 0,15 = -534,33 \text{ ton/m}^2 \quad \text{tensión debida al valor inicial de pretensado}$$

$$\sigma_{bg \ 1} = (30,5 + 27,22) \times 0,44 / 0,15 = 168,97 \text{ ton/m}^2 \quad \text{tensión debida a cargas permanentes 1ra etapa}$$

$$\sigma_{bg \ 1} = (27,22 + 15,21) \times 0,44 / 0,15 = 44,54 \text{ ton/m}^2 \quad \text{tensión debida a cargas permanentes 2da etapa}$$

$$\sigma_{\phi} = -10906,50 \text{ ton/m}^2$$

$$c_{\phi} = -8,83 \quad \%$$

Adoptado 12,5 %

6.4 Verificación de seguridad a la rotura por flexión en sección centro de tramo (0.5 L)

$M_{m\acute{a}x} = 166,98 \text{ ton m}$

Armadura No Tesa = 18,85 cm²

Armadura Tesa = 12,03 cm²

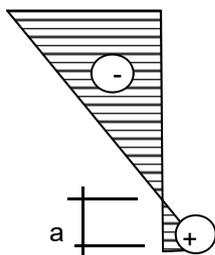
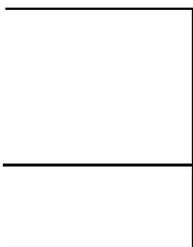
$M_{resistente} = 396,937 \text{ ton m}$

Coefficiente de Seguridad = 2,4 > 1,75 VERIFICA

6.5 Verificación a la fisuración y dimensionamiento de armaduras longitudinales.

Planillamos las tensiones normales en la sección 0.5L considerada en estado I y con cargas exteriores mayoradas en 35%.

Nº	SOLICITACIONES POR	N	M	t = 0 (inicial)		t = ∞ (final)	
				σ_{sv}	σ_{iv}	σ_{sv}	σ_{iv}
-		ton	ton m	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²
1	TIRO	-160,00	0,00	-330,58	-330,58	-278,56	-278,56
2	MOMENTO TESADO ESTATICO		-69,60	578,43	-578,43	487,4	-487,4
3	MOMENTO TESADO HIPERESTATICO						
4	TOTAL PRETENSADO (1+2+3)			247,85	-909,01	208,84	-765,96
5	PESO PROPIO VIGA		41,17	-342,17	342,171	-342,17	342,171
6	TOTAL (4+5)			-94,32	-566,84	-133,33	-423,79
7	PESO PROPIO LOSA		36,75	-305,41	305,411	-305,41	305,411
8	TOTAL (6+7)			-399,73	-261,43	-438,74	-118,38
9	TERMINACIONES		20,54			-36,612	111,281
10	TOTAL (8+9)					-475,35	-7,1
11	SOBRECARGA		126,96			-226,29	687,933
12	TOTAL (8+11)					-701,64	680,83
13							



$$a = 680,83 / (680,83 + 701,64) \times 1,07 = 0,53$$

$$Abz = 0,24 \text{ m}^2$$

Posición baricentro 0,19

Tensión baricentro 429

$$Z = 103,16 \text{ ton}$$

Armadura no tesa dispuesta

$$F_e = 20,86 \text{ cm}^2$$

$$6 \text{ } \emptyset \text{ } 20 + 2 \text{ } \emptyset \text{ } 8 + 2 \text{ } \emptyset \text{ } 8$$

Tensión en el acero

$$\sigma = 3136,62 \text{ kg/cm}^2$$

Verificación incremento de tensión en armadura pretensada.

