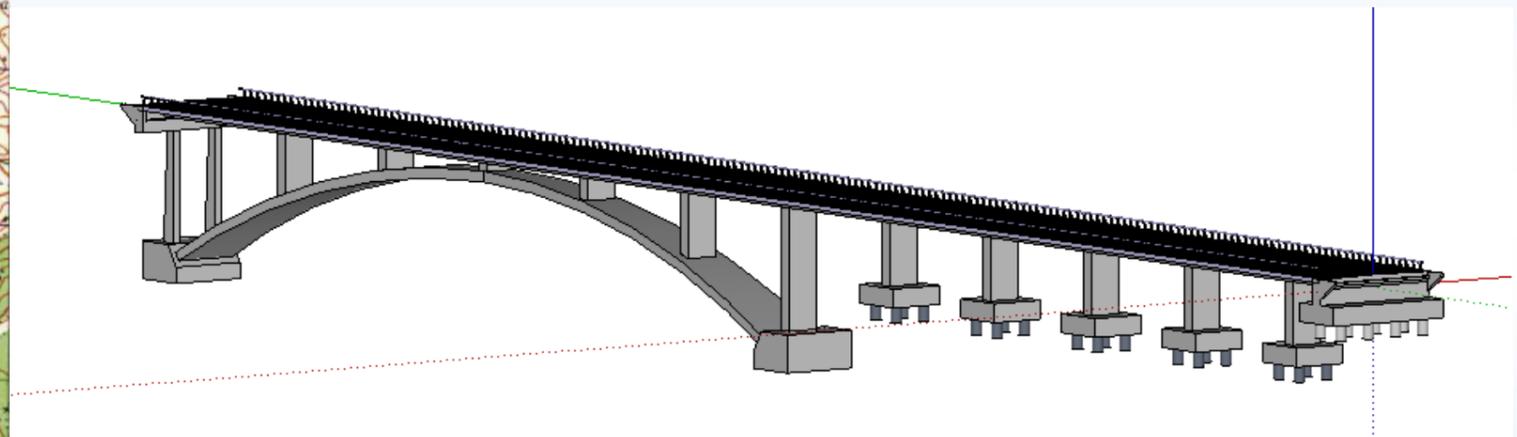




Proyecto de puente en el paso Bopal sobre el Rio Grande de Matagalpa (Nicaragua)



Autores:

Sergio Agustín Ratón Alomar
Miriam Sacristán Terradillos
Alfonso Cid González
Raquel Estrada Merino

Tutores:

Miguel Ángel Vicente Cabrera
Juan Manuel Manso Villalaín

Febrero 2012



MEMORIA DESCRIPTIVA



ÍNDICE

	<i>Página</i>
1. OBJETO DEL PROYECTO.....	5
2. SITUACIÓN ACTUAL.....	5
3. FINALIDAD.....	6
4. DATOS PREVIOS DEL PROYECTO.....	7
4.1. TOPOGRAFÍA Y CARTOGRAFÍA.....	7
4.2. GEOLOGÍA Y GEOTECNIA.....	7
4.3. EFECTOS SÍSMICOS.....	8
4.4. CLIMATOLOGÍA.....	8
4.5. ESTUDIOS HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO.....	9
4.6. ESTUDIO DE TRÁFICO, TRAZADO Y FIRME.....	9
4.6.1. ESTUDIO DE TRÁFICO.....	9
4.6.2. TRAZADO.....	10
4.6.2.1. Criterios de diseño geométricos.....	10
4.6.3. SELECCIÓN DEL FIRME.....	10
4.6.3.1. Factores condicionantes del firme.....	10
5. ESTUDIO DE SOLUCIONES.....	11
5.1. TRAZADO.....	11
5.2. TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL.....	11
5.2.1. PUENTE ARCO.....	12
6. CÁLCULO ESTRUCTURAL.....	13
7. REPLANTEO.....	15
8. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.....	16
9. DEMOLICIÓN Y GESTIÓN DE RESIDUOS.....	16
10. ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL.....	17
11. ESTUDIO DE SEGURIDAD Y SALUD.....	17
12. CONTROL DE CALIDAD.....	18
13. JUSTIFICACIÓN DE PRECIOS.....	18
14. PLAN DE OBRA.....	18
15. NORMAS, INSTRUCCIONES, PLIEGOS Y ORDENANZAS APLICADOS.....	19
16. PRESUPUESTO.....	19
17. DOCUMENTOS DE QUE CONSTA EL PROYECTO.....	20
18. CONCLUSIÓN.....	20



1. OBJETO DEL PROYECTO

El objeto del presente Proyecto es la realización del Proyecto Fin de Carrera (a partir de ahora, y para abreviar, lo llamaremos PFC) de las titulaciones impartidas por la Universidad de Burgos de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos e Ingeniería Técnica de Obras Públicas, por parte de los alumnos: Miriam Sacristán Terradillos, Sergio Agustín Ratón Alomar, Raquel Estrada Merino y Alfonso Cid González, bajo la supervisión de los tutores: D. Miguel Ángel Vicente Cabrera y Juan Manuel Manso Villalaín, Doctores Ingenieros y profesores titulares de la Escuela Politécnica Superior (a partir de ahora EPS) de la Universidad de Burgos.

Según lo dictado en el reglamento de PFC de la EPS, la finalidad de dicho proyecto es que el alumno elabore un trabajo donde se apliquen de una manera más práctica los conocimientos adquiridos a lo largo de sus estudios demostrando sus dotes de creatividad. Los objetivos básicos que se buscan con la realización del PFC son:

- Preparar al alumno para la resolución de problemas propios del ejercicio profesional en el ámbito de su titulación.
- Completar su formación aprendiendo las nuevas tecnologías que se incorporan en relación con su titulación.
- Fomentar el trabajo en equipo.
- Saber buscar y seleccionar la información necesaria.
- Aprender a elaborar informes y a redactar trabajos técnicos.
- Conocer los métodos de exposiciones orales y aplicarlos correctamente.
- Aumentar su capacidad para la planificación y organización del trabajo.

En el aspecto técnico, el objeto del PFC, se propone la construcción de un puente de carretera en las cercanías de Esquipulas, provincia de Matagalpa, Nicaragua, se trata de una zona afectada por las crecidas extremas del Rio Grande de Matagalpa.

La población que se beneficiará de dicho proyecto será muy amplia, puesto que el sitio del proyecto está sobre la vía principal de acceso a los municipios de San Dionisio, San Ramón y Matagalpa, cabecera departamental del departamento homónimo, y esto representa una circulación constante de pobladores en vehículo, a pie, a caballo...

Esta carretera estaba conectada por un puente que fue destruido por el Huracán Mitch, el cual no se ha vuelto a reconstruir por motivos económicos.

2. SITUACIÓN ACTUAL

El estado actual de dicha zona reclama la construcción de un puente ya que es un importante punto de acceso a la ciudad de Matagalpa, centro comercial y cultural de la zona.

En estos momentos existe un puente provisional que no cumple los objetivos requeridos para esta conexión, con pequeñas crecidas del río, el agua cubre el puente por completo, erosionando los estribos y por tanto produciendo un gasto en mantenimiento.

Asimismo, es una zona por el cual el tráfico pesado accede a la ciudad de Matagalpa y con las lluvias queda inhabilitado el paso existente.

En las siguientes fotografías se pueden apreciar las características descritas:



3. FINALIDAD

La ejecución del proyecto está dentro del marco de la búsqueda del crecimiento económico de la región, puesto que es indispensable para la libre circulación en todo tiempo, debido a que facilitaría el cruce del Rio Grande de Matagalpa y acceder a la cabecera departamental.

Los objetivos que se pretenden alcanzar con este proyecto son:

- Facilitar el acceso de los habitantes de la región a la cabecera departamental.
- Mejorar las condiciones de vida de la población mediante la circulación en todo tiempo permitiéndoles realizar sus actividades de negocio, venta de la producción agrícola, acceso a estudios universitarios, salud y otros con los que no cuenten en el municipio

Los resultados esperados con la ejecución de este proyecto son los siguientes:

- La producción cafetalera y los granos básicos (potencial actividad agrícola del municipio) no se estancará sino que tendrá fluidez comercial en todo tiempo.
- Las familias Esquipuleñas tendrán acceso a la salud especializada de los hospitales regionales.
- Los jóvenes Esquipuleños tendrán acceso a la educación superior de las universidades de la cabecera departamental.
- Los organismos no gubernamentales e instituciones nacionales con sede en Matagalpa y que inciden en el desarrollo del municipio no tendrán atrasos en sus operaciones, ya que el invierno no será más factor de incomunicación, puesto que el puente permitirá el pase del rio Grande de Matagalpa en todo tiempo.



4. DATOS PREVIOS DEL PROYECTO

4.1. TOPOGRAFÍA Y CARTOGRAFÍA

El objeto de la elaboración de este anejo es conseguir una definición precisa del terreno de actuación, para una mayor precisión en los cálculos y dimensiones geométricas de las distintas construcciones, en cuanto a movimientos de tierras, etc.

Debido a la falta de datos topográficos se ha realizado un levantamiento topográfico, este está referido al sistema de coordenadas UTM, el área del proyecto, se encuentra en su totalidad dentro del uso 16 y la banda P.

Para la correcta referenciación del estudio no se disponía de vértices geodésicos de ningún tipo, por lo que la ubicación de los puntos iniciales se realizó mediante GPS, el cual nos proporciona directamente las coordenadas UTM con una precisión de $\pm 4m$.

Los resultados pueden encontrarse en el Anejo N°2 Topografía y Cartografía

4.2. GEOLOGÍA Y GEOTECNIA

Este documento tiene por objeto el estudio de la geología del terreno donde se proyecta la ejecución del puente, para la redacción del mismo se ha realizado la recopilación de datos del Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER) y también se ha analizado el mapa geológico proporcionado por un geólogo de la zona.

Nos encontramos con que el grupo que predomina en casi todo el territorio de Matagalpa, como su propio nombre indica, es el grupo Matagalpa (Tomm). Este grupo de rocas comprenden terrenos con crestas y macizos elevados y de grandes extensiones con

fuertes y continuas pendientes, se presentan ligeramente plegadas y entre cortadas en profundos valles.

Su composición litológica está representada por lavas félsicas, andesitas, basaltos, andesitas dacitas, así como tobas cloríticas de color verdusco muy masivas de gran impermeabilidad. Estas rocas se encuentran falladas y fracturadas, la mayoría de estas se encuentran segmentadas, cabe destacar que este tipo de roca aflora en la margen izquierda (desde Esquipulas) en toda la longitud del cauce de la zona de estudio.

Además se incluye el estudio de suelos realizado por la empresa IMS (Ingeniería de Materiales y Suelos, para el correspondiente estudio geotécnico.

En base a los resultados obtenidos de la Prueba Normal de Penetración (SPT) y los ensayos de laboratorio se recomienda:

- a) Cimentar con zapata aislada a partir de 1,50 m. con una presión admisible de 1,80 kg/cm², debiéndose mejorar 1,20 m. en el Sondeo No.1 y 0,80 m. en los Sondeos No.2, No.3 y No.4 referidos al Nivel del Terreno Natural.
- b) La presión admisible de 1,80 kg/cm² es referida una vez mejorado 1,20 m. en el sondeo No.1 y 0,80 m en los Sondeos No.2, No.3 y No.4.
- c) El Material para el mejoramiento debe ser cualquiera de las opciones siguientes:
 - Material selecto
 - Suelo selecto en una proporción de 1,10 (puede utilizarse material del sitio sin presencia de materia orgánica).
 - Concreto pobre (4 bolsas de cemento por m³)



- d) Si por razones de diseño la profundidad de desplante recomendada resultare excesiva y si se pretende cimentar a menor profundidad entonces se deberá excavar hasta profundidad recomendada en el inciso a).
- e) Es entendido que la profundidad de desplante definitiva estará en dependencia del análisis de socavación general y local, ya que las profundidades anteriormente indicadas no contemplan dicho aspecto.
- f) Finalmente se recomienda que en base al análisis hidráulico del río se dote al puente proyectado, de las obras necesarias contra la erosión y/o socavación que podrían afectar su estabilidad.

4.3. EFECTOS SÍSMICOS

Para el estudio de las acciones sísmicas sobre la construcción a realizar se ha empleado el "Reglamento Nacional de la Construcción" RNC-07. La estructura a la que se hace referencia el presente proyecto se clasifica como de gran importancia estratégica para atender a la población inmediatamente después de ocurrido un desastre, y es necesario que permanezcan operativas luego de un sismo intenso. Además pertenece a aquellas estructuras cuya falla total o parcial causaría pérdidas económicas o culturales excepcionales.

Llegando a la conclusión que la fuerza del sismo equivaldría a una fuerza horizontal igual a 0.3 veces el peso total de la estructura; y la componente vertical, no se tiene en cuenta porque no es predominante.

4.4. CLIMATOLOGÍA

Para el estudio del presente proyecto es necesario considerar diferentes aspectos climatológicos que pueden afectar tanto al comportamiento de la estructura, como a la cronología de la ejecución de la obra y las características de los materiales.

En Nicaragua, como en el resto de países centroamericanos, nos encontramos un clima tropical, y por lo tanto, presenta condiciones térmicas similares durante todo el año que consta de dos estaciones: el invierno (abarca de mayo a octubre), y el verano (de noviembre a abril). La época de lluvias, se extiende de junio a noviembre.

Dentro de Nicaragua, el Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER), clasifica la zona de ubicación de nuestro proyecto como "clima de sabana tropical", que se extiende por la zona del Pacífico y las estribaciones occidentales del macizo montañoso central. Tiene unas temperaturas medias de entre 21°C y 30°C y máximas hasta 41°C. Se caracteriza por una estación seca de noviembre a abril, la precipitación anual máxima es de 2.000 mm y la mínima entre 700 y 800 mm anuales.

Se observa, que en la ubicación del proyecto, hay una precipitación aproximada de 1400 a 1800 mm al año, un dato bastante alto, si se tiene en cuenta que esta precipitación cae durante apenas 5 meses, provocando por esto grandes intensidades de lluvia, si a esto se le suma la alta densidad de la red de drenaje pluvial, se obtiene como consecuencia un aumento muy violento en los caudales de los ríos.

La temperatura es bastante uniforme durante todo el año, variando muy poco entre las estaciones de verano e invierno, esto es debido al tipo de clima tropical, como ya se ha mencionado antes.

Dentro del país, la zona del proyecto, se encuentra en una zona de clima frío, en relación con el clima de Nicaragua en general, debido a que es una zona montañosa.



También se observa que en la ubicación del proyecto, el mapa de isotacas nos muestra una velocidad del viento de 40 m/s, es decir, 144 km/h.

Los eventos extremos, tienen siempre un alto periodo de retorno, y por lo tanto, una probabilidad muy baja de ocurrencia, por lo que no se suelen diseñar obras para este tipo de episodios, ya que se dispararían los gastos, y además la obra estaría muy sobredimensionada.

4.5. ESTUDIOS HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

Para el cálculo de los diferentes elementos estructurales, así como la realización de la Planificación de la Obra y el Pliego de Prescripciones es preciso contar con diversos datos acerca de la precipitación lluviosa, caudales estimados y cotas de lámina de agua.

Cuenca hidrográfica

La cuenca vertiente correspondiente a la sección del proyecto cuenta con un área de 1680.9349 km², una longitud máxima del cauce principal de 126.8926 km² y un desnivel de 965m.

Cálculo del caudal de diseño

Se ha determinado del caudal de diseño, se ha utilizado el método del NRCS (Natural Resources Conservation Services), para cuencas medianas, superiores a 300has con un periodo de retorno de 50 años. Como resultado tenemos un caudal punta de 2985.6908 m³/s.

Cálculo de máxima cota de la lámina de agua

Con el caudal punta, para un periodo de retorno de 50 años, introducimos dicho caudal junto con la topografía de la zona en la aplicación informática HEC-RAS. Ésta aplicación, nos permite obtener una simulación del flujo de agua en la sección considerada y con el caudal considerado.

La cota de la lámina de agua en la sección del proyecto es de 323.29m, por lo que siguiendo las recomendaciones para puentes vehiculares de Nicaragua la cota inferior del tablero no podrá ser inferior a 324.29m.

4.6. ESTUDIO DE TRÁFICO, TRAZADO Y FIRME

El objetivo es justificar la solución a adoptar, tanto como en número de carriles como la capa de firme.

Debido a la falta de estaciones de aforos y a la imposibilidad de tomar datos de tráfico, y en especial del tráfico pesado que circulará por el futuro puente, se ha recurrido a datos poblacionales de las localidades afectadas, autobuses entre las dos de estas ciudades, así como a la importancia comercial y cultural inherente.

4.6.1. ESTUDIO DE TRÁFICO

Las zonas afectadas con la realización del puente son: Matagalpa, Esquipulas, San Dioniso, San Ramón.

El Ministerio de Transporte e Infraestructura de Nicaragua pretende reformar la carretera que conectará dicho puente, ya que mejora la accesibilidad entre estas localidades de manera importante.

Se han recogidos datos sobre los autobuses que pasan por el municipio de Esquipulas, entre esta ciudad y Matagalpa. Obteniéndose un total de 18 autobuses al día que circulan por esta ruta, pasando por el puente provisional, por lo que estos transitarán igualmente por el puente nuevo.

También se conoce que es una zona por la que pasan camiones con frecuencia alta.



Por lo que se ha llegado a la conclusión que se dispondrá de un tráfico pesado de intensidad media.

Considerando esto y debido a las condiciones económicas se realizará en el puente objeto de este proyecto, una sección de losa de 11,20 metros considerando una velocidad de proyecto de 60 km/h

4.6.2. TRAZADO

El objeto de este punto es:

- Definir los criterios de diseño geométrico en los que se va a basar el trazado del puente, tanto en planta como en alzado, y en la coordinación entre ambos.
- Describir las características más importantes del trazado de los distintos ejes que componen el puente así como las características geométricas.

4.6.2.1. Criterios de diseño geométricos

VELOCIDAD DE PROYECTO

Después de la consideración de diferentes factores desarrollados en este apartado y teniendo en cuenta que se trata de una carretera que esta por desarrollar, la velocidad de proyecto del puente a efectos de diseño será $V_p = 60 \text{ km/h}$.

CARACTERÍSTICAS DEL TRAZADO

El trazado en planta debe de ser recto para que la ejecución del puente sea más sencilla.

El trazado en alzado del puente debe de ser horizontal para mayor facilidad constructiva y evitar así costes mayores.

Los trazados en planta y alzado se han coordinado con el fin de lograr que el usuario pueda circular por el puente de manera cómoda y segura.

La calzada y los arcenes se dispondrán con una misma inclinación transversal mínima del 2% hacia cada lado a partir del eje de la calzada.

4.6.3. SELECCIÓN DEL FIRME

4.6.3.1. Factores condicionantes del firme

Para obtener la sección estructural que vamos a incorporar en el firme, atendemos a los aspectos que puedan condicionarla, como son tráfico, explanada y otros condicionantes desarrollados.

La carretera que afecta al puente está prevista para su mejora en un periodo corto de tiempo. Por lo tanto, a la vista de todos estos condicionantes y teniendo en cuenta las soluciones adoptadas normalmente en la zona, se ha seleccionado como firme una capa de hormigón de 15 cm para que no quede obsoleta cuando se repare la carretera. Esta capa de hormigón será armada, y para ello dispondrá de un mallado de diámetro 16.



5. ESTUDIO DE SOLUCIONES

El objeto del siguiente anejo es, partiendo de la información recabada y reflejada en los anejos anteriores, proponer y analizar diversas alternativas constructivas para la ejecución del proyecto. Además de describir y justificar la tipología estructural más adecuada, que permita el paso del río.

5.1. TRAZADO

Una vez definido el emplazamiento de la obra existen una serie de características geofísicas propias del lugar que directamente inciden sobre el proyecto: la topografía y naturaleza del terreno, las acciones climáticas y sísmicas, y los aspectos fluviales.

La orografía y las condiciones ya comentadas del terreno obligan a definir un trazado que, en alzado, está principalmente determinado por los condicionantes topográficos, la presencia del Río Grande de Matagalpa, y la situación económica y tecnológica del país.

De este modo se estima conveniente salvar el paso por encima del cauce mediante un puente que no tenga ninguna pila sobre el río; debido a los grandes caudales que hay, y la posibilidad de que estas crecidas afecten a la cimentación provocando el colapso de la estructura. Por otro lado deberá ajustarse a los condicionantes de Nicaragua, como son la falta de recursos económicos para la obtención del equipo de trabajo, y la imposibilidad de conseguir buenas características de los materiales.

El emplazamiento de la estructura será aguas abajo del puente vado y aguas arriba del anterior puente existente. De tal forma que el nuevo puente quede sobre la zona donde se hicieron los ensayos del terreno. De este modo el trazado en planta es recto, como se observa en la anterior figura, y la velocidad de proyecto es de 60 km/h.

Por tanto, el objetivo fundamental de este Proyecto se centra en ejecutar un nuevo puente, imponiendo el trazado en alzado. Así, teniendo en cuenta la longitud del cauce del río, la forma del terreno, las crecidas producidas en la época de lluvias, los materiales disponibles y la facilidad de construcción, se ha considerado que los criterios de selección de la alternativa adecuada vienen determinados fundamentalmente por:

- Cumplimiento de la normativa vigente.
- Máxima comodidad y seguridad para el usuario.
- Estética del trazado así como minimización del impacto ambiental y visual.

Considerando estos aspectos y aplicando los criterios de diseño geométrico reflejados en el Anejo N° 7: Estudio de Tráfico, Trazado y Firme, en cuanto a trazado en planta, trazado en alzado y coordinación de los trazados en planta y alzado, se ha optado por la solución que aparece representada en el Documento N° 2: Planos.

5.2. TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL

Han sido estudiadas diversas tipologías como soluciones posibles, pero han sido descartadas porque no cumplen con alguna de las restricciones que se tienen redactados en el Anejo n° 8 Estudio de soluciones.

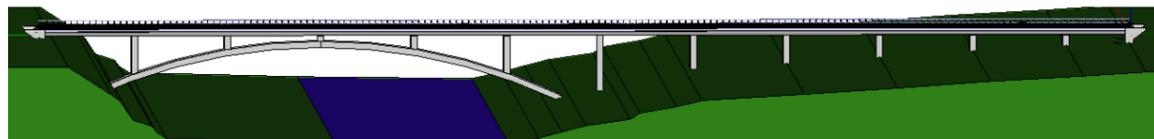
La consideración del coste, la facilidad constructiva, el entorno como un espacio natural de elevado valor paisajístico así como las exigencias del trazado, tanto en alzado como en planta, hacen que la tipología óptima desde el punto de vista estructural sea el **puente arco y el puente pórtico de pilas inclinadas**, que prácticamente es una evolución del arco. Estas soluciones conjugar un óptimo resultado estético y un coste asumible, y serán las que se pasarán a desarrollar en sus respectivos proyectos de construcción

La longitud del puente es importante, los condicionantes hidráulicos y económicos son muy destacables, así como el aspecto paisajístico por encontrarse en un entorno totalmente natural.

Se ha tenido en cuenta también la presencia y tipología del puente provisional actual, y del existente anteriormente, que fue destruido por el huracán Mitch, de modo que la integración de la nueva construcción sea la más adecuada.

5.2.1. PUENTE ARCO

La solución adoptada en este proyecto es la del Puente Arco con tablero superior que permite un óptimo acomodo del puente al paisaje del valle con una integración muy ajustada



El puente arco está constituido por dos elementos fundamentales. El arco, principal elemento resistente, cuya forma viene determinada como el antifunicular de la carga permanente del puente y el tablero, cuya geometría se acopla a las exigencias de la rasante de la carretera y que tiene un papel resistente secundario. Entre ellos se disponen los pilares que transfieren la carga del tablero al arco y éste la transmite a la cimentación.

La geometría del arco determina que los esfuerzos que lo solicitan, bajo la acción de la carga permanente, sean casi exclusivamente de compresión, con la introducción de una fuerte componente inclinada en el terreno. Sin embargo, bajo la sobrecarga de uso, que no tiene porqué tener una distribución antifunicular, se producen tanto compresiones como flexiones.

El material adoptado sería el hormigón armado para arco y tablero. La luz del puente y las características del valle condicionan la elección del arco.

Esta tipología cumple con los condicionantes antes descritos, evitando sobre todo las pilas en el cauce y dando una mayor sección para el paso de las aguas. Además se considera que el resultado estético y la integración paisajística del puentes arco es buena. Esta solución es recomendable.

Se trata de un puente de carretera de 175 metros de longitud, en planta, con un tramo recto de anchura constante de 11.20 metros. La sección del puente corresponde a una sección cajón con canto variable en el tramo correspondiente a las pilas inclinadas. El canto es constante de 1 metro en toda su longitud.

Se divide el puente en 12 vanos, de los cuales uno tiene 10 metros al considerarse como vano extremo y el resto de 15 metros de longitud. El puente consta de una altura máxima de 14 metros sobre el terreno.

La cimentación del arco es superficial, la cimentación de las pilas es profunda a causa de los condicionantes del terreno y teniendo en cuenta a su vez en la medida de lo posible el factor económico.

Y en cuanto a los estribos se diferencian los dos, dado que uno de ellos tiene su cimentación compartida con la del arco, mientras el otro presenta una cimentación profunda por pilotes.

6. CÁLCULO ESTRUCTURAL

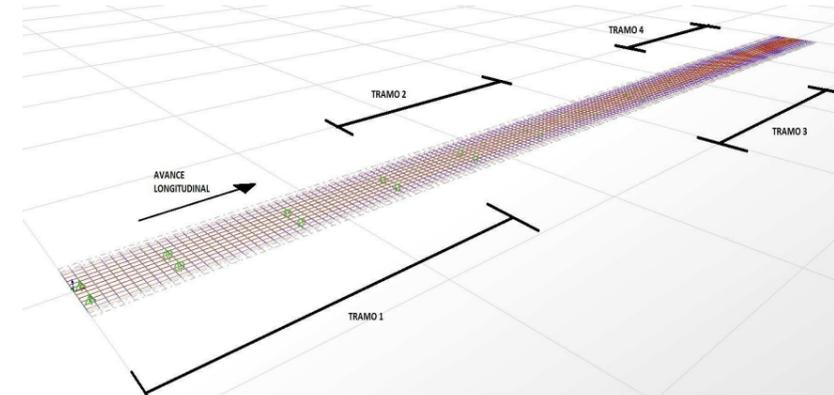
En este apartado en primer lugar se han definido las acciones a considerar en el cálculo del puente, conforme a las especificaciones contenidas en la norma RNC-07 Nicaragua (Reglamento Nacional de construcción 2007), Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD y en el Eurocódigo 2 : Proyecto de estructuras de Hormigón de Junio del 2010 indicando las distintas combinaciones.

Posteriormente se han establecido las características de los distintos materiales a emplear en la ejecución y los coeficientes de seguridad, según las normas ya mencionadas.

Para el cálculo de los esfuerzos del tablero y pilas, se ha utilizado el programa informático SAP 2000 versión 14.0; este programa realiza un cálculo mediante el método de elementos finitos de tipo barra, shell (membrana), y sólido. En el caso del tablero, el cálculo, al realizarse únicamente con elementos barra, se realiza con un método asimilable al cálculo matricial, para adquirir las reacciones en pilas y estribos se trabaja con un modelo sólido ya que se ha considerado que éste es un poco más preciso para estos casos. El cálculo de los estribos y cimentaciones se ha realizado con la ayuda del programa CYPE 2010, versión M.

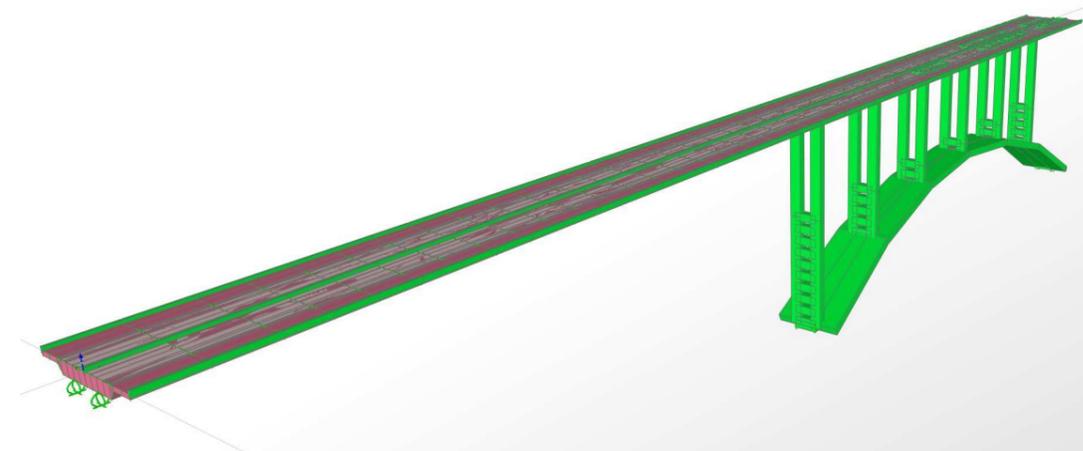
Para la obtención de los esfuerzos del tablero se ha introducido un modelo tridimensional. El modelo 3D introducido consta de 4387 barras sin incluir las pilas ni el arco.

El tablero se ha modelizado como un emparillado de vigas siguiendo las recomendaciones de Javier Manterola en su libro "Puentes: Tomo I".

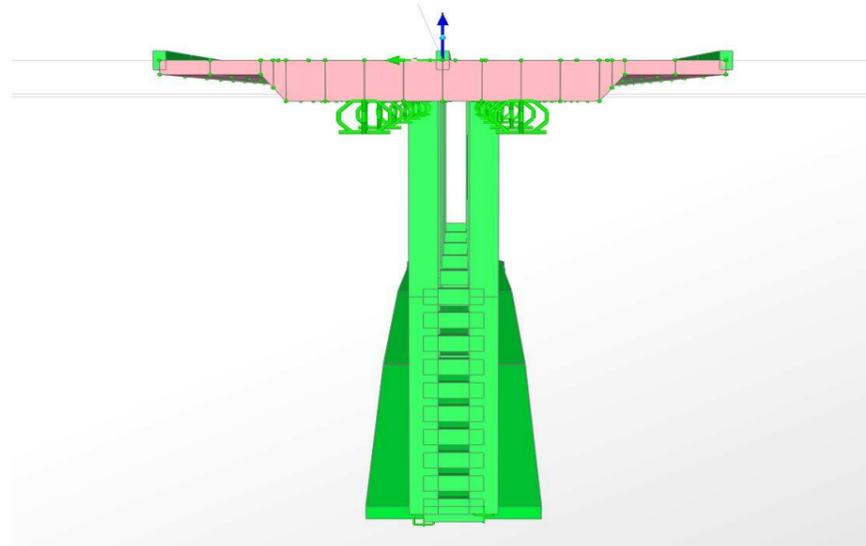


Está formado por una losa maciza, cuyas dimensiones se encuentran detalladas en la documentación gráfica del presente proyecto, que dividiremos en vigas longitudinales y transversales.

Para la obtención de los esfuerzos en las pilas se ha introducido un modelo tridimensional de elementos sólidos y lineares (barras).



El modelo 3D introducido consta de un tablero sólido, 6 pilas dobles y un arco formados por barras.



En el tramo singular de las pilas empotradas en el arco, se ha hecho una equivalencia considerando cada neopreno como una pila de hormigón hallando su longitud para que ésta funcione de la misma manera como lo realizaría el neopreno, generando las misma flecha por una carga horizontal.

El resto de pilas se han sustituido por la equivalencia del conjunto neopreno-pila, esto equivalente a un apoyo simple en dirección vertical y dos muelles uno longitudinal y otro transversal con la rigidez necesaria para que el conjunto trabaje de manera similar a la realidad.

Los esfuerzos se han ido obteniendo para cada uno de los estados de carga introducidos en las distintas barras. Una vez calculados, se han combinado según establece las Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD. Con los esfuerzos combinados, se ha ido definiendo la armadura según los diferentes estados límites últimos indicados en el Eurocódigo 2.

Una vez establecida la armadura para cada sección, se ha realizado la comprobación frente a la fisuración y la no deformación excesiva del tablero del puente siguiendo también el Eurocódigo 2.

- Cálculo de los aparatos de apoyo

En esta estructura se necesitará apoyos elastoméricos zunchados que cumplan las siguientes características:



Tiene que soportar una carga de 2630 kN y con unas dimensiones en planta de 350 x 500 mm y espesor de 50 mm.

- Cálculo de juntas de dilatación

La solución propuesta en función de los movimientos existentes así como las cargas de tráfico actuantes consiste en una chapa metálica de 6 mm de espesor apoyada en el estribo y anclada al tablero con tornillos M12 cada 50 cm, la cual será detallada en planos. Está formada por un elemento que apoya en los extremos del tablero y del estribo transmitiéndoles las cargas de tráfico que actúan directamente sobre la junta.

- Cálculo de Estribos y Cimentaciones

En cuanto a los estribos y cimentaciones del puente, se ha definido la tipología de la cimentación, así como las dimensiones generales de los elementos que configuran los estribos, losas de transición, localización de aparatos de apoyo, etc.



La geometría de estribos y demás elementos quedan perfectamente referenciados en la documentación gráfica del proyecto.

ANEXO I: PRUEBA DE CARGA

El objetivo de este anejo es la definición completa de la prueba de carga a realizar en el puente antes de la apertura de la obra.

Este anejo se ha dividido en los siguientes apartados:

- Memoria
- Planos
- Pliego de Prescripciones técnicas particulares
- Presupuesto

- Memoria: Se define el plazo de ejecución de la prueba de carga así como la materialización de las cargas en forma de camiones.

Se plantean cuatro estados de carga diferentes:

- Estado de carga número uno: Carga de todo el vano completo.
- Estado de carga número dos: Carga de la mitad longitudinal del tablero en la zona del arco.
- Estado de carga número tres: Simétrico respecto del estado de carga número dos.
- Estado de carga número cuatro: Carga de la mitad central longitudinal del tablero.

Se definen los puntos de medida, determinando el desplazamiento vertical teórico esperado en cada uno de ellos y los criterios de aceptación de las medidas reales en el momento de ejecución de la prueba.

- Planos: En el anejo se adjunta un plano en el que se refleja la posición de los camiones en los distintos estados de carga.

- Pliego de prescripciones técnicas particulares: En el pliego se definen las condiciones de realización de la prueba de carga, así como las de abono y medida de la misma.

- Presupuesto: En el presupuesto se presenta una justificación del precio de unidad de prueba de carga. Este precio asciende a **64506.65** Córdobas, o lo que es lo mismo **2150.22** € ó **2932.12** \$.

7. REPLANTEO

En el presente anejo se dispondrán los datos necesarios para la correcta materialización de la obra en el terreno, con una precisión adecuada.

Para ello, al igual que se realizó en el levantamiento topográfico, se utilizara el sistema de referencia UTM, estando todas las coordenadas de los puntos dentro de la pagina 16-P.

En primer lugar se detalla la ubicación de las bases de replanteo, imprescindibles para ubicar en el terreno los puntos singulares.

A continuación y de acuerdo con el proceso constructivo, se detallaran las coordenadas de la ubicación de pilotes, zapatas, arco, estribos y pilas.

Por último se muestran las coordenadas de las secciones más representativas del tablero.

Todos los datos reflejados en este anejo se tomaran especialmente en cuenta en el montaje de cimbras, encofrados, así como para la colocación de pilotes.



8. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

En este Anejo se tratará de dar una visión global del procedimiento constructivo del puente, dividiéndolo en diferentes fases de actuación.

El procedimiento constructivo será una ejecución "in situ" por fases separadas por elementos funcionales que se describirán más adelante. Se considera que el procedimiento más conveniente para el caso que nos ocupa es el de cimbra apoyada en el suelo.

Dado que en este caso se trata de salvar un río, y al ser necesario operar en el tramo central del cauce, se procederá a realizar una obra provisional previa a la colocación de la cimbra. El objetivo de esta obra es asegurar que una subida de las aguas no se lleve la cimbra colocada y cause la destrucción del puente durante la fase de construcción. Para ello se colocarán varios tubos de 2 metros de diámetro, dimensionados para dar paso al río y sus crecidas. Además, las obras de cimbrado y hormigonado del vano principal deben realizarse durante la estación seca para así reducir el riesgo de las crecidas.

Antes de comenzar con las tareas del proceso constructivo, será necesario establecer unas operaciones previas, encaminadas a permitir el acceso de materiales y equipos a la zona de actuación de manera eficaz. Para ello se realizarán unas pistas o caminos que permitan acceder a todos los puntos donde es necesario actuar.

Inmediatamente después de estas operaciones se comenzará con la excavación del terreno natural en las zonas donde vayan las pilas, arco y estribos.

Una vez que se ha llegado a la cota indicada se procederá a realizar las cimentaciones de los distintos elementos funcionales del puente, y posteriormente la construcción de dichos elementos, como son los estribos y pilas verticales del futuro puente.

Una vez llegado a este punto de la obra, se montará la mencionada cimbra de la primera fase, que principalmente consiste en el vano principal del puente que es el que se encuentra sobre el cauce del río. Justo después de montar la cimbra se colocará el encofrado que se apoya en dicha estructura, se dispondrán las armaduras pasivas en la posición especificada en el Proyecto y se procederá al hormigonado.

El tablero del puente se construirá por fases. La primera fase consistirá en el arco del vano principal de la estructura junto con las pilas. La segunda fase consistirá en las pilas verticales que se encuentran sobre el arco y los estribos. En la tercera fase se ejecuta el tablero del puente, dejando las juntas constructivas necesarias, hasta llegar a estribos.

Como el puente tiene 3 fases diferenciadas, las cuales se realizarán en un total de 37 semanas, el número de días necesarios para su construcción será de 260. Otros 7 días más tarde será el momento a partir del cual puedan aplicarse las cargas permanentes. Éstas son el extendido de la capa de impermeabilización del tablero, la ejecución del firme, la colocación de las impostas, así como todos los elementos auxiliares.

La ejecución del puente finaliza con la realización de la preceptiva prueba de carga de la estructura, la cual se llevará a cabo transcurrido al menos 90 días desde la última operación de hormigonado, tal y como se indica en el Pliego de Condiciones del apartado Prueba de carga del Anejo nº 9. Cálculo Estructural.

9. DEMOLICIÓN Y GESTIÓN DE RESIDUOS

El objetivo del presente apartado es la descripción y valoración de las obras necesarias para llevar a cabo la demolición del puente vado que se encuentra ubicado en la actualidad a 50 metros aguas arriba del futuro emplazamiento del nuevo puente aéreo vehicular, según se define en los planos de situación y emplazamiento correspondientes.

Las obras consisten en el derribo de dicho puente vado hasta el fondo natural o lecho del río, para el posterior traslado del concreto que no sea apropiado para revestimiento a vertedero.

Una vez ejecutado el puente aéreo, el actual vado ya no tendrá ninguna utilidad, siendo además su conservación, contraproducente, por los siguientes motivos:



- El vado, constituye una barrera artificial en el cauce natural del río.
- La estructura del vado ha sufrido numerosas crecidas, afectando a los componentes de éste. Con motivo de las futuras crecidas, la estructura podría colapsar y ser arrastrada aguas abajo, comprometiendo la seguridad estructural del proyecto.
- Es inseguro el paso por el puente en las épocas de lluvia.

El volumen de concreto a demoler de forma aproximada será de 1541.55 m³.

La demolición se realizará en su totalidad por medios mecánicos, con el objetivo de aumentar los rendimientos, pero sobre todo de prácticamente anular los riesgos hacia las personas, por lo que no será necesario tomar medidas de seguridad especiales.

El proceso se llevará a cabo mediante una retroexcavadora equipada con martillo hidráulico.

La demolición no se llevará a cabo hasta que no esté habilitado el puente aéreo vehicular, para que el actual puente vado, con las correspondientes reparaciones, pueda servir de paso provisional durante la ejecución de la obra.

Además para facilitar el proceso de demolición es importante que se efectúe durante la época de estiaje.

10. ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

En dicho anejo se valora el impacto ambiental que el proyecto generará, tanto a largo plazo como a corto plazo en la zona.

La evaluación de impacto ambiental se basa en el SISTEMA DE EVALUACIÓN AMBIENTAL DE NICARAGUA (Decreto 76-2006).

El sistema de evaluación mencionado, clasifica el proyecto como una OBRA HORIZONTAL.

Se ha tenido en consideración que el proyecto se encuentra fuera de cualquier área protegida, y además situándose la más cercana a unas 10 millas (16 km) y está cercano a tres

tipos de ecosistema (Ecosistema SPA-1: Sistema productivo agropecuario, Ecosistema VIAd: Lava con escasa vegetación y Ecosistema IB1a(1)-2: Bosque decido de baja o submontano, intervenido).

A su vez ninguno de los ecosistemas en los que se encuentra enmarcado, corre riesgo de ser alterado por causa de la obra.

Por todo esto, y al no estar incluido dentro de las tres primeras categorías ambientales, se considera un proyecto de bajo impacto ambiental, por lo tanto no está sujeto a un estudio de impacto ambiental para el otorgamiento de un permiso ambiental, ni requiere de la autorización ambiental del Ministerio del Ambiente y los Recursos Naturales (MARENA).

Aún así, el Nuevo FISE ha diseñado Instrumentos Ambientales que conforman el Sistema de Gestión Ambiental (SISGA-FISE) los cuales son aplicables a proyectos de categorías ambientales IV y V que por su incidencia ambiental deben llevar una Evaluación de Emplazamiento y un Análisis Ambiental.

Con todo esto se ha realizado una evaluación del emplazamiento o prefactibilidad ambiental y un análisis ambiental, que se compone de un estudio de la calidad ambiental del sitio sin considerar el proyecto e impactos ambientales que genera el proyecto, llegando a la conclusión del programa de mitigación de los impactos ambientales generados por el proyecto programa de contingencias ante riesgos que se tiene que desarrollar.

Todo esto es detallado en el Anejo correspondiente.

11. ESTUDIO DE SEGURIDAD Y SALUD

En el presente Proyecto Fin de Carrera se ha realizado un estudio específico de Seguridad de Salud debido al obligado cumplimiento del artículo completo del Real Decreto número 1627/1997, de 24 de Octubre, por el que se implanta la obligatoriedad de la inclusión de un Estudio de Seguridad y Salud en el trabajo en los proyectos de obras en que se den alguno de los supuestos siguientes:

- Que el presupuesto de ejecución por contrata sea igual o superior a 450.000 euros.



- Que la duración estimada sea superior a 30 días laborables, empleándose en algún momento más de 20 trabajadores simultáneamente.

- Que el volumen de mano de obra estimada, entendiendo por tal la suma de los días de trabajo del total de los trabajadores en la obra, sea superior a 500.

- Las obras de túneles, galerías, conducciones subterráneas y presas.

Como el presente proyecto cumple con varias de dichas condiciones se ha realizado el Anejo de Estudio de Seguridad y Salud. Dicho estudio consta de Memoria, Planos, Pliego de Prescripciones y Presupuesto.

Asciende el presupuesto base de licitación a la expresada cantidad de:

- DOCEMIL CUATROCIENTOS NOVENTA Y NUEVE EUROS CON CUATRO CÉNTIMOS.
- TRESCIENTOS SETANTA Y CUATRO MIL NOVECIENTOS SETENTA Y UN CÓRDOBAS CON VEINTE CENTAVOS.
- DIECISIETE MIL CUARENTA Y CUATRO DÓLARES CON QUINCE CENTAVOS.

12. CONTROL DE CALIDAD

En este anejo se da una relación valorada de los ensayos a realizar, como mínimo, para la ejecución de las obras definidas en el presente Proyecto.

Se realizarán ensayos para la explanación, rellenos, hormigones, zahorras, mezclas bituminosas, riegos, y acero para armaduras pasivas.

En el presupuesto del presente proyecto sólo se incluirá la cantidad que supere el 1% del presupuesto de ejecución material del proyecto sin la inclusión del control de calidad. Esta cantidad asciende a 1.014.725,40 Córdoba.

13. JUSTIFICACIÓN DE PRECIOS

El objeto del presente anejo es el de detallar la procedencia de los distintos precios empleados en el documento "Presupuesto".

Para los precios se ha empleado:

- La guía de costos del Nuevo FISE.

-

Para la correcta utilización de la misma hay que tener en consideración que los costos reflejados en ella se encuentran a nivel de costos directos, con referencia a la ciudad de Managua y se deben considerar como costos directos estimados.

Las variables a considerar para trasladar a precios de venta son:

- Factor transporte (distancia, tiempo, volumen a transportar y el grado de dificultad para acceder al sitio del proyecto)
- Costos indirectos, administración, imprevistos y utilidad

-

Porcentaje por deslizamiento de la moneda, El último dato que se ha conseguido, es del 63%, por lo que para obtener el valor real en éste momento habría que multiplicarlo por 1.63.

14. PLAN DE OBRA

Se ha procedido a realizar un análisis de las distintas zonas de trabajo y tajos en los que se considera se debe dividir cada una de las áreas, estudiándose la relación y dependencia de ellas, comprobándose las distintas interferencias que obligan, en ocasiones, a simultanear los trabajos o a desfazarlos en el tiempo según las necesidades constructivas.

En anejo de Plan de Obra, se detallan las duraciones de los trabajos a realizar en cada zona, concluyendo que el plazo previsto para la ejecución de las obras es de 10 meses.



15. NORMAS, INSTRUCCIONES, PLIEGOS Y ORDENANZAS APLICADOS

En la redacción del presente Proyecto se han tenido en cuenta:

- EC-2 Eurocódigo 2. Estructuras de hormigón.
- Pliego de Prescripciones Técnicas Generales contenido en las especificaciones generales para la construcción de caminos, calles y puentes (NIC 2000) del Ministerio de transporte e infraestructura de la República de Nicaragua.
- Instrucción para la Recepción de Cementos (RC-O8) de 6 de junio de 2008.
- Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08.
- Reglamento Nacional de Construcción RNC-07, marzo 2007, Dirección General de Normas de Construcción y Desarrollo Urbano de Nicaragua.
- Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural (ACI 318S-08) y comentario.
- Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD.
- Nota técnica sobre aparatos de apoyo para puentes de carretera, marzo 1995 del Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medioambiente de España
- Ley 31/1995, 8 de noviembre, de Prevención de Riesgos Laborales.
- REAL DECRETO 604/2006, de 19 de mayo, por el que se modifican el Real Decreto 39/1997, de 17 de enero, por el que se aprueba el Reglamento de los Servicios de Prevención, y el Real Decreto 1627/1997, de 24 de octubre, por el que se establecen las disposiciones mínimas de seguridad y salud en las obras de construcción.
- Pliego de Condiciones Particulares y Económicas que se establezcan para la contratación de estas obras.

- Criterios para la realización de Control de producción de los hormigones fabricados en central aprobado por orden de 21 de noviembre de 2001.
- Normas de Ensayo redactadas por el Laboratorio de Transporte y Mecánica del Suelo.
- I-OPTMA. Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. "Instrucción de Acciones a considerar en el proyecto de Puentes de Carretera-IAP-11".

16. PRESUPUESTO

Asciende el precio de ejecución del proyecto a la cantidad de:

- NOVENTA Y SIETE MILLONES SETECIENTOS NOVENTA Y UN MIL NOVECIENTOS TRECE CÓRDOBAS CON SESENTA Y CUATRO CENTAVOS.
- CUATRO MILLONES DOSCIENTOS CUARENTA Y DOS MIL DOSCIENTOS CUARENTA Y NUEVE DÓLARES CON SESENTA CENTAVOS.
- TRES MILLONES DOSCIENTOS VEINTISIETE MIL DOSCIENTOS NOVENTA Y SEIS EUROS CON TRECE CÉNTIMOS.

205 PRELIMINARES	5362708.39
207 SUB-ESTRUCTURA PARA PUENTES	30051830.61
211 SUPER ESTRUCTURA PARA PUENTE	48148447.92
213 SEÑALIZACIÓN HORIZONTAL Y VERTICAL	19256.47
214 MEDIDAS DE MITIGACIÓN Y PREVENCIÓN DE ACCIDENTES	374971.20
217 PRUEBA DE CARGA	64506.65
218 CONTROL DE CALIDAD	1014725.40
	<u>85036446.64</u>
15% IVA	12755467.00

TOTAL 97791913.64 Córdoba

4242249.60 Dólares

3227296.13 Euros



17. DOCUMENTOS DE QUE CONSTA EL PROYECTO

MEMORIA DESCRIPTIVA

- ANEJO Nº01 Justificación del proyecto
- ANEJO Nº02 Topografía Y Cartografía
- ANEJO Nº03 gEOLOGÍA Y GEOTECNIA
- ANEJO Nº04 EFECTOS SÍSMICOS
- ANEJO Nº05 CLIMATOLOGÍA
- ANEJO Nº06 ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO
- ANEJO Nº07 TRAFICO, TRAZADO Y FIRME
- ANEJO Nº08 ESTUDIO DE SOLUCIONES
- ANEJO Nº09 CÁLCULOS ESTRUCTURALES
- ANEJO Nº10 REPLANTEO
- ANEJO Nº11 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
- ANEJO Nº12 DEMOLICIÓN Y GESTIÓN DE RESIDUOS
- ANEJO Nº13 eSTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL
- ANEJO Nº14 ESTUDIO DE SEGURIDAD Y SALUD
- ANEJO Nº15 CONTROL DE CALIDAD
- ANEJO Nº16 JUSTIFICACIÓN DE PRECIOS
- ANEJO Nº17 Plan de Obra
- ANEJO Nº18 ESTUDIO FOTOGRÁFICO

PLANOS

PLIEGO DE PRESCRIPCIONES TÉCNICAS PARTICULARES

PRESUPUESTO

18. CONCLUSIÓN

Como conclusión a todo lo expuesto, tanto en esta Memoria como en el resto de documentos, se manifiesta que el presente proyecto se refiere a una obra completa, entendiéndose como tal la susceptible de ser entregada al uso general.