$$\Delta\sigma_v = Z / (A_v + A_s) = 3136,62 \text{ kg/cm}^2$$

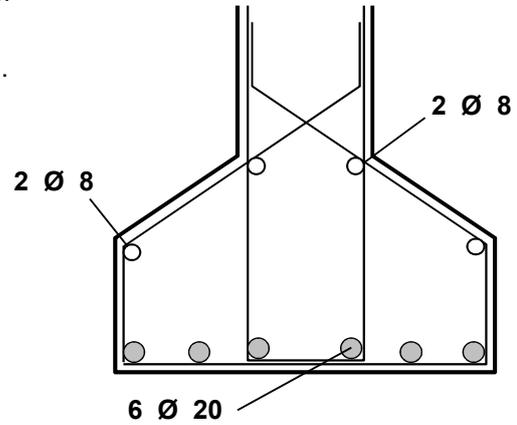
$$\sigma_{v \text{ final}} = 14.344 \text{ kg/cm}^2 < \beta_{sv}$$

Verificación diámetro límite

$$d_s \leq \frac{4 \times r \times \mu_z \times 10^4}{\sigma}$$

$$\mu_z = 0,87 \%$$

$$d_s = 22,9 \text{ mm} \implies \text{Verifica fisuración}$$



9- Reacciones de apoyo

L = 15,00 m AC = 8,40 m
 Oblicuidad $\alpha = 90,0^\circ$ AV = 2,00 m

9.1 Cargas Verticales

9.1.1 Cargas Permanentes

Vigas	5,00	0,48	m ²	2,50	ton/m ³	6,05	ton/m
Losa "in situ"		2,16	m ²	2,50	ton/m ³	5,40	ton/m
Veredas		0,00	m ²	2,40	ton/m ³	0,00	ton/m
Carpeta	8,40	0,05	m	2,40	ton/m ³	1,01	ton/m
Barandas, defensas y parapetos						2,01	ton/m

g = 14,47 ton/m

Reacción por eje de apoyo R = 108,51 ton

Peso Riostra Pr = **6,60** ton

9.1.2 Cargas de Tránsito

9.1.2.1 Multitud compacta y sobrecarga en veredas

pc = 0,59 ton/m²

pv = 0,40 ton/m²

Reacción por eje de apoyo R = 43,42 ton

9.1.2.2 Aplanadoras

Reacción por eje de apoyo R = 60,00 ton

9.2 Cargas Horizontales

9.2.1 Frenado

$$L_t = 15,00 \text{ m (Se consideran 1 tramos continuos)}$$

$$H_{F1t} = 9,00 \text{ ton}$$

$$H_{F2t} = 2,99 \text{ ton}$$

$$H_{Ft} = 9,00 \text{ ton} \implies \text{Valor adoptado}$$

$$\text{Ejes de apoyo} = 2,00$$

$$\text{Reacción por eje de apoyo} \qquad \qquad \qquad HF = 4,50 \text{ ton}$$

9.2.2 Viento

9.2.2.1 Puente Cargado

$$\text{Reacción por eje de apoyo} \qquad \qquad \qquad H_{Wc} = 3,74 \text{ ton}$$

9.2.2.2 Puente Descargado

$$\text{Reacción por eje de apoyo} \qquad \qquad \qquad H_{Wd} = 4,26 \text{ ton}$$

9.2.3 Variaciones de longitud de tablero.

Estimamos las variaciones de longitud por fluencia, retracción y temperatura.

$L =$		15,00	m
$\Delta L_r = 20 \times 10^{-5} \times L_t / 2 =$		1,50	mm
$\Delta L_f = 1.6 \times \sigma_b / E \times L_t / 2 =$		0,90	mm
$\Delta L_t = 30 \times 10^{-5} \times L_t / 2 =$		2,25	mm
	Σ	4,65	mm
		0,62	mm/m

Utilizando apoyos de Neopreno Armado

$$h_{neta} = 16,00 \text{ mm}$$

$$HL_{\Delta L} = G \times F \times \Delta L / h_{neta} = 1,75 \text{ ton}$$

(Por viga debido a Fluencia, Retracción y Temperatura)

9.3.1. Resumen - Cargas por Pila

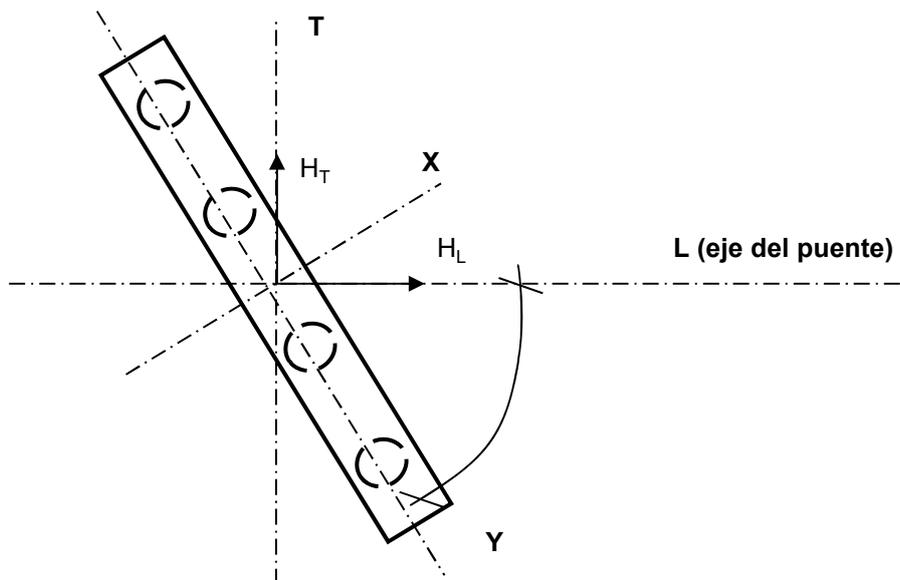
$\alpha = 90^\circ = 1,571 \text{ rad}$

Nº	ESTADO	V	HL	HT	Hx	Hy
		ton	ton	ton	ton	ton
1	Puente Vacío	230,22	0,00	8,51	0,00	8,51
2	Puente Cargado	377,06	9,00	7,47	9,00	7,47

9.3.2. Resumen - Cargas por Estribo

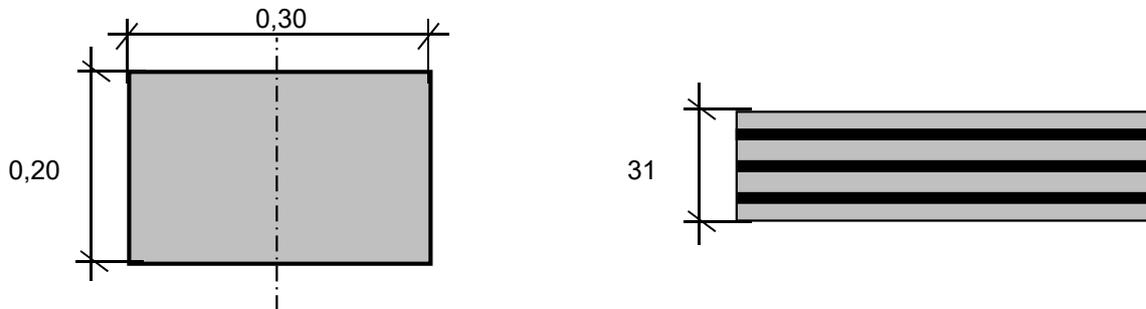
$\alpha = 90^\circ = 1,571 \text{ rad}$

Nº	ESTADO	V	HL	HT	Hx	Hy
		ton	ton	ton	ton	ton
1	Puente Vacío	115,11	8,73	4,26	8,73	4,26
2	Puente Cargado	218,53	13,23	3,74	13,23	3,74



10. Apoyos de neopreno Armado. Se verifican los apoyos en correspondencia con la junta de dilatación.

Geometría



Dureza Shore **60**

Solicitaciones (por eje de apoyo)

$$V_{\text{máx}} = 43,71 \text{ ton} \qquad H_{V \text{ máx}} = 2,65 \text{ ton}$$

$$V_{\text{mín}} = 23,02 \text{ ton} \qquad H_{V \text{ mín}} = 1,75 \text{ ton}$$