Burgos, 6 Febrero 2012

LOS AUTORES DEL PROYECTO:

Dña. Miriam Sacristán Terradillos

D. Sergio Agustín Ratón Alomar

Dña. Raquel Estrada Merino

D. Alfonso Cid González



ANEJO Nº 01

JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO



ÍNDICE

	<i>Página</i>
1. JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO.....	5
2. SITUACIÓN ACTUAL.....	6
3. FINALIDAD	7



1. JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO

El presente proyecto basa su justificación en la construcción de un Puente de carretera en las cercanías de Esquipulas, provincia de Matagalpa, Nicaragua, se trata de una zona afectada por las crecidas extremas del río.

La población que se beneficiará de dicho proyecto será muy amplia, puesto que el sitio del proyecto está sobre la vía principal de acceso a los municipios de Esquipulas, San Dionisio, San Ramón y Matagalpa, cabecera departamental del departamento homónimo, y esto representa una circulación constante de pobladores en vehículo, a pie, a caballo, etcétera.

La ciudad de Matagalpa es la capital del departamento homónimo en Nicaragua (América Central), segunda ciudad más importante del país disponiendo esta de universidades. Tiene una superficie de 640,65 km² y una población de 200.000 habitantes con una densidad poblacional de 312,18 hab/km².

La ciudad de Esquipulas tiene una superficie de 219 km² y una población de 15.877 habitantes con una densidad poblacional de 72,5 hab/km².

La ciudad de San Dionisio tiene una superficie de 166 km² y una población de 16.273 habitantes con una densidad poblacional de 98,03 hab/km².

Y por último la ciudad de San Ramón tiene una superficie de 424 km² y una población de 30.682 habitantes con una densidad poblacional de 72,36 hab/km².

Esta carretera estaba conectada por un puente que fue destruido por el Huracán Mitch, el cual no se ha vuelto a reconstruir por motivos económicos. Aunque el Ministerio de Transporte e Infraestructura de Nicaragua pretende reformar la carretera que conectará dicho puente, ya que mejora la accesibilidad entre estas localidades de manera importante.



2. SITUACIÓN ACTUAL

El estado actual de dicha zona reclama la construcción de un puente ya que es un importante punto de acceso a la ciudad de Matagalpa, centro comercial y cultural.

En estos momentos existe un puente provisional que no cumple los objetivos requeridos para esta conexión, con pequeñas crecidas del río, el agua cubre el puente por completo, erosionando los estribos y por tanto produciendo un gasto en mantenimiento.

Asimismo, es una zona por el cual el tráfico pesado accede a la ciudad de Matagalpa y con las lluvias queda inhabilitado el paso existente.





3. FINALIDAD

La ejecución del proyecto está dentro del marco de la búsqueda del crecimiento económico de la región, puesto que es indispensable para la libre circulación en todo tiempo, debido a que facilitaría el cruce del Río Grande de Matagalpa y acceder a la cabecera departamental.

Los objetivos que se pretenden alcanzar con este proyecto son:

- Facilitar el acceso de los habitantes de la región a la cabecera departamental.
- Mejorar las condiciones de vida de la población mediante la circulación en todo tiempo permitiéndoles realizar sus actividades de negocio, venta de la producción agrícola, acceso a estudios universitarios, salud y otros con los que no cuenten en el municipio

Los resultados esperados con la ejecución de este proyecto son los siguientes:

- La producción cafetalera y los granos básicos (potencial actividad agrícola del municipio) no se estancará sino que tendrá fluidez comercial en todo momento.
- Las familias Esquipuleñas tendrán acceso a la salud especializada de los hospitales regionales.
- Los jóvenes Esquipuleños tendrán acceso a la educación superior de las universidades de la cabecera departamental.
- Los organismos no gubernamentales e instituciones nacionales con sede en Matagalpa y que inciden en el desarrollo del municipio no tendrán atrasos en sus operaciones, ya que el invierno no será más factor de incomunicación, puesto que el puente permitirá el pase del río Grande de Matagalpa en todo momento.



ANEJO Nº 02

TOPOGRAFÍA Y CARTOGRAFÍA



ÍNDICE

	<i>Página</i>
1. INTRODUCCIÓN	5
2. ANÁLISIS DE LA CARTOGRAFÍA DISPONIBLE	5
3. UBICACIÓN GLOBAL	5
4. DESCRIPCIÓN DE LOS TRABAJOS REALIZADOS	6
4.1. OBTENCIÓN DE LOS PUNTOS INICIALES	6
4.2. ESTACIONES Y ENLACE DE ESTACIONES	7
4.3. ELABORACIÓN DE PLANOS.....	8
APÉNDICE I: LISTADO DE PUNTOS.....	9
APÉNDICE II: PLANTA DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.....	21

1. INTRODUCCIÓN

El presente anejo tiene como misión proporcionar información topográfica digitalizada con la exactitud necesaria para garantizar una aceptable precisión en los cálculos, mediciones y dimensiones geométricas de la carretera y del puente.

La segunda finalidad es definir unas bases de replanteo para poder dar a todos los puntos característicos de la obra unas coordenadas espaciales referidas a unos ejes definidos, de modo que puedan materializarse en el terreno desde las citadas bases. Estas coordenadas vendrán definidas en el anejo de replanteo.

Al final del anejo se adjuntan los siguientes anexos:

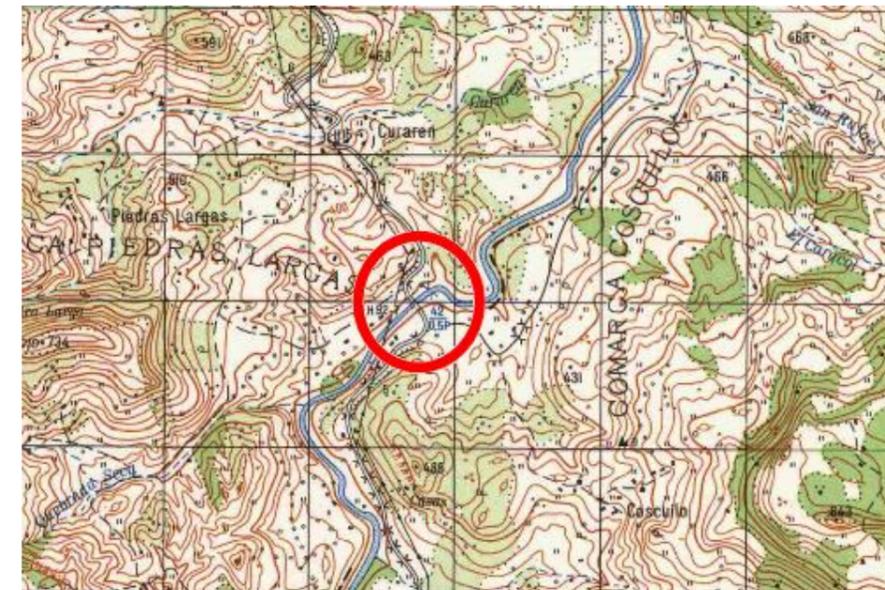
- Apéndice I: Listado de puntos.
- Apéndice II: Plantas del levantamiento topográfico.

2. ANÁLISIS DE LA CARTOGRAFÍA DISPONIBLE

En vista a que no existe, o no se tiene, una cartografía de la zona de estudio, además hay que añadir que el emplazamiento del puente está alejado de cualquier núcleo urbano, por lo tanto, estos factores justifican la necesidad de realizar un amplio levantamiento topográfico de la zona.

3. UBICACIÓN GLOBAL

La zona de estudio se encuentra situada en la carretera que une los municipios de Esquipulas y San Dionisio, justo en el límite municipal de dichas poblaciones (es el propio río el que separa los municipios).



- Coordenadas geográficas:

Longitud: 85° 48' 55,94" W

Latitud: 12° 42' 52,32" N

- Coordenadas UTM:

16P

X= 628598

Y= 1405860



4. DESCRIPCIÓN DE LOS TRABAJOS REALIZADOS

El presente levantamiento topográfico está referido al sistema de coordenadas UTM, el área del proyecto, se encuentra en su totalidad dentro del uso 16 y la banda P.

Para la correcta referenciación del estudio no se disponía de vértices geodésicos de ningún tipo, por lo que la ubicación de los puntos iniciales se realizó mediante GPS, el cual proporciona directamente las coordenadas UTM con una precisión de $\pm 4m$.

Que todo el estudio topográfico esté realizado con dicho error, no supone ningún problema, ya que el resto de puntos están levantados respecto a los iniciales con la estación total, por lo que la zona de estudio está perfectamente referenciada con las coordenadas relativas que proporcionó el GPS, el error si que se debería tener en cuenta si se quisiese conocer la ubicación real absoluta de la zona de estudio.

Como se puede observar, no se ha realizado la compensación de errores, esto es debido a que en el levantamiento se utilizó un itinerario abierto y que fue imposible cerrar por causa de la espesa vegetación de la zona.

Al ser terreno natural no tiene gran importancia la compensación de errores, ya que éste se puede alterar fácilmente por causas climatológicas, el paso de personas, vehículos, etcétera.

4.1. OBTENCIÓN DE LOS PUNTOS INICIALES

Para la correcta referenciación es necesario conocer las coordenadas de al menos dos puntos (uno para ubicar y otro para orientar), para ello se utilizó un GPS y gracias a éste se obtienen las coordenadas UTM con un error de $\pm 4m$. Estos puntos son:

GPS1: X=628593

Y=1405880

Z=319

GPS2: X=628650

Y=1405818

Z=318

Acimut de la alineación GPS1-GPS2: 152.6733g (grados centesimales).

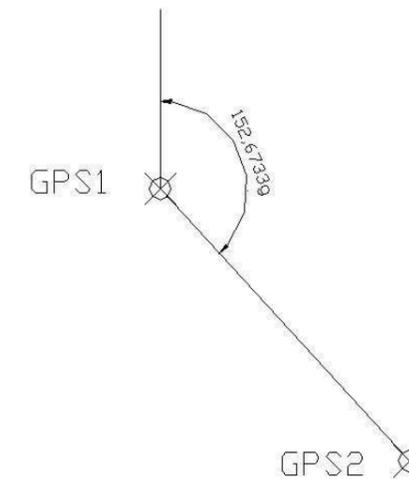
De esta forma se estacionó en GPS1, se miró hacia GPS2 y se introdujo el acimut correspondiente, obteniendo así las coordenadas exactas de GPS2:

GPS2 (corregida):

X=628649.086

Y=1405818.976

Z=319.057



En la siguiente imagen se muestra una foto vía satélite de la ubicación del levantamiento topográfico:



A partir de estos dos puntos iniciales de referencia, se realizó todo el levantamiento topográfico. Aunque debido a la espesa vegetación de la zona, fue necesario hacer numerosos enlaces de estaciones, sin conseguir cerrar el itinerario.

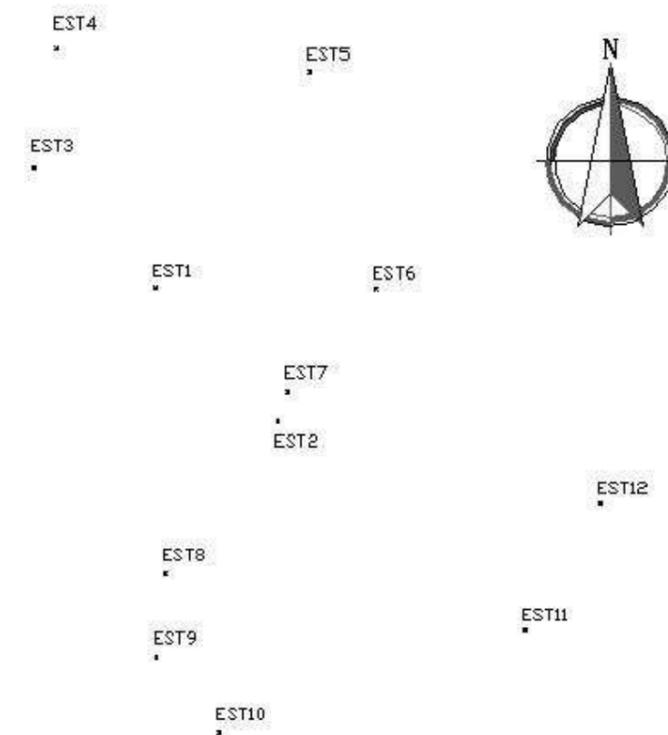
4.2. ESTACIONES Y ENLACE DE ESTACIONES

Los puntos GPS1 y GPS2 (corregida) son los dos primeros puntos de estacionamiento, por lo que de ahora en adelante se llamarán EST1 Y EST2 respectivamente.

A partir de estas estaciones se realizó el enlace de las demás, hasta un total de 12:

Estación	Vista desde:	Acimut (g)	X UTM	Y UTM	Z (msnm)
EST1			628593.000	1405880.000	319.000
EST2	EST1	152.6733	628649.086	1405818.976	319.057
EST3	EST1	349.6467	628537.191	1405935.193	325.298
EST4	EST3	12.0352	628547.664	1405989.930	328.585
EST5	EST4	105.9090	628663.836	1405979.116	323.900
EST6	EST1	100.2770	628694.105	1405879.560	318.480
EST7	EST1	142.4134	628653.678	1405832.299	318.406
EST8	EST7	237.7345	628597.590	1405749.023	329.935
EST9	EST8	206.9340	628593.376	1405710.487	335.903
EST10	EST9	155.6430	628622.169	1405676.077	345.246
EST11	EST10	79.3872	628762.543	1405723.186	334.724
EST12	EST11	34.1158	628797.068	1405781.323	330.492

Siendo el esquema gráfico de las estaciones el que se muestra a continuación:





A continuación se muestra la estación total utilizada, durante uno de los estacionamientos que se realizaron.



4.3. ELABORACIÓN DE PLANOS

Una vez obtenidas las coordenadas de todos los puntos se procedió a la triangulación del terreno mediante el complemento topográfico para la herramienta de AutoCad, MDT-4. Se obtuvieron así las curvas de nivel con una equidistancia de 1 metro, y las curvas directoras con una equidistancia de 5 metros.

En el Apéndice II de este anejo se adjunta el siguiente plano obtenido con el levantamiento topográfico:

Plano de curvas de nivel.



APÉNDICE I: LISTADO DE PUNTOS



A partir de las estaciones anteriores se realizó el levantamiento topográfico de la zona, obteniendo coordenadas de diversos puntos del terreno, así como sus respectivas cotas.

A continuación se muestra la tabla con las coordenadas de todos los puntos levantados:

Punto	X UTM	Y UTM	Z (msnm)
1	628649.086	1405818.98	319.057
2	628639.506	1405805.35	320.351
3	628635.239	1405798.68	321.211
4	628630.739	1405792.42	321.934
5	628616.306	1405796.62	321.908
6	628610.652	1405803.05	319.678
7	628596.368	1405797.77	318.621
8	628593.418	1405807.15	317.303
9	628605.778	1405806.91	319.02
10	628611.715	1405809.77	319.617
11	628609.554	1405815.11	317.037
12	628614.496	1405818.85	317.015
13	628622.086	1405816.19	319.414
19	628649.899	1405833.45	318.308
20	628648.567	1405833.41	316.517
21	628647.397	1405832.15	316.377
22	628645.24	1405831.44	316.44
23	628649.942	1405841.74	316.166
24	628652.047	1405838.75	317.187
25	628654.608	1405836.29	317.958
26	628659.678	1405831.46	319.403
27	628657.172	1405827.35	319.23
28	628654.154	1405820.88	319.136
39	628582.418	1405865.81	318.932
40	628585.033	1405861.56	317.022
41	628583.143	1405863.71	317.602
42	628580.495	1405854.46	317.026
43	628574.842	1405850.36	317.225

44	628571.364	1405854.04	319.081
45	628563.326	1405850.68	320.459
46	628557.922	1405855.58	320.678
47	628557.239	1405855.56	321.579
48	628561.335	1405860.09	321.821
49	628566.64	1405865.93	322.055
50	628564.408	1405860.47	320.214
51	628567.043	1405870.6	319.716
52	628583.247	1405881.08	319.636
53	628574.398	1405883.38	320.223
54	628568.147	1405892.01	321.34
55	628568.951	1405900.2	321.761
56	628574.701	1405899.04	320.886
57	628579.02	1405896.9	320.597
58	628584.124	1405891.46	319.998
59	628586.688	1405895.95	320.038
60	628585.792	1405902.06	319.96
61	628590.929	1405904.71	319.585
62	628596.329	1405903.34	319.081
63	628599.198	1405908.68	318.591
64	628605.511	1405907.39	317.64
65	628600.766	1405902.66	317.674
66	628597.874	1405892.81	317.856
67	628604.061	1405888.88	316.934
68	628611.526	1405884.67	316.035
69	628613.878	1405881.67	316.345
70	628618.764	1405878.01	316.151
71	628626.074	1405869.94	316.359
72	628633.637	1405861.85	315.944
73	628643.229	1405852.06	316.075
74	628650.696	1405842.15	316.695
75	628672.371	1405852.34	318.173
76	628737.634	1405912.56	320.303
77	628734.753	1405915.93	317.674
78	628730.207	1405919.04	316.039
79	628726.135	1405924.25	315.168
81	628723.228	1405928.42	314.845
82	628717.107	1405935.84	315.18
83	628710.028	1405941.89	315.355



84	628703.153	1405948.45	315.627
85	628697.103	1405957.18	315.733
86	628695.789	1405959.22	316.263
87	628692.933	1405962.6	318.178
88	628688.202	1405968.9	319.474
89	628685.999	1405969.46	320.364
90	628682.679	1405969.04	322.382
91	628669.73	1405966.4	322.468
92	628654.367	1405954.82	321.968
93	628662.717	1405948.45	321.27
94	628664.888	1405946.66	318.874
95	628667.554	1405943.49	317.294
96	628671.507	1405937.37	316.12
97	628660.747	1405925.6	315.962
98	628646.896	1405928.92	317.16
99	628642.989	1405922.34	317.226
100	628637.727	1405927.58	318.019
101	628634.204	1405926.75	320.537
102	628625.858	1405923.21	320.463
103	628627.563	1405917.47	316.685
104	628621.416	1405917.84	318.715
105	628617.84	1405917.86	320.272
106	628612.763	1405913.75	320.8
107	628619.73	1405912.25	318.823
108	628611.579	1405909.71	316.983
109	628604.846	1405900.42	317.547
110	628551.637	1405906.74	324.722
111	628557.767	1405899.62	323.646
112	628562.254	1405894.66	323.088
113	628567.855	1405888.11	322.632
114	628566.313	1405879.59	322.394
115	628565.479	1405874.77	322.396
116	628566.311	1405872.48	322.463
117	628565.281	1405869.73	322.444
119	628567.253	1405867.08	319.636
120	628565.957	1405873.86	320.471
121	628568.321	1405874.5	319.655
122	628567.672	1405879.6	320.607
123	628570.816	1405880.02	319.842

124	628561.444	1405913.78	324.356
125	628567.08	1405907.02	323.518
126	628573.255	1405900.69	323.038
127	628581.208	1405902.19	322.701
128	628588.592	1405911.04	322.673
129	628562.08	1405911.33	322.422
130	628559.938	1405906.94	322.775
131	628562.634	1405908.85	322.516
132	628573.895	1405898.91	320.982
133	628573.755	1405900.19	321.59
134	628578.749	1405899.4	320.488
135	628585.365	1405902.65	320.083
136	628588.819	1405906.37	319.877
137	628660.546	1405833.45	319.76
138	628657.872	1405833.88	317.578
139	628654.434	1405840.17	317.455
140	628653.364	1405840.51	316.44
141	628664.212	1405837.38	319.678
142	628661.179	1405838.85	317.803
143	628656.697	1405842.83	316.426
144	628670.421	1405846.67	320.524
145	628669.479	1405847.59	318.036
146	628665.973	1405850.62	316.409
147	628665.857	1405849.74	317.832
148	628674.761	1405850.78	320.238
149	628674.086	1405851.85	318.331
150	628670.408	1405853.79	316.333
151	628674.003	1405858.91	316.343
152	628676.549	1405857.68	316.6
153	628678.52	1405856.77	318.608
154	628678.834	1405856.03	319.456
155	628680.977	1405868.62	316.265
156	628686.123	1405865.79	317.24
157	628687.023	1405863.19	320.274
158	628691.475	1405870.35	317.745
159	628692.105	1405870.17	318.828
160	628689.363	1405871.91	316.736
161	628693.535	1405880.05	318.494
162	628697.618	1405877.71	320.239



163	628696.393	1405877.96	318.429
164	628691.926	1405879.36	316.7
165	628698.057	1405887.04	315.853
166	628700.719	1405885.68	318.141
167	628704.287	1405886.16	319.863
168	628707.521	1405898.02	315.834
169	628711.716	1405896.2	317.474
170	628713.361	1405893.55	319.36
171	628717.145	1405905.08	315.729
172	628718.621	1405904.91	316.794
173	628721.547	1405902.07	318.511
174	628724.534	1405900.38	320.463
175	628723.275	1405914.97	315.715
176	628729.76	1405912.49	317.118
177	628732.045	1405910.57	318.605
178	628734.235	1405908.56	321.167
179	628740.037	1405914.23	320.102
180	628735.715	1405917.24	317.527
181	628732.202	1405918.89	316.119
182	628729.596	1405921.42	315.736
183	628740.11	1405929.98	315.556
184	628742.277	1405923.54	316.306
185	628744.494	1405919.63	319.878
186	628749.323	1405934.85	315.63
187	628752.509	1405931.63	316.776
188	628754.839	1405929.65	319.891
189	628756.924	1405939.5	315.563
190	628759.382	1405935.76	316.578
191	628759.547	1405934.38	318.376
192	628765.201	1405943.75	315.844
193	628767.244	1405943.53	318.352
205	628609.314	1405780.76	324.528
206	628608.969	1405784.48	324.495
207	628614.254	1405790.56	323.092
208	628612.875	1405791.81	323.616
209	628606.516	1405770.94	326.104
210	628614.382	1405766.98	326.539
211	628620.783	1405772.94	330.13
212	628625.758	1405777.06	330.935

213	628631.178	1405782.12	331.35
214	628633.239	1405784.98	331.306
215	628636.791	1405789.43	331.276
216	628642.744	1405796.17	331.074
217	628645.509	1405801.33	330.486
218	628650.146	1405806.69	330.491
219	628653.394	1405808.78	330.693
220	628658.867	1405812.49	330.538
221	628659.907	1405816.4	329.615
222	628657.997	1405817.39	328.439
223	628662.353	1405820.91	329.937
224	628665.023	1405823	330.135
225	628662.174	1405827.18	327.883
226	628662.999	1405830.47	326.587
227	628665.457	1405833.8	326.639
228	628668.636	1405831.22	328.178
229	628663.988	1405834.45	325.537
230	628672.386	1405832.48	328.365
231	628671.878	1405842.12	326.191
232	628676.362	1405840.21	327.606
233	628680.101	1405838.77	329.723
234	628679.553	1405841.26	328.198
235	628682.588	1405846.29	327.405
236	628683.927	1405857.95	323.33
237	628684.052	1405859.6	321.598
239	628686.927	1405858.39	325.342
240	628686.024	1405861.12	321.885
241	628685.648	1405862.88	320.098
242	628694.105	1405879.56	318.48
243	628699.87	1405879.52	321.601
244	628705.733	1405886.88	320.842
245	628702.302	1405889.03	318.031
246	628713.816	1405893.86	319.982
247	628537.198	1405935.22	325.251
249	628545.896	1405918.39	324.012
250	628546.262	1405912.94	324.962
251	628539.627	1405912.74	325.235
252	628533.73	1405908.69	325.517
253	628529.965	1405899.54	325.566



254	628537.763	1405898.44	325.072
255	628545.575	1405897.67	324.506
256	628547.481	1405890.35	323.716
257	628535.407	1405882.59	323.958
258	628535.257	1405872.55	323.471
259	628545.065	1405878.89	323.356
260	628549.322	1405868.7	322.636
261	628543.149	1405862.21	322.707
262	628548.493	1405857.29	322.46
263	628557.196	1405863.96	322.472
264	628562.099	1405884.45	322.67
266	628537.611	1405914.15	324.349
267	628532.736	1405911.86	324.184
268	628531.57	1405913.68	322.972
269	628536.601	1405916.7	322.944
270	628531.857	1405920.71	322.895
271	628529.532	1405924.99	324.145
272	628519.972	1405935.22	326.721
273	628518.758	1405945.51	327.908
274	628519.434	1405956.12	328.318
275	628522.937	1405962.05	328.586
276	628533.806	1405964.67	328.342
277	628535.461	1405970.62	328.341
278	628533.425	1405951.11	327.648
279	628534.07	1405944.71	326.918
280	628535.845	1405944.82	325.972
281	628535.284	1405956.14	326.862
282	628536.703	1405967.99	327.774
283	628539.399	1405975.81	328.149
284	628537.45	1405976.6	328.581
285	628540.784	1405982.9	328.639
286	628542.593	1405981.79	328.414
287	628547.057	1405989.4	328.576
288	628545.434	1405989.97	328.623
289	628543.51	1405991.64	328.918
290	628537.549	1405990.7	328.897
291	628534.961	1405996.83	329.104
292	628527.293	1405985	328.918
293	628547.084	1406005.01	329.099

294	628540.339	1406010.01	329.378
295	628547.312	1406014.3	329.482
296	628547.179	1406018.62	329.695
297	628538.588	1406011.13	329.462
298	628549.77	1406003.51	328.899
299	628549.597	1405992.77	328.639
300	628553.051	1405989.59	328.459
301	628555.08	1405988.16	328.664
302	628557.357	1405986.53	328.501
303	628550.048	1405981.87	328.582
304	628553.988	1405979.42	328.544
305	628552.494	1405975.45	328.521
306	628546.992	1405976.84	328.454
307	628545.539	1405977.53	328.158
308	628543.064	1405971.31	327.829
309	628545.168	1405970.69	328.332
310	628549.195	1405968.93	328.262
311	628547.247	1405963.98	328.026
312	628542.604	1405962.89	328.03
313	628542.092	1405957.01	327.835
314	628544.864	1405953.29	327.48
315	628542.275	1405949.24	326.876
316	628546.197	1405948.15	326.81
317	628547.525	1405942.24	326.407
318	628545.886	1405931.08	324.572
319	628552.421	1405921.26	323.741
320	628555.839	1405917.19	323.344
321	628559.756	1405911.82	322.834
322	628557.652	1405918.6	323.886
323	628547.752	1405989.92	328.584
324	628548.416	1405982.58	328.322
325	628544.564	1405974.71	327.991
326	628541.97	1405967.83	327.525
327	628540.537	1405959.38	326.878
328	628540.313	1405953.61	326.429
329	628541.377	1405944.66	325.709
330	628645.013	1406065.33	326.994
331	628645.415	1406060.39	326.981
332	628646.314	1406056.25	326.741



333	628645.756	1406050.48	326.518
334	628648.105	1406045.48	326.401
335	628651.744	1406041.29	326.359
336	628653.967	1406034.95	326.052
337	628656.945	1406027.93	325.878
338	628660.005	1406021.12	325.806
339	628662.858	1406013.49	325.739
340	628666.58	1406004.01	325.738
341	628668.205	1405998.95	325.234
342	628669.338	1405996.98	325.031
343	628671.228	1405991.54	324.611
344	628672.049	1405988.44	324.083
345	628673.103	1405986.61	323.612
346	628674.519	1405982.99	323.133
347	628675.617	1405979.87	322.882
348	628664.711	1405977.46	323.671
349	628657.87	1405981.47	323.686
350	628664.224	1405986.29	324.36
351	628667.338	1405988.44	323.873
352	628666.969	1405990.28	324.481
353	628666.945	1405996.9	325.206
354	628663.284	1405998.8	325.243
355	628652.975	1405998.03	324.845
356	628642.513	1406006.76	325.672
357	628636.696	1406000.5	325.935
358	628633.558	1406004.65	326.609
359	628632.29	1406008.34	326.696
360	628629.23	1406013.67	326.703
361	628638.347	1406016.48	326.046
362	628635.55	1406023.45	326.725
363	628633.056	1406029.29	327.009
364	628629.675	1406028.33	326.309
365	628626.416	1406033	326.629
366	628619.415	1406028.99	326.905
367	628621.652	1406020.25	326.7
368	628623.559	1406011.95	326.477
369	628627.051	1406003.99	326.107
370	628630.303	1405996.23	325.772
371	628631.518	1405989.33	325.285

372	628636.297	1405984.86	324.789
373	628637.958	1405981.25	324.53
374	628645.338	1405982.47	324.284
375	628653.071	1405981.84	323.887
376	628631.923	1405982.5	324.849
377	628624.631	1405983.32	325.229
378	628616.219	1405984.63	325.62
379	628609.62	1405985.11	326.023
380	628606.357	1405984.48	326.155
381	628643.1	1406016.48	326.232
382	628639.959	1406023.65	326.374
383	628637.705	1406031.34	326.698
384	628632.628	1406032.17	327.171
385	628630.581	1406037.41	327.321
386	628627.691	1406035.76	326.816
387	628624.318	1406033.95	326.826
388	628616.271	1406029.3	327.144
389	628624.757	1406028.29	326.611
390	628632.191	1406031.69	327.148
391	628629.404	1406039.8	327.046
392	628626.908	1406044.45	327.421
393	628631.142	1406047.19	327.351
394	628635.236	1406052.58	326.66
395	628630.167	1406049.65	327.286
396	628625.843	1406054.46	326.91
397	628623.349	1406057.25	326.878
398	628616.226	1406051.27	327.123
399	628615.336	1406045.42	327.152
400	628616.42	1406042.54	327.347
401	628617.717	1406038.04	327.441
402	628611.816	1406033.13	327.545
403	628608.102	1406036.41	327.609
404	628606.444	1406038.18	327.455
405	628604.068	1406041.46	327.521
406	628601.939	1406044.17	327.649
407	628596.737	1406039.98	327.936
408	628591.436	1406045.03	328.227
409	628582.532	1406051.12	329.373
410	628588.667	1406056.46	328.964



411	628593.492	1406061.07	328.605
412	628597.673	1406064.66	328.511
413	628602.558	1406068.88	328.528
414	628607.828	1406071.29	327.398
415	628611.934	1406070.21	326.841
416	628610.477	1406074.13	326.852
417	628613.743	1406076.45	327.139
418	628617.711	1406077.38	326.732
419	628609.591	1406062.22	326.915
420	628603.487	1406054.83	327.285
421	628600.503	1406049.91	327.36
422	628586.46	1406032.78	328.583
423	628586.607	1406028.16	328.226
424	628585.706	1406022.15	328.165
425	628585.879	1406019.06	328.373
426	628587.604	1406013.32	328.227
427	628583.095	1406009.44	328.34
428	628577.728	1406012.11	328.51
429	628573.826	1406012.43	328.271
430	628570.055	1406014.37	328.466
431	628565.332	1406016.06	328.862
432	628557.433	1406015.59	329.107
433	628565.137	1406025.18	329.234
434	628557.085	1406027.97	329.633
435	628556.572	1406015.26	329.128
436	628559.427	1406009.82	328.921
437	628562.599	1406006.89	328.444
438	628568.821	1406007.62	328.322
439	628572.489	1406007.24	328.548
440	628571.768	1406000.47	328.528
441	628565.067	1406000.39	328.604
442	628560.33	1405998.93	328.414
443	628556.191	1405999.92	328.571
444	628556.47	1405994.67	328.458
445	628557.907	1405992.44	328.649
446	628558.24	1405988.95	328.572
447	628551.697	1405975.55	328.595
448	628546.572	1405974.28	328.438
449	628543.552	1405972.98	327.931

450	628538.932	1405973.53	328.086
451	628663.836	1405979.12	323.902
452	628718.604	1405903.69	316.972
453	628742.319	1405906.97	323.221
454	628746.752	1405913.09	324.555
455	628749.349	1405917.2	323.158
456	628753.706	1405919.17	323.337
457	628753.688	1405917.42	324.196
458	628758.55	1405920.12	324.316
459	628764.967	1405916.95	325.843
460	628757.343	1405937	316.133
461	628752.568	1405938.75	315.225
462	628751.867	1405929.16	318.009
463	628743.73	1405934.82	315.405
464	628762.42	1405944.66	315.295
465	628763.609	1405939.29	316.793
466	628759.935	1405935.07	318.166
467	628752.176	1405928.49	318.83
468	628749.892	1405925.7	319.022
469	628749.851	1405922.85	320.41
470	628751.411	1405923.24	321.364
471	628749.136	1405919.88	322.237
472	628759.186	1405919.9	324.507
473	628765.314	1405916.93	325.792
474	628754.751	1405930.07	319.767
475	628748.088	1405925.77	317.842
476	628628.827	1405811.12	319.854
477	628615.042	1405796.33	322.486
478	628615.709	1405795.28	322.071
479	628615.532	1405783.1	324.241
481	628617.447	1405775.88	324.607
482	628608.151	1405774.68	325.436
483	628611.203	1405767.22	326.136
484	628607.396	1405759.13	327.459
485	628603.228	1405748.47	329.576
486	628600.164	1405743.75	330.762
487	628600.636	1405735.74	332.225
488	628594.978	1405732.61	333.103
489	628597.254	1405723.99	334.369



490	628593.697	1405712.41	335.753
491	628591.93	1405702.68	336.782
492	628594.062	1405713.93	335.624
493	628593.377	1405710.49	335.904
495	628637.029	1405973.94	324.021
496	628616.438	1405966.31	324.725
497	628597.787	1405964.77	325.536
498	628583.228	1405962.91	326.298
499	628561.515	1405959.84	327.119
500	628551.494	1405958.09	327.462
501	628560.495	1405975.63	328.035
502	628579.966	1405984.07	327.297
503	628589.298	1405994.11	327.149
504	628621.722	1405946.52	323.476
505	628611.419	1405938.63	323.393
506	628598.968	1405929.19	322.978
507	628595.886	1405925.72	322.298
508	628584.853	1405931.68	323.926
509	628582.107	1405930.48	323.328
510	628608.518	1405932.47	322.915
511	628610.373	1405933.56	322.987
512	628609.814	1405932.39	322.238
513	628612.28	1405931.03	321.834
514	628613.556	1405932.69	322.649
515	628618.294	1405933.59	322.686
516	628616.32	1405930.81	321.57
517	628633.33	1405948.13	323.125
518	628641.329	1405947.44	322.923
519	628644.499	1405952.16	322.977
520	628646.648	1405952.58	321.698
521	628647.008	1405957.08	322.973
522	628648.449	1405958.02	322.189
523	628649.837	1405962.57	323.071
524	628651.343	1405962.8	322.34
525	628661.336	1405964.78	322.805
526	628668.315	1405958.5	322.137
527	628667.266	1405959.37	321.681
528	628662.067	1405958.5	322.035
529	628657.283	1405953.63	321.904

530	628671.393	1405965.95	322.34
531	628679.243	1405967.67	322.361
532	628682.807	1405969.65	322.331
533	628670.307	1405964.2	321.546
534	628675.618	1405964.61	320.538
535	628681.006	1405961.25	319.889
536	628678.283	1405960.33	320.545
537	628683.006	1405961.57	319.558
538	628682.518	1405986.58	322.542
539	628685.714	1405991.95	322.783
540	628692.012	1405998.18	322.728
541	628701.178	1406005.41	322.75
542	628697.258	1406015.45	323.444
543	628692.595	1406021.19	324.154
544	628702.405	1406029.15	324.228
545	628690.032	1406040.1	324.606
546	628666.043	1406016.55	325.482
547	628667.71	1406006.01	325.715
548	628674.422	1406007.19	325.519
549	628681.27	1405984.99	322.459
550	628680.457	1405982.83	322.403
551	628680.476	1405980.5	321.826
552	628683.882	1405980.92	320.807
553	628686.666	1405979.31	320.655
554	628694.013	1405978.71	319.416
555	628702.669	1405980.42	318.725
556	628698.539	1405985.04	319.513
557	628696.476	1405984.6	320.13
558	628695.975	1405987.04	321.827
559	628712.163	1405973.59	316.115
560	628720.755	1405968.29	315.491
561	628724.693	1405971.91	315.514
562	628729.649	1405973.91	315.393
563	628635.406	1405904.54	316.059
564	628642.371	1405909.32	315.961
565	628636.005	1405925.85	317.479
566	628639.982	1405930.75	318.376
567	628646.237	1405932.56	318.925
568	628645.066	1405937.69	319.534



569	628651.902	1405940.35	320.517
570	628649.533	1405944.45	320.673
571	628650.579	1405948.68	321.509
572	628647.502	1405942.95	321.121
573	628640.914	1405933.35	320.589
574	628634.646	1405926.98	320.443
575	628630.6	1405930.74	320.873
576	628629.663	1405931.55	321.96
577	628631.944	1405929.7	320.385
578	628635.699	1405928.67	320.505
579	628630.902	1405929.55	320.611
580	628629.833	1405930.91	321.233
582	628634.792	1405935.25	320.972
583	628633.767	1405936.47	322.397
584	628640.417	1405932.83	320.624
585	628645.33	1405939.81	320.953
586	628641.46	1405942.93	321.079
587	628642.1	1405948.12	322.918
589	628650.07	1405945.29	320.783
590	628646.019	1405938.77	319.77
591	628649.459	1405936.73	319.944
592	628645.874	1405931.38	318.796
594	628635.62	1405925.43	317.485
595	628643.097	1405923.03	317.217
596	628654.271	1405919.45	315.922
597	628674.201	1405950.23	317.326
598	628686.491	1405966.87	319.056
599	628688.272	1405970.23	319.82
600	628684.691	1405970.35	320.846
602	628701.131	1405969.66	317.01
603	628716.251	1405978.37	315.881
604	628725.522	1405984.05	315.569
605	628716.239	1405985.21	317.882
606	628716.313	1405988.62	318.632
607	628722.239	1405973.93	315.691
608	628724.226	1405967.03	315.402
609	628728.939	1405971.36	315.293
610	628733.744	1405977.24	315.298
611	628735.44	1405984.48	315.323

612	628727.287	1405985.82	315.565
613	628724.62	1405990.83	316.73
614	628730.949	1405996.22	316.585
615	628697.538	1405983.72	319.481
616	628689.95	1405981.17	320.381
617	628608.438	1405775.6	325.345
618	628605.76	1405769.67	326.22
619	628609.434	1405764.24	326.657
620	628606.691	1405756.67	327.837
621	628602.277	1405753.42	328.812
622	628597.334	1405749.31	329.788
623	628595.853	1405743.29	331.057
624	628601.749	1405738.7	331.548
625	628601.003	1405729.51	333.233
626	628598.212	1405728.44	333.614
627	628594.276	1405724.55	334.281
628	628600.164	1405717.58	334.95
629	628598.777	1405703.72	336.701
630	628592.608	1405699.13	337.519
631	628597.655	1405692.84	338.434
632	628591.446	1405686.38	339.832
633	628595.85	1405678.88	341.26
634	628589.976	1405670.7	342.979
635	628594.778	1405663.28	344.47
636	628594.871	1405654.7	346.155
637	628585.812	1405651.49	346.804
638	628588.288	1405642.59	347.619
639	628594.811	1405647.27	346.886
640	628610.298	1405669.31	345.795
641	628602.499	1405704.11	336.187
642	628632.753	1405734.07	331.805
643	628635.047	1405740.2	331.668
644	628633.333	1405747.13	331.447
645	628638.055	1405746.71	331.528
646	628635.326	1405748.5	331.441
647	628639.6	1405751.8	331.562
648	628642.131	1405746.98	331.63
649	628643.018	1405750.36	331.596
650	628651.565	1405753.37	331.645



651	628658.761	1405756.04	331.661
652	628656.262	1405759.2	331.705
653	628655.892	1405761.82	331.694
654	628653.865	1405764.75	331.606
655	628653.962	1405768.72	331.741
656	628659.89	1405772.39	331.744
657	628661.698	1405774.73	331.673
658	628666.672	1405775.08	331.766
659	628675.692	1405775.43	331.627
660	628683.395	1405776.11	331.537
661	628687.888	1405777.55	331.66
662	628692.807	1405780.81	331.655
663	628691.851	1405782.1	331.693
664	628694.72	1405784.8	331.612
665	628681.24	1405974.27	322.141
666	628681.919	1405974.76	321.8
670	628712.539	1405947.6	315.366
671	628705.628	1405938.96	315.409
672	628707.222	1405933.95	315.354
673	628692.583	1405928.65	315.485
674	628694.051	1405923.38	315.425
675	628684.783	1405921.32	315.528
676	628676.492	1405923.74	315.64
677	628667.15	1405921.24	315.744
678	628658.259	1405919.49	315.876
683	628696.124	1405871.3	324.086
684	628697.865	1405870.24	326.554
804	628653.591	1405832.16	318.419
806	628597.586	1405749.02	329.936
807	628489.368	1405871.54	326.12
810	628622.165	1405676.09	345.244
811	628655.846	1405690.92	342.434
812	628727.881	1405711.97	337.131
813	628762.544	1405723.18	334.724
814	628637.873	1405678.19	344.06
815	628645.589	1405686.78	343.302
816	628660.271	1405685.27	342.331
817	628669.719	1405695.53	341.352
818	628687.336	1405694.79	340.382

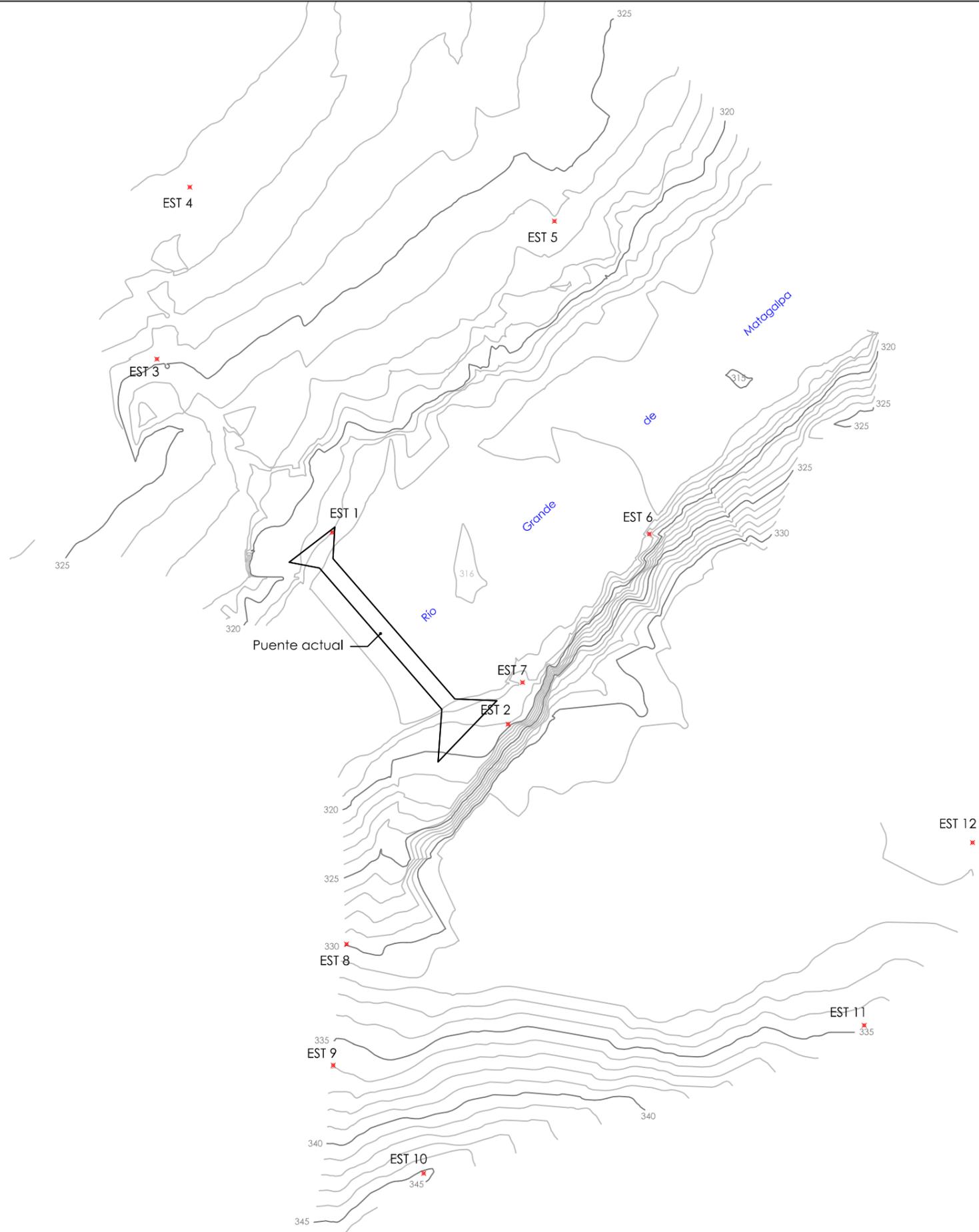
819	628695.004	1405701.69	339.527
820	628714.752	1405702.15	338.421
821	628729.694	1405712.97	336.95
822	628747.828	1405712.74	336.004
823	628773.253	1405740.25	333.342
824	628795.047	1405755.63	331.743
825	628796.134	1405769.52	331.182
826	628798.938	1405783.35	330.389
827	628792.424	1405777.9	330.373
828	628787.521	1405764.16	331.268
829	628763.863	1405754.83	331.949
830	628748.771	1405747.52	331.925
831	628742.328	1405761.94	331.638
832	628748.508	1405775	331.53
833	628748.8	1405786.57	331.543
834	628741.981	1405792.46	331.51
835	628734.033	1405792.18	331.591
836	628727.57	1405792.45	331.49
837	628720.087	1405800.19	331.363
838	628722.692	1405803.32	331.507
839	628716.535	1405814.14	331.79
840	628727.797	1405824.61	331.594
841	628732.387	1405828.72	331.655
842	628724.891	1405840.44	331.606
843	628719.582	1405837.6	331.621
844	628708.644	1405830.88	331.529
845	628703.604	1405842.96	331.543
846	628698.801	1405852.32	331.163
847	628708.223	1405868.15	330.882
848	628711.288	1405871.04	330.857
849	628716.243	1405874.1	330.985
850	628721.236	1405872.19	331.37
851	628727.16	1405873.56	331.53
852	628726.408	1405876.24	331.205
853	628730.888	1405873.22	331.524
854	628732.932	1405863.15	331.58
855	628727.886	1405858.39	331.62
856	628726.762	1405851.68	331.614
857	628732.635	1405851.02	331.557



858	628726.915	1405839.52	331.59
859	628732.645	1405827.5	331.687
860	628735.699	1405824.5	331.558
861	628737.959	1405818.53	331.56
862	628740.816	1405811.59	331.538
863	628744.821	1405806.42	331.497
864	628746.314	1405795.97	331.547
865	628749.742	1405786.29	331.545
866	628748.919	1405738.52	332.355
867	628738.987	1405740.73	331.861
868	628731.152	1405737.52	331.928
869	628724.755	1405732.89	331.979
870	628719.091	1405730.55	331.879
871	628711.425	1405730.57	331.915
872	628701.799	1405727.59	331.898
873	628690.971	1405726.03	331.808
874	628685.965	1405730.01	331.807
875	628693.916	1405734.94	331.781
876	628689.466	1405740.97	331.749
877	628684.957	1405744.27	331.715
878	628704.967	1405722.09	332.208
879	628740.125	1405748.26	331.819
880	628732.464	1405754.49	331.694
881	628731.523	1405761.58	331.76
882	628725.986	1405766.01	331.711
883	628797.069	1405781.32	330.492



APÉNDICE II: PLANTA DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO





ANEJO Nº 03

GEOLOGÍA Y GEOTECNIA



ÍNDICE

	<i>Página</i>
1. INTRODUCCIÓN	5
2. GEOLOGÍA	5
2.1. CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA DE LA ZONA	5
2.2. LITOLOGÍA Y ESTRATIGRAFÍA.....	6
3. ESTUDIO GEOTÉCNICO.....	7
4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	7
APÉNDICE I: LOCALIZACIÓN GEOLÓGICA	9
APÉNDICE II: LOCALIZACIÓN DE LOS TRABAJOS DE CAMPO	13
APÉNDICE III: DOCUMENTO “ESTUDIO DE SUELOS”	17
APÉNDICE IV: ANEXO FOTOGRÁFICO	33

1. INTRODUCCIÓN

Este documento tiene por objeto el estudio de la geología del terreno donde se proyecta la ejecución del puente. Para la redacción del mismo se ha realizado la recopilación de datos del *Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER)* y también se ha analizado el mapa geológico proporcionado por un geólogo de la zona.

Además se incluye el estudio de suelos realizado por la empresa *IMS (Ingeniería de Materiales y Suelos)*, para el correspondiente estudio geotécnico.

El área de objeto de estudio se encuentra en la hoja n°3053.IV geológica correspondiente al municipio de Terrabona, tal y como se enumeran las hojas cartográficas de Nicaragua a escala 1:500000.