Adoptado por eje de apoyo: pastillas: **0,20** m x **0,30** m

$$h_{\text{neta}}: \quad \mathbf{16,00} \text{ mm} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Recubrimiento exterior} = 3 \text{ mm} \\ \text{Espesor placas} = 3 \text{ mm} \\ \text{Espesor capas de goma} = \mathbf{8} \text{ mm} \text{ c/u} \\ \text{cantidad de capas} \quad \mathbf{2} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 728,44 \text{ ton/m}^2 < \sigma_{\text{adm máx}} = \mathbf{1000} \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 383,70 \text{ ton/m}^2 > \sigma_{\text{adm mín}} = \mathbf{250} \text{ ton/m}^2$$

Verificación máxima distorsión

$$\Delta L_{\text{tab}} = 4,65 \text{ mm} \quad (\text{retracción, fluencia lenta y temperatura})$$

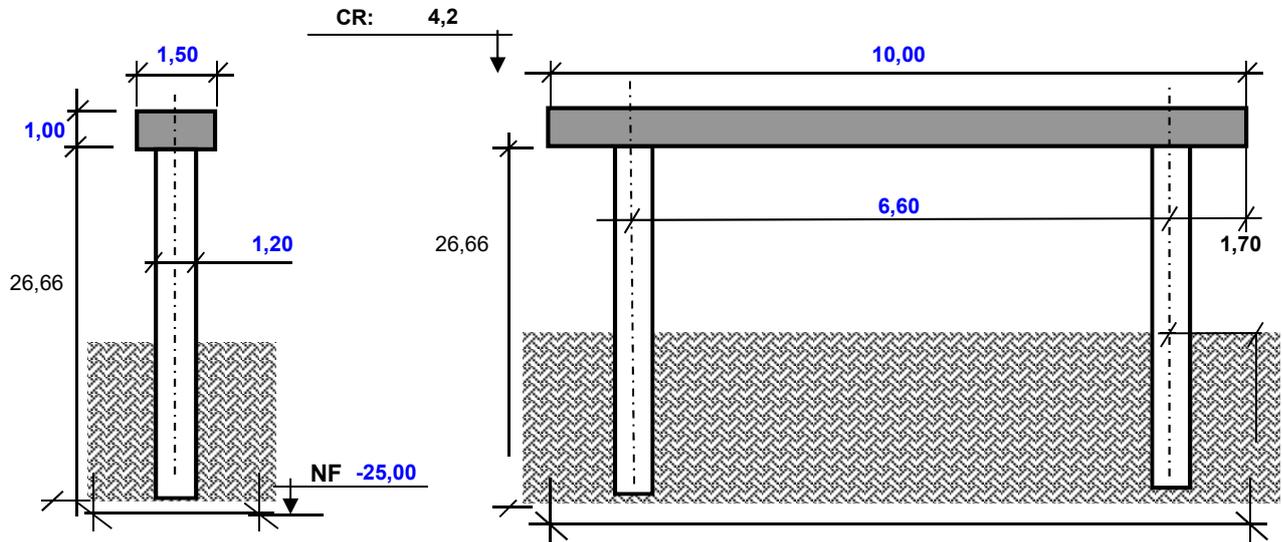
$$\Delta L_{\text{fren}} = 2,40 \text{ mm} \quad (\text{frenado})$$

$$\Delta L_{\text{tot}} = 7,05 \text{ mm}$$

$$\text{tg } \gamma = 0,44 < \text{tg } \gamma_{\text{máx}} = \mathbf{0,70} \quad \Longrightarrow \quad \text{Verifica distorsión}$$

2. Pila

2.1 Geometría



Nº COLUMNAS = 2

2.2 Análisis de Cargas

2.2.1. Cargas Permanentes (Peso propio pila)

Peso específico Hº = 2,50 ton/m³

Peso específico suelo = 1,80 ton/m³

ELEMENTO	SECCIÓN	PESO (Ge)
	m ²	ton
Dintel	1,50	37,50
Columna	1,13	150,78
Totales/Resultante	-	188,28