Al final del anejo se adjuntan los siguientes anexos:

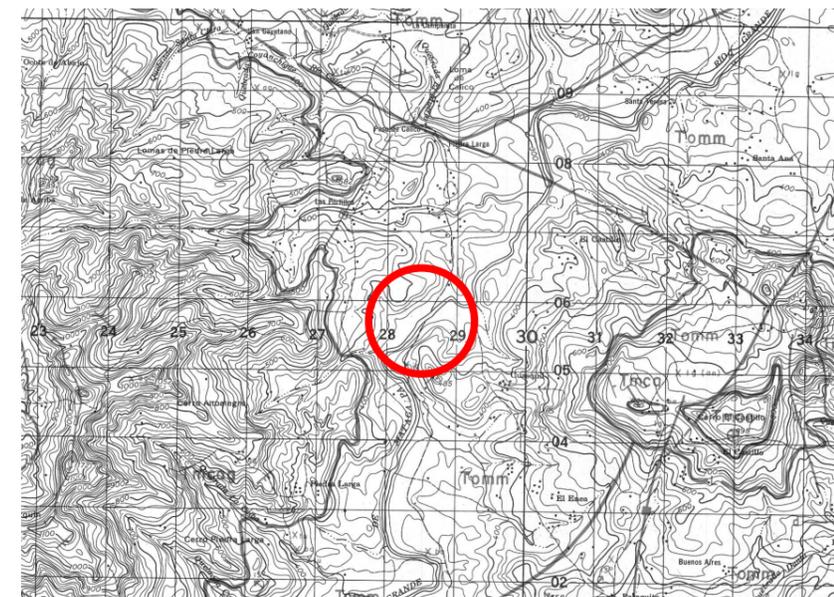
- Apéndice I: Localización geológica.
- Apéndice II: Localización de los trabajos de campo.
- Apéndice III: Documento "Estudio de Suelos"
- Apéndice IV: Anexo fotográfico

2. GEOLOGÍA

2.1. CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA DE LA ZONA

Se encuentra que el grupo que predomina en casi todo el territorio de Matagalpa, como su propio nombre indica, es el grupo Matagalpa (Tomm). Este grupo de rocas comprenden terrenos con crestas y macizos elevados y de grandes extensiones con fuertes y continuas pendientes, se presentan ligeramente plegadas y entre cortadas en profundos valles.

Su composición litológica está representada por lavas félsicas, andesitas, basaltos, andesitas dacitas, así como tobas cloríticas de color verdusco muy masivas de gran impermeabilidad. Estas rocas se encuentran falladas y fracturadas, la mayoría de estas se encuentran segmentadas. Cabe destacar que este tipo de roca aflora en la margen izquierda (desde Esquipulas) en toda la longitud del cauce de la zona de estudio.



2.2. LITOLOGÍA Y ESTRATIGRAFÍA

En cuanto a este apartado se refiere, formando terrenos planos y ondulados el cuaternario aluvial (Qal, Qc, Qct, Qf) es el sedimento depositado a lo largo de las partes bajas en donde se acumulan por las escorrentías superficiales de agua en época lluviosa constituido por un espesor promedio de 15 a 20 metros. Las Planicies de san Lucas y Somoto están rellenadas por depósitos cuaternarios que descansan discordantemente sobre el Grupo Matagalpa principalmente. Son un conjunto de sedimentos clásticos de edad pleistocénica a reciente, constituidos por cantos rodados, guijarros, gravas, arenas, limos y arcillas.

Tomando en consideración la disposición espacial, el origen, edad y la dirección de los agentes de transporte se subdividen en cinco grupos así: Fluviales (Qf), Aluviales (Qal), Coluviales (Qc), Coluviales Terrazas (Qct) y Terrazas (Qt).

Los depósitos **Fluviales (Qf)** se localizan a lo largo de los cursos actuales del río Coco y de numerosas quebradas y afluentes, se trata de cantos rodados, gravas, arenas gruesas y finas, bien redondeadas limpias y sueltas. La cantidad de material fino, como limos y arcillas es mínima, los espesores estimados de los materiales fluviales varía entre 6 a 9 metros, en ciertas partes podrían tener un poco más de 20 metros.

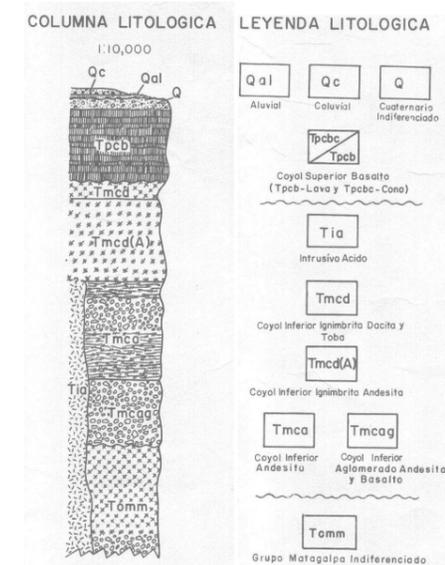
Los depósitos **Aluviales Qal**, rellenan principalmente las llanuras aluviales del río y quebradas antes mencionadas. Consisten de cantos rodados, gravas, arenas gruesas y finas, limos, arcillas y capa vegetal provienen de la meteorización de las rocas intrusivas y efusivas de los depósitos de terrazas, el espesor de los depósitos según los sondeos de las perforaciones que se han realizado en algunos sectores no son mayores de 12 metros.

Los depósitos **Coluviales (Qc)** son materiales detríticos mal seleccionados sin ninguna estratificación, que se encuentran sobre los depósitos Coluviales Terrazas (Qct) y los depósitos Terrazas (Qt). Los depósitos Coluviales se encuentran al pie de las laderas de las áreas montañosas, provienen de la meteorización mecánica y químicas de las rocas metamórficas, intrusivas, sedimentarias del mesozoicas y volcánicas terciarias; los clastos están formados por

bloques angulosos provenientes de las rocas antes mencionadas. Los depósitos coluviales presentan una intensa coloración rojiza amarillenta; su espesor que es de uno 25 metros al pie de las laderas montañosas, va reduciéndose en la medida que se alejan del pie de la zona montañosa, hasta que finalmente se acúan.

Los depósitos **Coluviales Terrazas (Qct)** consisten de una mezcla de los depósitos Coluviales y de Terraza, ellos se encuentran sobre las Terrazas, presentan una coloración amarillo rojizo. Litológicamente, están constituidos de arenas gruesas mezcladas con fragmentos de rocas sub redondeadas a redondeadas; las arenas tienen alto contenido de cuarzo y feldespato.

Los depósitos **Terrazas (Qt)** se encuentran por debajo de las Terrazas Coluviales (Qct). Litológicamente están formadas por cantos rodados, guijarros, arenas gruesas friables, limos y capas delgadas de limonitas. Los cantos gruesos corresponden a granitos, esquistos, cuarzoes, conglomerados rojos, areniscas y rocas volcánicas terciarias. El limo es de color amarillento blanuzco color marfil y es el que le da la coloración característica a todo el conjunto. El espesor total de las terrazas es muy variable. Estas yacen discordantemente sobre los esquistos conglomerados y areniscas rojas, y rocas volcánicas terciarias y están sobre el nivel de los ríos (terrazas colgadas), ellas son evidencias de las fases de rejuvenecimiento de la zona.





3. ESTUDIO GEOTÉCNICO

Para la realización de este proyecto el ayuntamiento de Esquipulas requirió de los servicios de una empresa para que esta realizara un estudio de suelos. Esta empresa de Nicaragua fue *Ingeniería de Materiales y Suelos (IMS)*.

En el Apéndice II. Localización de los trabajos de campo. se muestran los puntos donde se realizaron los trabajos de campo. Y en el Apéndice III. Documento "Estudio de Suelos" se adjunta el documento aportado por dicha empresa, donde se puede ver el estudio realizado.

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Según la Empresa contratada es recomendable realizar lo que a continuación se explica. Esto puede verse en el documento adjuntado en el Apéndice III. Documento "Estudio de Suelos".

En base a los resultados obtenidos de la Prueba Normal de Penetración (SPT) y los ensayos de laboratorio se recomienda:

- a) Cimentar con zapata aislada a partir de 1,50 m. con una presión admisible de 1,80 kg/cm², debiéndose mejorar 1,20 m. en el Sondeo No.1 y 0,80 m. en los Sondeos No.2, No.3 y No.4 referidos al Nivel del Terreno Natural.
- b) La presión admisible de 1,80 kg/cm² es referida una vez mejorado 1,20 m. en el sondeo No.1 y 0,80 m en los Sondeos No.2, No.3 y No.4.
- c) El Material para el mejoramiento debe ser cualquiera de las opciones siguientes:
 - Material selecto
 - Suelo selecto en una proporción de 1,10 (puede utilizarse material del sitio sin presencia de materia orgánica).
 - Concreto pobre (4 bolsas de cemento por m³)
- d) Si por razones de diseño la profundidad de desplante recomendada resultare excesiva y si se pretende cimentar a menor profundidad entonces se deberá excavar hasta profundidad recomendada en el inciso a).

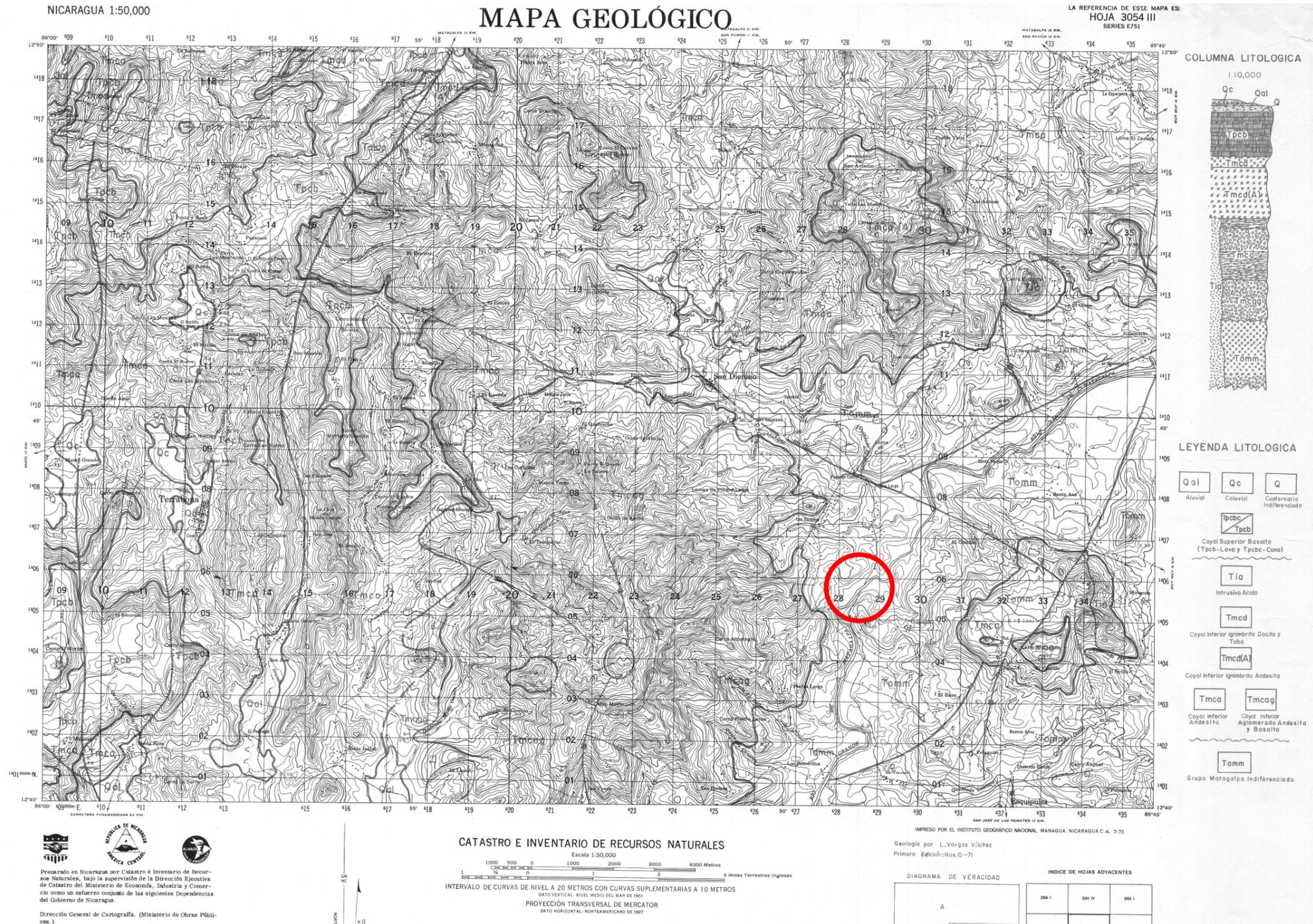


- e) Es entendido que la profundidad de desplante definitiva estará en dependencia del análisis de socavación general y local, ya que las profundidades anteriormente indicadas no contemplan dicho aspecto.

- f) Finalmente se recomienda que en base al análisis hidráulico del río se dote al puente proyectado, de las obras necesarias contra la erosión y/o socavación que podrían afectar su estabilidad.



APÉNDICE I: LOCALIZACIÓN GEOLÓGICA

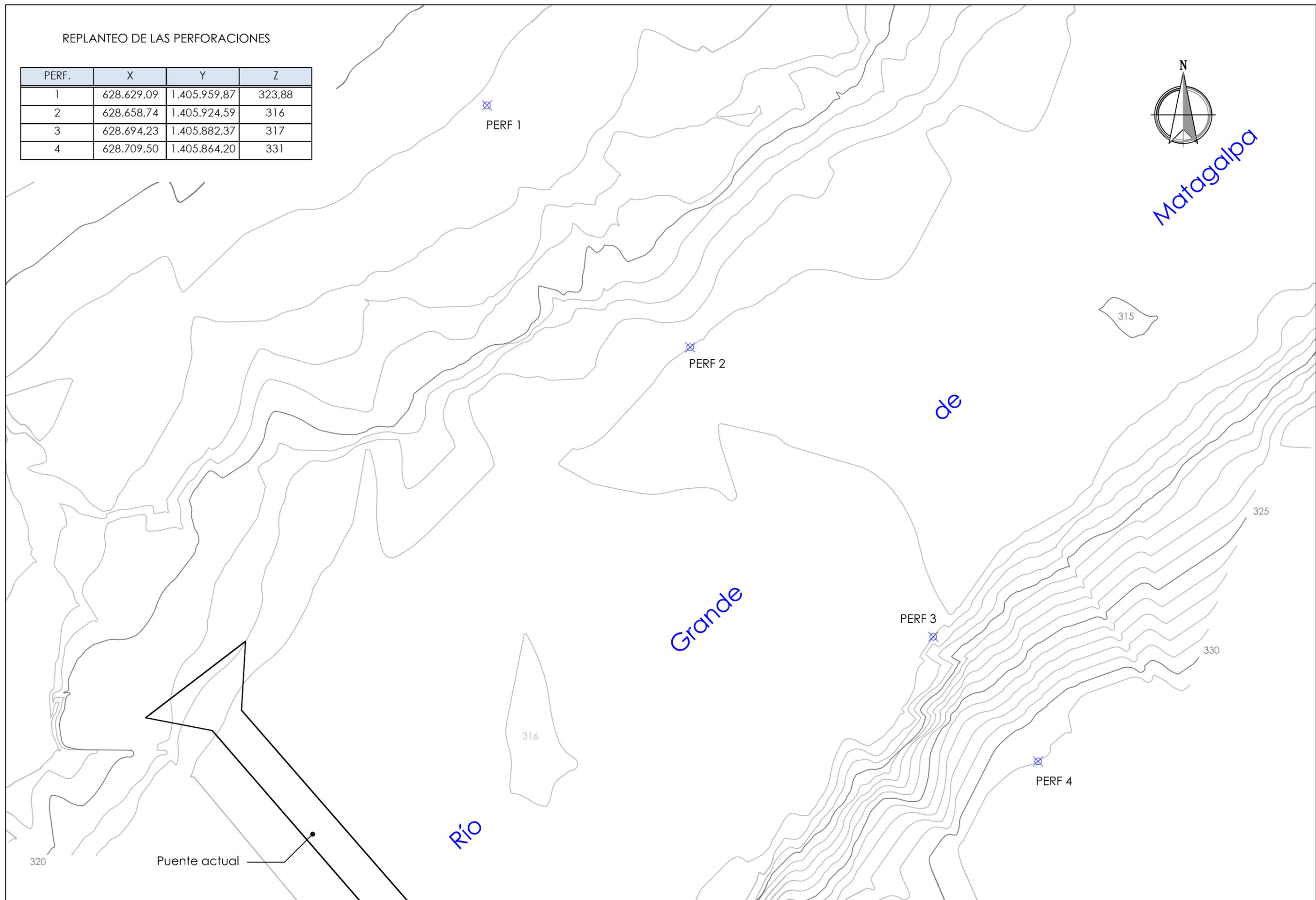


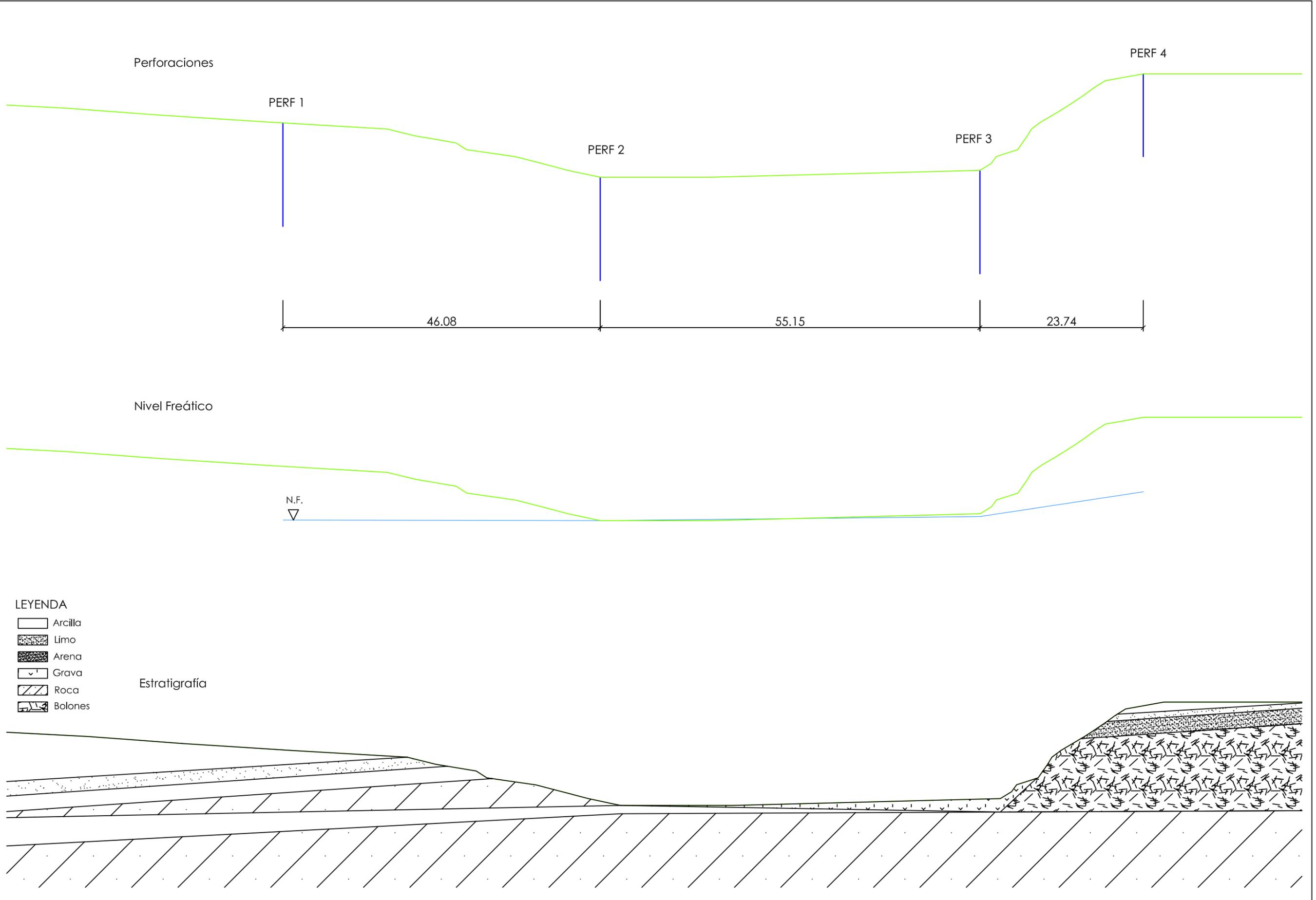


APÉNDICE II: LOCALIZACIÓN DE LOS TRABAJOS DE CAMPO

REPLANTEO DE LAS PERFORACIONES

PERF.	X	Y	Z
1	628.629,09	1.405.959,87	323,88
2	628.658,74	1.405.924,59	316
3	628.694,23	1.405.882,37	317
4	628.709,50	1.405.864,20	331





- LEYENDA**
- Arcilla
 - Limo
 - Arena
 - Grava
 - Roca
 - Bolones

Estratigrafía



APÉNDICE III: DOCUMENTO “ESTUDIO DE SUELOS”



INGENIERIA DE MATERIALES Y SUELOS
ESTUDIOS GEOTECNICOS PARA CONSTRUCCIONES VERTICALES Y HORIZONTALES, ANALISIS
Y CONTROL DE CALIDAD DE MATERIALES DE CONSTRUCCION

Managua, 19 de Octubre de 2011

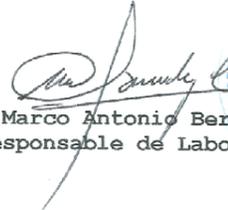
Señores
Alcaldía de Esquipulas, Matagalpa
Su Oficina

Estimados Señores:

Por este medio le hacemos entrega de Informe del Estudio de Suelos para Fundaciones de Puente del Proyecto: Puente Bopal Esquipula-Matagalpa.

Sin más a que hacer referencia, le saluda,

Atentamente,


Marco Antonio Bermúdez
Responsable de Laboratorio



cc. Archivo

ESTUDIO DE SUELOS PARA FUNDACIONES DE PUENTE

PROYECTO: PUENTE BOPAL ESQUIPULA-MATAGALPA

INGENIERIA DE MATERIALES Y SUELOS
Septiembre 2011



C O N T E N I D O

- I. INTRODUCCIÓN
- II. TRABAJOS DE CAMPO
- III. TRABAJOS DE LABORATORIO
- IV. RESULTADOS OBTENIDOS
- V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
 - 5.1) CONCLUSIONES
 - 5.2) RECOMENDACIONES

ANEXO

- A.1) UBICACIÓN DE SONDEOS
- A.2) GRAFICOS DE PROSPECCIÓN
- A.3) RESULTADOS DE ENSAYES DE LABORATORIO EN MUESTRAS DE SONDEOS

I. INTRODUCCIÓN

El presente Informe contiene los resultados de la Investigación Geotécnica efectuada con el propósito de determinar los parámetros de suelo necesarios para el dimensionamiento de las Fundaciones del Proyecto Puente Bopal Esquipulas - Matagalpa.

Estas investigaciones fueron solicitadas por la **Alcaldía de Esquipula Matagalpa a Ingeniería de Materiales y Suelos**, quién procedió a efectuar los trabajos correspondientes a fin de obtener los parámetros de suelo a utilizar en el dimensionamiento de las fundaciones de la obra a construir.

II. TRABAJOS DE CAMPO

Con el propósito de conocer las condiciones y características del subsuelo en cada sitio donde se proyecta la construcción de Puentes se efectuaron Sondeos, siguiendo los procedimientos de perforación y muestreo de la ASTM D-1586 (Prueba Normal de Penetración), en los estratos de suelo y ASTM D-2113, en los estratos duros o rocosos. La profundidad de cada sondeo realizado se presenta a continuación:

Sondeo No.	Profundidad Total (m)
1	15.50
2	7.50
3	6.00
4	12.00



En cada Sondeo se tomaron muestras semi-alteradas de los estratos encontrados a las profundidades investigadas, las que fueron sometidas a ensayos de Laboratorio conforme a las Normas ASTM.

III. TRABAJOS DE LABORATORIO

Las muestras obtenidas de los Sondeos se sometieron a los ensayos siguientes:

Tipo de Ensaye	Norma ASTM
Análisis Granulométrico de los Suelos	D-422
Límite Líquido de los Suelos	D-423
Límite Plástico e Índice de Plasticidad de los Suelos	D-424
Humedad Natural	D-2166

Para el análisis granulométrico de las muestras, de los sondeos en los sitios de puente, se utilizaron los tamices No.10, 20, 30, 40, 50, 100, 140 y 200 a fin de determinar el diámetro medio de las partículas, parámetros físico necesario para la determinación de la socavación en el lecho del Cauce.

Con los resultados obtenidos las muestras, de los sitios de puente, se clasificaron según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.).

En el Anexo de este Informe se incluyen los Gráficos de Prospección de los Sondeos efectuados, así como los resultados de los Ensayes de Laboratorio realizados.

IV. RESULTADOS OBTENIDOS

El subsuelo en este sitio se caracteriza por una estratigrafía, conformada por:

Sondeo No.1

Arcilla de Baja Compresibilidad (CL), de 0.00 a 1.80 m,
Limo de Baja Compresibilidad (ML), de 1.80 a 3.60 m,
Arcilla de Baja Compresibilidad (CL), de 3.60 a 5.40 m,
Limo de Baja Compresibilidad (ML), de 5.40 a 5.85 m,
Roca, de 5.85 a 8.80 m,
Arcilla de Alta Compresibilidad (CH), de 8.80 a 9.70 m,
Toba, de 9.70 a 11.50 m,
Roca Fracturada, de 11.50 a 15.50 m.

Sondeo No.2

Arena Arcillosa (SC), de 0.00 a 1.20 m,
Roca, de 1.20 a 7.50 m.

Sondeo No.3

Grava Bien Graduada con Limo (GW-GM), de 0.00 a 1.80 m.
Arena Arcillosa (SC), de 1.80 a 1.95 m.
Roca Fracturada, de 1.95 a 6.00 m.

Sondeo No.4

Arcilla de Alta Compresibilidad (CH), de 0.00 a 0.45 m.
Arena Arcillosa (SC), de 0.45 a 0.90 m.
Arena Limosa (SM), de 0.90 a 1.35 m.
Limo de Baja Compresibilidad (ML), de 1.35 a 2.25 m.
Arena Limosa (SM), de 2.25 a 2.70 m.
Arena Bien Graduada con Limo (SW-SM), de 2.70 a 3.15 m.
Arena Limosa (SM), de 3.15 a 4.05 m.
Arena Bien Graduada con Limo (SW-SM), de 4.05 a 4.50 m.
Arcilla de Baja Compresibilidad (CL), de 4.50 a 5.55 m.
Bolones, de 5.55 a 12.00 m.

La Resistencia a la penetración es variable en cada sitio de Sondeo pero en general las condiciones de cimentación son favorables a partir de 1.50 m, referidos al nivel del terreno de los sitios de sondeo, debiéndose mejorar 1.20 m. en el Sondeo No.1 y 0.80 m. de profundidad en los Sondeos No.2, No.3 y No.4.



El Nivel Freático se encontró a las profundidades siguientes:

Sondeo No.	*Profundidad (m)
1	7.80
2	0.00
3	0.40
4	10.80

*Profundidad referida al nivel de terreno natural de los sitios de Sondeos.

VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En base a los resultados obtenidos de la Prueba Normal de Penetración (SPT) y los ensayos de Laboratorio se recomienda:

- a) Cimentar con zapata aislada a partir de 1.50 m. con una presión admisible de 1.80 kg/cm², debiéndose mejorar 1.20 m. en el Sondeo No.1 y 0.80 m. en los Sondeos No.2, No.3 y No.4. referidos al Nivel del Terreno Natural.
- b) La presión admisible de 1.80 kg/cm² es referida una vez mejorado lo 1.20 m. en el sondeo No.1 y 0.80 en los Sondeos No.2, No.3 y No.4.
- c) El Material para mejoramiento debe ser cualquiera de las opciones siguientes:
 - Material Selecto

- Suelo Selecto en una proporción de 1.10 (Puede utilizarse material del sitio sin presencia de Materia Orgánica).
 - Concreto Pobre (4 bolsas de cemento por m³).
- d) Si por razones de Diseño la profundidad de desplante recomendada resultare excesiva y si se pretende cimentar a menor profundidad entonces se deberá excavar hasta la profundidad recomendada en el inciso a).
 - e) Es entendido que la profundidad de desplante definitiva estará en dependencia del análisis de socavación general y local, ya que las profundidades anteriormente indicadas no contemplan dicho aspecto.
 - f) Finalmente se recomienda que en base al análisis hidráulico del río se dote al puente proyectado, de las obras necesarias contra la erosión y/o socavación que podrían afectar su estabilidad.

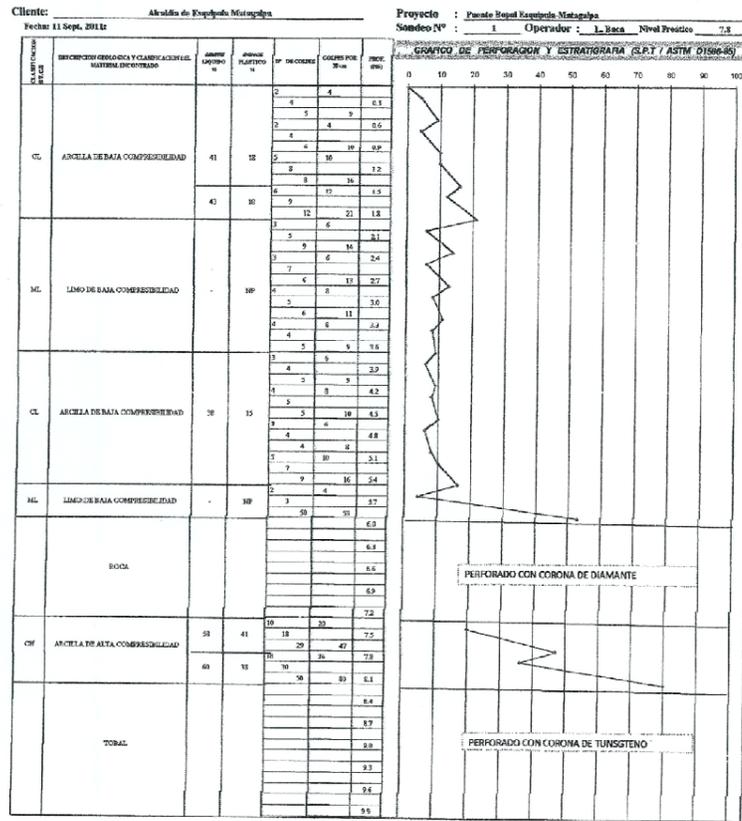


A N E X O S

A.2) GRAFICOS DE PROSPECCION

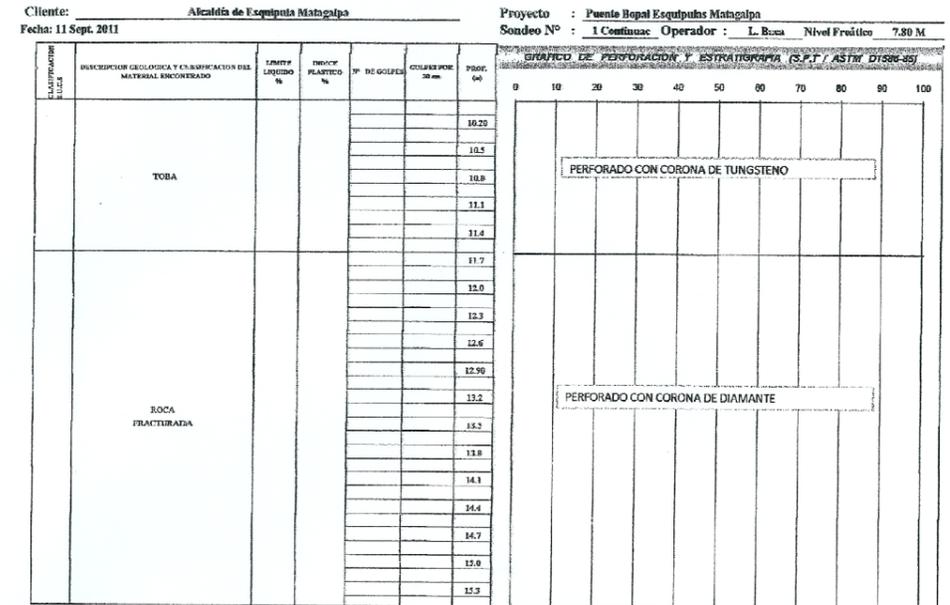


INGENIERIA DE MATERIALES Y SUELOS
GRAFICO DE PROSPECCION



Observaciones:

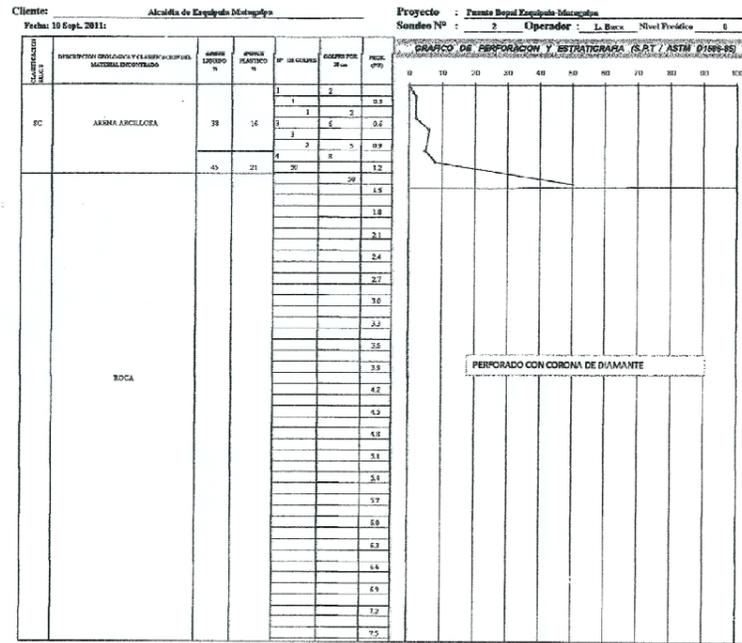
INGENIERIA DE MATERIALES Y SUELOS
GRAFICO DE PROSPECCION



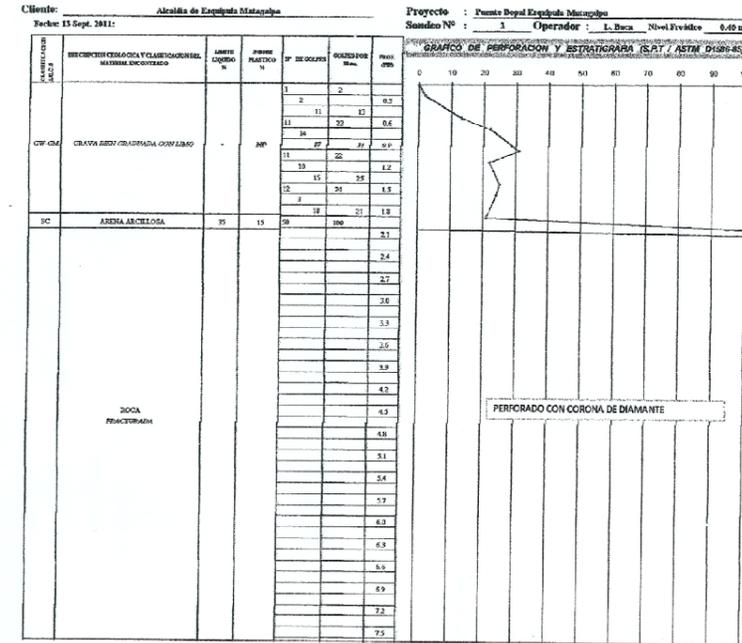
Observaciones:



INGENIERIA DE MATERIALES Y SUELOS
GRAFICO DE PROSPECCION

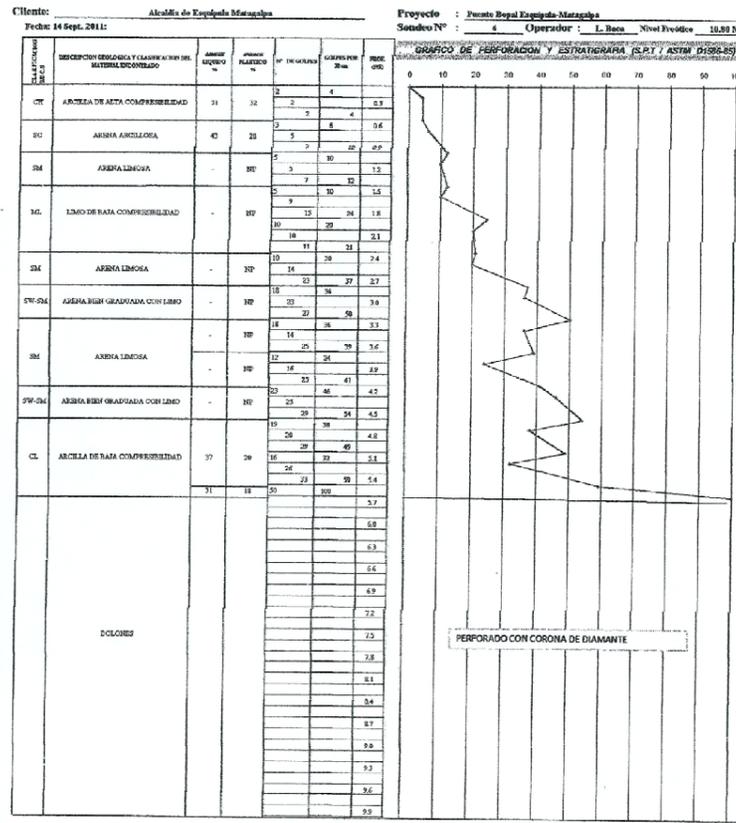


INGENIERIA DE MATERIALES Y SUELOS
GRAFICO DE PROSPECCION

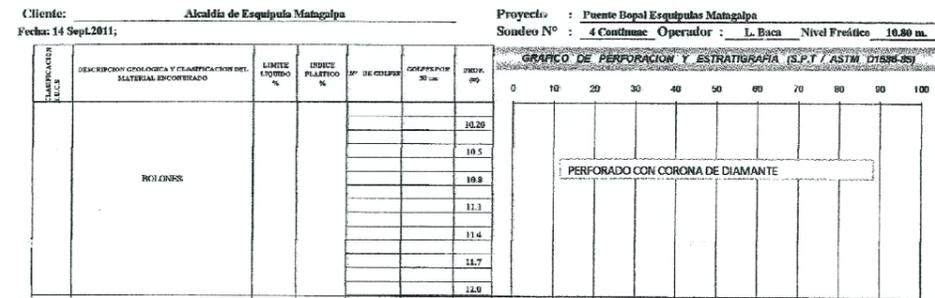




INGENIERIA DE MATERIALES Y SUELOS
GRAFICO DE PROSPECCION



INGENIERIA DE MATERIALES Y SUELOS
GRAFICO DE PROSPECCION





INGENIERIA DE MATERIALES Y SUELOS

INFORME DE ENSAYOS DE SUELOS

PROYECTO: Puente Bopal Esquipula-Matagalpa

ENSAYE	1086-11	1087-11	1088-11	1089-11	1090-11
MUESTRA	1	2	3	4	5
ESTACION	-	-	-	-	-
DESVIACIÓN	-	-	-	-	-
PROFUNDIDAD (m)	0.00-1.35	1.35-1.80	1.80-3.60	3.60-5.40	5.40-5.85
SONDEO	1	1	1	1	1

GRANULOMETRIA

% QUE PASA TAMIZ 3/8 "					
No.4	100	100	100	100	98
No.10	100	100	100	100	96
No.20	99	99	99	99	95
No.30	99	98	98	98	94
No.40	98	96	97	97	92
No.50	97	93	94	96	88
No.100	87	83	88	86	76
No.140	84	65	83	82	73
No. 200	80	54	69	79	70
Relación de Finos: (b)/(a)	0.816	0.562	0.711	0.814	0.761

LIMITES DE ATTERBERG

Límite Líquido	41	43	-	38	-
Índice de Plasticidad	18	18	NP	15	NP

CLASIFICACION

Clasificación SUCS	CE	CE	ML	CS	MS
Clasificación de Casagrande					

ENSAYES ADICIONALES

Diámetro Medio (mm)	0.0369	0.0786	0.060	0.0432	0.1499

OBSERVACIONES:

A.3) RESULTADOS DE ENSAYES DE LABORATORIO



INGENIERIA DE MATERIALES Y SUELOS

INFORME DE ENSAYOS DE SUELOS

PROYECTO: Puente Bopal Esquipula-Matagalpa

ENSAYE	-	1091-11	1092-11	-	-
MUESTRA	-	6	7	-	-
ESTACION	-	-	-	-	-
DESVIACIÓN	-	-	-	-	-
PROFUNDIDAD (m)	5.85-8.80	8.80-9.25	9.25-9.70	9.70-11.50	11.50-15.50
SONDEO	1	1	1	1	1

GRANULOMETRIA

% QUE PASA TAMIZ 3/8 "					
No.4		100	100		
No.10		99	99		
No.20		96	97		
No.30		91	94		
No.40	ROCA	87	91	TOBA	ROCA
No.50		83	88		FRACTURADA
No.100		75	82		
No.140		73	81		
No. 200		72	79		
Relación de Finos: (b)/(a)		0.828	0.868		

LIMITES DE ATTERBERG

Límite Líquido	-	58	60	-	-
Índice de Plasticidad	-	41	38	-	-

CLASIFICACION

Clasificación SUCS	-	CH	CH	-	-
Clasificación de Casagrande	-				

ENSAYES ADICIONALES

Diámetro Medio (mm)	-	0.1209	0.0891	-	-

OBSERVACIONES:

INGENIERIA DE MATERIALES Y SUELOS

INFORME DE ENSAYOS DE SUELOS

PROYECTO: Puente Bopal Esquipula-Matagalpa

ENSAYE	1093-11	1094-11	-		
MUESTRA	1	2	-		
ESTACION	-	-	-		
DESVIACIÓN	-	-	-		
PROFUNDIDAD (m)	0.00-0.90	0.90-1.20	1.20-7.50		
SONDEO	2	2	2		

GRANULOMETRIA

% QUE PASA TAMIZ 3/8 "		97	84		
No.4		89	77		
No.10		85	75		
No.20		82	73		
No.30		79	70		
No.40		76	68	ROCA	
No.50		72	63		
No.100		55	61		
No.140		51	49		
No. 200		44	45		
Relación de Finos: (b)/(a)		0.579	0.662		

LIMITES DE ATTERBERG

Límite Líquido	38	45	-		
Índice de Plasticidad	16	21	-		

CLASIFICACION

Clasificación SUCS	SC	SC	-		
Clasificación de Casagrande					

ENSAYES ADICIONALES

Diámetro Medio (mm)	0.3445	0.5815	-		

OBSERVACIONES:



INGENIERIA DE MATERIALES Y SUELOS

INFORME DE ENSAYOS DE SUELOS

PROYECTO: Puente Bopal Esquipula-Matagalpa

ENSAYE	1095-11	1096-11	-		
MUESTRA	1	2	-		
ESTACION	-	-	-		
DESVIACIÓN	-	-	-		
PROFUNDIDAD (m)	0.00-1.00	1.00-1.95	1.95-6.00		
SONDEO	3	3	3		

GRANULOMETRIA

% QUE PASA TAMIZ 3/8 "	47	91			
No.4	36	69			
No.10	29	47			
No.20	20	36			
No.30	17	32			
No.40	14	29	ROCA		
No.50	12	27	FRACTURADA		
No.100	9	22			
No.140	8	20			
No. 200	6	17			
Relación de Finos: (b)/(a)	0.429	0.586			

LIMITES DE ATTERBERG

Límite Líquido	-	35	-		
Índice de Plasticidad	NP	15	-		

CLASIFICACION

Clasificación SUCS	GW-GM	SC	-		
Clasificación de Casagrande					

ENSAYOS ADICIONALES

Diámetro Medio (mm)	1.5411	1.2085	-		

OBSERVACIONES:

INGENIERIA DE MATERIALES Y SUELOS

INFORME DE ENSAYOS DE SUELOS

PROYECTO: Puente Bopal Esquipula-Matagalpa

ENSAYE	1097-11	1098-11	1099-11	1100-11	1101-11
MUESTRA	1	2	3	4	5
ESTACION	-	-	-	-	-
DESVIACIÓN	-	-	-	-	-
PROFUNDIDAD (m)	0.00-0.45	0.45-0.90	0.90-1.35	1.35-2.25	2.25-2.70
SONDEO	4	4	4	4	4

GRANULOMETRIA

% QUE PASA TAMIZ 3/8 "					
No.4	100	100	100	100	100
No.10	98	99	98	89	95
No.20	96	98	96	83	87
No.30	92	93	91	77	80
No.40	90	85	82	74	71
No.50	83	75	70	72	56
No.100	66	58	47	61	39
No.140	62	51	42	57	34
No. 200	57	45	34	53	27
Relación de Finos: (b)/(a)	0.633	0.529	0.414	0.716	0.380

LIMITES DE ATTERBERG

Límite Líquido	51	43	-	-	-
Índice de Plasticidad	32	28	NP	NP	NP

CLASIFICACION

Clasificación SUCS	CH	SC	SM	ML	SM
Clasificación de Casagrande					

ENSAYOS ADICIONALES

Diámetro Medio (mm)	0.1414	0.1595	0.2071	0.3619	0.3288

OBSERVACIONES:



INGENIERIA DE MATERIALES Y SUELOS

INFORME DE ENSAYOS DE SUELOS

PROYECTO: Puente Bopal Esquipula-Matagalpa

ENSAYE	1102-11	1103-11	1104-11	1105-11	1106-11
MUESTRA	6	7	8	9	10
ESTACION	-	-	-	-	-
DESVIACIÓN	-	-	-	-	-
PROFUNDIDAD (m)	2.70-3.15	3.15-3.60	3.60-4.05	4.05-4.50	4.50-5.40
SONDEO	4	4	4	4	4

GRANULOMETRIA

% QUE PASA TAMIZ 3/8 "	71	95	91	88	
No.4	60	89	86	76	100
No.10	43	83	83	65	100
No.20	26	74	80	55	98
No.30	18	68	68	44	97
No.40	13	59	54	34	96
No.50	10	47	41	26	94
No.100	7	30	22	14	86
No.140	7	27	19	12	83
No. 200	6	24	16	10	80
Relación de Finos: (b)/(a)	0.462	0.407	0.296	0.294	0.833

LIMITES DE ATTERBERG

Límite Líquido	-	-	-	-	37
Índice de Plasticidad	NP	NP	NP	NP	20

CLASIFICACION

Clasificación SUCS	SW-SM	SM	SM	SW-SM	CL
Clasificación de Casagrande					

ENSAYES ADICIONALES

Diámetro Medio (mm)	1.3683	0.5844	0.5684	0.9386	0.0507

OBSERVACIONES:

INGENIERIA DE MATERIALES Y SUELOS

INFORME DE ENSAYOS DE SUELOS

PROYECTO: Puente Bopal Esquipula-Matagalpa

ENSAYE	1107-11	-			
MUESTRA	11	-			
ESTACION	-	-			
DESVIACIÓN	-	-			
PROFUNDIDAD (m)	5.40-5.55	5.55-12.00			
SONDEO	4	4			

GRANULOMETRIA

% QUE PASA TAMIZ 3/8 "	94				
No.4	83				
No.10	77				
No.20	74				
No.30	71				
No.40	65	BOLONES			
No.50	62				
No.100	56				
No.140	54				
No. 200	51				
Relación de Finos: (b)/(a)	0.785				

LIMITES DE ATTERBERG

Límite Líquido	31	-			
Índice de Plasticidad	18	-			

CLASIFICACION

Clasificación SUCS	CL	-			
Clasificación de Casagrande					

ENSAYES ADICIONALES

Diámetro Medio (mm)	0.5524	-			

OBSERVACIONES:



INGENIERIA DE MATERIALES Y SUELOS
RESULTADOS DE HUMEDADES Y PESOS UNITARIOS

PROYECTO: PUENTE BOPAL, ESQUIPULA-MATAGALPA

Sondeo No.	Muestra No.	Profundidad (m)	Humedad (%)
1	1	0.80-0.90	26.0
	2	1.70-1.80	27.8
	3	2.60-2.70	31.0
	4	3.50-3.60	22.0
	5	4.40-4.50	19.7
	6	5.30-5.40	19.9
2	1	0.80-0.90	18.5
	2	1.70-1.80	22.2
	3	2.60-2.70	17.1
	4	3.50-3.60	26.2
	5	4.40-4.50	20.3
	6	5.30-5.40	22.2

INGENIERIA DE MATERIALES Y SUELOS
RESULTADOS DE ENSAYE DE RQD

PROYECTO: PUENTE BOPAL, ESQUIPULA-MATAGALPA

Sondeo No.	Profundidad (m)	Espécimen Mayor 10 cm	RQD (%)	
1	0.00-5.85	-	-	
	5.85-7.00	95,10	91.3	
	7.00-7.70	33,28	87.1	
	7.70-9.70	-	-	
	9.70-11.00	-	-	
	11.00-11.50	-	-	
	11.50-13.00	-	-	
	13.00-14.15	-	-	
	14.15-15.50	12,13,14	28.9	
	2	0.00-1.20	-	-
1.20-2.20		16	16.0	
2.20-3.20		10	10.0	
3.20-4.70		16,33,43	61.3	
4.70-6.20		18,18,24,15,10	56.7	
6.20-7.50		15,19,10,20,22	66.2	
3		0.00-1.95	-	-
		1.95-3.00	17,10	25.7
	3.00-4.50	10	6.7	
	4.50-6.00	21	14.0	
	6.00-6.80	-	-	
4	6.80-7.50	37	52.9	
	0.00-5.50	-	-	
	5.50-6.30	-	-	
	6.30-7.00	-	-	
	7.00-7.60	10,10	33.3	
	7.60-8.00	10,10	50.0	
	8.00-8.90	17	18.9	
	8.90-10.00	10,10	18.2	
	10.00-11.00	15	15.0	
	11.00-12.00	25	25.0	



INGENIERIA DE MATERIALES Y SUELOS

RESULTADOS DE ENSAYES DE RESISTENCIA A LA COMPRESION EN
NUCLEOS DE ROCA

PROYECTO: PUENTE BOPAL, ESQUIPULA-MATAGALPA

Sondeo No.	Muestra No.	Profundidad (m)	RESISTENCIA A LA COMPRESION	
			Kg/cm ²	PSI
1	1 (roja)	6.30-6.50	143.4	2040
1	2 (roja)	7.00-7.30	175.9	2502
2	1 (gris)	3.70-4.00	182.5	2596
2	2 (gris)	4.00-4.20	195.5	2781
2	1 (gris)	4.85-5.05	133.4	1897
2	2 (gris)	6.80-7.00	111.2	1582



APÉNDICE IV: ANEXO FOTOGRÁFICO





ANEJO Nº 04

EFFECTOS SÍSMICOS



ÍNDICE

	<i>Página</i>
1. INTRODUCCIÓN	5
2. ACCIONES SÍSMICAS.....	5
3. FUERZA SÍSMICA	6



1. INTRODUCCIÓN

Para el estudio de las acciones sísmicas sobre la construcción a realizar se ha empleado el "Reglamento Nacional de la Construcción" RNC-07, aprobada por el Ministerio de Transporte e Infraestructura en marzo del 2007, la cual forma parte de la dirección general de normas de la construcción y desarrollo urbano.

Esta norma solo se empleará para hallar la fuerza resultante de la acción del sismo.

2. ACCIONES SÍSMICAS

En el Artículo 20 del "Reglamento Nacional de la Construcción" se consideran los distintos grupos en los que las estructuras se pueden clasificar para efectos del diseño estructural. Estos grupos son:

- Estructuras esenciales: **(Grupo A)** son aquellas estructuras que por su importancia estratégica para atender a la población inmediatamente después de ocurrido un desastre es necesario que permanezcan operativas luego de un sismo intenso, como hospitales, estaciones de bomberos, estaciones de policía, edificios de gobierno, escuelas, centrales telefónicas, terminales de transporte, etc. También se ubican dentro de este grupo las estructuras cuya falla parcial o total represente un riesgo para la población como depósitos de sustancias tóxicas o inflamables, estadios, templos, salas de espectáculos, gasolineras, etc. Asimismo, se considerará dentro de este grupo a aquellas estructuras cuya falla total o parcial causaría pérdidas económicas o culturales excepcionales, como museos, archivos y registros públicos de particular importancia, monumentos, puentes, etc.
- Estructuras de normal importancia: **(Grupo B)** son aquellas en el que el grado de seguridad requerido es intermedio, y cuya falla parcial o total causaría pérdidas de magnitud intermedia como viviendas, edificios de oficinas, locales comerciales, naves industriales, hoteles, depósitos y demás estructuras urbanas no consideradas esenciales, etc.
- Estructuras de menor importancia: **(Grupo C)** son aquellas estructuras aisladas cuyo falla total o parcial no pone en riesgo la vida de las personas, como barandales y cercos de altura menor a 2.5m.



La construcción a que hace referencia el presente proyecto se clasifica según las normas citadas en el Artículo 20 como una estructura esencial del grupo A, es decir, son aquellas estructuras que por su importancia estratégica para atender a la población inmediatamente después de ocurrido un desastre es necesario que permanezcan operativas luego de un sismo intenso. Además aquellas estructuras cuya falla total o parcial causaría pérdidas económicas o culturales excepcionales, por lo que de acuerdo con las normas procedemos a analizar los posibles efectos sísmicos.

3. FUERZA SÍSMICA

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas para análisis estático y de las obtenidas del análisis dinámico modal con los métodos que se fijan en el Artículo 27, se empleará un factor de reducción Q' que se calculará:

$$Q' = \begin{cases} Q & \text{si se desconoce } T, \text{ o si } T > T_a \\ 1 + \frac{T}{T_a}(Q-1) & T \leq T_a \end{cases}$$

T se tomará igual al período fundamental de vibración de la estructura cuando se utilice el método estático, e igual al período natural de vibración del modo que se considere cuando se utilice el análisis dinámico modal.

T_a es un período característico del espectro de diseño que se define en el Artículo 27.

Q es el factor de ductilidad que se define en el presente artículo.

Como se desconoce T , y $Q = 2$, obtenemos una $Q' = 2$.

En el Artículo 22. El factor de reducción por sobrerresistencia está dado por el factor Ω . Su valor es $\Omega = 2$.

Y en el Artículo 23. Las condiciones de regularidad, a causa de que no cumple todos los requisitos para ser considerada como estructura regular, consideramos esta como irregular. Al considerarla de esta forma le tenemos que aplicar un factor de reducción de 0.8 al factor de reducción Q' definido en el Artículo 21, quedándonos con un $Q' = 1.6$. Este valor en ningún caso puede ser menor que 1. Por tanto cumple con esta condición, Q' es mayor que 1.

El coeficiente sísmico, c , es el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la edificación por efecto del sismo, V_o , entre el peso de



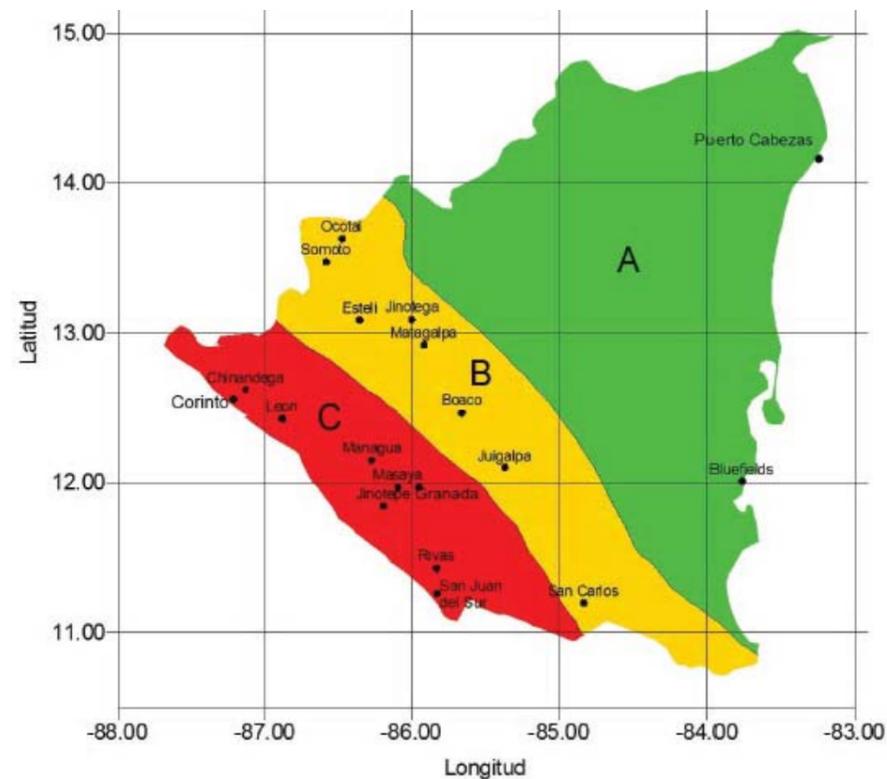
la edificación sobre dicho nivel, W_0 . Con este fin se tomará como base de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos. Para calcular el peso total se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan.

El coeficiente sísmico, c , según el Artículo 24, se calculará con la siguiente expresión:

$$c = \frac{V_0}{W_0} = \frac{S(2.7 * a_0)}{Q * \Omega} \text{ Pero nunca menor que } S(a_0)$$

W_0 = CM + CVR
 V_0 = Cortante Basal
 CM = Carga muerta
 CVR = Carga Viva incidental o reducida

Para hallar el coeficiente de aceleración espectral se ha utilizado el siguiente mapa de zonificación sísmica de Nicaragua:



Se considera toda la zona estudiada con una aceleración máxima del terreno, correspondiente a la aceleración espectral cuando $T = 0$, $a_0 = 0.3$.

En el Artículo 25. Influencia del suelo. Se tienen en cuenta los efectos de amplificación sísmica debidos a las características del terreno. Los suelos se dividirán en cuatro tipos, de acuerdo con las siguientes características:

- **Tipo I:** Afloramiento rocoso con $V_s > 750$ m/s
- **Tipo II:** Suelo firme con $360 < V_s < 750$ m/s
- **Tipo III:** Suelo moderadamente blando, con $180 < V_s < 360$ m/s
- **Tipo IV:** Suelo muy blando, con $V_s < 180$ m/s

Siendo V_s la velocidad promedio de ondas de cortante calculada a una profundidad no menor de 10 m.

Como no se dispone de mapas de microzonificación, se utilizarán los siguientes factores de amplificación S , definidos en la siguiente tabla:

Zona Sísmica	Tipo de suelo	
	II	III
A	1.0	2.4
B	1.0	2.2
C	1.0	2.0

Se dispone de un suelo tipo I, afloramiento rocoso con $V_s > 750$ m/s en la zona sísmica B, por lo que correspondería a un factor $S = 1$

Con estos parámetros calculamos el coeficiente de diseño para la fuerza sísmica, utilizando la fórmula puesta anteriormente, dando como resultado $c = 0.25$; esta al ser menor que $S * a_0 = 0.3$, nos quedamos con el valor mayor, por tanto $c = S * a_0 = 0.3$.



En el Artículo 26. Se define la fuerza sísmica horizontal que debe resistirse. Se determinará según la expresión:

$$F_s = c W_0$$

Donde:

F_s = Fuerza cortante actuando a nivel basal.

C = Coeficiente de diseño para la fuerza sísmica, cuyo valor se calcula según el método de análisis sísmico.

W_0 = Carga o peso total del edificio.

Llegando a la siguiente conclusión: $F_s = 0.3 W_0$

La componente vertical del sismo no se tiene en cuenta porque no es predominante.



ANEJO Nº 05

CLIMATOLOGÍA



ÍNDICE

	<i>Página</i>
1. INTRODUCCIÓN	5
2. CARACTERÍSTICAS CLIMÁTICAS GENERALES.....	5
3. TEMPERATURA	6
4. PRECIPITACIONES.....	7
5. VIENTO	7
6. EVENTOS EXTREMOS.....	8



1. INTRODUCCIÓN

Para el estudio del presente proyecto es necesario considerar diferentes aspectos climatológicos que pueden afectar tanto al comportamiento de la estructura, como a la cronología de la ejecución de la obra y las características de los materiales.

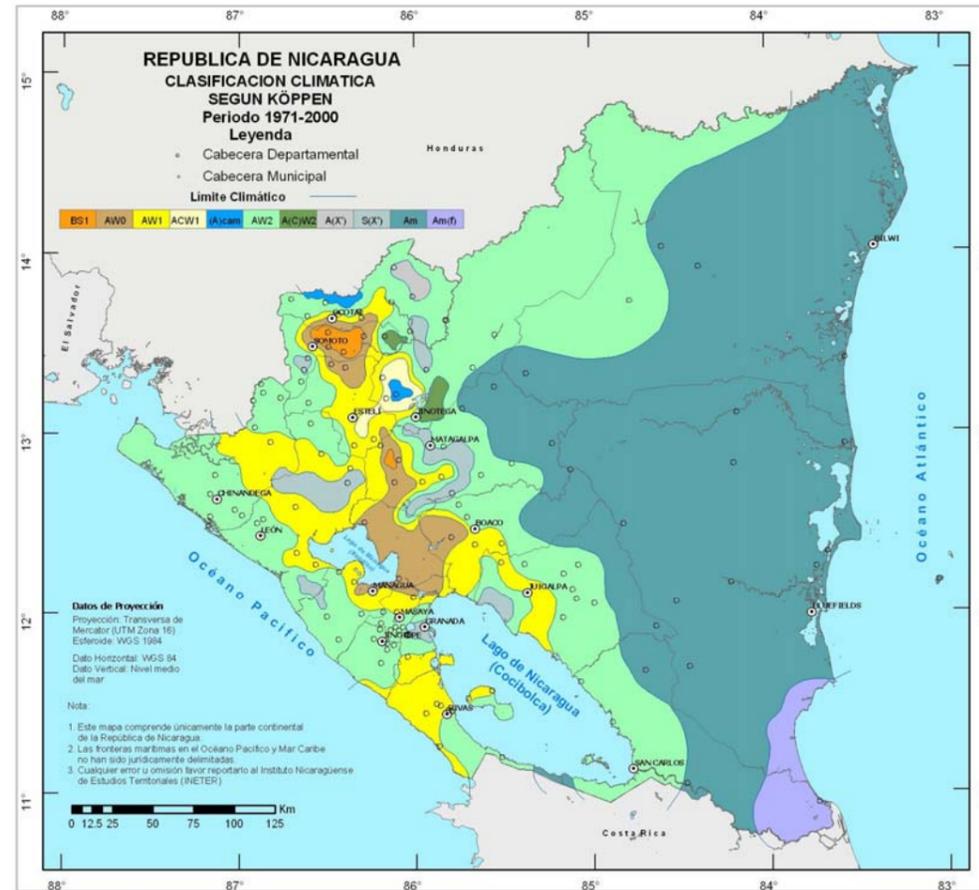
2. CARACTERÍSTICAS CLIMÁTICAS GENERALES

En Nicaragua, como en el resto de países centroamericanos, nos encontramos un clima tropical, y por lo tanto, presenta condiciones térmicas similares durante todo el año que consta de dos estaciones: el invierno (abarca de mayo a octubre), y el verano (de noviembre a abril). La época de lluvias, se extiende de junio a noviembre.

Dentro de Nicaragua, el Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER), clasifica la zona de ubicación de nuestro proyecto como "*clima de sabana tropical*", que se extiende por la zona del Pacífico y las estribaciones occidentales del macizo montañoso central. Tiene unas temperaturas medias de entre 21°C y 30°C y máximas hasta 41°C. Se caracteriza por una estación seca de noviembre a abril, la precipitación anual máxima es de 2.000 mm y la mínima entre 700 y 800 mm anuales.

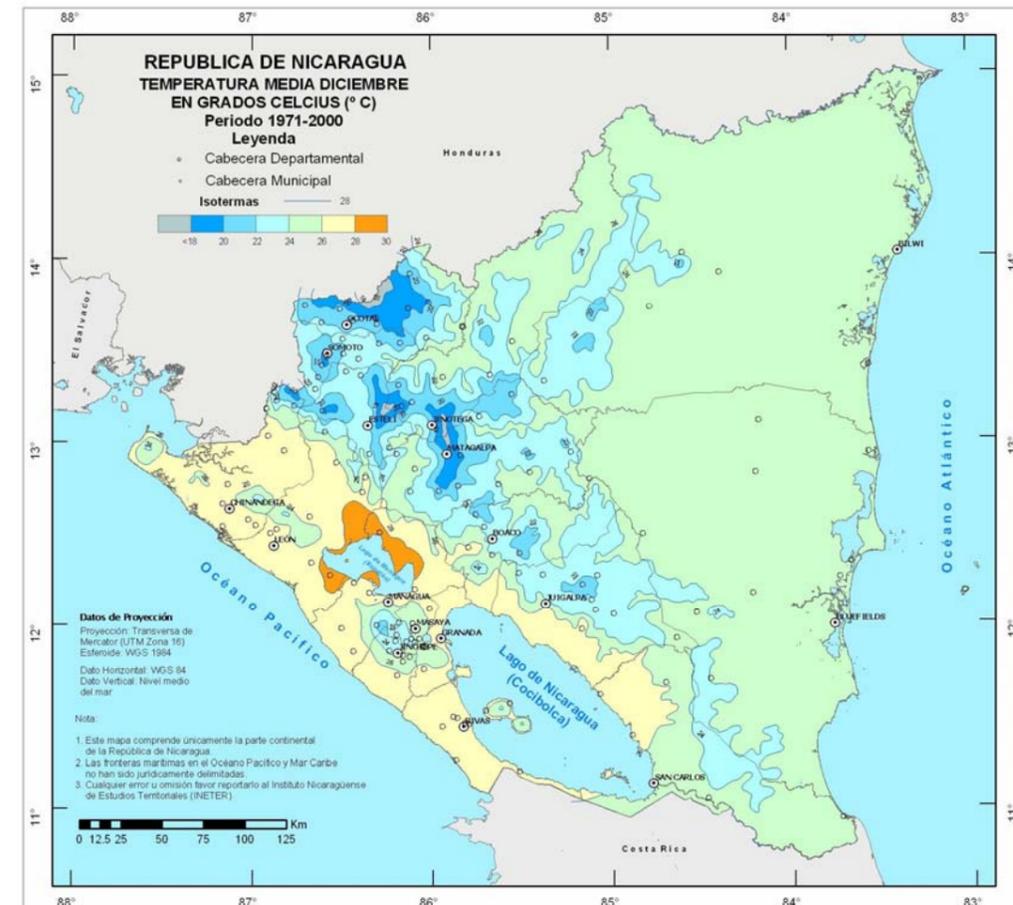
AÑO	PRECIPITACION	TEMPERATURA	HUMEDAD RELATIVA
2004	1,670.8	25.00	80
2005	1,635.9	25.20	80
2006	1,193.6	25.00	81
2007	1,515.7	24.60	80
2008	1,615.7	24.90	80
2009	1,193.0	27.90	78
2010	1,863.0	26.60	85

En el siguiente mapa, vemos que la zona de estudio se puede describir, según la clasificación climática de Koppen, como A(X'), lo que quiere decir: clima cálido húmedo y tropical, con lluvias escasas durante todo el año, pero abundantes en invierno.



Mes	ene.	febr.	mar.	abr.	may.	jun.	jul.	ago.	sept.	oct.	nov.	dic.	ANUAL
Temperatura máxima diaria (°C)	21	23	25	27	27	27	28	28	27	24	23	22	25.2
Temperatura mínima diaria (°C)	15	15	17	19	19	18	18	17	17	17	16	12	16.7

En el siguiente mapa se observan las temperaturas medias durante el mes de diciembre en diferentes zonas de Nicaragua, como se aprecia, la zona de estudio es de las frías:

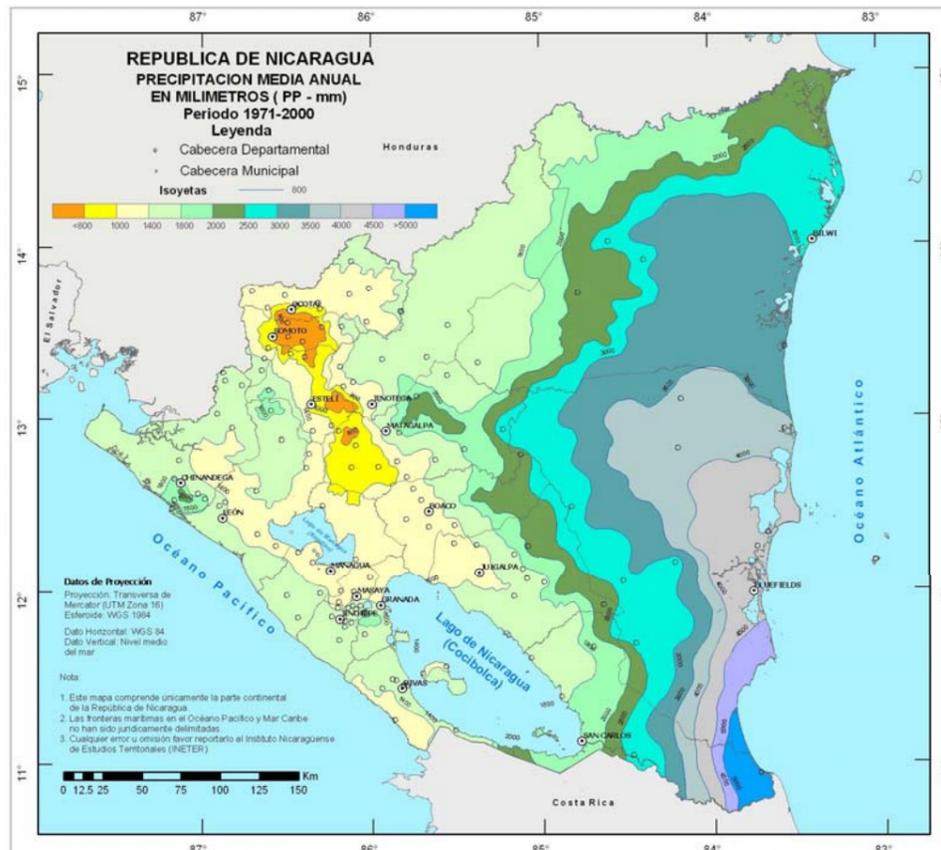


3. TEMPERATURA

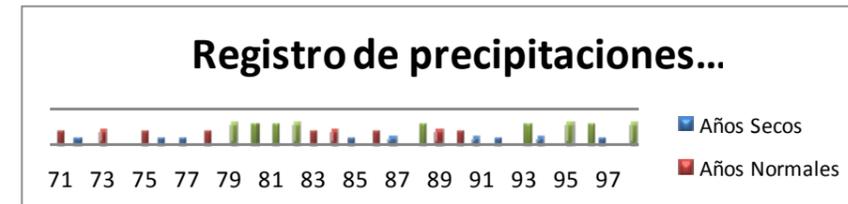
A continuación se muestran los parámetros promedio de temperatura en el departamento de Matagalpa. Se observa que la temperatura es bastante uniforme durante todo el año, variando muy poco entre las estaciones de verano e invierno, esto es debido al tipo de clima tropical, como ya se ha mencionado antes. Dentro del país, la zona del proyecto, se encuentra en una zona de clima frío, en relación con el clima de Nicaragua en general, debido a que es una zona montañosa.

4. PRECIPITACIONES

A continuación se muestra un mapa de la precipitación anual media en toda Nicaragua, la toma de datos se extiende desde el año 1971, hasta el año 2000, por lo que los datos obtenidos son bastante precisos:



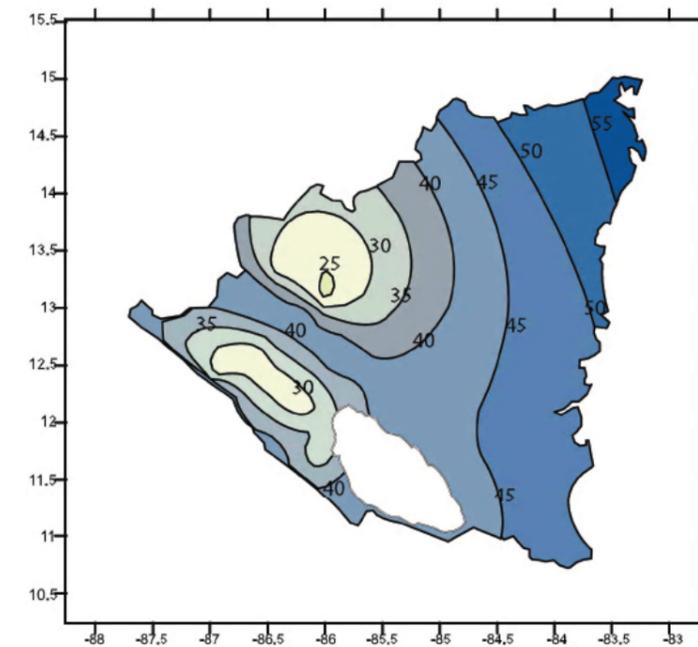
Se observa, que en la ubicación del proyecto, hay una precipitación aproximada de 1400 a 1800 mm al año, un dato bastante alto, si se tiene en cuenta que esta precipitación cae durante apenas 5 meses, provocando por esto grandes intensidades de lluvia, si a esto se le suma la alta densidad de la red de drenaje pluvial, se obtiene como consecuencia un aumento muy violento en los caudales de los ríos.



Se analizan con más detalle las precipitaciones en el Anejo N° 6 Estudio Hidrológico e Hidráulico.

5. VIENTO

Según el Reglamento Nacional de Construcción de Nicaragua (RNC-07), publicada en marzo de 2007, en el anexo C se pueden considerar las siguientes velocidades de viento, para un periodo de retorno de 50 años:



Mapa de isotacas correspondientes a un periodo de retorno de 50 años (m/seg)



Se observa que en la ubicación del proyecto, el mapa de isotacas nos muestra una velocidad del viento de 40 m/s, es decir, 144 km/h.

6. EVENTOS EXTREMOS

Los eventos extremos, tienen siempre un alto periodo de retorno, y por lo tanto, una probabilidad muy baja de ocurrencia, por lo que no se suelen diseñar obras para este tipo de episodios, ya que se dispararían los gastos, y además la obra estaría muy sobredimensionada. No obstante se hace una pequeña referencia a este tipo de sucesos en las siguientes tablas:





ANEJO Nº 6

ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO



ÍNDICE

	<i>Página</i>
1. INTRODUCCIÓN	5
2. CUENCA HIDROGRÁFICA	5
3. CÁLCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO.....	6
3.1. DATOS DE PARTIDA	6
3.2. OBTENCIÓN DE LAS CURVAS IDF	7
3.3. OBTENCIÓN DE LA LLUVIA DE PROYECTO	7
3.4. OBTENCIÓN DEL HIDROGRAMA DE AVENIDA.....	10
4. CÁLCULO DE LA MÁXIMA COTA DE LA LÁMINA DE AGUA.....	12
4.1. CONCLUSIÓN FINAL.....	19

1. INTRODUCCIÓN

En el presente Estudio Hidrológico, se analizará el caudal máximo del Río Grande de Matagalpa en el paso Bopal, entre los municipios de Esquipulas y San Dionisio, con objeto de determinar el área de descarga necesaria en la sección de la ubicación del puente, y así determinar la altura mínima del tablero superior.

Para la determinación del caudal de diseño, se ha utilizado el método del NRCS (Natural Resources Conservation Services, para cuencas medianas, superiores a 300has con un periodo de retorno de 50 años, frecuencia utilizada en el diseño de puentes de ésta importancia.

Una vez calculado el caudal de diseño se ha recurrido al programa de modelación hidráulica de cauces abiertos HEC-RAS 4.0, con el cual hemos obtenido la altura de la lámina de agua en la sección considerada.

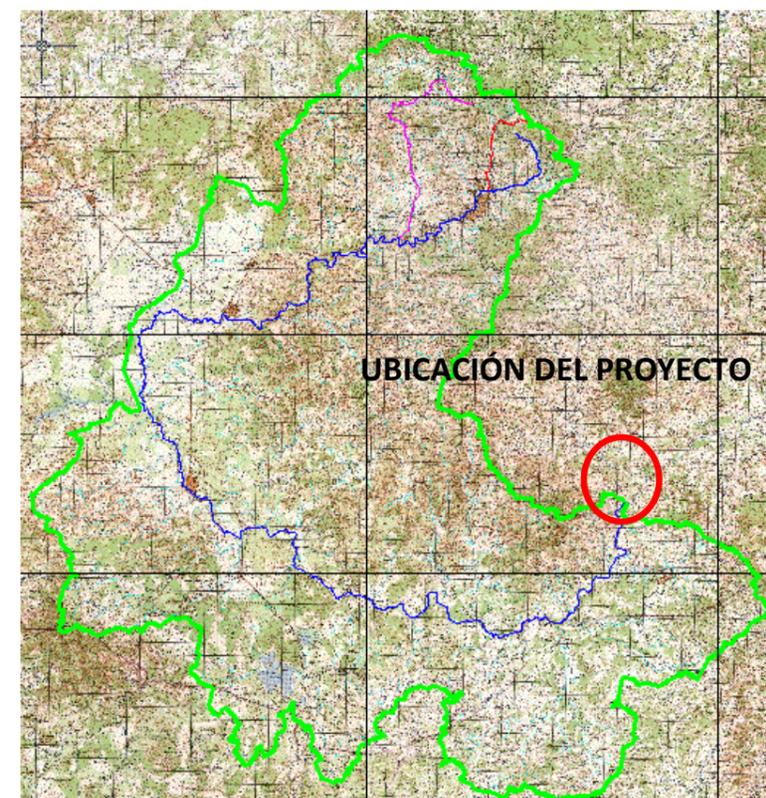
2. CUENCA HIDROGRÁFICA

La delimitación de la cuenca vertiente correspondiente a la sección del proyecto se ha determinado a partir de hojas cartográficas, facilitadas por el Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER).

Una vez definida la divisoria de la cuenca se ha calculado su área, así como la longitud máxima del cauce principal y su desnivel.

Datos obtenidos:

- Área cuenca: 1680.9349 km²
- Longitud máxima del cauce principal: 78.8474 millas (126.8926 km)
- Desnivel: 3166.01 pies (965 m)



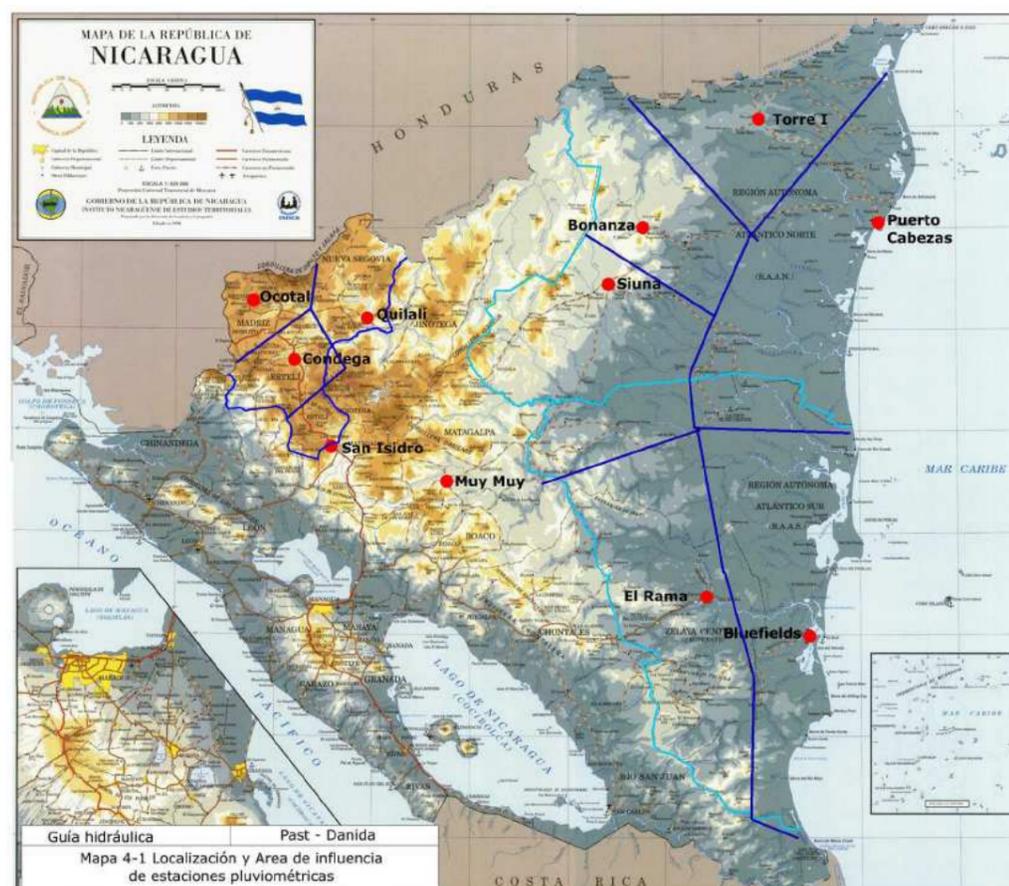
3. CÁLCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO

Como ya se ha mencionado en la introducción, el caudal se ha obtenido con el método del NRCS, mediante el siguiente procedimiento:

3.1. DATOS DE PARTIDA

Los datos utilizados para el estudio provienen de la estación pluviométrica del municipio Muy-Muy, estación pluviométrica más cercana y por lo tanto más representativa de la zona de estudio.

En la siguiente imagen se recoge la localización de las estaciones pluviométricas de Nicaragua:



En la siguiente tabla se recogen los datos de las máximas intensidades de lluvia para diferentes duraciones del aguacero entre los años 1971 y 2003. El motivo de porque no se tiene información de las precipitaciones de los últimos años, es debido a que no se disponía de presupuesto, y se considera que esos 32 años son más que representativos, ya que entre ellos están los peores aguaceros registrados, incluyendo el huracán Mitch, ocurrido en 1998.

AÑOS	DURACION AGUACERO (minutos)						
	5	10	15	30	60	120	360
1971	126.0	124.8	123.6	86.2	54.2	30.5	9.4
1972	114.0	114.0	96.0	66.4	51.1	26.0	10
1973	119.5	82.9	76.4	74.4	54.4	25.5	3.1
1974	122.4	97.2	71.6	41.8	23.6	15.8	5.4
1975	108.0	70.8	87.2	59.0	33.9	25.2	5.9
1976	112.0	93.0	89.6	60.2	31.1	16.7	8.5
1977	114.0	113.4	99.2	74.2	43.2	22.9	5.8
1978	120.0	120.0	98.0	52.2	25.9	13.2	6.6
1979	139.6	139.5	136.8	92.0	62.0	32.4	12.7
1980	127.2	114.0	95.2	93.4	71.8	55.2	19.6
1981	115.2	99.6	75.4	58.2	45.5	29.6	14.8
1982	116.4	95.4	77.6	64.2	38.0	20.3	7.8
1983	162.0	139.8	116.8	112.6	71.9	37.0	28.2
1984	229.0	147.6	110.0	67.4	45.3	29.4	6
1985	171.6	142.2	97.2	76.0	40.2	20.1	5.2
1986	187.2	95.4	64.0	36.2	24.7	12.6	5
1987	164.4	105.0	80.4	58.6	22.9	13.1	8.7
1988	180.0	151.8	115.6	96.2	74.4	40.3	9.3
1989	162.0	116.4	104.0	71.8	48.9	32.0	7.3
1990	129.6	117.5	80.0	80.0	54.5	25.8	10.8
1991	118.4	76.2	56.8	35.4	19.7	12.8	3.2
1992	150.0	88.2	82.8	38.8	21.8	11.8	8.7
1993	139.2	100.8	95.2	69.2	40.1	24.0	13.4
1994	204.0	106.8	71.2	67.0	45.8	29.3	7.4
1995	204.0	114.0	102.8	94.2	58.6	44.0	6.5
1996	154.8	89.4	67.6	43.6	25.0	16.0	6.6
1997	118.8	81.0	78.4	58.0	45.3	19.8	9
1998	147.5	78.0	66.2	44.0	29.7	22.8	8.7
1999	182.4	123.0	65.6	64.0	42.5	23.7	6.8
2000	120.0	120.0	88.0	48.6	37.9	22.9	3.1
2001	104.4	92.9	61.6	43.0	27.1	15.8	5.2
2002	141.6	114.5	111.6	71.4	39.2	21.4	4.2
2003	117.5	100.8	86.0	53.4	44.3	24.7	8.4



3.2. OBTENCIÓN DE LAS CURVAS IDF

La curva IDF ha sido ajustada a partir de los registros de precipitaciones extremas mediante la función de distribución de Gumbel.

Para un periodo de retorno de 50 años, obtenemos una curva IDF que responde a la siguiente ecuación:

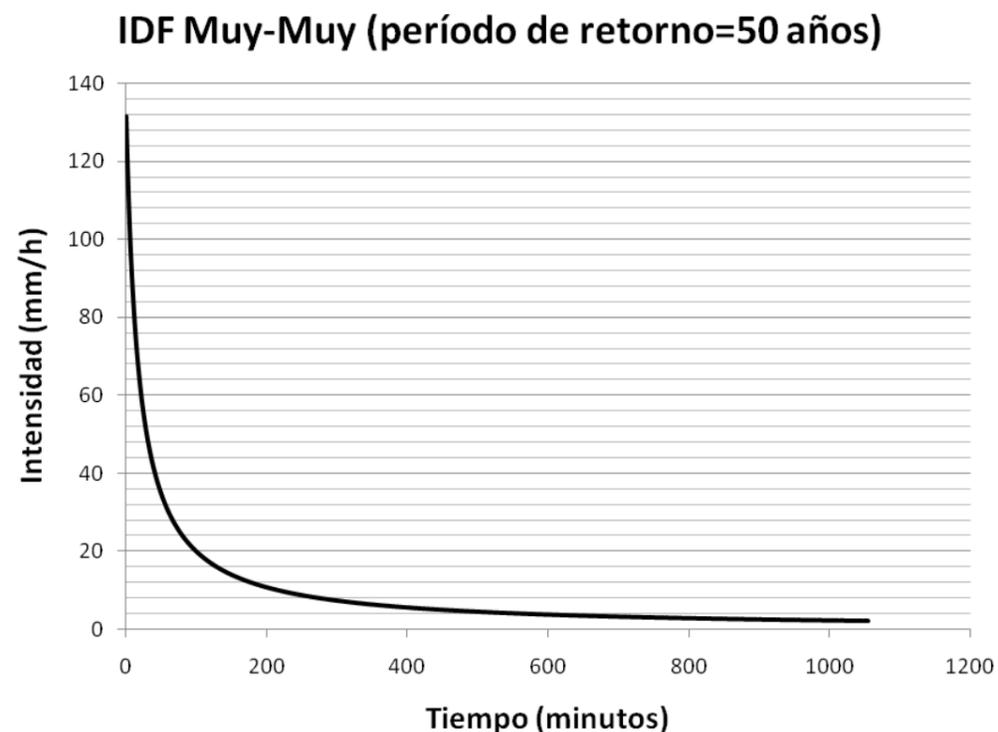
$$I = \frac{2347.5244974963}{(D+16.83)^{0.7870930514}}$$

Siendo:

-I: intensidad del aguacero en mm/h

-D: Duración del aguacero en minutos

A continuación se representa la curva:



3.3. OBTENCIÓN DE LA LLUVIA DE PROYECTO

Primero necesitamos el tiempo de concentración de nuestra cuenca, una vez lo tengamos, la lluvia más desfavorable y por lo tanto la que genere el mayor caudal de avenida, será aquella que dure un tiempo igual o superior al tiempo de concentración.

El tiempo de concentración se ha calculado usando el modelo de California Culverts que es esencialmente derivado de la fórmula de Kirpich.

$$T_c = 60 \left(\frac{11.9 * L^3}{H} \right)^{0.385}$$

En la que T_c se obtiene en minutos, L es la longitud principal del cauce del río al sitio de interés en millas y, H es la diferencia de nivel entre el nacimiento del río y la ubicación del proyecto en pies.

$L=78.8474$ millas

$H=3166.01$ pies

$T_c=1084.74841$ minutos \approx 18 horas

La lluvia de proyecto se obtiene mediante el método de bloques alternos, para un aguacero de 18 horas de duración y con intervalos de cálculo de 1 hora.

- Obtenemos la intensidad de cada intervalo con el siguiente procedimiento:
- Obtenemos la intensidad I_{med} , mediante la ecuación de la curva IDF, de un aguacero de duración igual al límite superior de cada intervalo (para el intervalo 0-1, aguacero de 1 hora, para el intervalo 1-2, aguacero de 2 horas...).
- Obtenemos P (precipitación), correspondiente a la altura de la lámina de agua del aguacero de cada intervalo multiplicando a cada intensidad de cada intervalo, por su duración.
- A la precipitación obtenida en cada intervalo se le resta la precipitación del intervalo anterior, obteniendo la columna H .



- Los datos obtenidos en H son datos de altura de precipitación, por lo que si lo dividimos entre el periodo de tiempo de cada intervalo (en este caso 1 hora), nos da como resultado la intensidad de cada intervalo.

Tiempo(h)	I(mm/h)	P(mm)	H(mm)	I(mm/h)
1	77.0055	77.0055	77.0055	77.0055
2	48.8919	97.7837	20.7782	20.7782
3	36.7237	110.1712	12.3875	12.3875
4	29.7848	119.1392	8.9680	8.9680
5	25.2480	126.2400	7.1008	7.1008
6	22.0264	132.1585	5.9185	5.9185
7	19.6082	137.2577	5.0991	5.0991
8	17.7192	141.7535	4.4958	4.4958
9	16.1984	145.7852	4.0317	4.0317
10	14.9448	149.4481	3.6629	3.6629
11	13.8918	152.8101	3.3620	3.3620
12	12.9935	155.9217	3.1116	3.1116
13	12.2170	158.8213	2.8996	2.8996
14	11.5385	161.5389	2.7176	2.7176
15	10.9399	164.0984	2.5595	2.5595
16	10.4075	166.5192	2.4208	2.4208
17	9.9304	168.8172	2.2979	2.2979
18	9.5003	171.0055	2.1883	2.1883

- Ordenamos los datos de precipitación obtenidos en bloques alternos, colocando el bloque de mayor intensidad en el centro (en éste caso de los dos intervalos centrales, lo colocamos en la izquierda. El siguiente bloque lo colocamos a la derecha del primero, el siguiente a la izquierda de los dos, y así sucesivamente hasta tener nuestro hietograma de la lluvia de proyecto:

Intervalo	0 a 1h	1 a 2h	2 a 3h	3 a 4h	4 a 5h	5 a 6h	6 a 7h	7 a 8h	8 a 9h
H(mm)	2.2979	2.5595	2.8996	3.362	4.0317	5.0991	7.1008	12.3875	77.0055

Intervalo	9 a 10h	10 a 11h	11 a 12h	12 a 13h	13 a 14h	14 a 15h	15 a 16h	16 a 17h	17 a 18h
H(mm)	20.7782	8.968	5.9185	4.4958	3.6629	3.116	2.7176	2.4208	2.1883

- No toda la lluvia que cae, escurre superficialmente, sino que gran parte se infiltra en el terreno, no generando escorrentía superficial, dicha infiltración se calcula por cada intervalo de tiempo independiente con la siguiente fórmula:

$$S = 5.08 * \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right)$$

Siendo:

- S: Parámetro de umbral de la escorrentía, que incluye la retención inicial y la infiltración en mm.
- CN: Número de la curva que depende del tipo de suelo y la cubierta vegetal de la cuenca. Depende también de las condiciones hidrológicas previas al aguacero que origina la escorrentía. Es un número adimensional.

- Hallamos el coeficiente CN. La NRCS ha determinado la curva CN para diferentes tipos de cubierta vegetal, clases de suelo y para tres condiciones hidrológicas que preceden al aguacero de diseño. Basado en esta información, identificando los tipos de cubierta vegetal más comunes, estimando el tipo de suelo para las regiones en estudios y para una condición hidrológica pobre es decir el suelo se encuentra húmedo antes del aguacero de diseño, se elaboró la siguiente tabla del número de curva.

TIPO DE CUBIERTA VEGETAL	TIPO DE SUELO		REGION 1	RAAS	RAAN
	B	C			
Praderas pastos continuos	79	86	83	84	84
Arbustos	67	77	72	74	74
Bosque Ralo	73	82	78	79	79
Bosque Espeso	66	77	72	73	73
Pantano			90	90	90

- Lo que haremos será hallar, con ayuda de las hojas cartográficas, el porcentaje de área de la cuenca que posee cada uno de los tipos de vegetación, además sabemos que toda nuestra cuenca se encuentra en la región 1. Obtenemos las siguientes áreas:



	Praderas y pastos continuos	Arbustos	Bosque ralo	Bosque espeso	Pantano
%	40	23.5	22	15	0.5
km ²	672.37	395.02	369.8	252.14	8.4

- De ésta forma, haciendo una media ponderada del coeficiente CN de cada tipo de suelo, con el área de ese tipo de suelo obtenemos el siguiente coeficiente CN:

$$CN = 83*0.4 + 72*0.235 + 78*0.22 + 72*0.15 + 90*0.005 = 78.53$$

Obteniendo por tanto: $S = 5.08 * \left(\frac{1000}{78.53} - 10 \right) = 13.88865$

- Calculamos la precipitación eficaz (lo que escurre superficialmente), y la infiltración:

$$\sum E = \frac{(\sum P_i - S)^2}{\sum P_i + 4S}$$

Siendo:

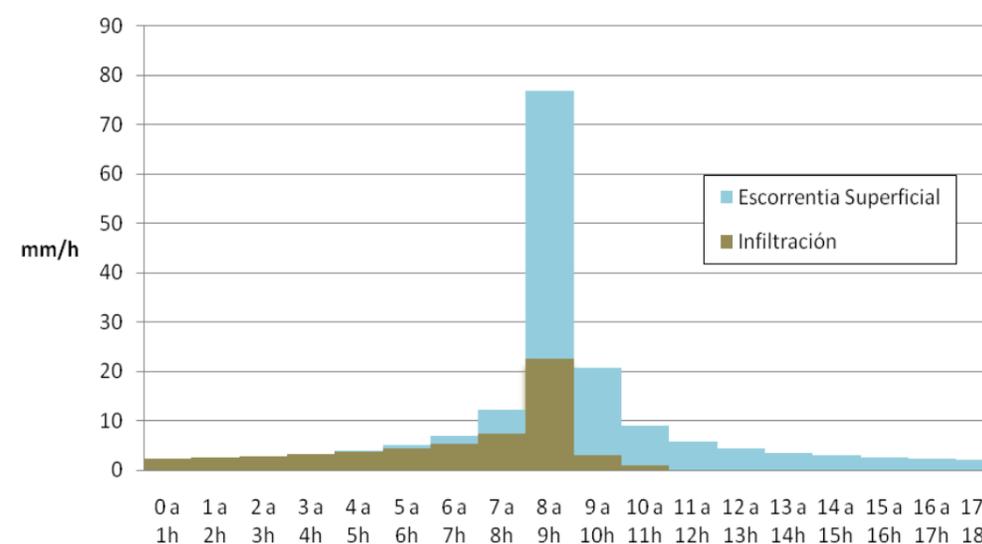
- $\sum P$: Precipitación desde el comienzo del aguacero hasta el momento considerado en mm
- $\sum E$: Precipitación eficaz o escorrentía acumulada, provocada por $\sum P$ en mm.

Siempre, para $\sum P < S$, entonces $\sum E = 0$, o lo que es lo mismo, si la infiltración es mayor que la precipitación, en ese intervalo no se genera escorrentía.

- Obtenemos la siguiente tabla:

Intervalo	P(mm)	$\sum P$ (mm)	$\sum E$ (mm)	P_{ef} (mm)	Inf (mm)
0 a 1h	2.2979	2.2979	0.0000	0.0000	2.2979
1 a 2h	2.5595	4.8575	0.0000	0.0000	2.5595
2 a 3h	2.8996	7.7571	0.0000	0.0000	2.8996
3 a 4h	3.3620	11.1191	0.0000	0.0000	3.3620
4 a 5h	4.0317	15.1508	0.0225	0.0225	4.0092
5 a 6h	5.0991	20.2500	0.5338	0.5113	4.5878
6 a 7h	7.1008	27.3508	2.1860	1.6522	5.4487
7 a 8h	12.3875	39.7383	7.0121	4.8261	7.5613
8 a 9h	77.0055	116.7438	61.4003	54.3883	22.6173
9 a 10h	20.7782	137.5220	79.1665	17.7662	3.0120
10 a 11h	8.9680	146.4900	87.0259	7.8594	1.1086
11 a 12h	5.9185	152.4085	92.2652	5.2392	0.6793
12 a 13h	4.4958	156.9043	96.2703	4.0051	0.4907
13 a 14h	3.6629	160.5672	99.5484	3.2782	0.3847
14 a 15h	3.1116	163.6788	102.3434	2.7949	0.3167
15 a 16h	2.7176	166.3964	104.7916	2.4483	0.2693
16 a 17h	2.4208	168.8172	106.9780	2.1864	0.2344
17 a 18h	2.1883	171.0055	108.9588	1.9807	0.2076

- Representando la precipitación total, y separando la infiltración de la precipitación efectiva, obtenemos el siguiente hietograma para nuestra lluvia de proyecto:





3.4. OBTENCIÓN DEL HIDROGRAMA DE AVENIDA

- Obtenemos un hidrograma unitario, en éste caso, el método del NRCS, propone uno triangular, y se basa en los siguientes postulados:
- **Postulado I.** Los hidrogramas generados por las tormentas de lluvias de la misma duración tienen el mismo tiempo de base, independiente de la intensidad de la lluvia.
- **Postulado II.** En una cuenca dada los caudales son proporcionales a la altura de la precipitación efectiva para todas las lluvias de la misma duración.
- **Postulado III.** Los caudales producidos por las lluvias sucesivas pueden ser encontrados por la adición sucesiva de los caudales producidos por las lluvias individuales, tomando en cuenta los tiempos de ocurrencia.

El hidrograma unitario triangular está definido por los siguientes parámetros:

$$T_p = 0.5D + 0.6T_c$$

$$T_b = 2.67T_p$$

$$Q_p = 0.208E * \frac{A}{T_p}$$

Siendo:

- T_p : Tiempo punta del hidrograma en horas.
- T_c : Tiempo de concentración de la cuenca en horas.
- T_b : Tiempo base del hidrograma en horas.
- D : Duración del intervalo en horas.
- Q_p : Caudal pico del intervalo en m^3/s .
- E : Escorrentía efectiva del intervalo en mm.
- A : Área de drenaje de la cuenca en km^2 .