2.2.3. Cargas Provenientes de tablero (a la Pila)

Las cargas indicadas en la planilla corresponden a las totales por pila :

$$\alpha = 90^\circ = 1,571 \text{ rad}$$

CALZADA PRINCIPAL - LUZ PARCIAL 15 m

N°	ESTADO	V	HL	HT	Hx	Hy
		ton	ton	ton	ton	ton
1	Vacío	230,22	0,00	8,51	0,00	8,51
2	Carga Media	333,64	4,50	7,99	4,50	7,99
3	Carga Máxima	377,06	9,00	7,47	9,00	7,47

2.2.4. Empuje Hidrodinámico

Los Empujes Hidrodinámicos sobre cada Pilote **4,00** ton

2.3.- Parámetros geotécnicos

Fundación indirecta

Cota de Fundación

$$CF = - 25,00 \text{ m}$$

Tensión admisible fricción

$$\sigma_{adm} = 1,5 \text{ kg/cm}^2$$

Tensión admisible Punta

$$\sigma_{adm} = 127 \text{ kg/cm}^2$$

2.4. Verificación de la capacidad portante

Carga Admisible Neta, Según Estudio Geotécnico

$$P_{adm} = 266,3 \text{ Ton}$$

Carga Máxima En Pilote (aproximada)

$$P_{max} = 237,5 \text{ Ton}$$

2.5. Cálculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones

Materiales

Hormigón H-25
Acero ADN-420

2.5.2. Dimensionamiento de la columna

2.5.2.1. Flexión

Diámetro Columna sección 1 y 2 = **1,20** m \implies Area = 1,131 m²

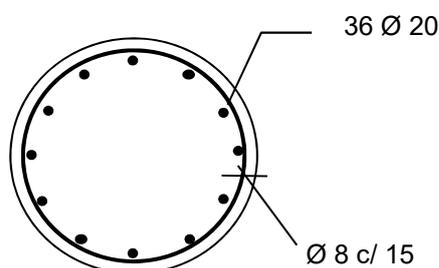
SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	m	n	ω_o	μ	$fe_{nec.}$	ϕ	Cant	fe_{adop}
1	111,86	-115,1	0,04	-0,05	0,20	0,01	107,71	20	34,29	36 Ø 20

2.5.2.2 Corte

nº ramas = **2**

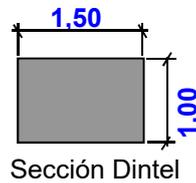
SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_o	Zona	τ_{red}	fe (rama)	sep	adop
1	8,95	0,00	1,20	10,55	Zona I	4,22	0,13	0,15	Ø 8 c/ 15

Esquema de armado:



2.5.3. Dimensionamiento del Dintel

Dimensiones



2.5.3.1. Dimensionamiento a Flexión

Armadura mínima $f_{e\ min} = 22,50\ cm^2$ ($\mu_{min} = 0.15\%$) Recubrimiento = **0,030** m

Sección	SOLICITACIONES				ARMADURAS						
	M	N	d	b	Me	kh	$f_{e\ nec}$	$f_{e\ calc}$	ϕ	cant	$f_{e\ adop}$
	(ton.m)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)		(cm ²)	(cm ²)			

Flexión Vertical

Sup	-98,04	0,00	1,00	1,50	98,0	11,38	45,28	45,28	20	14,4	15 Ø 20 [sup]
Inf	101,81	0,00	1,00	1,50	102	11,17	47,02	47,02	20	15,0	15 Ø 20 [inf]

2.5.3.2. Dimensionamiento a Corte

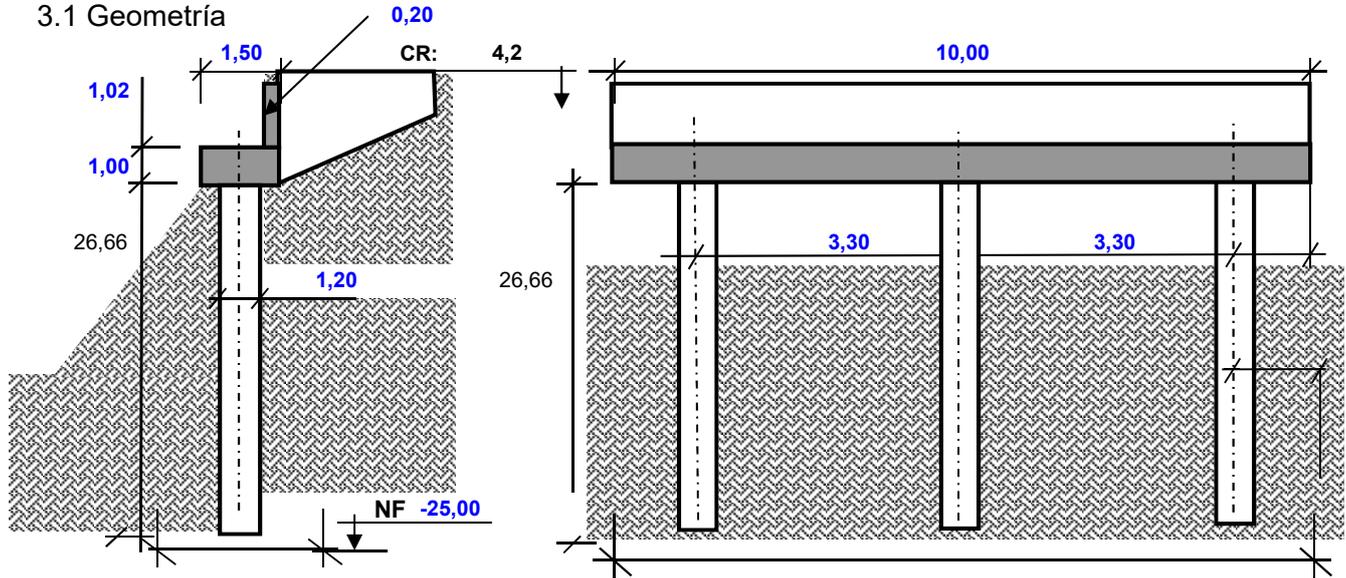
Sección	SOLICITACIONES				ARMADURAS			
	Q	b	d	τ_0	Zona	τ_{red}	f_e	Adoptado
	(ton)	(m)	(m)	(ton/m ²)		(ton/m ²)	(cm ² /m)	

Corte Vertical

Sup	113,12	1,50	1,00	89	Zona I	35,5	22,2	4r Ø12 c/ 15 + 2r Ø0 c/ 0 ext
-----	---------------	------	------	----	--------	------	------	--------------------------------------

3. Estribo

3.1 Geometría



Nº COLUMNAS = 3

3.2 Análisis de Cargas

3.2.1. Cargas Permanentes (Peso propio pila)

Peso específico Hº = 2,50 ton/m³

Peso específico suelo = 1,80 ton/m³

ELEMENTO	SECCIÓN	PESO (Ge)
	m²	ton
Dintel	1,50	37,50
Columna	1,13	226,17
Espaldón	0,20	5,10
Muro de Ala	4,16	4,16
Totales/Resultante	-	272,93

3.2.3. Cargas Provenientes de tablero (Estribo)

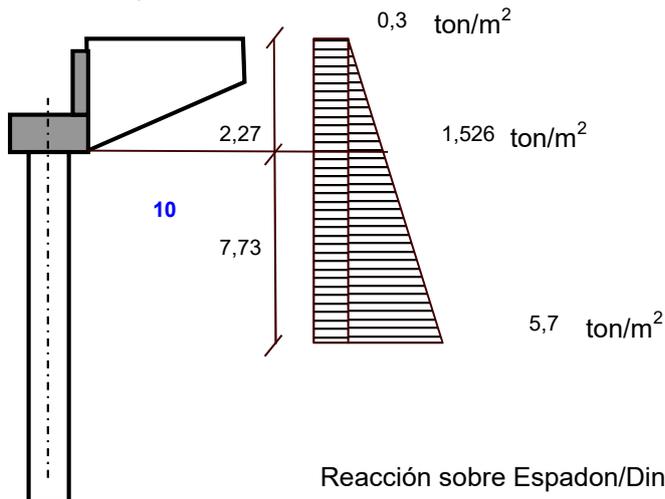
Las cargas indicadas en la planilla corresponden a las totales por pila :

$$\alpha = 90^\circ = 1,571 \text{ rad}$$

CALZADA PRINCIPAL - LUZ PARCIAL 15 m

Nº	ESTADO	V	HL	HT	Hx	Hy
		ton	ton	ton	ton	ton
1	Vacío	115,11	8,73	4,26	8,73	4,26
2	Carga Máxima	218,53	13,23	3,74	13,23	3,74