Aplicando los datos de nuestro caso:

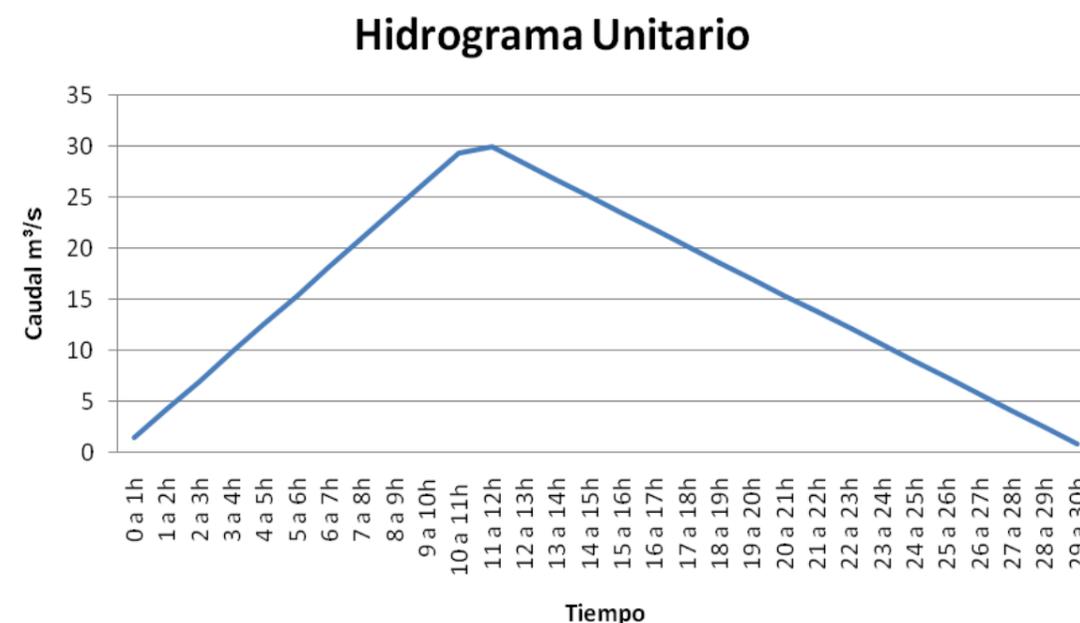
$$T_p = 0.5 * 1 + 0.6 * \frac{1084.748}{60} = 11.3475 \text{ horas}$$

$$T_b = 2.67 * 11.3475 = 30.2978 \text{ horas}$$

Redondeamos el valor del T_p a 11 horas y T_b a 30 horas para, simplificar los cálculos.

$$Q_p = 0.208 * 1 * \frac{1680.9349}{11.3475} = 30.8116 \text{ m}^3/s$$

Quedando el siguiente hidrograma unitario triangular:



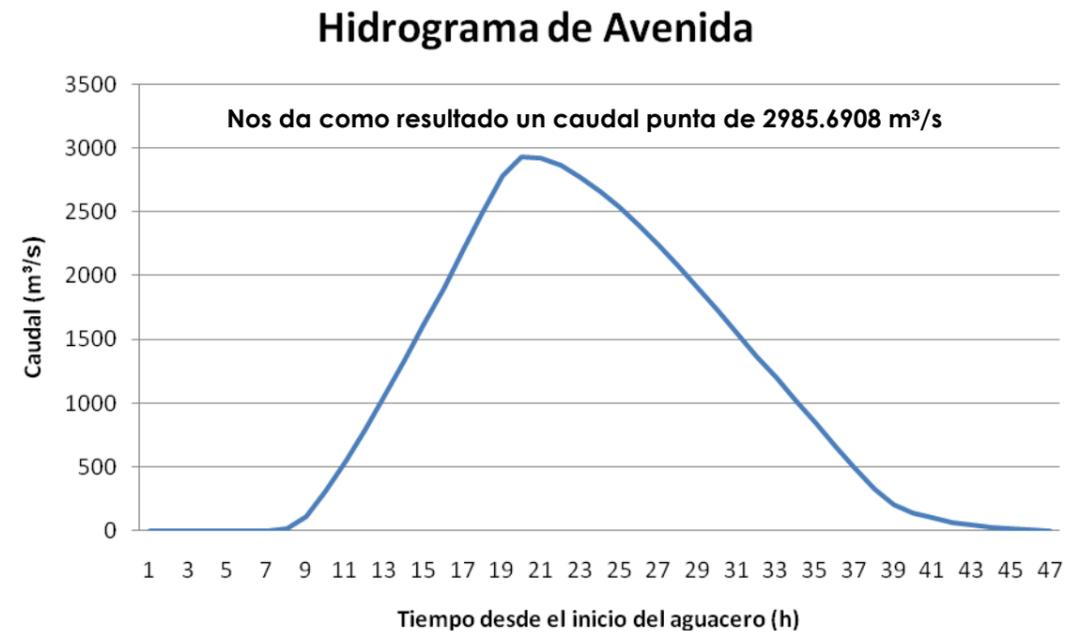
Este hidrograma se corresponde con un aguacero de 1 hora de duración y 1mm/h de intensidad



- El cálculo del hidrograma total de la avenida de nuestra lluvia de proyecto se realizará utilizando el principio de superposición, de aguaceros consecutivos, y de intensidad proporcional a la del aguacero unitario:

Tiempo	HU	0 a 1h	1 a 2h	2 a 3h	3 a 4h	4 a 5h	5 a 6h	6 a 7h	7 a 8h	8 a 9h	9 a 10h	10 a 11h	11 a 12h	12 a 13h	13 a 14h	14 a 15h	15 a 16h	16 a 17h	17 a 18h	HIDROGRAMA	
Ief (mm/h)		0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0225	0.5113	1.6522	4.8261	54.3883	17.7662	7.8594	5.2392	4.0051	3.2782	2.7949	2.4483	2.1864	1.9807		
0 a 1h	1.4005	0.0000																			0.0000
1 a 2h	4.2016	0.0000	0.0000																		0.0000
2 a 3h	7.0026	0.0000	0.0000	0.0000																	0.0000
3 a 4h	9.8037	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000																0.0000
4 a 5h	12.6048	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0316															0.0316
5 a 6h	15.4058	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0947	0.7161														0.8108
6 a 7h	18.2069	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.1578	2.1482	2.3139													4.6199
7 a 8h	21.0079	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.2209	3.5804	6.9417	6.7591												17.5021
8 a 9h	23.8090	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.2840	5.0126	11.5695	20.2773	76.1723											113.3157
9 a 10h	26.6100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.3471	6.4447	16.1972	33.7955	228.5169	24.8821										310.1836
10 a 11h	29.4111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.4102	7.8769	20.8250	47.3138	380.8615	74.6462	11.0073									542.9409
11 a 12h	30.0008	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.4733	9.3091	25.4528	60.8320	533.2061	124.4103	33.0219	7.3377								794.0432
12 a 13h	28.3791	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.5365	10.7412	30.0806	74.3502	685.5507	174.1744	55.0365	22.0130	5.6093							1058.0925
13 a 14h	26.7575	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.5996	12.1734	34.7084	87.8684	837.8953	223.9386	77.0512	36.6884	16.8278	4.5912						1332.3422
14 a 15h	25.1358	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.6627	13.6055	39.3362	101.3866	990.2399	273.7027	99.0658	51.3637	28.0464	13.7735	3.9143					1615.0974
15 a 16h	23.5141	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.6760	15.0377	43.9640	114.9049	1142.5845	323.4668	121.0804	66.0391	39.2650	22.9558	11.7430	3.4289				1905.1460
16 a 17h	21.8925	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.6394	15.3392	48.5917	128.4231	1294.9291	373.2309	143.0950	80.7145	50.4835	32.1382	19.5717	10.2867	3.0621			2200.5052
17 a 18h	20.2708	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.6029	14.5101	49.5660	141.9413	1447.2737	422.9951	165.1096	95.3898	61.7021	41.3205	27.4004	17.1445	9.1862	2.7741		2496.9163
18 a 19h	18.6491	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.5664	13.6809	46.8868	144.7872	1599.6183	472.7592	187.1242	110.0652	72.9207	50.5028	35.2291	24.0023	15.3103	8.3223		2781.7757
19 a 20h	17.0275	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.5298	12.8518	44.2075	136.9609	1631.6908	522.5233	209.1389	124.7405	84.1392	59.6852	43.0578	30.8601	21.4344	13.8705		2935.6908
20 a 21h	15.4058	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.4933	12.0226	41.5283	129.1346	1543.4913	533.0000	231.1535	139.4159	95.3578	68.8675	50.8865	37.7179	27.5586	19.4187		2930.0464
21 a 22h	13.7841	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.4567	11.1935	38.8490	121.3082	1455.2918	504.1892	235.7881	154.0912	106.5764	78.0498	58.7152	44.5757	33.6827	24.9669		2867.7346
22 a 23h	12.1625	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.4202	10.3643	36.1698	113.4819	1367.0923	475.3784	223.0428	157.1808	117.7949	87.2322	66.5439	51.4335	39.8068	30.5151		2776.4569
23 a 24h	10.5408	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.3837	9.5352	33.4906	105.6556	1278.8928	446.5675	210.2975	148.6845	120.1567	96.4145	74.3726	58.2914	45.9309	36.0633		2664.7368
24 a 25h	8.9192	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.3471	8.7060	30.8113	97.8292	1190.6933	417.7567	197.5522	140.1883	113.6618	98.3476	82.2013	65.1492	52.0551	41.6114		2536.9106
25 a 26h	7.2975	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.3106	7.8769	28.1321	90.0029	1102.4938	388.9459	184.8069	131.6920	107.1668	93.0315	83.8495	72.0070	58.1792	47.1596		2395.6547
26 a 27h	5.6758	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.2740	7.0477	25.4528	82.1765	1014.2943	360.1351	172.0616	123.1958	100.6719	87.7154	79.3171	73.4507	64.3033	52.7078		2242.8042
27 a 28h	4.0542	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.2375	6.2186	22.7736	74.3502	926.0948	331.3243	159.3163	114.6995	94.1769	82.3993	74.7847	69.4804	65.5926	58.2560		2079.7047
28 a 29h	2.4325	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.2010	5.3895	20.0943	66.5239	837.8953	302.5135	146.5710	106.2032	87.6819	77.0833	70.2523	65.5101	62.0471	59.4241		1907.3903
29 a 30h	0.8108	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.1644	4.5603	17.4151	58.6975	749.6958	273.7027	133.8257	97.7070	81.1870	71.7672	65.7199	61.5398	58.5015	56.2120		1730.6958
31 a 32h			0.0000	0.0000	0.0000	0.1279	3.7312	14.7358	50.8712	661.4963	244.8919	121.0804	89.2107	74.6920	66.4511	61.1875	57.5695	54.9560	52.9998		1554.0012
32 a 33h				0.0000	0.0000	0.0913	2.9020	12.0566	43.0449	573.2968	216.0811	108.3351	80.7145	68.1971	61.1350	56.6551	53.5992	51.4104	49.7877		1377.3067
33 a 34h					0.0000	0.0548	2.0729	9.3774	35.2185	485.0973	187.2703	95.5898	72.2182	61.7021	55.8189	52.1227	49.6289	47.8649	46.5756		1200.6121
34 a 35h						0.0183	1.2437	6.6981	27.3922	396.8978	158.4595	82.8445	63.7219	55.2071	50.5028	47.5903	45.6586	44.3193	43.3635		1023.9175
35 a 36h							0.4146	4.0189	19.5658	308.6983	129.6486	70.0992	55.2257	48.7122	45.1867	43.0578	41.6882	40.7738	40.1514		847.2412
36 a 37h								1.3396	11.7395	220.4988	100.8378	57.3539	46.7294	42.2172	39.8707	38.5254	37.7179	37.2282	36.9393		670.9978
37 a 38h									3.9132	132.2993	72.0270	44.6086	38.2332	35.7223	34.5546	33.9930	33.7476	33.6827	33.7272		496.5085
38 a 39h										44.0998	43.2162	31.8633	29.7369	29.2273	29.2385	29.4606	29.7773	30.1371	30.5151		327.2721
39 a 40h											14.4054	19.1180	21.2406	22.7324	23.9224	24.9282	25.8070	26.5916	27.3030		206.0485
40 a 41h												6.3727	12.7444	16.2374	18.6063	20.3958	21.8367	23.0461	24.0908		143.3302
41 a 42h													4.2481	9.7424	13.2902	15.8634	17.8664	19.5005	20.8787		101.3898
42 a 43h														3.2475	7.9741	11.3310	13.8961	15.9550	17.6666		70.0703
43 a 44h															2.6580	6.7986	9.9258	12.4094	14.4545		46.2463
44 a 45h																2.2662	5.9555	8.8639	11.2424		28.3279
45 a 46h																	1.9852	5.3183	8.0303		15.3338
46 a 47h																		1.7728	4.8182		6.5909
47 a 48h																			1.6061		1.6061

- De los valores hallados, obtenemos gráficamente el hidrograma de la avenida de proyecto:



4. CÁLCULO DE LA MÁXIMA COTA DE LA LÁMINA DE AGUA

Una vez obtenido el caudal punta, para un periodo de retorno de 50 años, introducimos dicho caudal junto con la topografía de la zona en la aplicación informática HEC-RAS. Ésta aplicación, nos permite obtener una simulación del flujo de agua en la sección considerada y con el caudal considerado.

En ésta simulación, podemos obtener datos como cota de la lámina de agua en secciones determinadas, perfil longitudinal del cauce, tipo de régimen en cada sección...

Además de estos datos, también es necesario introducir el coeficiente de rugosidad de Manning medio del fondo del cauce del río y de los márgenes. Para la obtención de éstos coeficientes, se ha recurrido a coeficientes ya conocidos de cauces con características similares de terreno y vegetación, obteniendo:

- N en el centro del cauce: 0.03.
- N en las márgenes: 0.06.

Con la información de la topografía se ha obtenido una pendiente media de nuestro tramo de estudio del 0.909 %.

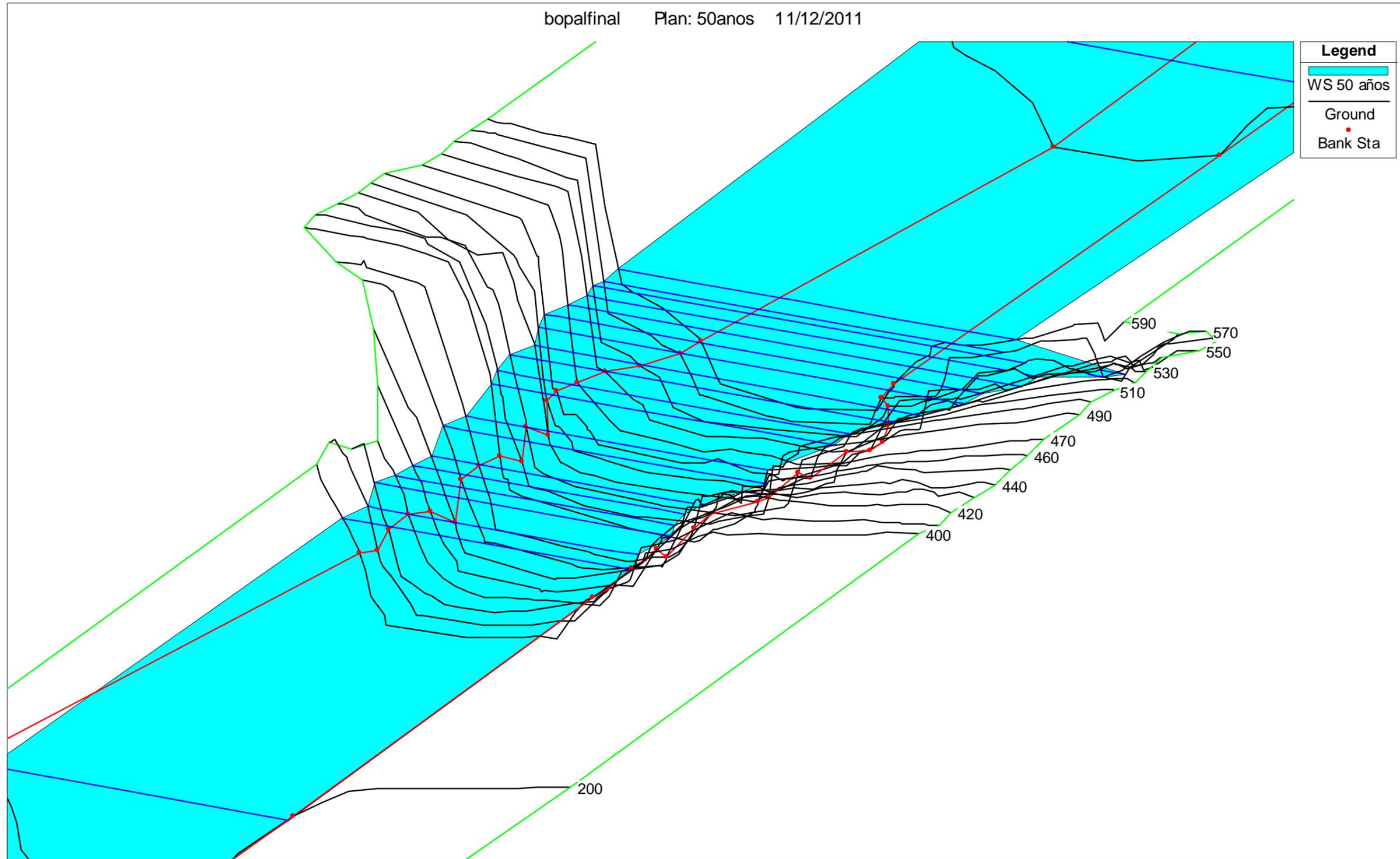
El comportamiento de la lámina de agua queda alterado en la zona de estudio, debido a la existencia aguas arriba de un puente vado a unos 84m de la ubicación del proyecto.

Dicho puente vado, debido al arrastre del río de ramas y demás materiales, queda obstruido casi en su totalidad durante la época de lluvia, por esto, su comportamiento se asemeja al de un azud con un coeficiente de desagüe bajo.

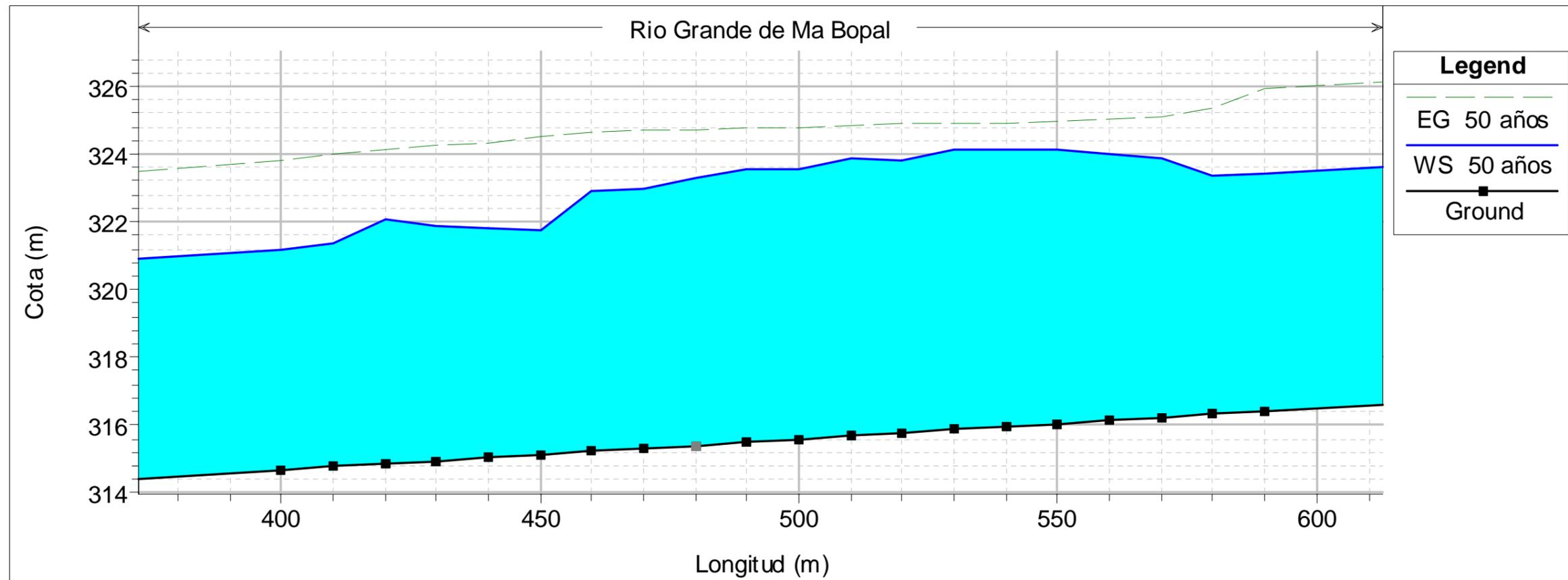
Por todos estos motivos, y porque una vez realizado el proyecto, no tendrá utilidad alguna, se ha decidido demoler el actual puente vado por lo que no se tendrá en cuenta en el estudio hidráulico.



En la imagen se puede ver la perspectiva del modelo hidráulico utilizado:



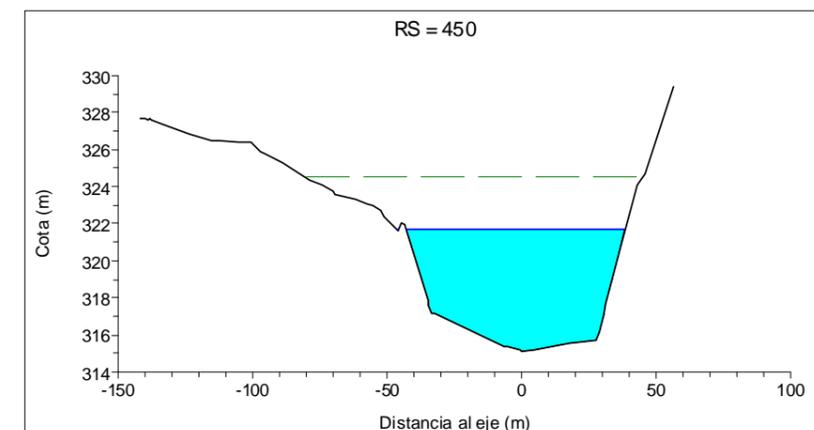
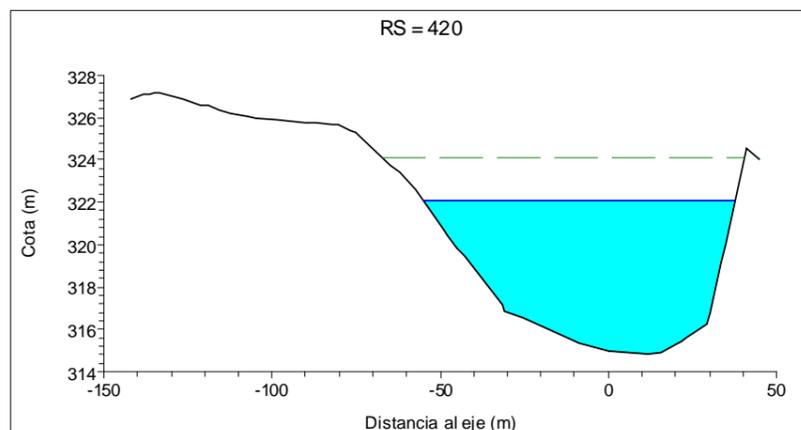
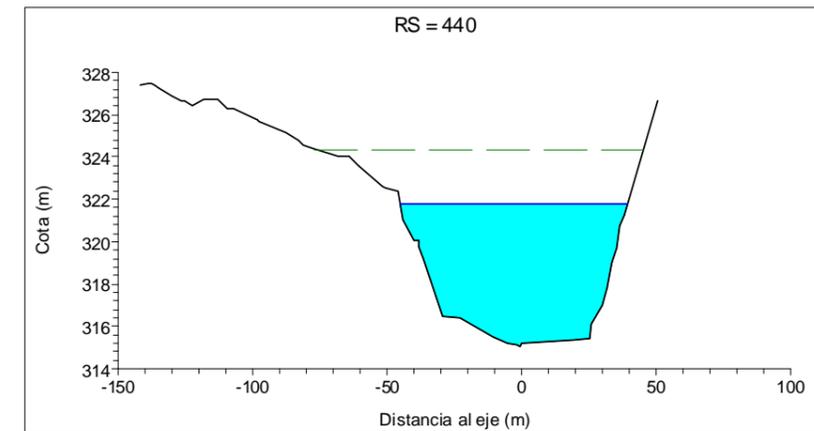
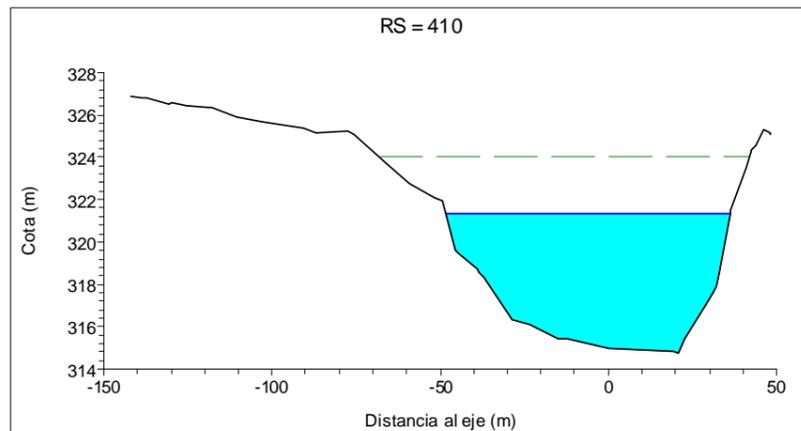
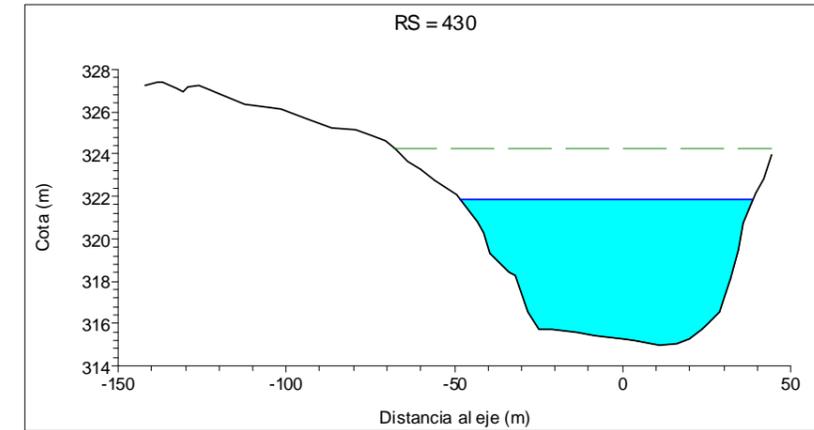
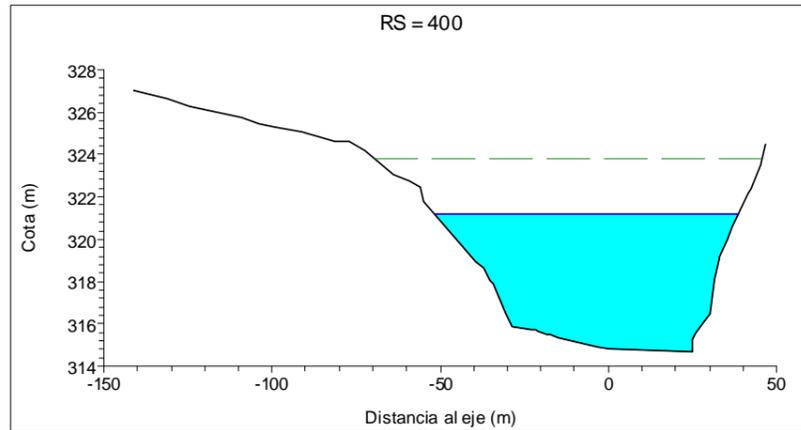
Aplicando el modelo hidráulico, obtenemos el siguiente perfil longitudinal del tramo de río considerado:

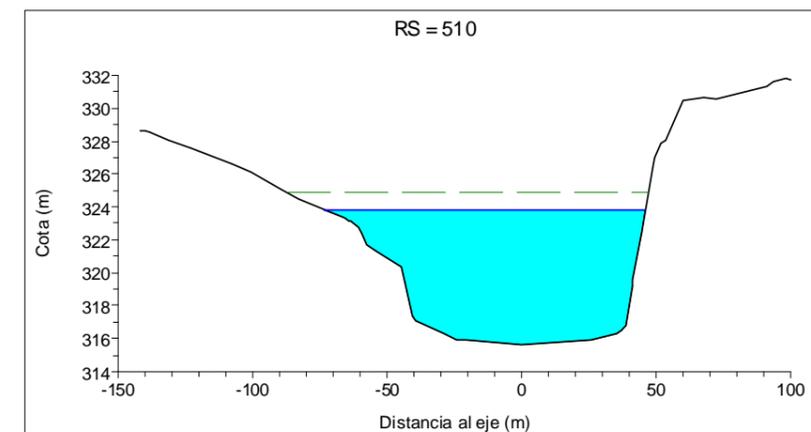
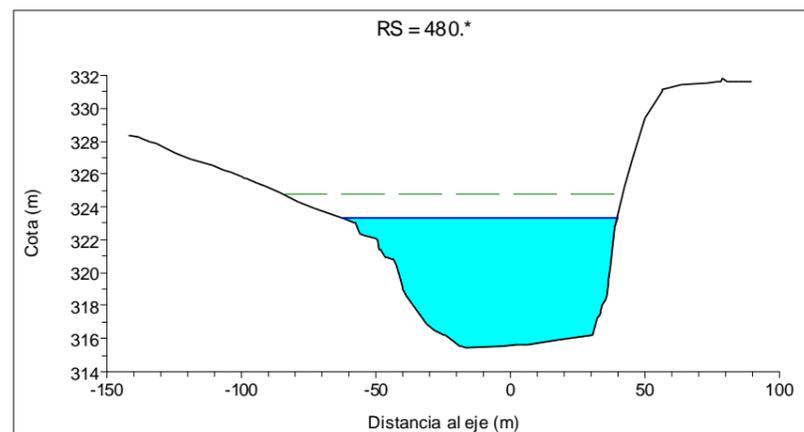
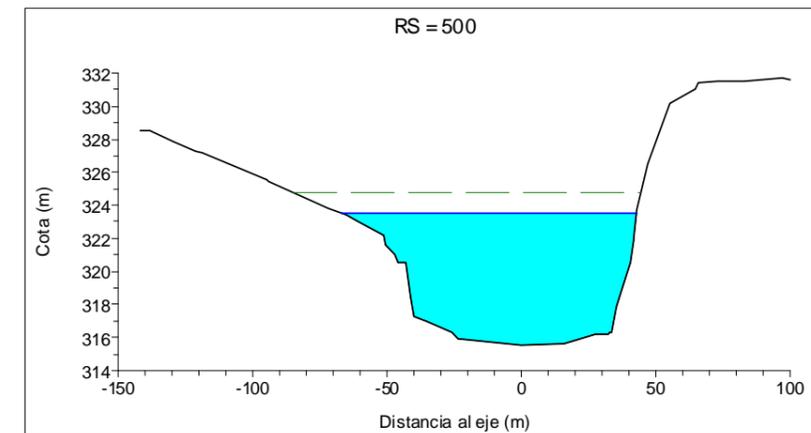
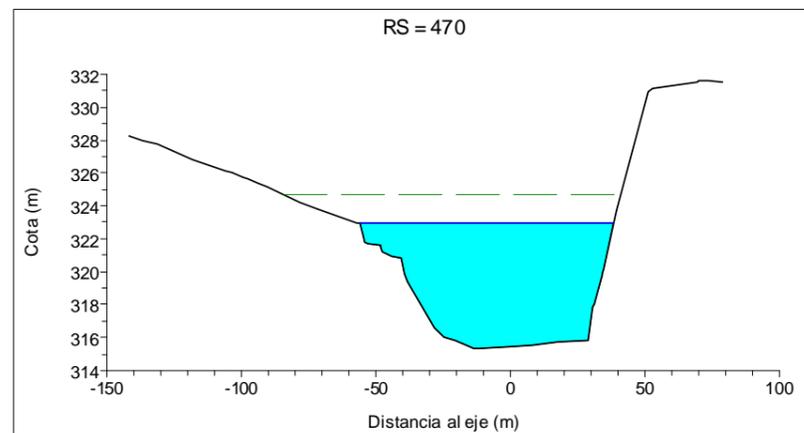
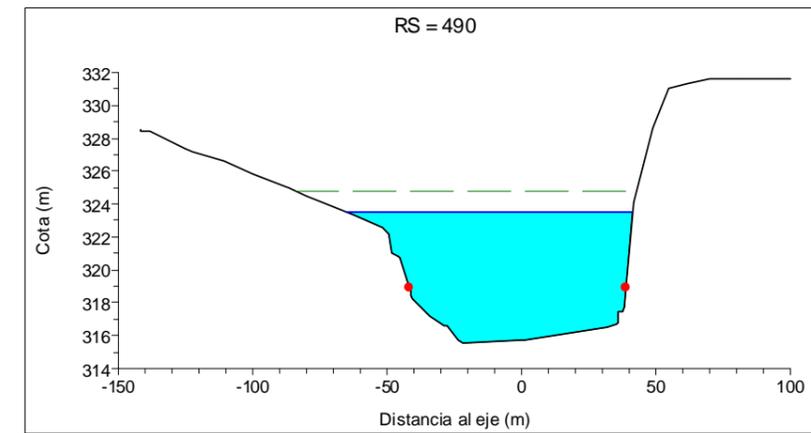
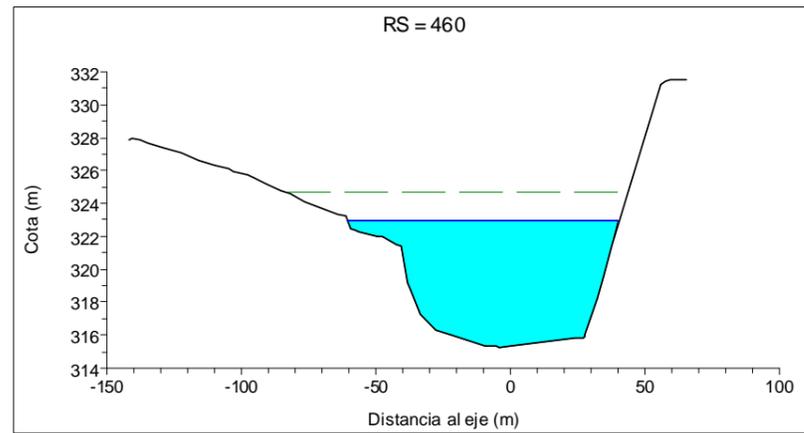


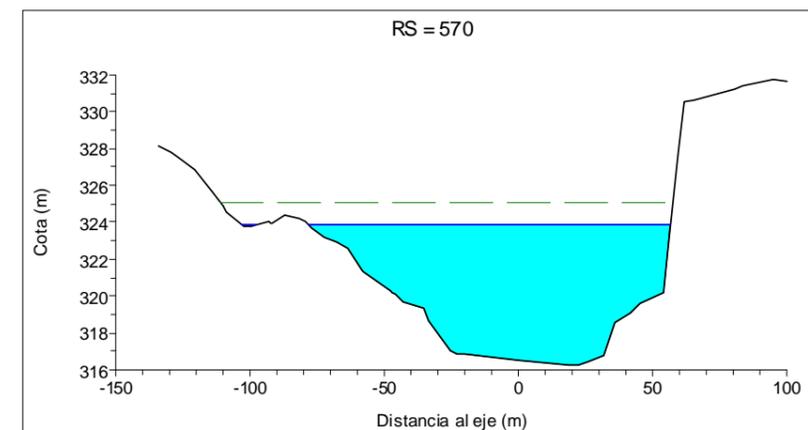
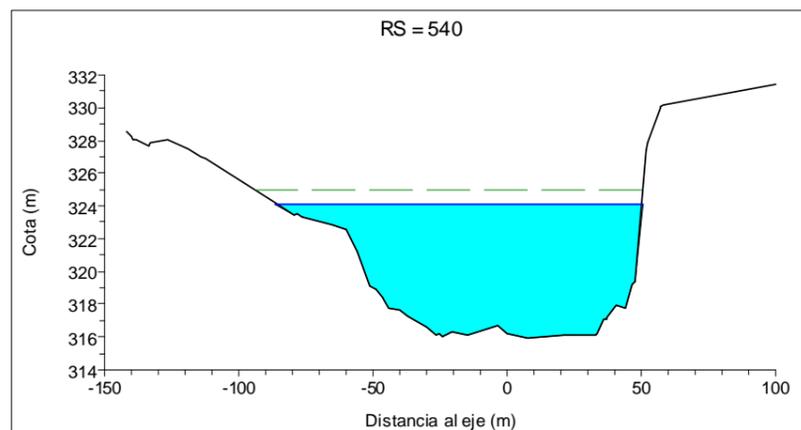
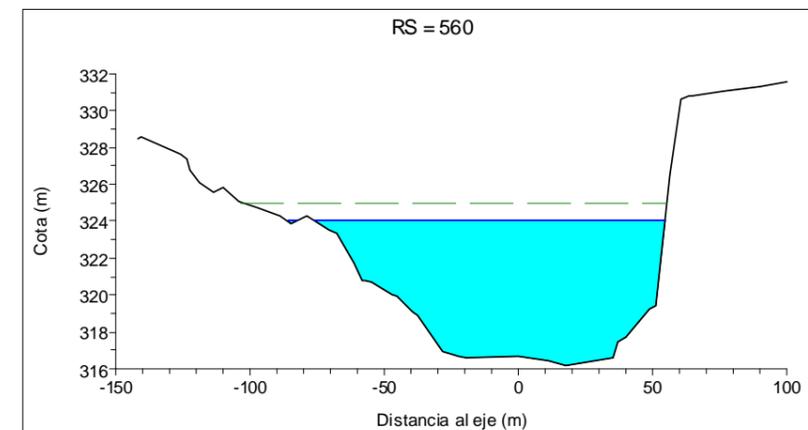
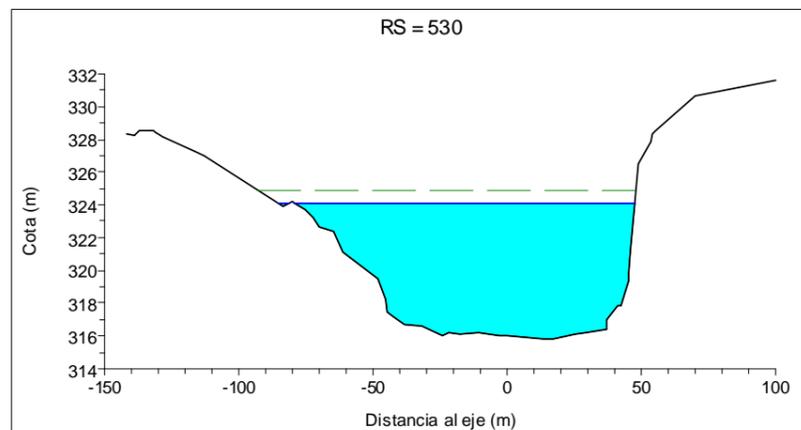
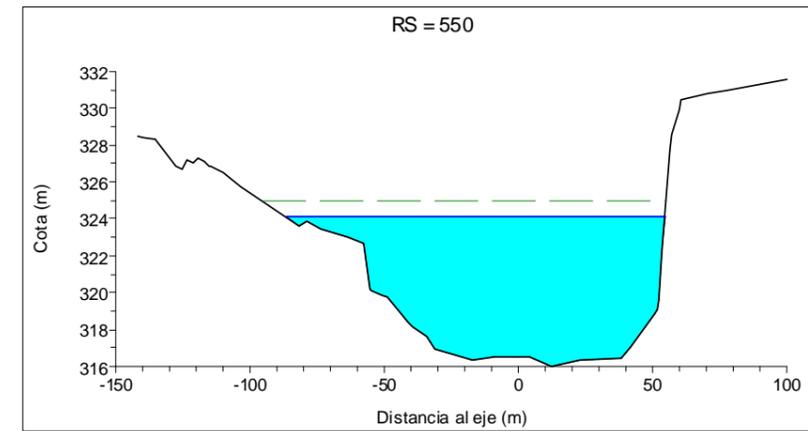
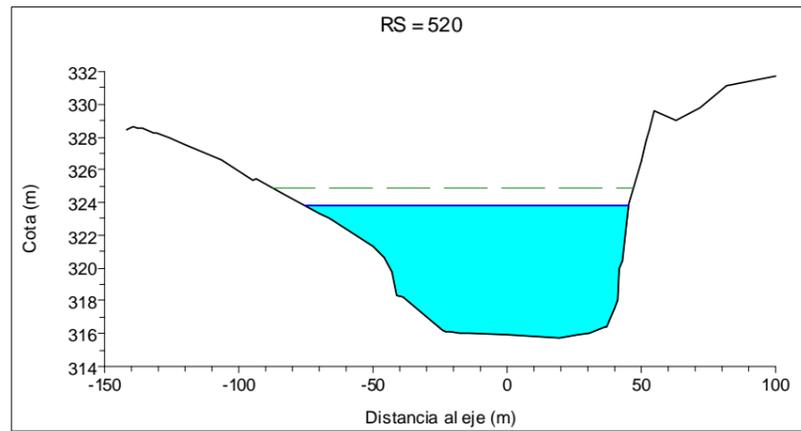
El lugar de la ubicación del proyecto corresponde a la sección 480 m.

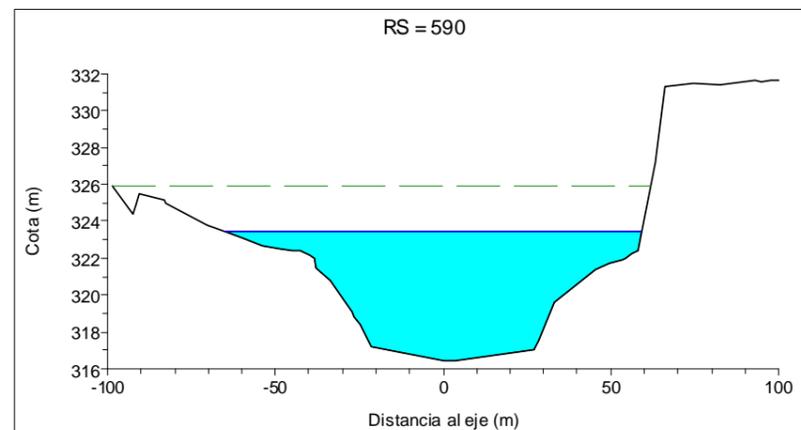
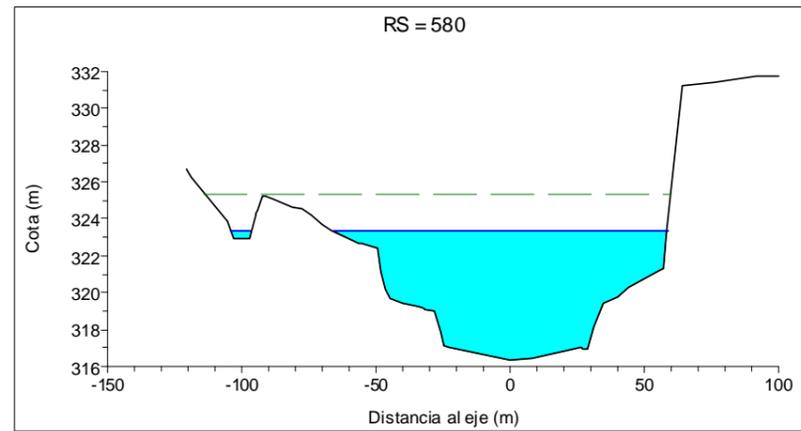


A continuación se muestran los perfiles transversales del río en la zona de estudio, obtenidos cada 10 metros, desde el perfil más aguas abajo hasta el perfil más aguas arriba:











Obtenemos la siguiente tabla de resultados:

Perfil	Cota mínima (m)	Elevación lámina de agua (m)	Elevación línea de energía (m)	Pendiente línea energía (m/m)	Velocidad del agua (m/s)	Area de descarga (m ²)	Anchura del perfil (m)
590	316.4	323.41	325.91	0.004004	7.2	494.05	124.02
580	316.31	323.35	325.36	0.003283	6.56	564.68	132.19
570	316.22	323.87	325.1	0.001804	5.1	691.98	140.23
560	316.13	324.02	325.02	0.001373	4.52	734.76	133.96
550	316.04	324.11	324.96	0.001081	4.12	783.95	141.39
540	315.95	324.14	324.93	0.000996	3.98	790.12	136.79
530	315.86	324.12	324.92	0.000981	4.01	792.41	131.39
520	315.77	323.79	324.88	0.001359	4.68	685.76	120.65
510	315.68	323.85	324.84	0.001201	4.43	713.97	119.8
500	315.59	323.54	324.79	0.001583	5.02	635.45	109.92
490	315.5	323.53	324.77	0.001616	4.97	623.51	106.9
480	315.4	323.29	324.74	0.001937	5.35	581	101.86
470	315.31	322.96	324.69	0.002465	5.86	532.93	94.27
460	315.22	322.93	324.66	0.002441	5.85	530.56	100.91
450	315.13	321.73	324.52	0.004846	7.47	416.93	82.53
440	315.04	321.82	324.35	0.004389	7.07	431.52	84.84
430	314.95	321.9	324.25	0.004103	6.82	442.28	87.12
420	314.86	322.08	324.12	0.003428	6.37	480.39	92.66
410	314.77	321.36	324.02	0.004929	7.27	420.78	84.56
400	314.68	321.2	323.83	0.004914	7.22	423.19	90.35

4.1. CONCLUSIÓN FINAL

Como podemos observar en la tabla la cota de la lámina de agua en la sección del proyecto es de 323.29m, por lo que siguiendo las recomendaciones para puentes vehiculares de Nicaragua la cota inferior del tablero no podrá ser inferior a 324.29m.



ANEJO Nº 07

TRÁFICO, TRAZADO Y FIRME



ÍNDICE

	<i>Página</i>
1. INTRODUCCIÓN	5
2. ESTUDIO DE TRÁFICO.....	5
3. TRAZADO	7
3.1. CRITERIOS DE DISEÑO GEOMÉTRICO	7
3.1.1. VELOCIDAD DE PROYECTO	7
3.1.2. CARACTERÍSTICAS DEL TRAZADO.....	7
3.1.2.1. Trazado en planta	7
3.1.2.2. Trazado en alzado	7
3.1.2.3. Coordinación del trazado en planta y alzado.....	7
3.1.2.4. Bombeo	7
4. SELECCIÓN DEL FIRME.....	8
4.1. FACTORES CONDICIONANTES DEL FIRME.....	8
4.1.1. CATEGORÍA DEL TRÁFICO.....	8
4.1.2. CATEGORÍA DE LA EXPLANADA.....	8
4.1.3. OTROS CONDICIONANTES	8
4.2. FIRME ADOPTADO	8
4.2.1. FIRME	8
4.2.2. JUNTAS	9



1. INTRODUCCIÓN

El objetivo del presente anejo es justificar la solución a adoptar, tanto como en número de carriles como la capa de firme.

Debido a la falta de estaciones de aforos y a la imposibilidad de tomar datos de tráfico, y en especial del tráfico pesado que circulará por el futuro puente, se ha recurrido a datos poblacionales de las localidades afectadas, autobuses entre dos de estas ciudades, así como a la importancia comercial y cultural inherente.

2. ESTUDIO DE TRÁFICO

Las zonas afectadas con la realización del puente son: Matagalpa, Esquipulas, San Dioniso, San Ramón.

El Ministerio de Transporte e Infraestructura de Nicaragua pretende reformar la carretera que conectará dicho puente, ya que mejora la accesibilidad entre estas localidades de manera importante.

La ciudad de Matagalpa es la capital del departamento homónimo en Nicaragua (América Central), segunda ciudad más importante del país disponiendo esta de universidades. Tiene una superficie de 640,65 km² y una población de 200.000 habitantes con una densidad poblacional de 312,18 hab/km².

La ciudad de Esquipulas tiene una superficie de 219 km² y una población de 15.877 habitantes con una densidad poblacional de 72,5 hab/km².

La ciudad de San Dioniso tiene una superficie de 166 km² y una población de 16.273 habitantes con una densidad poblacional de 98,03 hab/km².

Y por último la ciudad de San Ramón tiene una superficie de 424 km² y una población de 30.682 habitantes con una densidad poblacional de 72,36 hab/km².

Se han recogidos datos sobre los autobuses que pasan por el municipio de Esquipulas, entre esta ciudad y Matagalpa. Obteniéndose un total de 18 autobuses al día que circulan por esta ruta, pasando por el puente provisional, por lo que estos transitarán igualmente por el puente nuevo.

SALIDA DEL MUNICIPIO						
Nº	Nombre del transportista	Origen	Destino	Hora de salida	Hora de Entrada	Porcentaje de personas que viajan/día
1	Pedro Martínez	Esquipulas	Matagalpa	05:00 a.m.	02:30 p.m.	30
2		Esquipulas	Matagalpa	06:00 a.m.	05:30 p.m.	22
3	Edgard Soza	Esquipulas	Matagalpa	07:15 a.m.	04:00 p.m.	20
4	Jairo Hernández	Esquipulas	Matagalpa	08:30 a.m.	07:00 p.m.	14
5	Margarita Orozco	Esquipulas	Matagalpa	09:30 a.m.	08:00 p.m.	12
6	Victor Hugo Martínez	Matagalpa	Esquipulas	04:00 p.m.	08:10 a.m.	10
7	Raúl Lara	Matagalpa	Esquipulas	11:00 a.m.	09:30 a.m.	15
8	Marcos Lara	Matagalpa	Esquipulas	02:30 p.m.	10:30 a.m.	14
9	David Martínez	Matagalpa	Esquipulas	01:00 p.m.	11:30 a.m.	22

ENTRADA AL MUNICIPIO						
Nº	Nombre del transportista	Origen	Destino	Hora de salida	Hora de Entrada	Porcentaje de personas que viajan/día
1	Pedro Martínez	Esquipulas	Matagalpa	05:00 a.m.	02:30 p.m.	25
2		Esquipulas	Matagalpa	06:00 a.m.	05:30 p.m.	28
3	Edgard Soza	Esquipulas	Matagalpa	07:15 a.m.	04:00 p.m.	23
4	Jairo Hernández	Esquipulas	Matagalpa	08:30 a.m.	07:00 p.m.	20
5	Margarita Orozco	Esquipulas	Matagalpa	09:30 a.m.	08:00 p.m.	22
6	Victor Hugo Martínez	Matagalpa	Esquipulas	04:00 p.m.	08:10 a.m.	18
7	Raúl Lara	Matagalpa	Esquipulas	11:00 a.m.	09:30 a.m.	23
8	Marcos Lara	Matagalpa	Esquipulas	02:30 p.m.	10:30 a.m.	20
9	David Martínez	Matagalpa	Esquipulas	01:00 p.m.	11:30 a.m.	18



También se conoce que es una zona por la que pasan camiones de ámbito comercial con frecuencia alta, aunque no se ha podido realizar un aforo de los vehículos pesados que circulan.

Con la observación de los datos disponibles, y debido a la falta de información, se ha llegado a la conclusión que se dispondrá de un tráfico pesado de intensidad media.

Considerando esto y debido a las condiciones económicas del entorno se realizará en el puente una calzada única con dos carriles, uno por cada sentido de circulación. Optando por unas dimensiones de 3,5 m por carril con dos arcenes exteriores de 1,5 m.