3.2.4. Empuje de Suelos



Sobrecarga en calzada **1** ton/m²

Coefficiente de Empuje activo **0,3**

Reacción sobre Espadon/Dintel = 9,13 Ton

Reacción sobre Pilotes (1,5φ) = 50,27 Ton

3.3.- Parámetros geotécnicos

Fundación indirecta

Cota de Fundación

$$CF = - 25,00 \text{ m}$$

Tensión admisible fricción

$$\sigma_{adm} = 1,5 \text{ kg/cm}^2$$

Tensión admisible Punta

$$\sigma_{adm} = 127 \text{ kg/cm}^2$$

3.4. Verificación de la capacidad portante

Carga Admisible Neta, Según Estudio Geotécnico

$$P_{adm} = 266,3 \text{ Ton}$$

Carga Máxima En Pilote (aproximada)

$$P_{max} = 178,9 \text{ Ton}$$

3.5. Cálculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones

Materiales

Hormigón H-25
Acero ADN-420

3.5.2. Dimensionamiento de la columna

3.5.2.1. Flexión

Diámetro Columna sección 1 y 2 = **1,20** m \implies Area = 1,131 m²

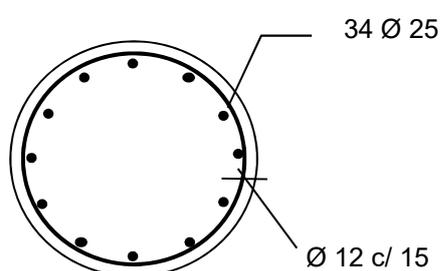
SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	m	n	ω_o	μ	$f_{e\ nec.}$	ϕ	Cant	$f_{e\ adop}$
1	169,47	-57,6	0,06	-0,03	0,30	0,014	161,57	25	32,91	34 Ø 25

3.5.2.2 Corte

nº ramas = **2**

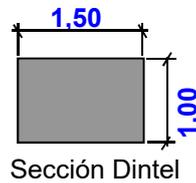
SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_o	Zona	τ_{red}	f_e (rama)	sep	adop
1	57,73	0,00	1,20	68,06	Zona I	27,23	0,82	0,15	Ø 12 c/ 15

Esquema de armado:



3.5.3. Dimensionamiento del Dintel

Dimensiones



3.5.3.1. Dimensionamiento a Flexión

Armadura mínima $f_{e\ min} = 22,50\ cm^2$ ($\mu_{min} = 0.15\%$) Recubrimiento = **0,030** m

Sección	SOLICITACIONES				ARMADURAS						
	M	N	d	b	Me	kh	$f_{e\ nec}$	$f_{e\ calc}$	ϕ	cant	$f_{e\ adop}$
	(ton.m)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)		(cm^2)	(cm^2)			

Flexión Vertical

Sup	-56,82	0,00	1,00	1,50	56,8	14,95	25,71	25,71	20	8,2	15 Ø 20 [sup]
Inf	36,06	0,00	1,00	1,50	36	18,76	16,17	22,50	20	7,2	15 Ø 20 [inf]

3.5.3.2. Dimensionamiento a Corte

Sección	SOLICITACIONES				ARMADURAS			
	Q	b	d	τ_0	Zona	τ_{red}	f_e	Adoptado
	(ton)	(m)	(m)	(ton/m^2)		(ton/m^2)	(cm^2/m)	

Corte Vertical

Sup	65,56	1,50	1,00	51	Zona I	20,6	12,9	4r Ø12 c/ 15 + 2r Ø0 c/ 0 ext
-----	--------------	------	------	----	--------	------	------	--------------------------------------