3. TRAZADO

El objeto de este punto es:

- Definir los criterios de diseño geométrico en los que se va a basar el trazado del puente, tanto en planta como en alzado, y en la coordinación entre ambos.
- Describir las características más importantes del trazado de los distintos ejes que componen el puente así como las características geométricas.

3.1. CRITERIOS DE DISEÑO GEOMÉTRICO

3.1.1. VELOCIDAD DE PROYECTO

El trazado de una carretera se define en relación directa con la velocidad a la que se desea que circulen los vehículos en condiciones de comodidad y seguridad aceptables.

Se define como velocidad de proyecto de un tramo (V_p) aquella que permite definir las características geométricas mínimas de los elementos del trazado en condiciones de comodidad y seguridad. Esta velocidad de proyecto se identifica con la velocidad específica mínima del conjunto de elementos que lo forman.

La velocidad específica de un elemento de trazado (V_e) se define como la máxima velocidad que puede mantenerse a lo largo de un elemento de trazado considerado aisladamente, en condiciones de seguridad y comodidad, cuando encontrándose el pavimento húmedo y los neumáticos en buen estado, las condiciones meteorológicas, del tráfico y legales son tales que no imponen limitación de velocidad.

La velocidad de proyecto a adoptar es en función de los siguientes factores:

- Las condiciones topográficas y del entorno.
- Las consideraciones ambientales.

- La consideración de la función del puente dentro del sistema de transporte.
- La homogeneidad del itinerario o trayecto.
- Las condiciones económicas.

De acuerdo con estas consideraciones, y teniendo en cuenta que se trata de una carretera que esta por desarrollar, la velocidad de proyecto del puente a efectos de diseño será $V_p = 60 \text{ km/h}$

3.1.2. CARACTERÍSTICAS DEL TRAZADO

3.1.2.1. Trazado en planta

La definición del trazado en planta se referirá a un eje que define un punto en cada sección transversal. En el caso del presente proyecto, dado que se trata de un puente de calzada única, se adoptará para la definición del eje el centro del tablero. Por lo cual el trazado en planta debe de ser recto para que la ejecución del puente sea más sencilla.

3.1.2.2. Trazado en alzado

El trazado en alzado del puente debe de ser horizontal para mayor facilidad constructiva y evitar así costes mayores.

3.1.2.3. Coordinación del trazado en planta y alzado

Los trazados en planta y alzado se han coordinado con el fin de lograr que el usuario pueda circular por el puente de manera cómoda y segura.

3.1.2.4. Bombeo

La calzada y los arcenes se dispondrán con una misma inclinación transversal mínima del 2% hacia cada lado a partir del eje de la calzada.

4. SELECCIÓN DEL FIRME

4.1. FACTORES CONDICIONANTES DEL FIRME

Para obtener la sección estructural que vamos a incorporar en el firme, atendemos a los aspectos que puedan condicionarla, como son:

- Tráfico
- Explanada
- Otros

4.1.1. CATEGORÍA DEL TRÁFICO

Para el dimensionamiento del firme en función del tráfico se tendrá en cuenta la intensidad media diaria de vehículos pesados en el carril de proyecto y en el año de puesta en servicio. Y como se ha definido anteriormente, la puesta en servicio del puente será en un período de tiempo muy próximo, la intensidad será media.

4.1.2. CATEGORÍA DE LA EXPLANADA

La explanada que se tendrá en este caso es el tablero del puente, y por lo tanto, se puede considerar lo suficientemente rígido, obteniendo así una buena explanada en la cual va a ir apoyada el firme.

4.1.3. OTROS CONDICIONANTES

Se consideran como otros considerantes las tipologías de firmes utilizados en las zonas cercanas a la ubicación del puente, así como la facilidad constructiva y el coste del firme.

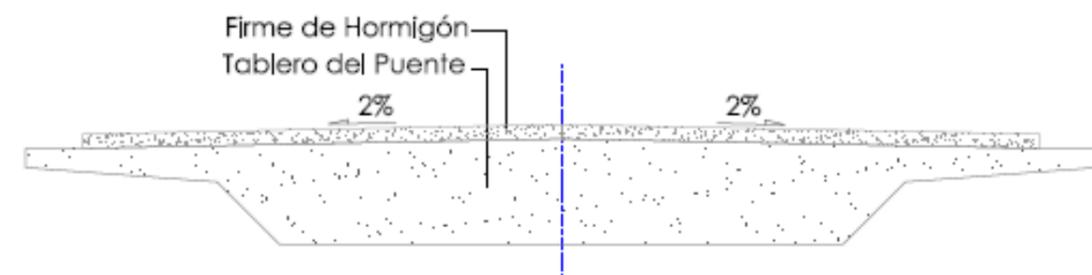
La mayoría de las carreteras de la zona están sin asfaltar por la falta de recursos, incluida la carretera existente actualmente. El firme que se encuentra en esas carreteras es macadam, la mayor parte de estas son de árido con una granulometría uniforme para que se pueda compactar bien. Aunque en las carreteras de mayor importancia de este país se suele tener un firme de adoquines o pavimento bituminoso.

En general se suele utilizar en las carreteras de mayor importancia un firme de adoquines por ser una solución más barata, debido a que el coste de los firmes bituminosos es muy elevado. Mientras que en las carreteras de menor importancia, las de menor tráfico, la solución más económica es la de árido compactado.

4.2. FIRME ADOPTADO

4.2.1. FIRME

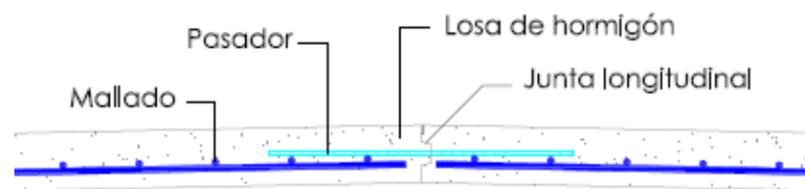
La carretera que afecta al puente está prevista para su mejora en un periodo corto de tiempo. Por lo tanto, teniendo en cuenta las soluciones adoptadas normalmente en la zona, se ha seleccionado como firme una losa de hormigón armado.



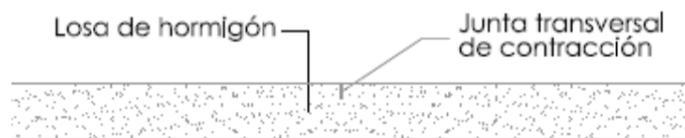
Esta losa de hormigón armado será de 15 cm de espesor reforzada con armadura pasiva, y para ello se dispondrá de un mallado con barras de diámetro nº5, 5/8", o de 16 mm, con una separación de 20 cm.

4.2.2. JUNTAS

Se dispondrán de juntas en la losa, tanto longitudinal como transversal. Las juntas longitudinales se ubicarán sobre el eje de la calzada, perpendicularmente a este se colocarán barras corrugadas de unión del nº 4, 1/2 pulgadas de diámetro, o de 12 mm, medirán 80 cm de longitud y espaciadas 1 m. Se dispondrán a la mitad del espesor de la losa y simétricas respecto de la junta. Realizándose un sellado para finalizar la unión de la junta longitudinal.

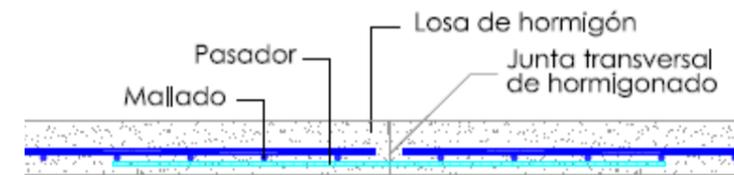


Las juntas transversales serán de contracción y de hormigonado. Las juntas de contracción se realizarán por aserrado, con una anchura de corte no superior a 4 mm, y profundidad no inferior al cuarto del espesor de la losa. Según la categoría de tráfico que se tiene, las juntas transversales de contracción se realizaran sin pasadores a una distancia no superior a 4 m, serán sesgadas, con una inclinación respecto al eje de la calzada de 6:1, de forma que las ruedas de la izquierda de cada eje las atraviesen antes que las de la derecha.



Las juntas transversales de hormigonado, se harán coincidir con el emplazamiento de una junta de contracción siendo por ello perpendiculares al eje de la calzada. En estas juntas se dispondrán de unos pasadores, unas armaduras adicionales, del mismo diámetro y separación de las longitudinales, colocadas paralelamente a éstas en el tercio inferior del pavimento, simétricas respecto a la junta y con una longitud de 1,50 m. Respecto al sellado de

las juntas transversales, tanto de contracción como de hormigonado se sellarán como las juntas longitudinales.



La losa de hormigón será de espesor constante, tendrá la inclinación del bombeo del 2% y la superficie en contacto con las ruedas será rugosa para que los vehículos tengan un buen agarre. De esta forma el puente tendrá un firme de fácil ejecución y que no quedará obsoleto cuando se repare la carretera.



ANEJO Nº 08

ESTUDIO DE SOLUCIONES



ÍNDICE

	<i>Página</i>
1. INTRODUCCIÓN	5
2. TRAZADO	5
3. TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL	6
3.1. PUENTE ARCO	6
3.2. PUENTE PÓRTICO DE PILAS INCLINADAS.....	7
3.3. OTRAS TIPOLOGÍAS	7
3.3.1. PUENTE DE VIGAS PREFABRICADAS	7
3.3.2. PUENTE DE LOSA POSTENSADA IN SITU	7
3.3.3. PUENTE METÁLICO O MIXTO	8
3.3.4. PUENTE ARCO DE TABLERO INTERMEDIO O INFERIOR	8
3.3.5. PUENTE ATIRANTADO O COLGANTE.....	8
4. ANÁLISIS DE LAS ALTERNATIVAS	8
5. SOLUCIÓN ADOPTADA	9
5.1. JUSTIFICACIÓN DE LA TIPOLOGÍA ADOPTADA EN EL PUENTE ARCO.....	9
5.1.1. MORFOLOGÍA LONGITUDINAL	9
5.1.2. SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TABLERO	10
5.1.3. ARCO	10
5.1.4. PILAS	11
5.1.5. ESTRIBOS Y CIMENTACIONES.....	11
5.1.6. CARACTERÍSTICA DE LOS MATERIALES	12
5.1.6.1. Hormigón.....	12
5.1.6.2. Acero	12

1. INTRODUCCIÓN

El objeto del siguiente anejo es, partiendo de la información recabada y reflejada en los anejos anteriores, proponer y analizar diversas alternativas constructivas para la ejecución del proyecto. Además de describir y justificar la tipología estructural más adecuada, que permita el paso del río.

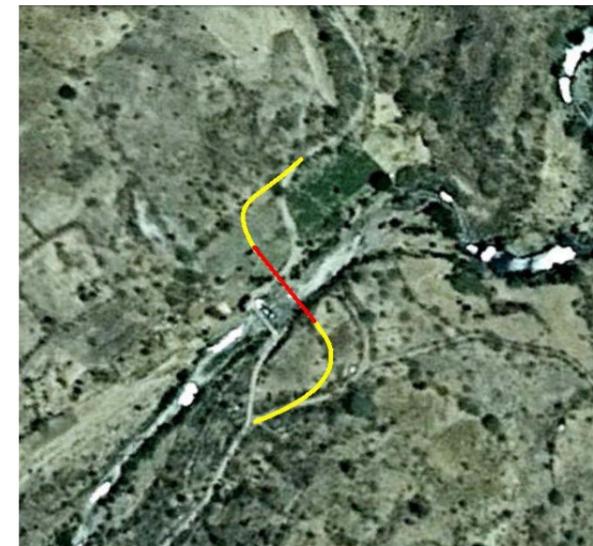
Asimismo, se ponderarán dichas alternativas según diversos criterios con el objetivo de la elección de la más óptima, la cual será desarrollada en el proyecto completo.

2. TRAZADO

Una vez definido el emplazamiento de la obra existen una serie de características geofísicas propias del lugar que directamente inciden sobre el proyecto: la topografía y naturaleza del terreno, las acciones climáticas y sísmicas, y los aspectos fluviales.

La orografía y las condiciones ya comentadas del terreno obligan a definir un trazado que, en alzado, está principalmente determinado por los condicionantes topográficos, la presencia del Río Grande de Matagalpa, y la situación económica y tecnológica del país.

De este modo se estima conveniente salvar el paso por encima del cauce mediante un puente que no tenga ninguna pila sobre el río; debido a los grandes caudales que hay, y la posibilidad de que estas crecidas afecten a la cimentación provocando el colapso de la estructura. Por otro lado deberá ajustarse a los condicionantes de Nicaragua, como son la falta de recursos económicos para la obtención del equipo de trabajo, y la imposibilidad de conseguir buenas características de los materiales.





El emplazamiento de la estructura será aguas abajo del puente vado y aguas arriba del anterior puente existente. De tal forma que el nuevo puente quede sobre la zona donde se hicieron los ensayos del terreno. De este modo el trazado en planta es recto, como se observa en la anterior figura, y la velocidad de proyecto es de 60 km/h.

Por tanto, el objetivo fundamental de este Proyecto se centra en ejecutar un nuevo puente, imponiendo el trazado en alzado. Así, teniendo en cuenta la longitud del cauce del río, la forma del terreno, las crecidas producidas en la época de lluvias, los materiales disponibles y la facilidad de construcción, se ha considerado que los criterios de selección de la alternativa adecuada vienen determinados fundamentalmente por:

- Cumplimiento de la normativa vigente.
- Máxima comodidad y seguridad para el usuario.
- Estética del trazado así como minimización del impacto ambiental y visual.

Considerando estos aspectos y aplicando los criterios de diseño geométrico reflejados en el Anejo N° 7: Estudio de Tráfico, Trazado y Firme, en cuanto a trazado en planta, trazado en alzado y coordinación de los trazados en planta y alzado, se ha optado por la solución que aparece representada en el Documento N° 2: Planos.

3. TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL

Como se ha indicado previamente, se requiere de la construcción de un puente para solventar el paso sobre el Río Grande de Matagalpa siguiendo el trazado proyectado.

Teniendo en cuenta lo indicado en el apartado anterior, a continuación se exponen las dos tipologías estructurales que son más apropiadas para la ejecución del puente sobre el río. Para conseguir este fin, es preciso conocer simultáneamente las necesidades existentes y los medios disponibles.

La longitud del puente es importante, los condicionantes hidráulicos y económicos son muy destacables, así como el aspecto paisajístico por encontrarse en un entorno totalmente natural.

Se ha tenido en cuenta también la presencia y tipología del puente provisional actual, y del existente anteriormente, que fue destruido por el huracán Mitch, de modo que la integración de la nueva construcción sea la más adecuada.

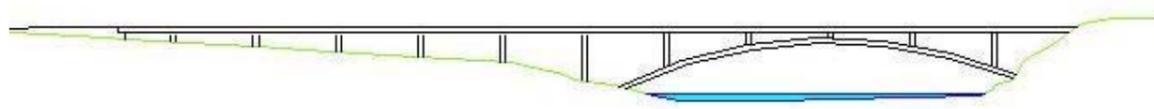
3.1. PUENTE ARCO

Se propone una tipología estructural de arco con tablero superior que permite un óptimo acomodo del puente al paisaje del valle con una integración muy ajustada.

El puente arco está constituido por dos elementos fundamentales. El arco, principal elemento resistente, cuya forma viene determinada como el antifuicular de la carga permanente del puente y el tablero, cuya geometría se acopla a las exigencias de la rasante de la carretera y que tiene un papel resistente secundario. Entre ellos se disponen los pilares que transfieren la carga del tablero al arco y éste la transmite a la cimentación.

La geometría del arco determina que los esfuerzos que lo solicitan, bajo la acción de la carga permanente, sean casi exclusivamente de compresión, con la introducción de una fuerte componente inclinada en el terreno. Sin embargo, bajo la sobrecarga de uso, que no tiene porqué tener una distribución antifunicular, se producen tanto compresiones como flexiones.

El material adoptado sería el hormigón armado para arco y tablero. La luz del puente y las características del valle condicionan la elección del arco.



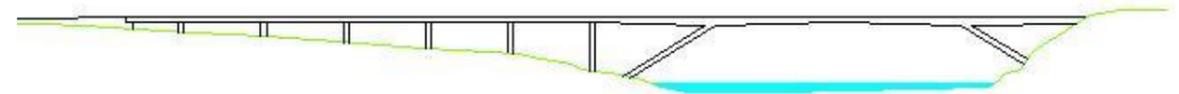
Esta tipología cumple con los condicionantes antes descritos, evitando sobre todo las pilas en el cauce y dando una mayor sección para el paso de las aguas. Además se considera que el resultado estético y la integración paisajística del puentes arco es buena. Esta solución es recomendable.

3.2. PUENTE PÓRTICO DE PILAS INCLINADAS

El puente de apoyos oblicuos puede describirse como una solución mejorada del arco, por la geometría simplificada de la directriz, apta en el caso en que esta morfología es adecuada, habitualmente en cortes profundos con buen terreno de cimentación. Permite crear vanos de grandes luces diáfanas, y por lo tanto potencia la integración en el medio que lo rodea. En su conjunto el puente puede proporcionar sencillez y belleza de líneas, en caso de un empleo acertado.

La intención que guía al aportar con las pilas el dintel es reducir la ley de momentos flectores que se produce en el dintel gracias al empotramiento parcial que le proporcionan la rigidez de las pilas.

Para una mayor eficiencia estructural se propone disponer una sección variable consiguiendo una estética mucho más atractiva. El material adoptado sería el hormigón armado para pilas y tablero.



Esta tipología cumple con los condicionantes antes descritos, evitando sobre todo las pilas en el cauce y dando una mayor sección para el paso de las aguas. Además se considera que el resultado estético y la integración paisajística del puentes arco es buena. Esta solución es recomendable.

3.3. OTRAS TIPOLOGÍAS

Otras tipologías han sido también estudiadas como soluciones posibles, pero han sido descartadas porque no cumplen con alguna de las restricciones que se tienen. Principalmente se han rechazado por los motivos que a continuación se mencionan en cada caso.

3.3.1. PUENTE DE VIGAS PREFABRICADAS

Esta opción se ha desechado porque la longitud máxima de las vigas que se pueden fabricar y transportar en la zona implicaría vanos de unos 30 metros de luz. Esto obligaría a colocar varias pilas sobre el cauce del río provocando un encarecimiento de la obra por el aumento de las cimentaciones de las pilas, y aun así, con las crecidas que se producen siempre está el riesgo de que afecten a la cimentación y colapse la estructura.

3.3.2. PUENTE DE LOSA POSTENSADA IN SITU

La ventaja de esta tipología es el aumento de la longitud de los vanos, y por tanto, a mayor longitud de vano menor es el número de pilas para una misma longitud de tablero,



evitando así la problemática de la solución anterior. El problema que presenta esta solución es que para conseguir que la losa de hormigón tenga una mayor longitud entre pilas sería necesario el postensado in situ de esta losa. Al tener que postensar sería obligaría a tener hormigones de alta resistencia, y esto es complicado de conseguir sin ninguna planta de hormigón en la zona, produciendo así una imposibilidad de ejecución.

3.3.3. PUENTE METÁLICO O MIXTO

Los puentes metálicos o mixtos serían, como solución, factible en esta situación, pero su problema radica en que el material principal de esta tipología es el acero. Y el acero en esta zona es mucho más caro que el hormigón, y por tanto, estas estructuras resultarían mucho más caras que las propuestas a ejecutar.

3.3.4. PUENTE ARCO DE TABLERO INTERMEDIO O INFERIOR

La tipología de puente arco con tablero intermedio o inferior no se ha considerado debido a que, en las dimensiones que se tienen, esta tipología podría encajar de forma forzada. Pero para disponer un arco superior en cualquiera de sus diversas posibilidades, se tendría que descartar el acero por su alto precio, por lo tanto el arco y las péndolas tendría que ser de hormigón. Además de que tendrían que ir muy armadas, la tipología de arco con tablero superior encaja mucho mejor, aprovechando mucho más el hormigón.

3.3.5. PUENTE ATIRANTADO O COLGANTE

Se ha desestimado la opción de un puente atirantado, o colgante, por considerar que no se llega a las dimensiones mínimas que son requeridas para su ejecución, ya que con la luz que se tiene no funcionarían bien.

4. ANÁLISIS DE LAS ALTERNATIVAS

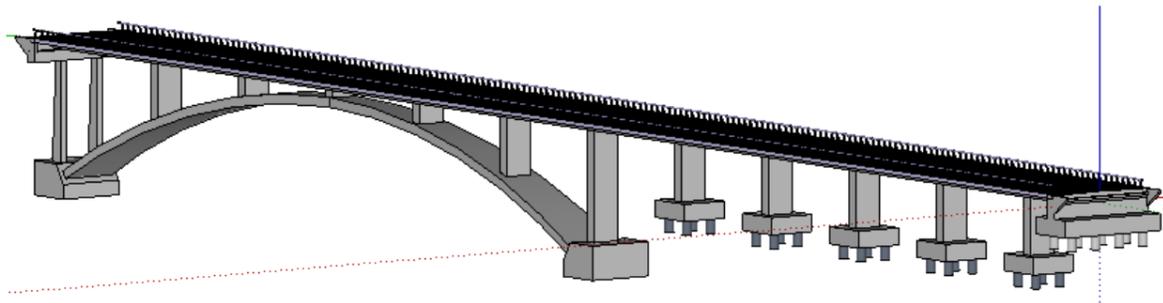
Cabe destacar que las restricciones no permiten estudiar excesivas alternativas, por lo que se ha desestimado la posibilidad de realizar un análisis multicriterio con diversas opciones. Aunque se realizará un cuadro comparativo entre las dos alternativas a desarrollar.

	COSTE	IMPACTO AMBIENTAL	INTEGRACIÓN EN EL ENTORNO	ESTÉTICA	FACILIDAD CONSTRUCTIVA
ARCO	Mayor	Igual	Igual	Mayor	Menor
PORTICO	Menor	Igual	Igual	Menor	Mayor

La consideración del coste, la facilidad constructiva, el entorno como un espacio natural de elevado valor paisajístico así como las exigencias del trazado, tanto en alzado como en planta, hacen que la tipología óptima desde el punto de vista estructural sea el **puente arco** y el **puente pórtico de pilas inclinadas**, que prácticamente es una evolución del arco. Estas soluciones conjugan un óptimo resultado estético y un coste asumible, y serán las que se pasarán a desarrollar en sus respectivos proyectos de construcción

5. SOLUCIÓN ADOPTADA

5.1. JUSTIFICACIÓN DE LA TIPOLOGÍA ADOPTADA EN EL PUENTE ARCO



5.1.1. MORFOLOGÍA LONGITUDINAL

Viene totalmente definida por los condicionantes propios del arco que se toma como tipología básica del puente.

El arco es una estructura que resiste gracias a la forma que se le da. Mediante la forma del arco se reparten las tensiones de manera que se producen compresiones en todas las partes del arco. Del mismo modo es una estructura que salva una luz determinada sometida a esfuerzos de compresión donde las tracciones y flexiones se evitan o reducen al mínimo con lo que se consigue que materiales que no resistan tracciones puedan ser utilizables para la construcción de esta tipología de estructuras.

Se transmiten unas reacciones horizontales a los apoyos y, en consecuencia, el terreno de cimentación ha de ser capaz de resistir tales esfuerzos, circunstancia que se produce en este caso.

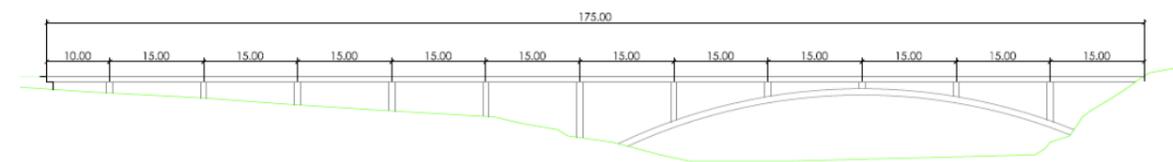
En cuanto a la disposición del tablero, los puentes losa son normalmente puentes continuos, disposición favorable tanto desde el punto de vista resistente como del constructivo.

Los factores fundamentales considerados dentro de las condiciones de continuidad:

- Distribución de cantos a lo largo del puente.
- Relación entre la luz del vano extremo al vano tipo.
- Situación y tipo de las juntas longitudinales.

Se define una ley de cantos constantes que favorece la facilidad constructiva y la expresividad formal que combina perfectamente con el arco.

El tablero tiene una longitud total de 175,0 metros y se ha optado por una solución con 12 vanos de los cuales 6 se encuentran apoyados sobre el arco. Se considera que es la solución óptima que conjuga valores estético y eficiencia estructural.



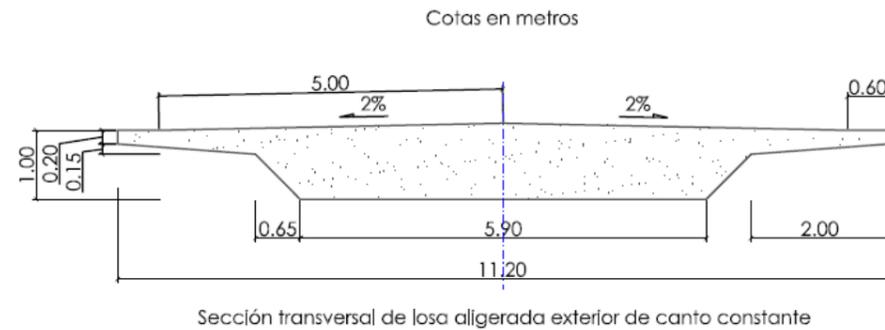
Las luces entre pilas son constantes, manteniendo una analogía que permite no sobrecargar el paisaje. Por condicionantes resistentes se definen los vanos sobre el arco de 15 metros, los vanos restantes son también de 15 metros cada uno, y finalmente el vano extremo de 10 metros.

La calzada tiene un ancho de 11,2 metros formado por:

- Dos carriles de 3,50 metros.
- Arcenes de 1,5 metros.
- Espacio disponible para las barandillas y sumideros de 1,2 metros; 0,6 metros a cada lado.

5.1.2. SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TABLERO

Considerando la luz del tablero y su relación con la anchura del mismo, se considera que la solución que permite optimizar las condiciones resistentes y constructivas, es una sección losa de hormigón armado con aligeramientos exteriores. La forma puede apreciarse a continuación.



Se trata de aprovechar con esta tipología la característica propia de este tipo de puentes en cuanto a construcción, basada en el hormigonado in situ del tablero. Se intenta adoptar así mismo una forma exterior relativamente simple con el fin de simplificar un encofrado que únicamente se va a emplear en este caso. Se aprovecha además con este tipo de tablero la mayor libertad en la forma y colocación de las pilas adaptándose a los condicionantes particulares del proyecto.

Se considera que el peso propio no resulta excesivamente grave para las luces contempladas, permitiendo además determinar un canto de 1 metros que se considera muy adecuado tanto en cuanto a condiciones resistentes como en los aspectos estéticos.

Aún cuando el aspecto del conjunto del tablero con el arco es de gran esbeltez, el tablero tiene una relación canto/luz aproximada de 1/20, lo que permite resolverlo en hormigón armado.

El ancho inferior de la losa es de 5,9 metros, con parámetros laterales inclinados 45° y los voladizos resultantes del tablero son de 2 metros a cada lado, hasta alcanzar un ancho de la parte superior de 11,2 metros. La forma queda reflejada en la anterior figura.

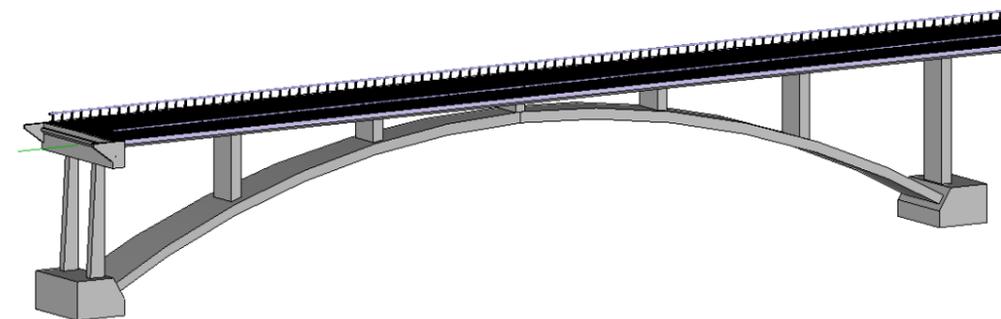
5.1.3. ARCO

El arco tiene 90 metros de luz entre arranques, siendo su flecha de 12 metros (aproximadamente la relación F/L = 1/8). Su directriz la define una parábola de segundo grado. El ancho del arco en el arranque es de 6 metros y en la clave es de 3 metros; y el canto es constante de 1 metro. Esto supone una relación canto/luz adecuada. La forma queda reflejada en la siguiente figura.



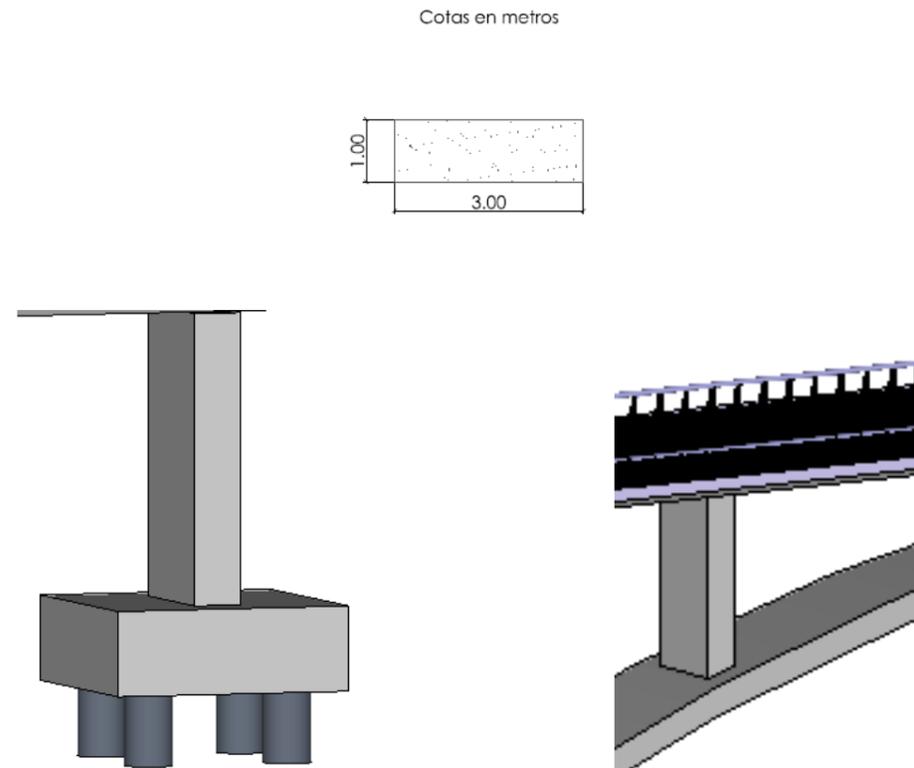
La sección transversal es maciza ya que lo ajustado de los cantos utilizados no aconsejan plantear aligeramientos. El empleo de una sección maciza de estas dimensiones proporciona un más que correcto funcionamiento de la estructura propuesta.

La unión con las pilas se realiza mediante empotramiento de las mismas.



5.1.4. PILAS

Se ha optado por pilas macizas de hormigón armado de sección rectangular de 3 metros de alto por un 1 metro de canto. Todos los apoyos del tablero en pilas y estribos se realizan con neopreno zunchado. La forma de la sección de las pilas es la siguiente.



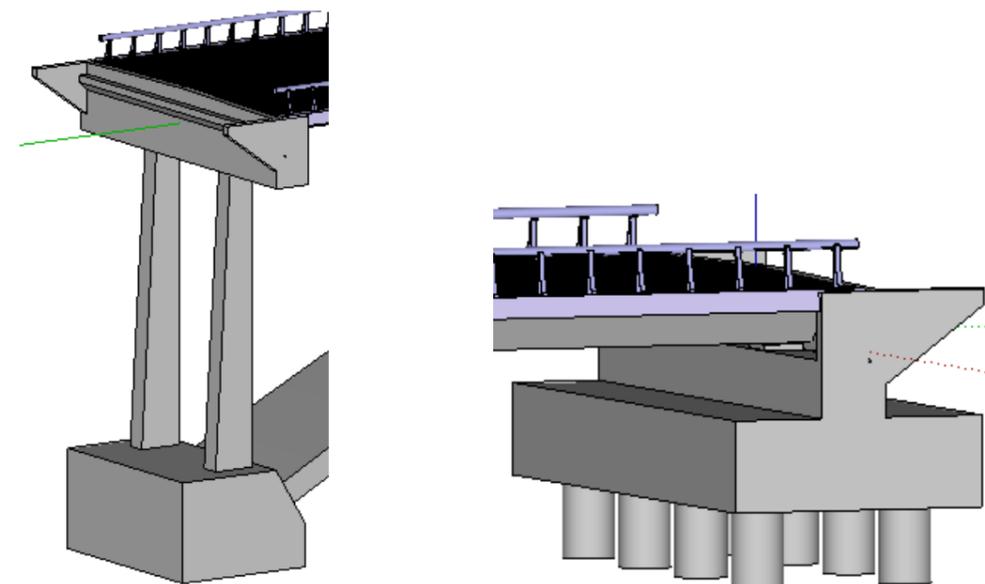
5.1.5. ESTRIBOS Y CIMENTACIONES

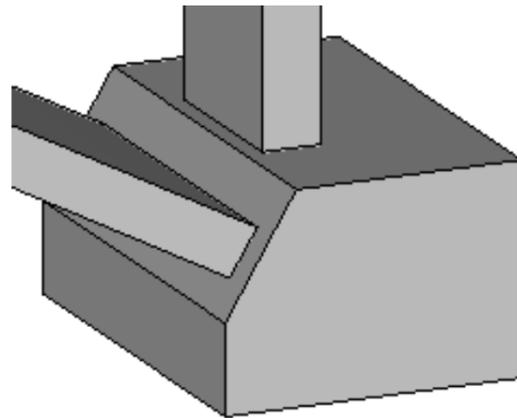
Los estribos tienen una función doble, por un lado constituyen el apoyo extremo del tablero permitiendo, a través de los apoyos, que se produzcan las deformaciones axiales debidas a la temperatura, fluencia y retracción y, en su caso los correspondientes a las acciones directas de la estructura. En él se establece la transición entre los movimientos del dintel y los no movimientos del terraplén de acceso. En segundo lugar es una estructura de contención que soporta el empuje de las tierras que constituyen el terraplén de acceso y controla el derrame de tierras delante o a los lados del estribo. Este control se realiza en la

parte frontal por el estribo propiamente dicho y el derrame lateral por las aletas que lo acompañan.

Para la solución del estribo, se ha escogido la solución de estribo abierto. Éste constará de pequeño murete de guarda, cabezal, tabiques verticales, cimentación, losa de transición, así como de aletas laterales en voladizo. Esta solución tiene como misión eliminar, o por lo menos reducir, el empuje horizontal de las tierras sobre el estribo cuando se coloque el terraplén. Para ello se realiza la transición entre la viga cabezal que soporta el dintel y el suelo de cimentación a través de diafragmas que permiten el paso de tierras. Además las dos aletas sirven para hacer la transición del murete al terraplén. La geometría de los estribos elegida queda definida en el documento N° 2: Planos.

En lo que se refiere a la cimentación, dadas las características del terreno en cuanto a resistencia y la profundidad a la que se prevé que esta la roca, se opta por realizar cimentaciones profundas de un estribo y de las pilas. Este tipo de cimentación se hará mediante encepado y un grupo de pilotes. Así mismo, las cimentaciones del arco se realizarán mediante zapatas debido en parte a la forma del terreno y a que la roca se encuentra a menos profundidad. Los distintos tipos de cimentaciones que se tienen en este proyecto quedan dimensionados como se define en el Documento N° 2: Planos.





5.1.6. CARACTERÍSTICA DE LOS MATERIALES

5.1.6.1. Hormigón

De modo genérico, cabe reseñar que el material principal del puente será el hormigón armado, se utilizara tanto en la losa que forma el tablero como en el resto de elementos del puente como son el arco, pilas, estribos y cimentaciones.

Se emplearán hormigones de las siguientes características:

- Hormigón de limpieza:

Hormigón en Masa de 3000 PSI (equivalente a 20 N/mm²), de consistencia Plástica, con un tamaño máximo de árido de 25mm.

(HM-20 / P / 25)

- Hormigón en cimentaciones, estribos, pilas, arco y tablero:

Hormigón Armado de 4500 PSI (equivalente a 31 N/mm²), de consistencia Plástica, con un tamaño máximo de árido de 20mm, en un ambiente XC2.

(HA-30 / P / 20 / XC2)

5.1.6.2. Acero

Se empleará acero de la siguiente característica:

- Para la armadura pasiva se empleará acero de Grado 60 (equivalente a 420 MPa).
(B 400 S)



ANEJO Nº 09

CÁLCULOS ESTRUCTURALES



ÍNDICE

	<i>Página</i>
1. INTRODUCCIÓN	5
2. BASES DE PROYECTO	5
2.1. CRITERIOS DE SEGURIDAD	5
2.1.1. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (E.L.S)	5
2.1.2. ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (E.L.U.)	5
2.2. VALOR CARACTERISTICO DE LAS ACCIONES	5
2.2.1. CARGAS PERMANENTES.....	5
2.2.2. SOBRECARGAS VIVAS.....	6
2.3. FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGAS	9
3. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.....	10
3.1. HORMIGÓN	10
3.2. ACERO PASIVO	10
3.3. NIVEL DE CONTROL	10
4. DESARROLLO DE CÁLCULOS	11
4.1. TEORÍA DE CÁLCULO Y PROGRAMA INFORMÁTICO	11
4.2. MODELO INTRODUCIDO EN EL TABLERO	11
4.3. ESTADOS DE CARGAS CONSIDERADOS	16
4.3.1. PESO PROPIO.....	16
4.3.2. CARGAS MUERTAS.....	16
4.3.1. SOBRECARGA VEHICULAR	16
4.3.2. TANDEM Y CAMIÓN DE DISEÑO	16
4.3.3. ESFUERZOS OBTENIDOS	17
4.4. MODELO INTRODUCIDO EN LAS PILAS Y EL ARCO	19
4.5. ESTADOS DE CARGAS CONSIDERADOS	22
4.5.1. SISMO.....	22
4.6. ESTADOS DE CARGAS CONSIDERADOS	23
4.7. ESFUERZOS.....	23
4.7.1. ESFUERZOS EN LAS UNIONES (TABLERO- PILAS).....	23
4.7.2. ESFUERZOS ARCO	25
4.7.3. ESFUERZOS EN ESTRIBOS Y APOYOS DEL ARCO.....	27
4.7.4. ESFUERZOS EN PILOTES.....	28
5. COMPROBACIÓN DE SECCIONES: ARMADO PASIVO	29
5.1. FLEXIÓN COMPUESTA	29
5.1.1. ELEMENTOS DEL TABLERO:.....	29
5.1.2. PILAS :	32
5.1.3. ARCO	38
5.2. CORTANTE.....	41
5.2.1. ELEMENTOS DEL TABLERO:.....	41
5.2.2. PILAS.....	42
5.2.3. ARCO	47
5.3. TORSIÓN	49
5.4. CRITERIOS PARA SIMPLIFICACIÓN DE EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN	49
5.5. COMPROBACIÓN DE LA FISURACIÓN	52
5.6. CONTROL DE FLECHAS	54
5.7. LONGITUDES DE ANCLAJE Y DE SOLAPE.....	54
5.8. APARATOS DE APOYO.....	55
5.9. JUNTAS DE DILATACIÓN	56
5.9.1. CRITERIOS DE SEGURIDAD	56
5.9.2. ACCIONES A CONSIDERAR.....	56
5.9.3. CARACTERÍSTICAS DE LAS JUNTAS DE DILATACIÓN	56
5.10. RASANTE	56
5.11. CÁLCULO DE ESTRIBOS	59
5.11.1. MODELO DE CIMENTACIÓN Y ESTRIBO	59
5.11.2. ESTADOS DE CARGA CONSIDERADOS	59
5.11.2.1. Peso propio	59
5.11.2.2. Empuje horizontal de fieras.....	59
5.11.2.3. Peso de tierras sobre el encepado del estribo 2.....	59
5.11.2.4. Reacciones transmitidas por el puente	59
5.11.2.5. Sismo	59
5.11.3. ARMADO DE LOS ELEMENTOS	59
5.11.3.1. Armado del muro del estribo.....	59
5.11.3.2. Armado del estribo y del encepado del estribo 2.....	65
5.11.3.3. Armado de las pilas del estribo 1	72
5.11.3.4. Armado de Regiones D	75
5.11.3.5. Rótula plástica.....	81
5.11.3.6. Losa de transición.....	81
5.12. CÁLCULO DE CIMENTACIONES.....	81
5.12.1. ZAPATAS: ARMADO PRINCIPAL	81
5.12.2. CARGA CONCENTRADA SOBRE MACIZO	83
5.12.3. ENCEPADOS.....	85
5.12.4. PILOTES DE LOS ENCEPADOS	87
ANEXO I : PRUEBA DE CARGA	91
ANEXO II: ESFUERZOS EVENTOS CRÍTICOS	104



1. INTRODUCCIÓN

El cálculo de la estructura del puente debe ser realizado conforme a las especificaciones contenidas en la norma RNC-07 Nicaragua (Reglamento Nacional de construcción 2007), Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD 2004 y en el Eurocódigo 2 : Proyecto de estructuras de Hormigón de Junio del 2010.

2. BASES DE PROYECTO

2.1. CRITERIOS DE SEGURIDAD

La comprobación de la estructura se planteará de acuerdo con la teoría de los Estados Límite, diferenciados en: Estados Límite de Servicio y Estados Límite Últimos, para las diferentes situaciones de cálculo de la estructura.

2.1.1. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (E.L.S)

Serán aquellos tales que, si se sobrepasan, la estructura dejará de cumplir el cometido para el que fue proyectada, ya sea por razones funcionales, de durabilidad o estéticas, sin que ello suponga el colapso de la misma:

- E.L.S. de fisuración
- E.L.S. control de flechas
- E.L.S. de vibraciones

2.1.2. ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (E.L.U.)

Serán aquellos tales que, si se sobrepasan, se producirá el agotamiento o colapso de la estructura o de una parte de ella.

- E.L.U. de equilibrio
- E.L.U. de rotura
- E.L.U. de inestabilidad o pandeo
- E.L.U. de fatiga

2.2. VALOR CARACTERISTICO DE LAS ACCIONES

2.2.1. CARGAS PERMANENTES

CARGAS PERMANENTES: DC, DW

- Peso Propio

Para la determinación del peso propio se ha tenido en cuenta una densidad del hormigón armado de 25 kN/m³ y de 78,5 kN/m³ para el acero.

- Cargas Muertas (DW y DC)

- Peso pavimento (DW)

Suponiendo un espesor de 15 cm hormigón armada con un mallado de diámetro 16 y atendiendo a que se tendrá en cuenta a efectos de cálculo un valor de la acción debido al peso del pavimento incrementado en un 50% respecto a los espesores teóricos definidos en el proyecto:

$$q_{pav} = (24 \cdot 0.2) \cdot 1.5 = 7.2 \frac{kN}{m^2}$$



- o Barandilla y barreras de seguridad (DC)

Se considera un peso para la barandilla de 2 kN/ml.

CARGAS DE SUELO: EH, ES Y DD

Se distinguen dos casos:

Acciones sobre los elementos de la estructura: se considerarán incluidas aquí las acciones originadas por el terreno natural o de relleno, sobre los elementos del puente en contacto con él. Como en el caso del tablero no se encuentra en contacto con el terreno no existen acciones de este tipo.

Acciones correspondientes a movimientos del terreno bajo las cimentaciones: la configuración estructural adoptada permite la absorción de movimientos significativos del terreno sin aparición de esfuerzos importantes, por lo que no se considerarán este tipo de acciones en el cálculo.

No son de esperar pues, asientos de la estructura más allá del propio acortamiento estructural de pilas, el cual se considera despreciable frente a la magnitud de las deformaciones del resto de la estructura.

2.2.2. SOBRECARGAS VIVAS

SOBRECARGAS GRAVITATORIAS: LL Y PL

- Sobrecarga Vehicular

Número de Carriles de Diseño

En aquellos casos en los cuales los carriles de circulación tienen menos de 3600 mm de ancho, el número de carriles de diseño deberá ser igual al número de carriles de circulación, y el ancho del carril de diseño se deberá tomar igual al ancho del carril de circulación. En dicho caso se tendrá dos carriles de diseño de 3,5 m por carril con dos arcenes exteriores de 1,5 m.

Presencia de múltiples sobrecargas

Estos requisitos no se aplicarán al estado límite de fatiga para el cual se utiliza un camión de diseño, independientemente del número de carriles de diseño.

La sollicitación extrema correspondiente a sobrecarga se deberá determinar considerando cada una de las posibles combinaciones de número de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple correspondiente para tomar en cuenta la probabilidad de que los carriles estén ocupados simultáneamente por la totalidad de la sobrecarga de diseño HL93. Si se trata de un carril cargado el factor de presencia múltiple será igual a 1.20, si se trata de dos carriles cargados este será igual a 1.00.

- Sobrecarga Vehicular de Diseño

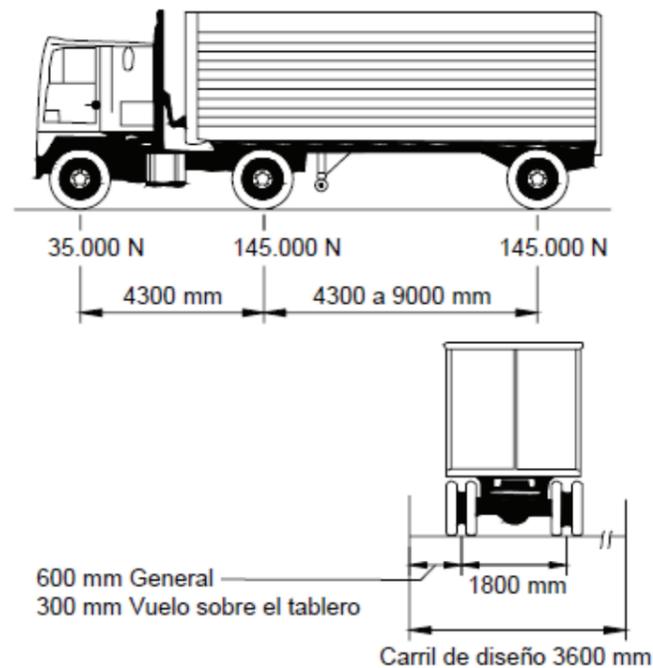
La sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales, designada como HL-93, deberá consistir en una combinación de:

- Camión de diseño o tandem de diseño, y Carga de carril de diseño.

Cada carril de diseño considerado deberá estar ocupado ya sea por el camión de diseño o bien por el tandem de diseño, en coincidencia con la carga del carril, cuando corresponda. Se asumirá que las cargas ocupan 3000 mm transversalmente dentro de un carril de diseño.

Camión de Diseño:

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la Figura. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica la separación entre los dos ejes de 145.000 N se deberá variar entre 4300 y 9000 mm para producir las sollicitaciones extremas.



Tandem de Diseño

El tandem de diseño consistirá en un par de ejes de 110.000 N con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800 mm. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica.

- Carga del Carril de Diseño

La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 9,3 N/mm, uniformemente distribuida en dirección longitudinal.

Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

- Fuerza de Frenado: BR

La fuerza de frenado se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- 25 por ciento de los pesos por eje del camión de diseño o tandem de diseño
- 5 por ciento del camión de diseño más la carga del carril ó 5 por ciento del tandem de diseño más la carga del carril.

La fuerza de frenado se deberá ubicar en todos los carriles de diseño que se consideran cargados y que transportan tráfico en la misma dirección. Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1800 mm sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar solicitaciones extremas. Todos los carriles de diseño deberán estar cargados simultáneamente si se prevé que en el futuro el puente puede tener tráfico exclusivamente en una dirección. Se aplicarán los factores de presencia múltiple

CARGA DE VIENTO: WL Y WS

PRESIÓN HORIZONTAL DEL VIENTO: WL

Se asumirá que las presiones aquí especificadas son provocadas por una velocidad básica del viento, V_B , de 160 km/h.

Se asumirá que la carga de viento está uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento. El área expuesta será la sumatoria de las áreas de todos los componentes, incluyendo el sistema de piso y las barandas, vistas en elevación y perpendiculares a la dirección de viento supuesta. Esta dirección se deberá variar para determinar las solicitaciones extremas en la estructura o en sus componentes. En el análisis se pueden despreciar las superficies que no contribuyen a la solicitación extrema considerada.

Para puentes o elementos de puentes a más de 10.000 mm sobre el nivel del terreno o del agua, la velocidad de viento de diseño, V_{DZ} , se deberá ajustar de la siguiente manera:

$$V_{DZ} = 2,5 V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right)$$

Donde:

V_{DZ} = velocidad de viento de diseño a la altura de diseño, Z (km/h)

V_{10} = velocidad del viento a 10.000 mm sobre el nivel del terreno o sobre el nivel de agua de diseño (km/h)



VB = velocidad básica del viento igual a 160 km/h a una altura de 10.000 mm, con la cual se obtienen las presiones de diseño

Z = altura de la estructura en la cual se están calculando las cargas de viento, medida desde la superficie del terreno o del nivel del agua, > 10.000 mm

V0 = velocidad friccional, característica meteorológica del viento tomada como se especifica en la Tabla 1 para diferentes características de la superficie contra el viento (km/h)

Z0 = longitud de fricción del fetch o campo de viento tomada como se especifica en la Tabla (mm)

CONDICIÓN	TERRENO ABIERTO	ÁREA SUBURBANA	ÁREA URBANA
V_o (km/h)	13,2	17,6	19,3
Z_o (mm)	70	1000	2500

Las condiciones consideradas para el caso concreto, será $V_o = 13.2$ km/h y $Z_0 = 70$ mm al encontrarse la estructura en terreno abierto.

En ausencia de un criterio más adecuado se ha tomado la hipótesis de que $V_{10} = V_B = 160$ km/h.

Con estos datos se ha adquirido una $V_{DZ} = 156.27$ km/h.

PRESIÓN DEL VIENTO SOBRE LAS ESTRUCTURAS: WS

Si las condiciones locales lo justifican, se puede seleccionar una velocidad básica del viento de diseño diferente para las combinaciones de cargas que no involucran viento actuando sobre la sobrecarga. Se asumirá que la dirección del viento de diseño es horizontal. En ausencia de datos más precisos, la presión del viento de diseño, en MPa, se puede determinar cómo:

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 = P_B \frac{V_{DZ}^2}{25.600}$$

PB = presión básica del viento especificada en la Tabla siguiente (MPa)

COMPONENTE DE LA SUPERESTRUCTURA	CARGA A BARLOVENTO, MPa	CARGA A SOTAVENTO, MPa
Reticulados, columnas y arcos	0,0024	0,0012
Vigas	0,0024	NA
Grandes superficies planas	0,0019	NA

Por lo que se considerará unos valores de presión básica del viento a barlovento de 0.0024 MPa y una carga a sotavento 0.0012 MPa.

La carga de viento total no se deberá tomar menor que 4,4 N/mm en el plano de un cordón a barlovento ni 2,2 N/mm en el plano de un cordón a sotavento de un componente reticulado o en arco, ni se deberá tomar menor que 4,4 N/mm en componentes de vigas o vigas cajón.

Con los datos particulares se obtienen valores menores a los mínimos que se debe considerar por lo que se utilizarán los mínimos.



SOBRECARGAS DEBIDAS AL AGUA: WA

El puente ha sido diseñado para desaguar la máxima avenida de proyecto, y por lo tanto no se considerará ninguna sobrecarga hidrostática. La ausencia de pilas intermedias permite el no tener en cuenta los posibles arrastres causados por elementos flotantes que pudieran quedar retenidos.

FUERZA DE COLISIÓN DE UN VEHÍCULO: CT

Protección de las Estructuras

No es necesario considerar esto en el caso de estructuras protegidas por:

- Un terraplén;
- Una barrera antichoque estructuralmente independiente, instalada en el terreno y de 1370 mm de altura, ubicada a 3000 mm o menos del componente Protegido
- Una barrera de 1070 mm de altura ubicada a más de 3000 mm del componente protegido.

Como se dispone de una barrera antichoque que cumple la segunda condición, no se trata este efecto.

Esta excepción sólo se podrá aplicar si la barrera es estructural y geoméricamente capaz de sobrevivir el ensayo de impacto.

ACCIÓN SÍSMICA

Para el estudio de las acciones sísmicas sobre la construcción a realizar se ha empleado el "Reglamento Nacional de la Construcción" RNC-07, aprobada por el Ministerio de Transporte e Infraestructura en marzo del 2007, la cual forma parte de la dirección general de normas de la construcción y desarrollo urbano.

Según el Anejo 4: Efectos Sísmicos contenida en este documento, la carga actuante será tratada como una Fuerza horizontal de valor $F_s = 0.3 W_0$ siendo $F_s = 0.3 W_0$ el peso de la estructura.

2.3. FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGAS

La sollicitación mayorada total se tomará como:

$$Q = \sum \gamma_i Q_i$$

Donde:

γ_i = modificador de las cargas especificado en el Artículo 1.3.2

Q_i = sollicitaciones de las cargas aquí especificadas

γ_i = factores de carga especificados en las Tablas 1 y 2

Se han considerado los siguientes estados límites:

RESISTENCIA I – Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.

RESISTENCIA III – Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.

RESISTENCIA IV – Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las sollicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.

RESISTENCIA V – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.

EVENTO EXTREMO I – Combinación de cargas que incluye sismos.

SERVICIO I – Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores nominales.

También se relaciona con el control de las deflexiones de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.

SERVICIO II – Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.



FATIGA – Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño con la separación entre ejes especificada con anterioridad.

En la Tabla siguiente se especifican los factores de carga que se deben aplicar para las diferentes cargas que componen una combinación de cargas de diseño. Se deberán investigar todos los subconjuntos relevantes de las combinaciones de cargas.

Los factores se deberán seleccionar de manera de producir la solicitación total mayorada extrema. Para cada combinación de cargas se deberán investigar tanto los valores extremos positivos como los valores extremos negativos.

En las combinaciones de cargas en las cuales una solicitación reduce otra solicitación, a la carga que reduce la solicitación se le deberá aplicar el valor mínimo. Para las solicitaciones debidas a cargas permanentes, de la segunda Tabla se deberá seleccionar el factor de carga que produzca la combinación más crítica. Si la carga permanente aumenta la estabilidad o la capacidad de carga de un componente o puente, también se deberá investigar el valor mínimo del factor de carga para dicha carga permanente.

Para los puentes construidos por segmentos se deberá investigar la siguiente combinación en el estado límite de servicio:

$$DC + DW + EH + EV + ES + WA + CR + SH + TG + EL$$

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
										EQ	IC	CT	CV	
Estado Límite														
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TO}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TO}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TO}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ_{TO}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00	-
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	γ_{TO}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TO}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1,50	0,90
• En reposo	1,35	0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
EV: Empuje vertical del suelo		
• Estabilidad global	1,00	N/A
• Muros de sostenimiento y estribos	1,35	1,00
• Estructura rígida enterrada	1,30	0,90
• Marcos rígidos	1,35	0,90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1,95	0,90
• Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1,50	0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75



3. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

En este apartado se tratarán las características fundamentales de los materiales empleados para la construcción del puente.

3.1. HORMIGÓN

Se empleará hormigón de las siguientes características:

- Hormigón de limpieza:
Hormigón en Masa de 3000 PSI (equivalente a 20 N/mm²), de consistencia Plástica, con un tamaño máximo de árido de 25mm.
(HM-20 / P / 25)
- Hormigón en cimentaciones, estribos, pilas y tablero:
Hormigón Armado de 4500 PSI (equivalente a 31 N/mm²), de consistencia Plástica, con un tamaño máximo de árido de 20mm, en un ambiente C1.
(HA-30 / P / 20 / XC2)

Características mecánicas:

Las características mecánicas del hormigón tenidas en cuenta para el proceso de cálculo son las siguientes:

Resistencia específica a la compresión del concreto $f_c' = 17\text{MPa}$

Resistencia característica f_{ck}

- Hormigón en zapatas y estribos: 30N/mm²

- Hormigón en tablero y núcleo central: 30N/mm²

El modulo de elasticidad del hormigón se considera: $E = w_c^{1.5} * 0.043 \sqrt{f_c'} = 29440$

N/mm².

El coeficiente de poisson se tomará de 0,20.

El coeficiente de dilatación térmica se tomará de 0,00001 m/°Cm

3.2. ACERO PASIVO

Se empleará acero de la siguiente característica:

- Para la armadura pasiva se empleará acero de Grado 60 (equivalente a 420 MPa).
(B 400 S)

Características mecánicas:

Se caracteriza por tener un límite elástico de 400 N/mm²

3.3. NIVEL DE CONTROL

Control de materiales:

Se establecerá un control de los materiales cumpliendo las especificaciones establecidas en el Eurocódigo. Se fija un control normal para el hormigón para el acero pasivo.

Control de la ejecución:

Se realizará un control de la ejecución a nivel intenso.

4. DESARROLLO DE CÁLCULOS

4.1. TEORÍA DE CÁLCULO Y PROGRAMA INFORMÁTICO

Anteriormente se han indicado las distintas cargas según lo establecido en las Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD.

Para el cálculo de los esfuerzos del tablero y pilas, se ha utilizado el programa informático SAP 2000 versión 14.0; este programa realiza un cálculo mediante el método de elementos finitos de tipo barra, shell (membrana), y sólido. En el caso del tablero, el cálculo, al realizarse únicamente con elementos barra, se realiza con un método asimilable al cálculo matricial, para adquirir las reacciones en pilas y estribos se trabaja con un modelo sólido ya que se ha considerado que éste es un poco más preciso para estos casos.

Se considera, asimismo, que el cálculo es elástico no lineal o lineal, según se considere oportuno.

El cálculo de los estribos y cimentaciones se ha realizado con la ayuda del programa CYPE 2010, versión M. El programa considera varias hipótesis simples:

- Carga permanente del muro + empuje de tierras.
- Sobrecargas.
- Sismo.

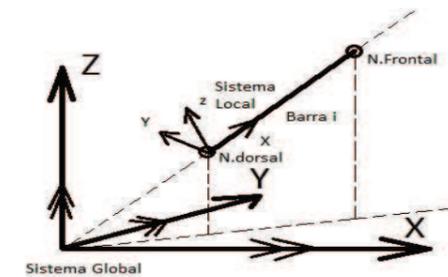
Las combinaciones que realiza el programa a partir de estas hipótesis son las correspondientes a la norma con que se calcule la obra, en este caso con el Eurocódigo, con los coeficientes de combinación adecuados. Debido al gran número de combinaciones que deben generarse por la aplicación de los coeficientes de combinación, que pueden ser varios para cada hipótesis simple, el programa muestra las gráficas correspondientes a las combinaciones significativas con coeficiente de combinación igual a la unidad, como son:

'Carga permanente y empuje de tierras con sobrecargas'; 'Carga permanente y empuje de tierras' y 'Carga permanente y empuje de tierras con porcentaje de sobrecarga y sismo'. Puede deducirse el efecto de una determinada hipótesis simple por la resta de estas combinaciones.

4.2. MODELO INTRODUCIDO EN EL TABLERO

Para la obtención de los esfuerzos del tablero se ha introducido un modelo tridimensional.

A continuación se presenta la dirección de los ejes locales y globales establecidos para cada barra.



El modelo 3D introducido consta de 4387 barras sin incluir las pilas ni el arco.

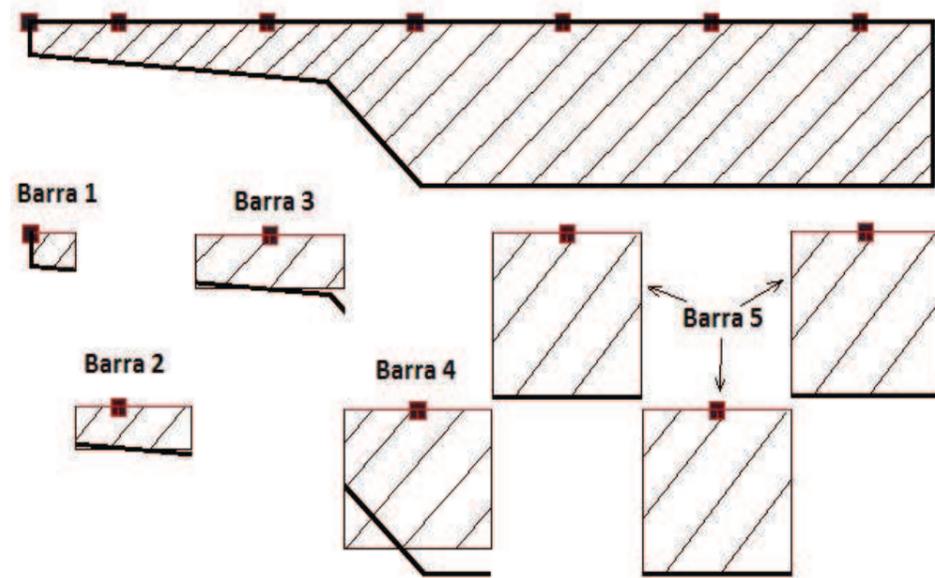
El tablero se ha modelizado como un emparillado de vigas siguiendo las recomendaciones de Javier Manterola en su libro "Puentes: Tomo I".

Está formado por una losa maciza, cuyas dimensiones se encuentran detalladas en la documentación gráfica del presente proyecto, que dividiremos en vigas longitudinales y transversales.

Vigas longitudinales:

Se han modelado vigas longitudinales de un metro de longitud cuya sección dependerá del área tributaria que le corresponda de la sección del tablero. En el modelo las vigas longitudinales como las transversales no tienen peso propio, el cual se ha añadido

posteriormente como una carga adicional y que se explicará con detalle en el apartado de cargas. . El área para formar la sección de las vigas se ha repartido de forma rectangular , teniendo uno de sus lados de 1 metro.

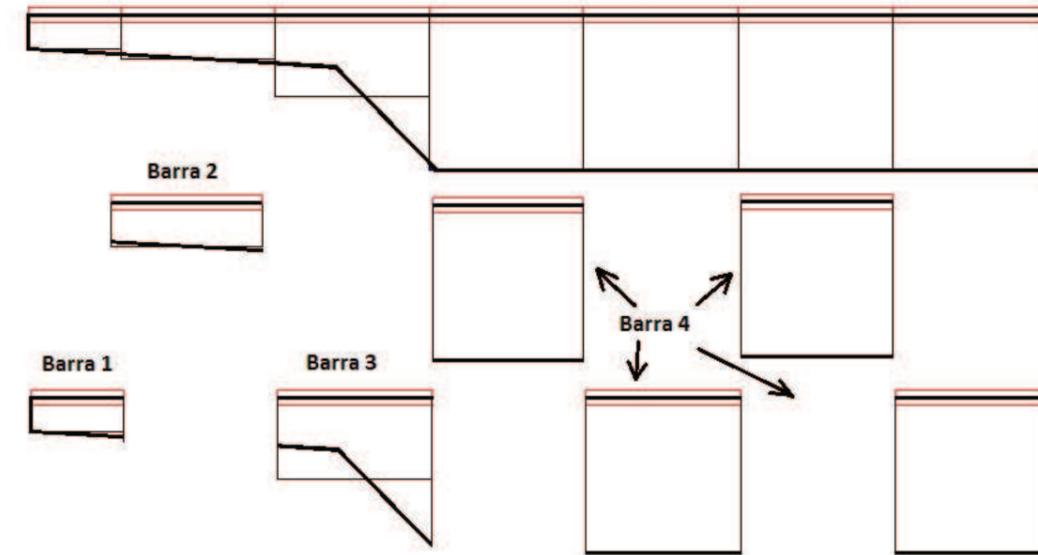


Los parámetros de cada barra vienen indicados en la siguiente tabla:

Tipo de barra	Área (m2)	Peso Propio(KN/m)
Barra Long. 1	0,0634	1,585
Barra Long. 2	0,2020	5,05
Barra Long. 3	0,3246	8,115
Barra Long. 4	0,8487	21,2175
Barra Long. 5	1	25

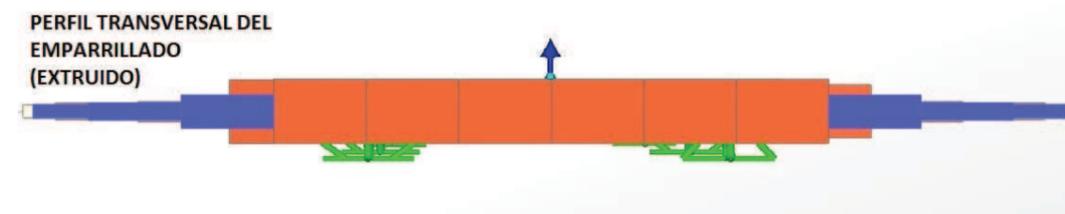
Vigas transversales:

Se han modelado vigas transversales de un metro de longitud cuya sección dependerá del área tributaria que le corresponda de la sección del tablero. El área para formar la sección de las vigas se ha repartido de forma rectangular , teniendo uno de sus lados de 1 metro.



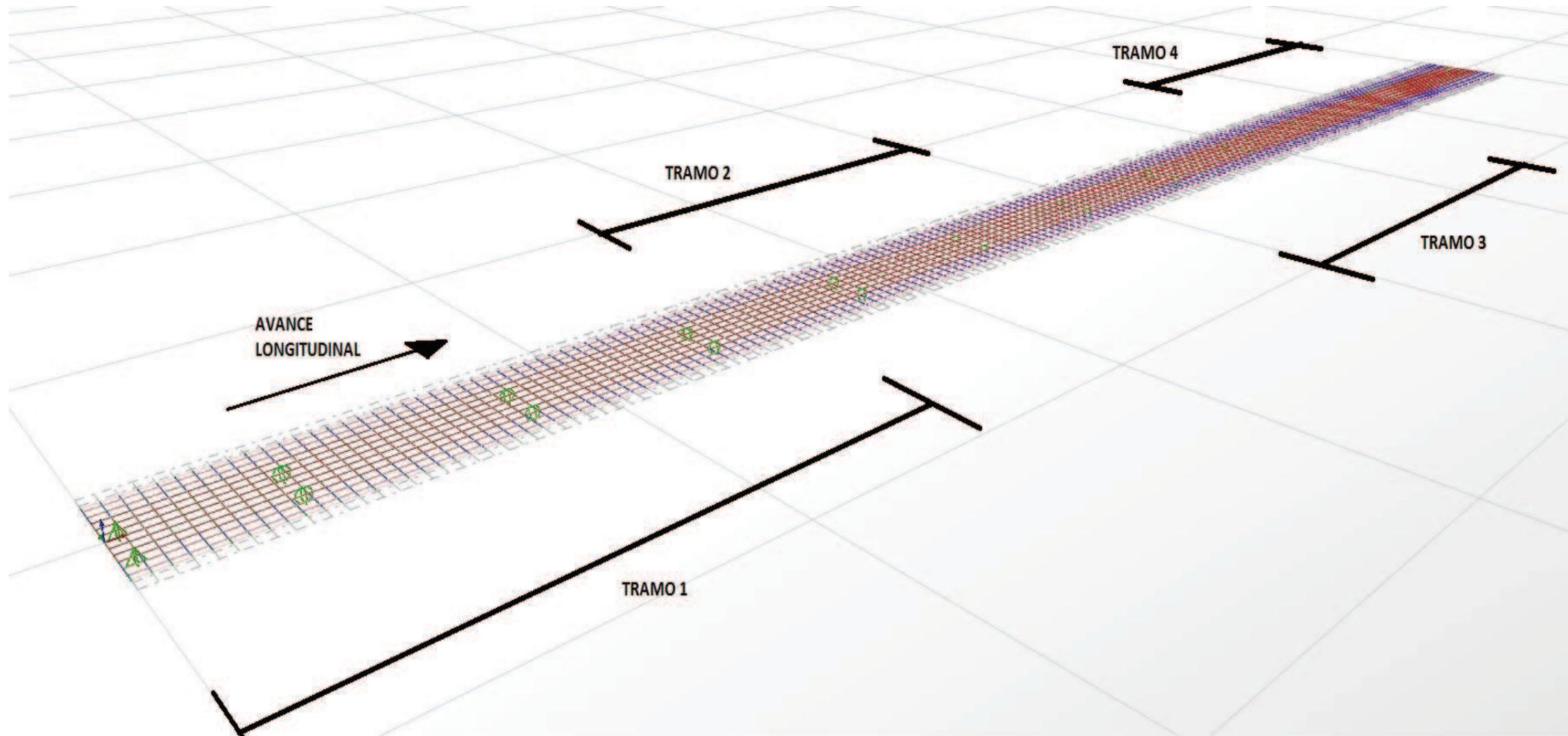
Los parámetros de cada barra vienen indicados en la siguiente tabla:

Tipo de barra	Área (m2)	Peso Propio(KN/m)
Barra Long. 1	0,1335	3,3375
Barra Long. 2	0,2825	7,0625
Barra Long. 3	0,5238	13,095
Barra Long. 4	1	25





Perspectiva del modelo:





110480	1461	2602	4137	4138	4139	4140	4141	4142	2604	1463	1464
110456	1456	2599	4131	4132	4133	4134	4135	4136	2601	1458	1459
110430	1451	2596	4125	4126	4127	4128	4129	4130	2598	1453	1454
110404	1446	2593	4119	4120	4121	4122	4123	4124	2595	1448	1449
110378	1441	2590	4113	4114	4115	4116	4117	4118	2592	1443	1444
110352	1436	2587	4107	4108	4109	4110	4111	4112	2589	1438	1439
110326	1431	2584	4101	4102	4103	4104	4105	4106	2586	1433	1434
110300	1426	2581	4095	4096	4097	4098	4099	4100	2583	1428	1429
110274	1421	2578	4089	4090	4091	4092	4093	4094	2580	1423	1424
110248	1416	2575	4083	4084	4085	4086	4087	4088	2577	1418	1419
110222	1411	2572	4077	4078	4079	4080	4081	4082	2574	1413	1414
110196	1406	2569	4071	4072	4073	4074	4075	4076	2571	1408	1409
110170	1401	2566	4065	4066	4067	4068	4069	4070	2568	1403	1404
110144	1396	2563	4059	4060	4061	4062	4063	4064	2565	1398	1399
110118	1391	2560	4053	4054	4055	4056	4057	4058	2562	1393	1394
110092	1386	2557	4047	4048	4049	4050	4051	4052	2559	1388	1389
110066	1381	2554	4041	4042	4043	4044	4045	4046	2556	1383	1384
110040	1376	2551	4035	4036	4037	4038	4039	4040	2553	1378	1379
110014	1371	2548	4029	4030	4031	4032	4033	4034	2550	1373	1374
109988	1366	2545	4023	4024	4025	4026	4027	4028	2547	1368	1369
109962	1361	2542	4017	4018	4019	4020	4021	4022	2544	1363	1364
109936	1356	2539	4011	4012	4013	4014	4015	4016	2541	1358	1359
109910	1351	2536	4005	4006	4007	4008	4009	4010	2538	1353	1354
109884	1346	2533	3999	4000	4001	4002	4003	4004	2535	1348	1349
109858	1341	2530	3993	3994	3995	3996	3997	3998	2532	1343	1344
109832	1336	2527	3987	3988	3989	3990	3991	3992	2529	1338	1339
109806	1331	2524	3981	3982	3983	3984	3985	3986	2526	1333	1334
109780	1326	2521	3975	3976	3977	3978	3979	3980	2523	1328	1329
109754	1321	2518	3969	3970	3971	3972	3973	3974	2520	1323	1324
109728	1316	2515	3963	3964	3965	3966	3967	3968	2517	1318	1319
109702	1311	2512	3957	3958	3959	3960	3961	3962	2514	1313	1314
109676	1306	2509	3951	3952	3953	3954	3955	3956	2511	1308	1309
109650	1301	2506	3945	3946	3947	3948	3949	3950	2508	1303	1304
109624	1296	2503	3939	3940	3941	3942	3943	3944	2505	1298	1299
109598	1291	2500	3933	3934	3935	3936	3937	3938	2502	1293	1294
109572	1286	2497	3927	3928	3929	3930	3931	3932	2499	1288	1289
109546	1281	2494	3921	3922	3923	3924	3925	3926	2496	1283	1284
109520	1276	2491	3915	3916	3917	3918	3919	3920	2493	1278	1279
109494	1271	2488	3909	3910	3911	3912	3913	3914	2490	1273	1274
109468	1266	2485	3903	3904	3905	3906	3907	3908	2487	1268	1269
109442	1261	2482	3897	3898	3899	3900	3901	3902	2484	1263	1264
109416	1256	2479	3891	3892	3893	3894	3895	3896	2481	1258	1259
109390	1251	2476	3885	3886	3887	3888	3889	3890	2478	1253	1254
109364	1246	2473	3879	3880	3881	3882	3883	3884	2475	1248	1249
109338	1241	2470	3873	3874	3875	3876	3877	3878	2472	1243	1244

↑
AVANCE
LONGITUDINAL

110480	1461	2602	4137	4138	4139	4140	4141	4142	2604	1463	1464
110456	1456	2599	4131	4132	4133	4134	4135	4136	2601	1458	1459
110430	1451	2596	4125	4126	4127	4128	4129	4130	2598	1453	1454
110404	1446	2593	4119	4120	4121	4122	4123	4124	2595	1448	1449
110378	1441	2590	4113	4114	4115	4116	4117	4118	2592	1443	1444
110352	1436	2587	4107	4108	4109	4110	4111	4112	2589	1438	1439
110326	1431	2584	4101	4102	4103	4104	4105	4106	2586	1433	1434
110300	1426	2581	4095	4096	4097	4098	4099	4100	2583	1428	1429
110274	1421	2578	4089	4090	4091	4092	4093	4094	2580	1423	1424
110248	1416	2575	4083	4084	4085	4086	4087	4088	2577	1418	1419
110222	1411	2572	4077	4078	4079	4080	4081	4082	2574	1413	1414
110196	1406	2569	4071	4072	4073	4074	4075	4076	2571	1408	1409
110170	1401	2566	4065	4066	4067	4068	4069	4070	2568	1403	1404
110144	1396	2563	4059	4060	4061	4062	4063	4064	2565	1398	1399
110118	1391	2560	4053	4054	4055	4056	4057	4058	2562	1393	1394
110092	1386	2557	4047	4048	4049	4050	4051	4052	2559	1388	1389
110066	1381	2554	4041	4042	4043	4044	4045	4046	2556	1383	1384
110040	1376	2551	4035	4036	4037	4038	4039	4040	2553	1378	1379
110014	1371	2548	4029	4030	4031	4032	4033	4034	2550	1373	1374
109988	1366	2545	4023	4024	4025	4026	4027	4028	2547	1368	1369
109962	1361	2542	4017	4018	4019	4020	4021	4022	2544	1363	1364
109936	1356	2539	4011	4012	4013	4014	4015	4016	2541	1358	1359
109910	1351	2536	4005	4006	4007	4008	4009	4010	2538	1353	1354
109884	1346	2533	3999	4000	4001	4002	4003	4004	2535	1348	1349
109858	1341	2530	3993	3994	3995	3996	3997	3998	2532	1343	1344
109832	1336	2527	3987	3988	3989	3990	3991	3992	2529	1338	1339
109806	1331	2524	3981	3982	3983	3984	3985	3986	2526	1333	1334
109780	1326	2521	3975	3976	3977	3978	3979	3980	2523	1328	1329
109754	1321	2518	3969	3970	3971	3972	3973	3974	2520	1323	1324
109728	1316	2515	3963	3964	3965	3966	3967	3968	2517	1318	1319
109702	1311	2512	3957	3958	3959	3960	3961	3962	2514	1313	1314
109676	1306	2509	3951	3952	3953	3954	3955	3956	2511	1308	1309
109650	1301	2506	3945	3946	3947	3948	3949	3950	2508	1303	1304
109624	1296	2503	3939	3940	3941	3942	3943	3944	2505	1298	1299
109598	1291	2500	3933	3934	3935	3936	3937	3938	2502	1293	1294
109572	1286	2497	3927	3928	3929	3930	3931	3932	2499	1288	1289
109546	1281	2494	3921	3922	3923	3924	3925	3926	2496	1283	1284
109520	1276	2491	3915	3916	3917	3918	3919	3920	2493	1278	1279
109494	1271	2488	3909	3910	3911	3912	3913	3914	2490	1273	1274
109468	1266	2485	3903	3904	3905	3906	3907	3908	2487	1268	1269
109442	1261	2482	3897	3898	3899	3900	3901	3902	2484	1263	1264
109416	1256	2479	3891	3892	3893	3894	3895	3896	2481	1258	1259
109390	1251	2476	3885	3886	3887	3888	3889	3890	2478	1253	1254
109364	1246	2473	3879	3880	3881	3882	3883	3884	2475	1248	1249
109338	1241	2470	3873	3874	3875	3876	3877	3878	2472	1243	1244

↑
AVANCE
LONGITUDINAL



1896	1896	2863	4659	4660	4661	4662	4663	4664	2865	1898	1899
1897	1897	2864	4660	4661	4662	4663	4664	2865	1899	1899	1900
1898	1898	2865	4661	4662	4663	4664	2866	1900	1900	1900	1901
1899	1899	2866	4662	4663	4664	2867	1901	1901	1901	1901	1902
1900	1900	2867	4663	4664	2868	1902	1902	1902	1902	1902	1903
1901	1901	2868	4664	2869	1903	1903	1903	1903	1903	1903	1904
1902	1902	2869	4665	2870	1904	1904	1904	1904	1904	1904	1905
1903	1903	2870	4666	2871	1905	1905	1905	1905	1905	1905	1906
1904	1904	2871	4667	2872	1906	1906	1906	1906	1906	1906	1907
1905	1905	2872	4668	2873	1907	1907	1907	1907	1907	1907	1908
1906	1906	2873	4669	2874	1908	1908	1908	1908	1908	1908	1909
1907	1907	2874	4670	2875	1909	1909	1909	1909	1909	1909	1910
1908	1908	2875	4671	2876	1910	1910	1910	1910	1910	1910	1911
1909	1909	2876	4672	2877	1911	1911	1911	1911	1911	1911	1912
1910	1910	2877	4673	2878	1912	1912	1912	1912	1912	1912	1913
1911	1911	2878	4674	2879	1913	1913	1913	1913	1913	1913	1914
1912	1912	2879	4675	2880	1914	1914	1914	1914	1914	1914	1915
1913	1913	2880	4676	2881	1915	1915	1915	1915	1915	1915	1916
1914	1914	2881	4677	2882	1916	1916	1916	1916	1916	1916	1917
1915	1915	2882	4678	2883	1917	1917	1917	1917	1917	1917	1918
1916	1916	2883	4679	2884	1918	1918	1918	1918	1918	1918	1919
1917	1917	2884	4680	2885	1919	1919	1919	1919	1919	1919	1920
1918	1918	2885	4681	2886	1920	1920	1920	1920	1920	1920	1921
1919	1919	2886	4682	2887	1921	1921	1921	1921	1921	1921	1922
1920	1920	2887	4683	2888	1922	1922	1922	1922	1922	1922	1923
1921	1921	2888	4684	2889	1923	1923	1923	1923	1923	1923	1924
1922	1922	2889	4685	2890	1924	1924	1924	1924	1924	1924	1925
1923	1923	2890	4686	2891	1925	1925	1925	1925	1925	1925	1926
1924	1924	2891	4687	2892	1926	1926	1926	1926	1926	1926	1927
1925	1925	2892	4688	2893	1927	1927	1927	1927	1927	1927	1928
1926	1926	2893	4689	2894	1928	1928	1928	1928	1928	1928	1929
1927	1927	2894	4690	2895	1929	1929	1929	1929	1929	1929	1930
1928	1928	2895	4691	2896	1930	1930	1930	1930	1930	1930	1931
1929	1929	2896	4692	2897	1931	1931	1931	1931	1931	1931	1932
1930	1930	2897	4693	2898	1932	1932	1932	1932	1932	1932	1933
1931	1931	2898	4694	2899	1933	1933	1933	1933	1933	1933	1934
1932	1932	2899	4695	2900	1934	1934	1934	1934	1934	1934	1935
1933	1933	2900	4696	2901	1935	1935	1935	1935	1935	1935	1936
1934	1934	2901	4697	2902	1936	1936	1936	1936	1936	1936	1937
1935	1935	2902	4698	2903	1937	1937	1937	1937	1937	1937	1938
1936	1936	2903	4699	2904	1938	1938	1938	1938	1938	1938	1939
1937	1937	2904	4700	2905	1939	1939	1939	1939	1939	1939	1940
1938	1938	2905	4701	2906	1940	1940	1940	1940	1940	1940	1941
1939	1939	2906	4702	2907	1941	1941	1941	1941	1941	1941	1942
1940	1940	2907	4703	2908	1942	1942	1942	1942	1942	1942	1943
1941	1941	2908	4704	2909	1943	1943	1943	1943	1943	1943	1944
1942	1942	2909	4705	2910	1944	1944	1944	1944	1944	1944	1945
1943	1943	2910	4706	2911	1945	1945	1945	1945	1945	1945	1946
1944	1944	2911	4707	2912	1946	1946	1946	1946	1946	1946	1947
1945	1945	2912	4708	2913	1947	1947	1947	1947	1947	1947	1948
1946	1946	2913	4709	2914	1948	1948	1948	1948	1948	1948	1949
1947	1947	2914	4710	2915	1949	1949	1949	1949	1949	1949	1950
1948	1948	2915	4711	2916	1950	1950	1950	1950	1950	1950	1951
1949	1949	2916	4712	2917	1951	1951	1951	1951	1951	1951	1952
1950	1950	2917	4713	2918	1952	1952	1952	1952	1952	1952	1953
1951	1951	2918	4714	2919	1953	1953	1953	1953	1953	1953	1954
1952	1952	2919	4715	2920	1954	1954	1954	1954	1954	1954	1955
1953	1953	2920	4716	2921	1955	1955	1955	1955	1955	1955	1956
1954	1954	2921	4717	2922	1956	1956	1956	1956	1956	1956	1957
1955	1955	2922	4718	2923	1957	1957	1957	1957	1957	1957	1958
1956	1956	2923	4719	2924	1958	1958	1958	1958	1958	1958	1959
1957	1957	2924	4720	2925	1959	1959	1959	1959	1959	1959	1960
1958	1958	2925	4721	2926	1960	1960	1960	1960	1960	1960	1961
1959	1959	2926	4722	2927	1961	1961	1961	1961	1961	1961	1962
1960	1960	2927	4723	2928	1962	1962	1962	1962	1962	1962	1963
1961	1961	2928	4724	2929	1963	1963	1963	1963	1963	1963	1964
1962	1962	2929	4725	2930	1964	1964	1964	1964	1964	1964	1965
1963	1963	2930	4726	2931	1965	1965	1965	1965	1965	1965	1966
1964	1964	2931	4727	2932	1966	1966	1966	1966	1966	1966	1967
1965	1965	2932	4728	2933	1967	1967	1967	1967	1967	1967	1968
1966	1966	2933	4729	2934	1968	1968	1968	1968	1968	1968	1969
1967	1967	2934	4730	2935	1969	1969	1969	1969	1969	1969	1970
1968	1968	2935	4731	2936	1970	1970	1970	1970	1970	1970	1971
1969	1969	2936	4732	2937	1971	1971	1971	1971	1971	1971	1972
1970	1970	2937	4733	2938	1972	1972	1972	1972	1972	1972	1973
1971	1971	2938	4734	2939	1973	1973	1973	1973	1973	1973	1974
1972	1972	2939	4735	2940	1974	1974	1974	1974	1974	1974	1975
1973	1973	2940	4736	2941	1975	1975	1975	1975	1975	1975	1976
1974	1974	2941	4737	2942	1976	1976	1976	1976	1976	1976	1977
1975	1975	2942	4738	2943	1977	1977	1977	1977	1977	1977	1978
1976	1976	2943	4739	2944	1978	1978	1978	1978	1978	1978	1979
1977	1977	2944	4740	2945	1979	1979	1979	1979	1979	1979	1980
1978	1978	2945	4741	2946	1980	1980	1980	1980	1980	1980	1981
1979	1979	2946	4742	2947	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1982
1980	1980	2947	4743	2948	1982	1982	1982	1982	1982	1982	1983
1981	1981	2948	4744	2949	1983	1983	1983	1983	1983	1983	1984
1982	1982	2949	4745	2950	1984	1984	1984	1984	1984	1984	1985
1983	1983	2950	4746	2951	1985	1985	1985	1985	1985	1985	1986
1984	1984	2951	4747	2952	1986	1986	1986	1986	1986	1986	1987
1985	1985	2952	4748	2953	1987	1987	1987	1987	1987	1987	1988
1986	1986	2953	4749	2954	1988	1988	1988	1988	1988	1988	1989
1987	1987	2954	4750	2955	1989	1989	1989	1989	1989	1989	1990
1988	1988	2955	4751	2956	1990	1990	1990	1990	1990	1990	1991
1989	1989	2956	4752	2957	1991	1991	1991	1991	1991	1991	1992
1990	1990	2957	4753	2958	1992	1992	1992	1992	1992	1992	1993
1991	1991	2958	4754	2959	1993	1993	1993	1993	1993	1993	1994
1992	1992	2959	4755	2960	1994	1994	1994	1994	1994	1994	1995
1993	1993	2960	4756	2961	1995	1995	1995	1995	1995	1995	1996
1994	1994	2961	4757	2962	1996	1996	1996	1996	1996	1996	1997
1995	1995	2962	4758	2963	1997	1997	1997	1997	1997	1997	1998
1996	1996	2963	4759	2964	1998	1998	1998	1998	1998	1998	1999
1997	1997	2964	4760	2965	1999	1999	1999	1999	1999	1999	2000
1998	1998	2965	4761	2966	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2001
1999	1999	2966	4762	2967	2001	2001	2001	2001	2001	2001	2002
2000	2000	2967	4763	2968	2002	2002	2002	2002	2002	2002	2003
2001	2001	2968	4764	2969	2003	2003	2003	2003	2003	2003	2004
2002	2002	2969	4765	2970	2004	2004	2004	2004	2004	2004	2005
2003	2003	2970	4766	2971	2005	2005	2005				

En las imágenes anteriores quedan definidos los nombres de cada barra en el emparrillado según el modelo que se ha diseñado.

4.3. ESTADOS DE CARGAS CONSIDERADOS

4.3.1. PESO PROPIO

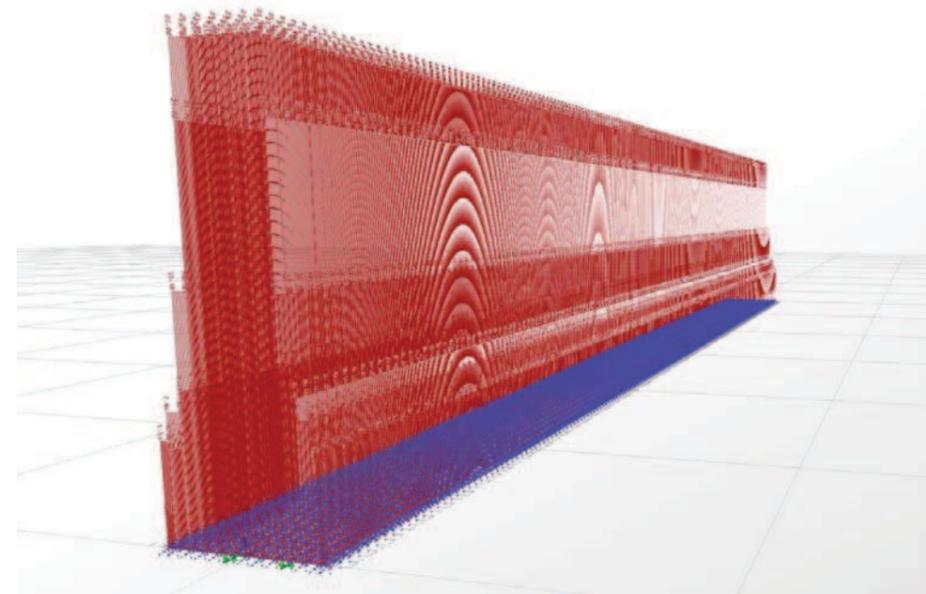
Las cargas debidas al peso propio se han colocado manualmente como cargas distribuidas encima de cada una de las vigas. Para ello se han calculado previamente el peso de cada barra (descrito en las tablas del apartado anterior para cada tipo de viga).

Material	Densidad
Hormigón	25 KN/m ³

Tanto las vigas longitudinales como las transversales soportan la carga del peso propio. Esto produce un aumento considerable de esfuerzos ya que prácticamente doblamos las cargas que se generarían en caso de que el tablero fuera el real.

Anteriormente se ha elaborado otro modelo de tipo solido con el que se calcularon las reacciones en los apoyos y que se describirá posteriormente en el apartado de reacciones en las pilas. Según este modelo, cuyas cargas del peso propio eran mucho más aproximadas al real, se han conseguido unas reacciones que podemos comparar con un análisis previo del modelo emparrillado. Comparando estos valores se ha aplicado un factor de reducción a todas las cargas del peso propio convirtiendo el modelo en una aproximación muy fiable para obtener nuestros esfuerzos.

A continuación se incluye una foto del reparto de las cargas del peso propio en el modelo emparrillado.



4.3.2. CARGAS MUERTAS

Las cargas muertas son las debidas al peso de los pavimentos y acabados del puente, tales como mezclas bituminosas, aceras, barandillas, barreras de protección, etc.

Las cargas muertas superficiales y aquellas otras debidas a elementos lineales de protección o acabados del puente, se introducen como carga uniformemente repartida en las vigas longitudinales del tablero. Los valores que se muestran a continuación corresponden a las cargas muertas aplicadas en nuestro tablero.

El pavimento ocupará la totalidad de la superficie del tablero mientras q la baranda ira en los extremos transversales del mismo.

Tipo	Carga
Pavimento	7,2 KN/m ²
Baranda	2KN/m

4.3.1. SOBRECARGA VEHICULAR

Esta sobrecarga se introduce como carga uniformemente repartida en las vigas transversales del tablero.

Su situación comprende 3 metros a ambos lados del eje longitudinal del tablero.

Los valores que se han considerado se obtiene de multiplicar el valor de la carga por el área tributaria de cada barra, dividiendo posteriormente por la longitud de la misma. Los valores tomados son:

Barras trasversales: 3,1 kN/m

4.3.2. TANDEM Y CAMIÓN DE DISEÑO

Dada la propia disposición geométrica del puente y del modelo introducido, con vigas longitudinales cada 1 m, los vehículos se introducen como cargas puntuales actuantes sobre los nudos del tablero, en la banda dispuesta para circulación de vehículos.

Para la obtención de los esfuerzos más desfavorables en cada una de las diferentes barras, se han introducido 6 estados de carga diferentes que simulan todas las posiciones posibles que pueden adoptar el tandem y el camión de diseño en el tablero.

Dado que la separación entre vigas longitudinales es de 1 m, como ya se ha indicado, se ha supuesto en cada uno de los estados previstos que las cargas puntuales de las ruedas de cada vehículo tengan una distribución similar a las medidas dadas por las Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD.

4.3.3. ESFUERZOS OBTENIDOS

Se presentan a continuación unos listados con los esfuerzos obtenidos para las distintas cargas y eventos introducidos.

Debido a la cantidad de información vertida por el programa de cálculo (SAP2000), se ha optado por mostrar solo aquellos esfuerzos que han sido relevantes a la hora del cálculo de la armadura y de las distintas comprobaciones del tablero.

De todos los eventos calculados se mostraran a continuación los dos que han sido más desfavorables tanto para los axiles, para los momentos flectores y para el cortante.

Evento extremo 1A:

Según las Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD y con el tandem situado en el vano comprendido entre el estribo y la Pila 1.

Evento extremo 2A:

Según las Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD y con el tandem situado en el vano comprendido entre el Pila 1 y la Pila 2, lo más próximo posible a la Pila 2 sin situarse encima de ella.

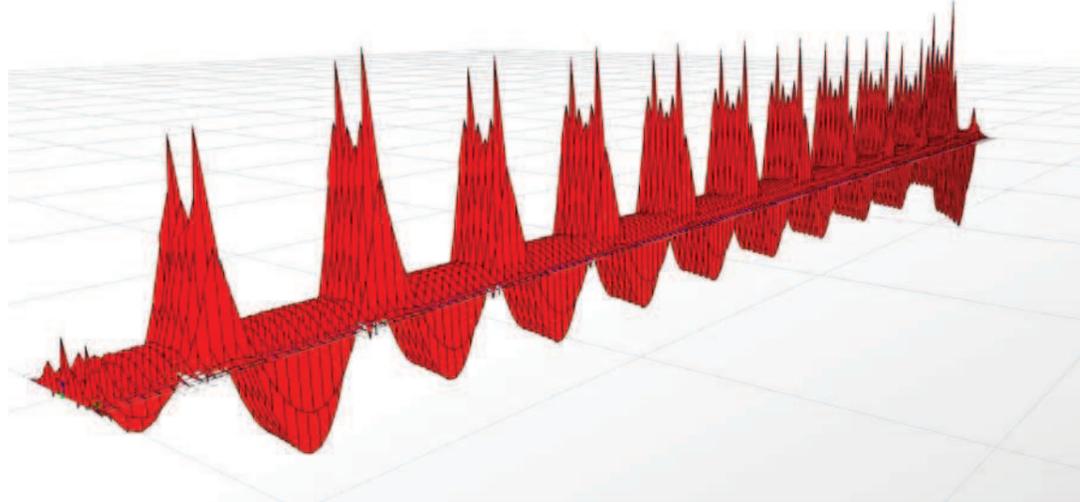


El criterio de signos considerado en los listados de esfuerzos es el siguiente:

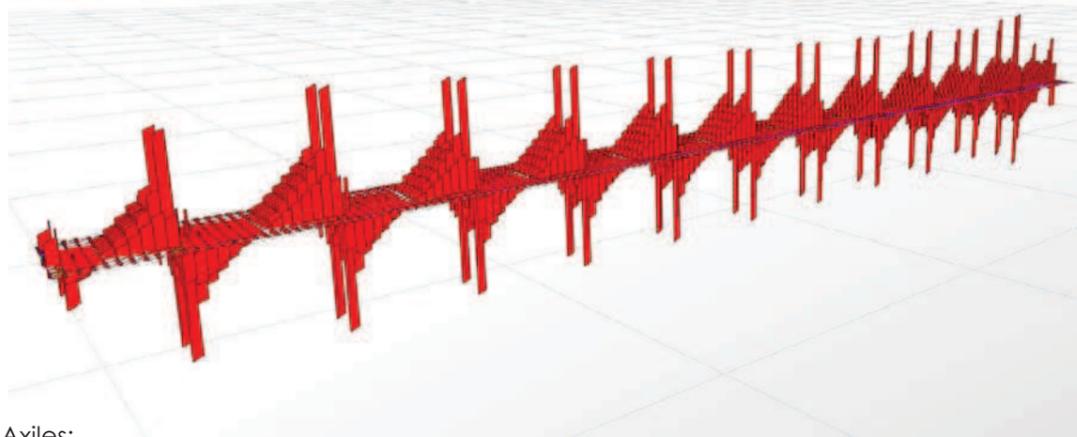


A continuación se muestran los diagramas de los diferentes esfuerzos en el tablero.

Momentos flectores:



Cortantes:



Axiles:

Los axiles son prácticamente nulos, por lo que no quedan representados gráficamente.

Tablas de esfuerzos

Como se ha mencionado anteriormente solo se van a mostrar en este anejo aquellos esfuerzos máximos que se hayan utilizado para obtener la mayor cuantía de armadura o para las comprobaciones necesarias.

Las tablas de esfuerzos mostradas a continuación contienen la siguiente información:

- Barra: número de barra en la que nos encontramos según la nomenclatura descrita previamente.
- Station: punto dentro de la barra, ya que cada barra mide 1 metro de longitud, en el inicio "0", en el medio "0.5" y al final "1".
- Evento: en nuestro caso como ya se ha explicado, dos eventos, extremo 1A y extremo 2A.
- P: axil
- V2: cortante vertical
- V3: cortante horizontal
- T: torsor
- M2: momento en Z
- M3: momento en Y



Momentos flectores:

Momento máximo negativo. Situado encima del Pilar 1 y a 2 metros del eje del tablero.

Barra	Station	Evento	P	V2	V3	I	M2	M3
Text	m	KN	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
3157	0	Extremo 1A	46,47	1457,7	-0,043	-1,4786	-0,7385	-1388,67
3157	0,5	Extremo 1A	46,47	1479,5	-0,043	-1,4786	-0,7171	-2122,97
3157	1	Extremo 1A	46,47	1501,3	-0,043	-1,4786	-0,6956	-2868,17
3157	0	Extremo 2A	5,351	1666,54	0,256	-66,7899	0,0537	-1109,1
3157	0,5	Extremo 2A	5,351	1688,33	0,256	-66,7899	-0,0744	-1947,81
3157	1	Extremo 2A	5,351	1710,13	0,256	-66,7899	-0,2025	-2797,43
3158	0	Extremo 1A	46,822	-1639,27	-0,041	66,6026	-0,7348	-2870,64
3158	0,5	Extremo 1A	46,822	-1617,47	-0,041	66,6026	-0,7142	-2056,45
3158	1	Extremo 1A	46,822	-1595,68	-0,041	66,6026	-0,6935	-1253,17
3158	0	Extremo 2A	-0,769	-1602,8	0,172	-4,1451	0,054	-2800,95
3158	0,5	Extremo 2A	-0,769	-1581	0,172	-4,1451	-0,0322	-2005
3158	1	Extremo 2A	-0,769	-1559,2	0,172	-4,1451	-0,1183	-1219,95
3159	0	Extremo 1A	47,253	-902,616	-0,034	106,054	-0,7276	-1443,72
3159	0,5	Extremo 1A	47,253	-880,818	-0,034	106,054	-0,7108	-997,857
3159	1	Extremo 1A	47,253	-859,021	-0,034	106,054	-0,694	-562,898
3159	0	Extremo 2A	-2,527	-831,718	0,086	36,9588	0,0153	-1416,29
3159	0,5	Extremo 2A	-2,527	-809,921	0,086	36,9588	-0,0279	-1005,88
3159	1	Extremo 2A	-2,527	-788,123	0,086	36,9588	-0,0711	-606,365

Momento máximo positivo. Situado en el centro del Vano 1 entre la Pila 1 y el estribo a 2 metros del eje del tablero.

Barra	Station	Evento	P	V2	V3	I	M2	M3
Text	m	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m
3164	0	Extremo 1A	40,124	-312,18	0,24	38,1458	-0,5331	1468,88
3164	0,5	Extremo 1A	40,124	-290,383	0,24	38,1458	-0,6528	1619,52
3164	1	Extremo 1A	40,124	-268,585	0,24	38,1458	-0,7726	1759,26
3164	0	Extremo 2A	-1,077	-215,7	-0,042	10,848	-0,0325	1087,98
3164	0,5	Extremo 2A	-1,077	-193,902	-0,042	10,848	-0,0118	1190,38
3164	1	Extremo 2A	-1,077	-172,105	-0,042	10,848	0,009	1281,88
3165	0	Extremo 1A	22,822	-120,778	0,27	-4,3604	-0,2268	1768,91
3165	0,5	Extremo 1A	22,822	-98,981	0,27	-4,3604	-0,3619	1823,85
3165	1	Extremo 1A	22,822	-77,183	0,27	-4,3604	-0,4971	1867,89
3165	0	Extremo 2A	-0,803	-120,207	-0,041	1,7697	-0,0298	1285,26
3165	0,5	Extremo 2A	-0,803	-98,41	-0,041	1,7697	-0,0094	1339,91
3165	1	Extremo 2A	-0,803	-76,612	-0,041	1,7697	0,0111	1383,67
3166	0	Extremo 1A	5,532	70,608	0,231	-46,963	0,0446	1865,37
3166	0,5	Extremo 1A	5,532	92,405	0,231	-46,963	-0,0709	1824,62
3166	1	Extremo 1A	5,532	114,203	0,231	-46,963	-0,1863	1772,97
3166	0	Extremo 2A	-0,593	-25	-0,039	-7,6518	-0,0267	1385,11
3166	0,5	Extremo 2A	-0,593	-3,203	-0,039	-7,6518	-0,0074	1392,16
3166	1	Extremo 2A	-0,593	18,595	-0,039	-7,6518	0,0119	1388,31

Cortante Vertical:

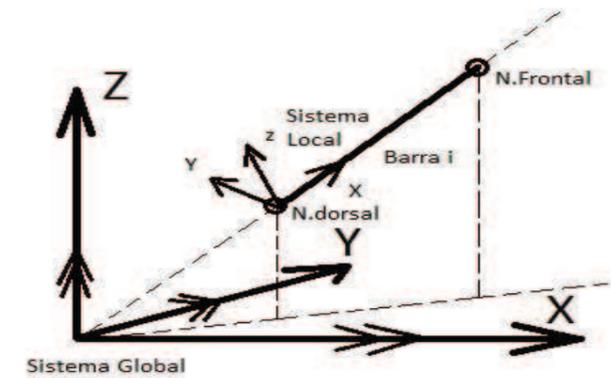
Cortante máximo. Situado encima del Pilar 1.

Barra	Station	Evento	P	V2	V3	I	M2	M3
Text	m	KN	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
3156	0	Extremo 1A	46,195	720,241	-0,041	-41,4782	-0,7399	-832,229
3156	0,5	Extremo 1A	46,195	742,039	-0,041	-41,4782	-0,7195	-1197,8
3156	1	Extremo 1A	46,195	763,836	-0,041	-41,4782	-0,699	-1574,27
3156	0	Extremo 2A	22,687	789,384	0,291	-84,284	-0,2192	-494,563
3156	0,5	Extremo 2A	22,687	811,181	0,291	-84,284	-0,3647	-894,704
3156	1	Extremo 2A	22,687	832,979	0,291	-84,284	-0,5102	-1305,74
3157	0	Extremo 1A	46,47	1457,7	-0,043	-1,4786	-0,7385	-1388,67
3157	0,5	Extremo 1A	46,47	1479,5	-0,043	-1,4786	-0,7171	-2122,97
3157	1	Extremo 1A	46,47	1501,3	-0,043	-1,4786	-0,6956	-2868,17
3157	0	Extremo 2A	5,351	1666,54	0,256	-66,7899	0,0537	-1109,1
3157	0,5	Extremo 2A	5,351	1688,33	0,256	-66,7899	-0,0744	-1947,81
3157	1	Extremo 2A	5,351	1710,13	0,256	-66,7899	-0,2025	-2797,43
3158	0	Extremo 1A	46,822	-1639,27	-0,041	66,6026	-0,7348	-2870,64
3158	0,5	Extremo 1A	46,822	-1617,47	-0,041	66,6026	-0,7142	-2056,45
3158	1	Extremo 1A	46,822	-1595,68	-0,041	66,6026	-0,6935	-1253,17
3158	0	Extremo 2A	-0,769	-1602,8	0,172	-4,1451	0,054	-2800,95
3158	0,5	Extremo 2A	-0,769	-1581	0,172	-4,1451	-0,0322	-2005
3158	1	Extremo 2A	-0,769	-1559,2	0,172	-4,1451	-0,1183	-1219,95

4.4. MODELO INTRODUCIDO EN LAS PILAS Y EL ARCO

Para la obtención de los esfuerzos en las pilas se ha introducido un modelo tridimensional de elementos sólidos y lineares(barras).

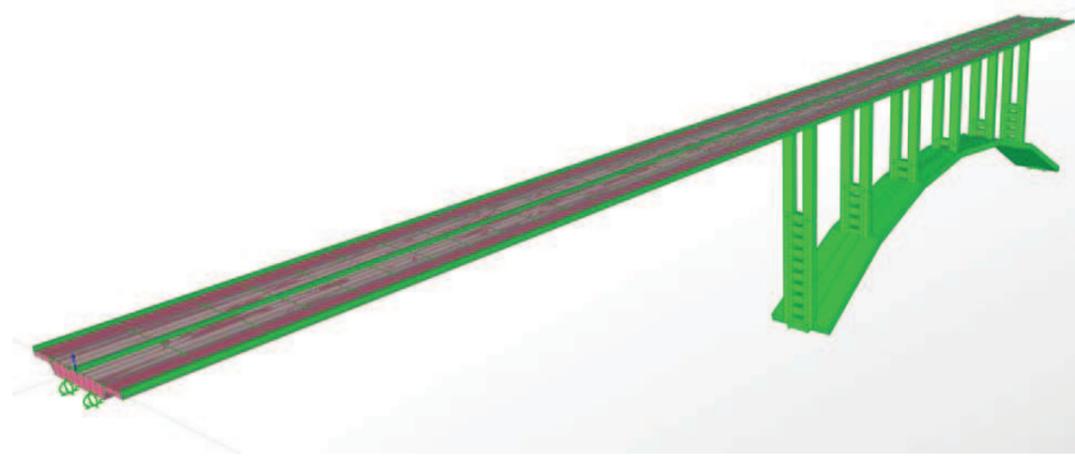
A continuación se presenta la dirección de los ejes locales y globales establecidos.



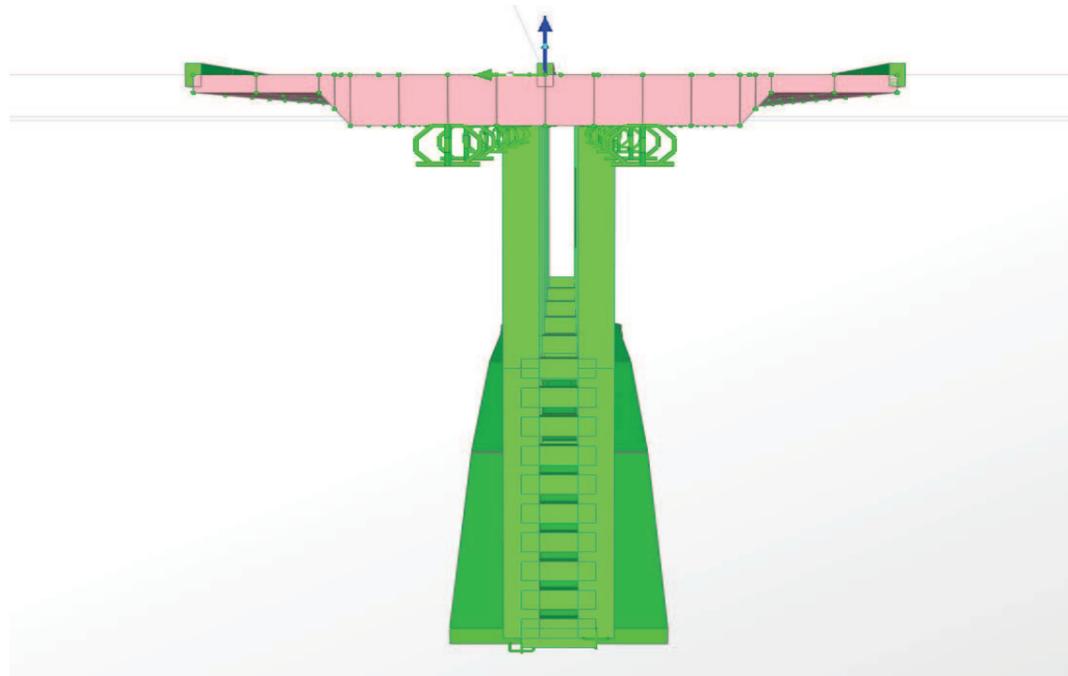
El centro de coordenadas del Sistema Global queda definido en el extremo del tablero más alejado del arco.

El modelo 3D introducido consta de un tablero sólido, 6 pilas dobles y un arco formados por barras. Además se han añadido unas barras auxiliares que no tienen peso propio ni influyen en la rigidez del puente y que sirven para transmitir al tablero las cargas muertas y vehiculares.

Perspectiva del modelo:



Perfil transversal del modelo:



El tablero se ha creado mediante un elemento sólido que recrea el peso propio y la resistencia de manera muy aproximada al modelo real.

Como los datos vertidos por el programa sobre los esfuerzos en el propio tablero no eran fiables o de difícil manejo, solo se van a tener en cuenta las reacciones en los apoyos y los esfuerzos en los pilares y el arco.

Hemos dividido el sólido en trozos más pequeños de forma que las pilas del tablero coincidan en los nudos de unión de las divisiones. De esta manera se han podido colocar los apoyos a lo largo del tablero en sus respectivas posiciones.

Apoyos:

El puente consta de 11 pilares 6 de los cuales se sitúan sobre el arco y los otros 5 en el resto del puente.

Pilares del 7 al 11:

Los 5 pilares externos al arco han sido sustituidos por un modelo equivalente, para que el programa pudiera operar sin excesivas complicaciones. Para ello hemos colocado 2 apoyos simples por pilar en la misma posición en la que irían los neoprenos de cada pila.

En el modelo se ha representado la pila y neopreno por muelles equivalentes cuya rigidez del muelle es proporcional al efecto que produciría los objetos sustituidos. Así se ha conseguido un modelo más sencillo en el cálculo y que no pierde fiabilidad.

Se ha realizado la siguiente equivalencia siguiendo la "Nota técnica sobre aparatos de apoyo para puentes de carretera" del Ministerio de Obras Públicas, Transporte y Medio Ambiente de España.

Equivalencia Aparato de apoyo

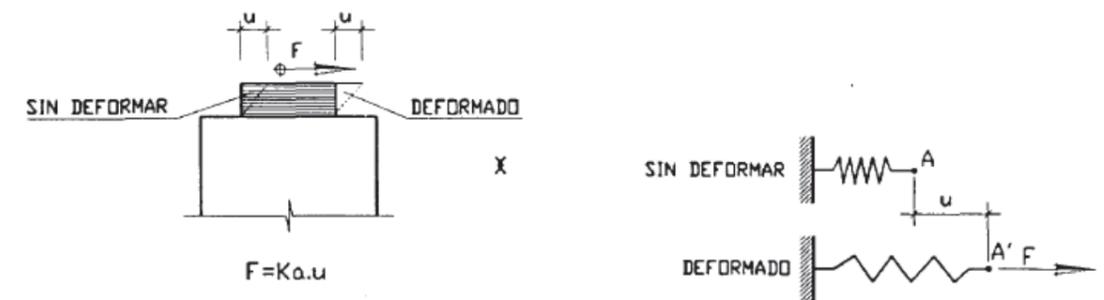


Fig. A.1

Como muestra el esquema, el Neopreno zunchado que se utilizará como apoyo entre tablero y pilas es equivalente a un apoyo simple en dirección vertical y dos muelles uno longitudinal y otro transversal con la rigidez siguiente.

$$K_a = G * (a * b) / e$$

Siendo:

G: módulo de elasticidad transversal

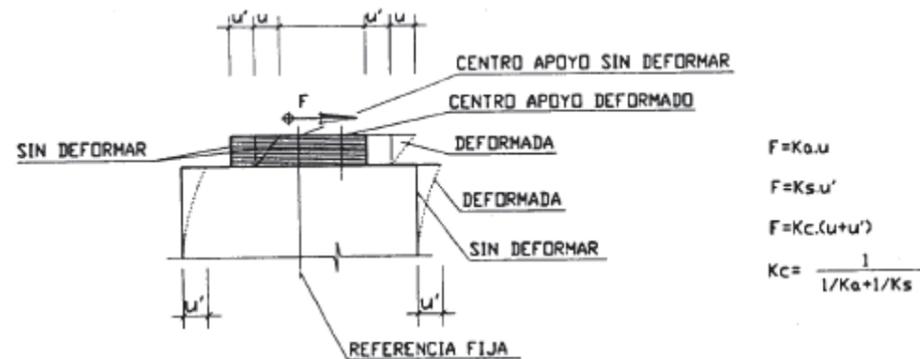
A y b: dimensiones en planta del aparato de apoyo

T: espesor de elastómero del aparato de apoyo (sin contar los zunchos de acero)

Con esto se ha obtenido una rigidez K = 1920 kN/m

Equivalencia Aparato de apoyo y pila

Para tratar la equivalencia conjunta apoyo-pila se ha hallado la rigidez a cortante de las pilas e inversamente sumando las rigideces se hallará la inercia total.

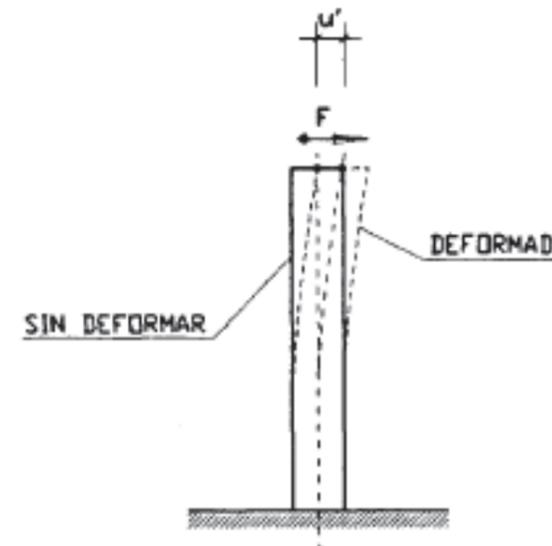


Para el caso de sustituir pilas y apoyos por sus reacciones aplicando la formula que se muestra en la figura, se ha obtenido una rigidez longitudinal $K_l = 1734.46 \text{ kN/m}$ y una rigidez transversal de $K_t = 1897.44 \text{ kN/m}$

Para el caso específico de los estribos, estos se pueden suponer con rigidez infinita, por lo que la rigidez total sería simplemente la rigidez equivalente del neopreno tanto en dirección longitudinal como transversal. ($K = 1920 \text{ kN/m}$)

Pilares del 1 al 6:

En el tramo singular de las pilas empotradas en el arco, para que el modelo nos de los esfuerzos del arco y estas pilas y no tener que realizar modelos de cálculo a posteriori, se ha hecho una equivalencia considerando cada neopreno como una pila de hormigón hallando su longitud para que ésta funcione de la misma manera como lo realizaría el neopreno, generando las misma flecha por una carga horizontal como se muestra en la siguiente figura:



La flecha de una ménsula provocada por una fuerza horizontal en su extremo sería:

$$\delta = P \cdot L^3 / (3 \cdot EI)$$

Y considerando la equivalencia del neopreno:

$$P = K_a \cdot U$$

Para una $P = 1$

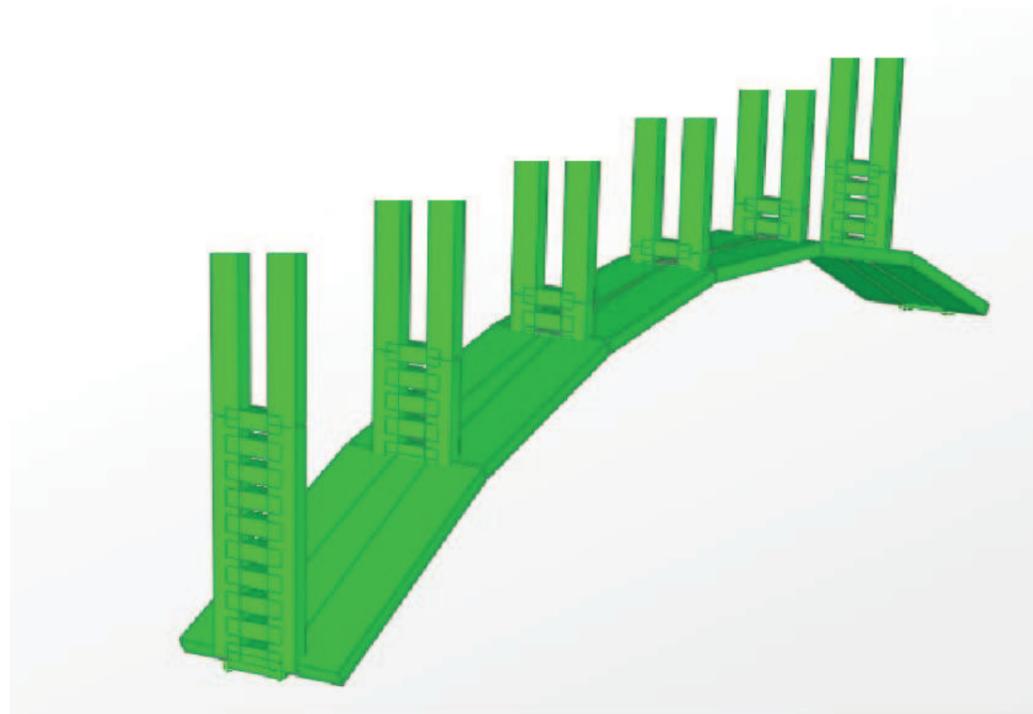
$$U = 1 / K_a$$

Igualando los desplazamientos provocados, se ha obtenido una longitud de barra de hormigón con sección 1x1 de 12.5 m.

Pilas:

Hemos modelado las pilas suponiendo cada una de ellas como dos pilas arriostradas entre ellas, sumando entre las dos el área de la sección del modelo real.

Esto facilita al modelo la estabilidad y evita la escasa torsión que pudieran producir los esfuerzos asimétricos que afectan sobre el puente.



Las pilas dobles están arriostradas cada 1,5 m con barras de iguales propiedades a las del propio pilar pero sin peso propio, de manera que supongan una carga adicional.

El hormigón introducido en el programa tiene las mismas características que el del tablero sólido y el del emparrillado.

Arco:

Debido a la complejidad del modelizado de un arco en el SAP2000 se ha optado por el diseño de un arco doble por tramos rectos.

Ha sido dividido en 6 tramos de forma que las uniones entre tramos coincidieran con los pilares que soporta el arco.

La razón por la cual el arco es doble simplemente es por la imposibilidad de apoyar las pilas dobles sobre un elemento lineal sin tener que recurrir a más elementos auxiliares. Para ello se han dispuesto dos arcos cuyas características son las mismas en conjunto que las del arco original.

4.5. ESTADOS DE CARGAS CONSIDERADOS

Se han considerado los mismos esfuerzos que se introdujeron en el modelo del emparrillado salvo por el sismo. El peso propio en este caso no va a ser añadido como una carga distribuida ya que los elementos de este modelo si tienen permitido contabilizar su propio peso.

4.5.1. SISMO

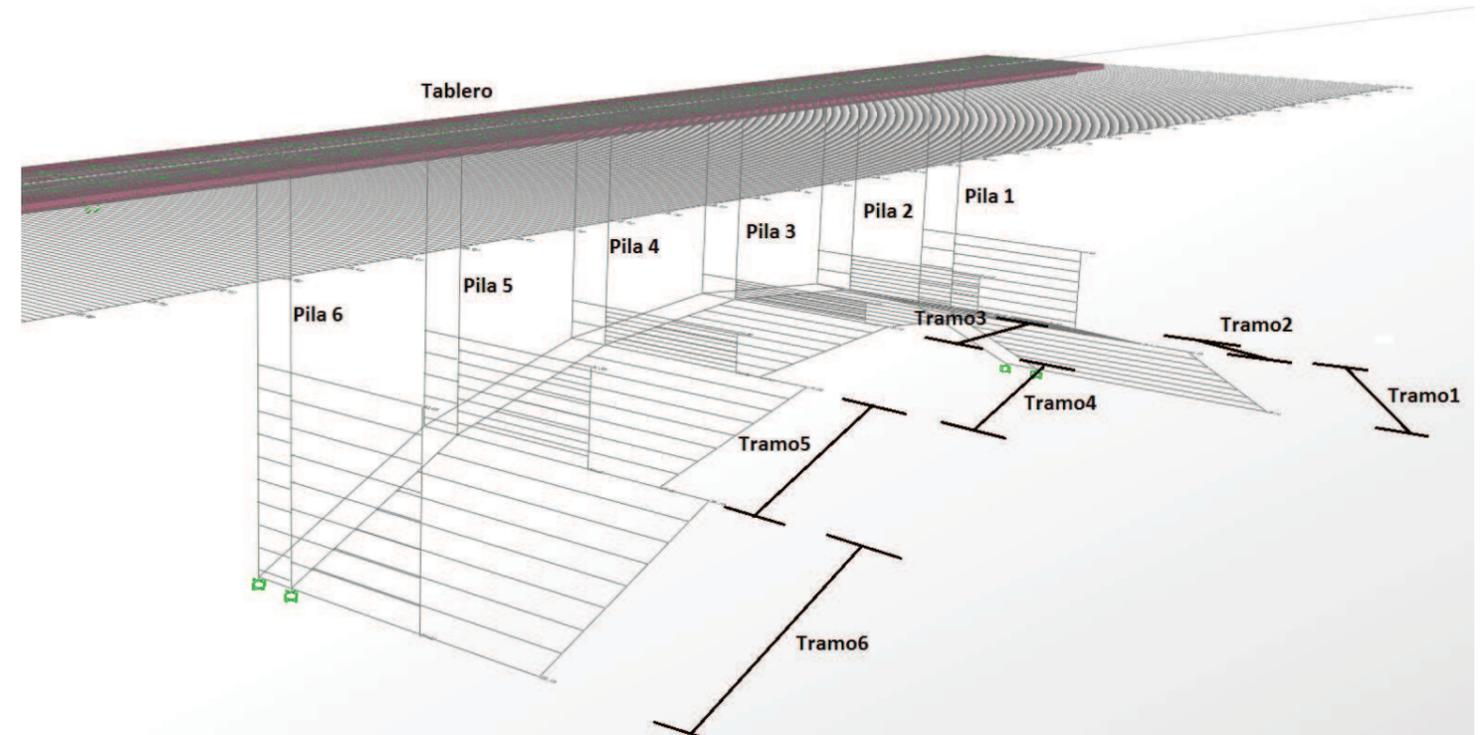
Se ha calculado previamente el esfuerzo que supone el sismo para cada elemento del modelo, siendo este una fuerza transversal al puente cuyo valor es:

$$w = 0,3 \cdot P$$

P= peso propio de cada elemento.

En la siguiente tabla se adjuntan las cargas en cada elemento.

<u>Elemento</u>	<u>Carga (kN)</u>
Tablero	59,08
Pilar 1	22,50
Pilar 2	22,50
Pilar 3	22,50
Pilar 4	22,50
Pilar 5	22,50
Pilar 6	22,50
Tramo 1	41,25
Tramo 2	33,75
Tramo 3	26,25
Tramo 4	26,25
Tramo 5	33,75
Tramos 6	41,25



4.6. ESTADOS DE CARGAS CONSIDERADOS

En el caso de los estados de cargas han sido considerado los mismos que para el modelo del emparillado más el sismo.



4.7. ESFUERZOS

A continuación se van a detallar los esfuerzos en las pilas y en los apoyos del tablero.

4.7.1. ESFUERZOS EN LAS UNIONES (TABLERO- PILAS)

Comprendidos de la pila 11 a la pila 7. Queda definido como (+) el apoyo del pilar del lado positivo del eje Y (Globales) respecto al eje del tablero y (-) el apoyo del pilar del lado negativo del mismo eje.

Reacciones en las juntas:

JUNTA	EVENTO	Fx	Fy	Fz
		KN	KN	KN
PILAR 11 (+)	Extremo 1A	-6,535	-327,592	3089,952
PILAR 11 (-)	Extremo 1A	-6,274	-327,851	2598,293
PILAR 10 (+)	Extremo 1A	-7,001	-325,587	3413,346
PILAR 10 (-)	Extremo 1A	-6,44	-325,855	2904,492
PILAR 9 (+)	Extremo 1A	-7,128	-321,566	3339,414
PILAR 9(-)	Extremo 1A	-6,158	-321,835	2825,135
PILAR 8(+)	Extremo 1A	-7,386	-315,351	3257,988
PILAR 8(-)	Extremo 1A	-6,041	-315,62	2885,41
PILAR 7 (+)	Extremo 1A	-7,223	-307,541	4742,647
PILAR 7 (-)	Extremo 1A	-5,982	-307,8	1550,356

Dadas estas reacciones se han calculado manualmente los esfuerzos en la base de las pilas, modelizando estas como una ménsula libre.

A continuación se adjuntan los cálculos realizados con la ayuda del programa matemático Mathcad.

Todas estas pilas tienen la misma longitud por lo que solo se mostrará aquella que ha sido utilizada para determinar la cuantía de armadura máxima.

Debido a que el esfuerzo más determinante para la armadura es el cortante y el momento flector, se ha elegido la pila 11 ya que su Fy es mayor a las demás.

(Unidades en kN y en m)

Pilar 11

$$L := 6 \quad Pp := 3 \cdot 25$$

$$Psismo := 0.3 \cdot Pp = 22.5$$

$$Pv := 5246.779$$

$$Ph := 654.03$$

Axil

$$N := Pp \cdot L + Pv = 5.854 \times 10^3$$

Cortante

$$Q := Psismo \cdot L + Ph = 789.03$$

Flector

$$M := Ph \cdot L + Psismo \cdot \frac{L^2}{2} = 4.329 \times 10^3$$

$$\text{Mayorado} \rightarrow Pp' := 1.35 \cdot Pp = 101.25$$



Esfuerzos Pilas arco

Comprendidos de la pila 1 a la pila 6. Queda definido como (+) el pilar del lado positivo del eje Y (Globales) respecto al eje del tablero y (-) el pilar del lado negativo del mismo eje.

Debido a la cantidad de eventos, barras y esfuerzos que tenemos aquí solo se detallaran los esfuerzos máximos y aquellos que han sido elegidos para determinar la cuantía máxima de armadura así como para las diversas comprobaciones.

El evento con mayores esfuerzos es el Evento Extremo 1A.

- Barra: número de pila en la que nos encontramos según la nomenclatura descrita en los planos.

- Station: punto a lo largo de cada pila. Ya que cada pila tiene una longitud distinta se han establecido 3 puntos distintos por cada una para observar los esfuerzos, al principio, en medio y al final de la misma.

- Evento: en particular y para toda la tabla 1A

- P: axil

-V2: cortante vertical

-V3: cortante horizontal

-M2: momento en Z

-M3: momento en Y

Esfuerzos en las pilas:

Pilar	Station m	Evento	P KN	V2 KN	V3 KN	M2 KN-m	M3 KN-m
6(+)	0	Extremo 1A	-19815,573	2,88	1131,925	3816,8221	61,3795
6(+)	7	Extremo 1A	-15592,553	2,524	1065,362	1854,5275	44,4483
6(+)	14	Extremo 1A	-8544,414	0,931	1002,805	4845,62	35,3319
5(+)	0	Extremo 1A	-8733,485	-971,309	659,858	3365,3419	-1406,9058
5(+)	3,32125	Extremo 1A	-8566,642	-71,969	569,203	1326,8938	-230,4595
5(+)	6,6425	Extremo 1A	-6313,639	-2,801	547,145	2628,791	-234,8582
4(+)	0	Extremo 1A	-5522,598	-427,42	390,274	2002,4169	-1270,0714
4(+)	1,37675	Extremo 1A	-4829,971	-116,427	351,422	2397,1115	-782,1533
4(+)	2,7535	Extremo 1A	-4765,436	-116,427	351,422	1913,2909	-621,8629
3(+)	0	Extremo 1A	-4659,172	-22,793	314,25	2054,2593	-6,6427
3(+)	0,75	Extremo 1A	-4624,015	-22,793	314,25	1818,5715	10,4519
3(+)	1,5	Extremo 1A	-4588,859	-22,793	314,25	1582,8837	27,5465
2(+)	0	Extremo 1A	-5402,383	397,457	389,152	1956,9712	1419,9377
2(+)	1,36765	Extremo 1A	-4703,351	125,518	350,224	2367,7304	951,2336
2(+)	2,7353	Extremo 1A	-4639,242	125,518	350,224	1888,7462	779,5692
1(+)	0	Extremo 1A	-8867,577	916,81	668,441	2862,4155	2205,1805
1(+)	3,31225	Extremo 1A	-8470,139	115,602	576,433	1164,0128	987,6671
1(+)	6,6245	Extremo 1A	-6120,888	48,827	555,844	2593,9501	839,7098
6(-)	0	Extremo 1A	10479,828	1,687	1131,59	3853,1382	59,2778
6(-)	7	Extremo 1A	7397,434	2,043	1040,654	1845,4682	44,2408
6(-)	14	Extremo 1A	1393,045	3,636	945,71	4894,9361	21,3889
5(-)	0	Extremo 1A	-230,611	939,159	528,483	3398,8241	794,0419
5(-)	3,32125	Extremo 1A	107,663	39,819	544,41	1348,8725	-275,6254
5(-)	6,6425	Extremo 1A	-1640,222	-29,349	491,74	2673,8608	-164,4477
4(-)	0	Extremo 1A	-2051,994	318,952	344,842	2027,0004	-375,7655
4(-)	1,37675	Extremo 1A	-2518,675	7,959	352,717	2438,4861	-714,3505
4(-)	2,7535	Extremo 1A	-2454,14	7,959	321,74	1974,2065	-725,3078
3(-)	0	Extremo 1A	-2905,078	21,915	282,527	2064,7645	-5,5717
3(-)	0,75	Extremo 1A	-2869,922	21,915	265,652	1859,1972	-22,0082
3(-)	1,5	Extremo 1A	-2834,766	21,915	248,777	1666,2862	-38,4447
2(-)	0	Extremo 1A	-2093,304	-270,698	342,075	1982,0158	501,1344
2(-)	1,36765	Extremo 1A	-2567,244	1,241	350,231	2410,3449	796,4765
2(-)	2,7353	Extremo 1A	-2503,136	1,241	319,459	1952,394	794,7788
1(-)	0	Extremo 1A	-1329,19	-789,469	533,983	2896,843	219,9533
1(-)	3,31225	Extremo 1A	-1222,355	11,738	551,466	1186,3748	1015,6835
1(-)	6,6245	Extremo 1A	-3067,333	78,514	497,528	2645,0365	741,8576

4.7.2. ESFUERZOS ARCO

Al tratarse el arco de un elemento lineal doble, al igual que las pilas, quedan definidos los signos de la misma forma.

En cuanto a la nomenclatura de las barras se optará por seguir la siguiente tabla relativa al gráfico de carga del sismo (Apartado 4.5.1).

TRAMO 1	79-67
TRAMO 2	78-66
TRAMO 3	77-65
TRAMO 4	76-64
TRAMO 5	75-63
TRAMO 6	74-62

El evento con mayores esfuerzos es el Evento Extremo 1A.

- Barra: número de barra en la que nos encontramos según la nomenclatura descrita en la tabla anterior.

- Station: punto a lo largo de cada barra. Ya que cada tramo tiene una longitud distinta se han establecido 3 puntos distintos por cada una para observar los esfuerzos, al principio, en medio y al final del mismo

- Evento: en particular y para toda la tabla 1A

- P: axil

-V2: cortante vertical

-V3: cortante horizontal

-M2: momento en Z

-M3: momento en Y

Esfuerzos en el arco:

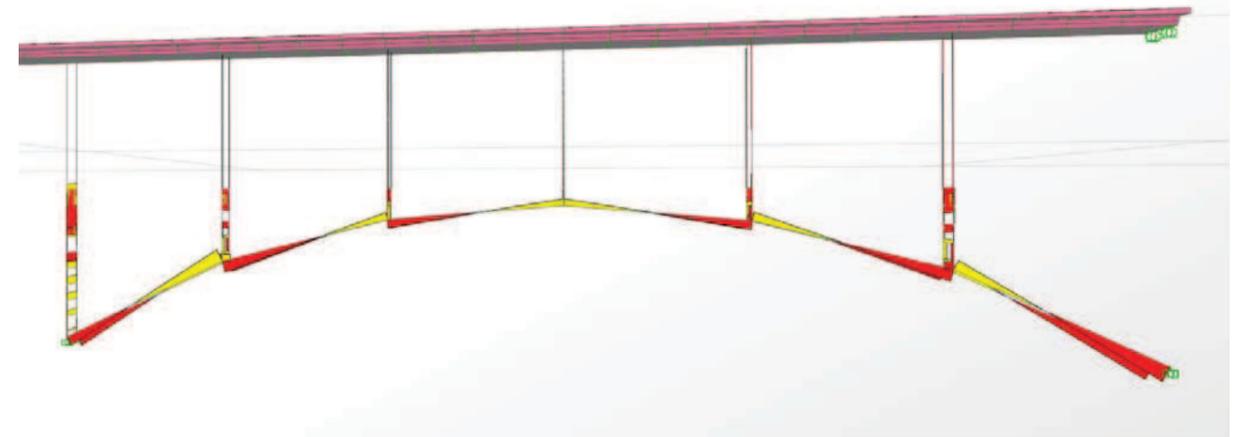
Barra	Station	Evento	P	V2	V3	M2	M3
	m		KN	KN	KN	KN-m	KN-m
62(+)	0	Extremo 1A	-49004,656	-1444,333	-1752,582	-45517,8819	-5376,2776
62(+)	8,35363	Extremo 1A	-48343,631	-96,677	-1752,582	-30877,4556	978,6619
62(+)	16,7072	Extremo 1A	-47740,086	1133,792	-1752,582	-16237,0293	-3434,755
74(-)	0	Extremo 1A	-23031,388	-1104,704	-2132,798	-46771,093	-2130,2626
74(-)	8,35363	Extremo 1A	-22370,363	242,953	-1788,211	-30393,7573	1387,5362
74(-)	16,7072	Extremo 1A	-21766,818	1473,421	-1443,623	-16894,9787	-5863,0214
63(+)	0	Extremo 1A	-42810,64	-1353,703	-870,818	-17282,9555	-5047,7748
63(+)	7,74797	Extremo 1A	-42522,003	-240,422	-870,818	-10535,8838	1052,1814
63(+)	15,4959	Extremo 1A	-42263,749	755,672	-870,818	-3788,812	-1019,5523
75(-)	0	Extremo 1A	-23497,089	-1297,467	-1137,046	-17926,2811	-4862,8654
75(-)	7,74797	Extremo 1A	-23208,452	-184,186	-875,552	-10129,5017	801,3724
75(-)	15,4959	Extremo 1A	-22950,198	811,908	-614,058	-4358,7712	-1706,0796
64(+)	0	Extremo 1A	-39957,45	-952,758	-271,243	-5269,9053	-2302,1555
64(+)	7,52614	Extremo 1A	-39884,003	-73,852	-271,243	-3228,4942	1487,5558
64(+)	15,0522	Extremo 1A	-39820,349	687,867	-271,243	-1187,0831	-896,5214
76(-)	0	Extremo 1A	-23831,76	-919,403	-478,517	-5827,9335	-2069,3133
76(-)	7,52614	Extremo 1A	-23758,313	-40,497	-280,956	-2969,9843	1469,3639
76(-)	15,0522	Extremo 1A	-23694,659	721,222	-83,394	-1598,9091	-1165,7473
65(+)	0	Extremo 1A	-39833,052	-938,235	214,998	4627,4025	-2075,1619
65(+)	7,52539	Extremo 1A	-39760,672	-59,328	214,998	3009,4578	1604,8722
65(+)	15,0507	Extremo 1A	-39697,942	702,39	214,998	1391,513	-888,265
77(-)	0	Extremo 1A	-23944	-901,817	422,225	5184,9741	-1825,0015
77(-)	7,52539	Extremo 1A	-23871,619	-22,911	224,684	2750,8522	1580,9759
77(-)	15,0507	Extremo 1A	-23808,889	738,808	27,142	1803,307	-1186,2181
66(+)	0	Extremo 1A	-42465,262	-1269,95	812,573	16078,3694	-3337,1173
66(+)	7,748	Extremo 1A	-42176,61	-156,669	812,573	9782,5579	2113,941
66(+)	15,496	Extremo 1A	-41918,343	839,425	812,573	3486,7464	-606,7172
78(-)	0	Extremo 1A	-23812,094	-1193,739	1078,868	16722,2616	-2921,8021
78(-)	7,748	Extremo 1A	-23523,442	-80,458	817,373	9376,2249	1938,7701
78(-)	15,496	Extremo 1A	-23265,175	915,636	555,878	4056,2503	-1372,3741
67(+)	0	Extremo 1A	-48620,879	-1823,641	1701,52	43523,6229	-9223,1673
67(+)	8,3576	Extremo 1A	-47958,237	-475,985	1701,52	29302,9991	304,8931
67(+)	16,7152	Extremo 1A	-47353,215	754,484	1701,52	15082,3752	-940,5169
79(-)	0	Extremo 1A	-23980,668	-1545,707	2081,847	44777,0831	-6530,2021
79(-)	8,3576	Extremo 1A	-23318,026	-198,051	1737,096	28818,4812	674,9999
79(-)	16,7152	Extremo 1A	-22713,004	1032,418	1392,345	15741,1711	-2893,2687

Representación grafica del los esfuerzos en el arco:

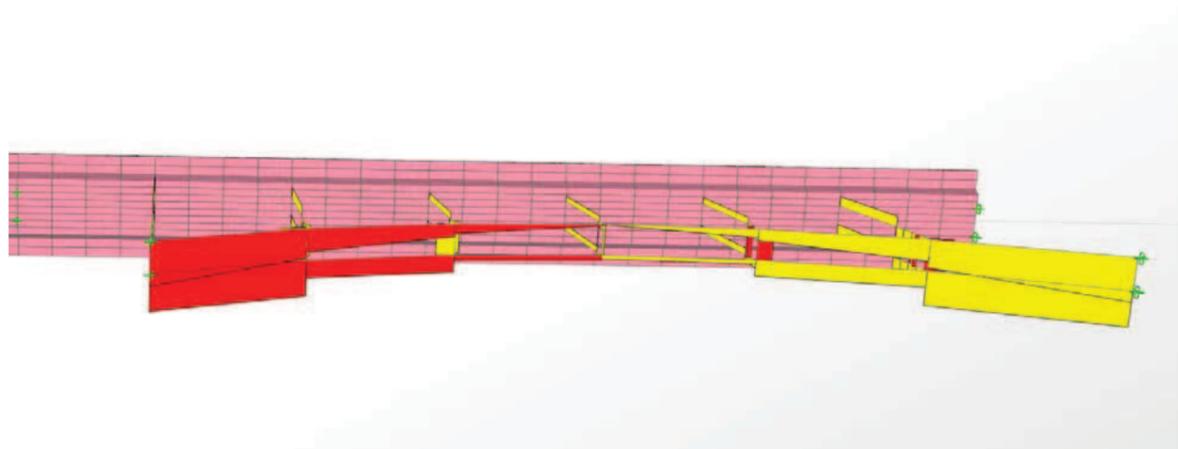
Esfuerzos axiales:



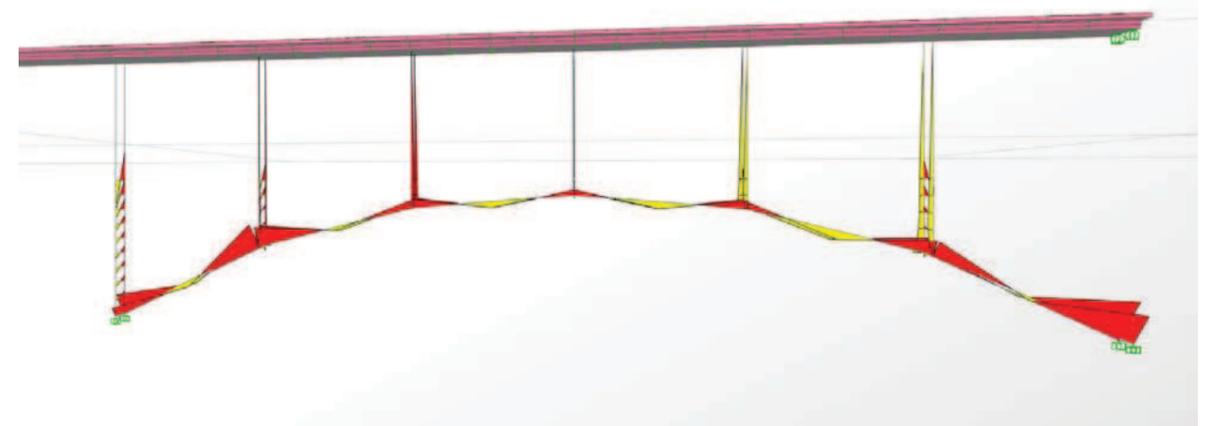
Esfuerzos cortantes en z:



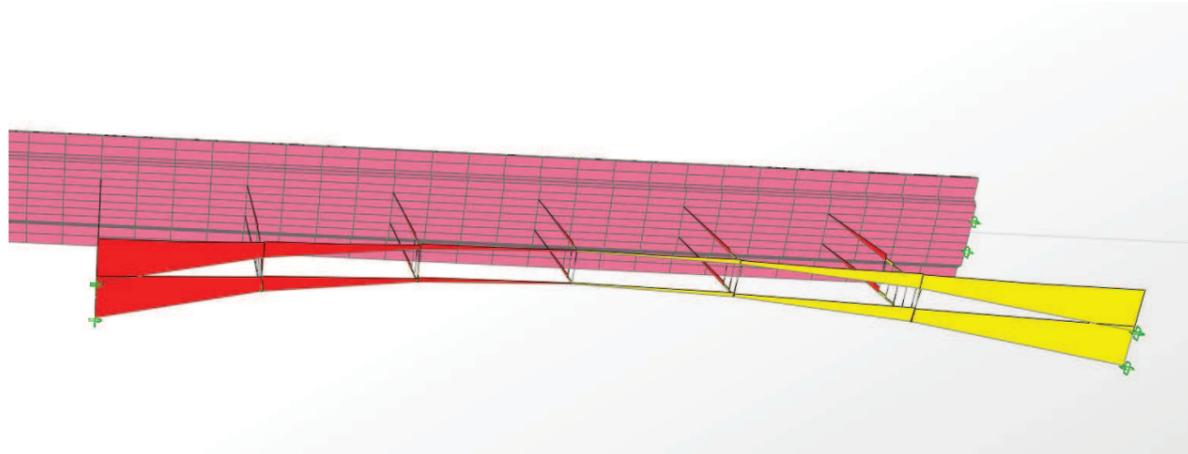
Esfuerzos cortantes en Y:



Momento Flector en Y:



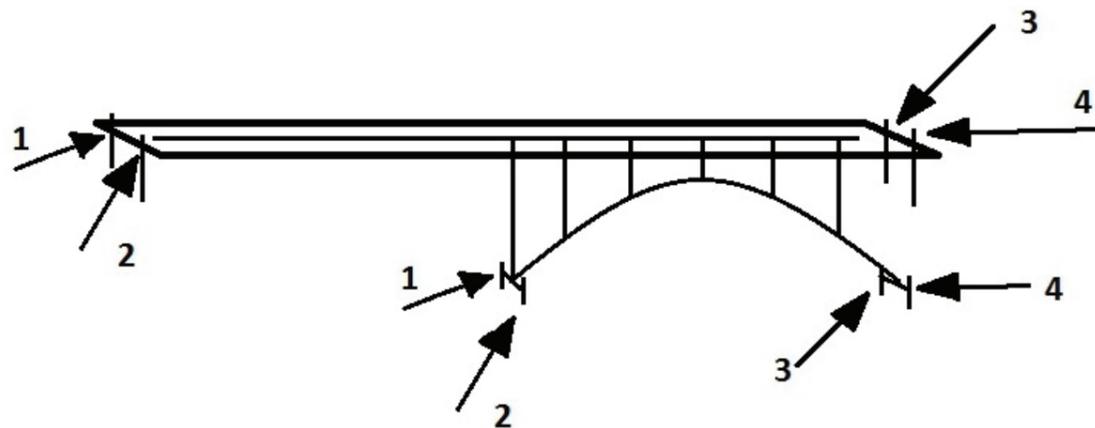
Momento Flector en Z:



4.7.3. ESFUERZOS EN ESTRIBOS Y APOYOS DEL ARCO

Queda definido como (+) el apoyo del pilar del lado positivo del eje Y (Globales) respecto al eje del tablero y (-) el apoyo del pilar del lado negativo del mismo eje.

Definimos los puntos de los estribos y los apoyos en el arco con los siguientes nombres:



Estribos:

Estribo	Evento	Fx	Fy	Fz
		KN	KN	KN
1	Extremo 1A	-7,251	-332,179	837,671
2	Extremo 1A	-7,069	-332,431	586,323
3	Extremo 1A	-12,39	-265,308	3210,539
4	Extremo 1A	-9,401	-265,894	-769,707

Apoyos del arco:

Apoyo	Evento	F1	F2	F3
		KN	KN	KN
1	Extremo 1A	43358,079	-2884,507	42741,285
2	Extremo 1A	-42827,056	-1701,52	23138,67
3	Extremo 1A	20189,703	-3264,388	702,925
4	Extremo 1A	-20837,896	-2081,847	12016,885

Apoyov	Evento	Mx	My	Mz
		KN-m	KN-m	KN-m
1	Extremo 1A	27464,2938	-5437,6571	-39086,7757
2	Extremo 1A	22287,2236	9223,1673	37529,4787
3	Extremo 1A	28085,7122	-2189,5404	-40220,1825
4	Extremo 1A	22873,5699	6530,2021	38662,5723

4.7.4. ESFUERZOS EN PILOTES

Los pilotes se han diseñado con la separación suficiente para no tener en cuenta la reducción por grupo de pilotes del encepado. Se han obtenido los esfuerzos en las cabezas de los pilotes con la utilización del programa CYPE antes mencionado.

Con estos esfuerzos en cabeza y con la utilización del programa STR 2.2 versión 18 se obtienen los diagramas de esfuerzos de los pilotes para el dimensionamiento del armado.

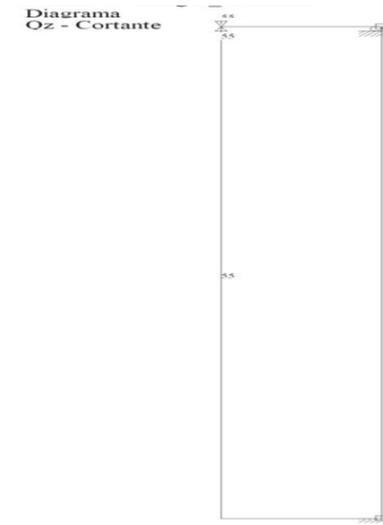


Diagrama My - Flector



A continuación se muestran los diagramas de esfuerzos de la estructura simplificada y a partir de esto se sacan los valores de cálculo:



5. COMPROBACIÓN DE SECCIONES: ARMADO PASIVO

5.1. FLEXIÓN COMPUESTA

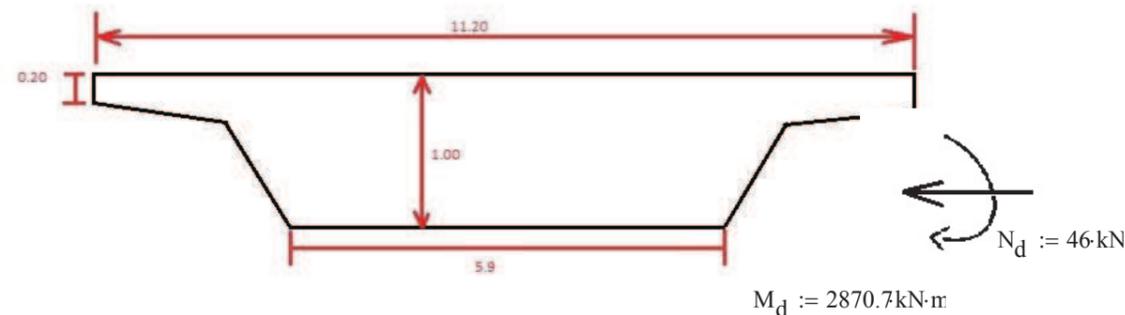
Para la determinación de la posible armadura longitudinal pasiva, debido a la existencia de estados de carga variables en posición, es preciso considerar los esfuerzos combinados según lo establecido para los estados límites últimos. Se considerarán los momentos flectores máximos, mínimos y axiles máximos y sus esfuerzos concomitantes. La armadura a disponer será la de mayor cuantía.

El armado ha sido realizado según lo indicado en capítulo 6 apartado 6.1 del Eurocódigo 2.

5.1.1. ELEMENTOS DEL TABLERO:

Primero se ha comprobado los momentos máximos tanto positivos como negativos según el criterio establecido con anterioridad.

Momento negativo mayor coincidente con la pila 1



$$r_{\min} := 30 \cdot \text{mm} \quad b := 11.20 \cdot \text{m} \quad h := 1 \cdot \text{m}$$

$$\Delta r := 10 \cdot \text{mm} \quad r_{\text{nom}} := r_{\min} + \Delta r = 40 \cdot \text{mm} \quad f_{\text{cd}} := \frac{30}{1.5} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{\text{yd}} := \frac{400}{1.15} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\phi_1 := 25 \cdot \text{mm} \quad \phi_t := 16 \cdot \text{mm}$$

$$d' := r_{\text{nom}} + \phi_t + \frac{\phi_1}{2} = 68.5 \cdot \text{mm} \quad A_c := 8.378 \cdot \text{m}^2 \quad E_s := 200000 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$d := h - d' = 931.5 \cdot \text{mm}$$

Cálculo del momento límite:

$$x_{\text{lim}} := \frac{\frac{0.0035}{f_{\text{yd}}} \cdot E_s \cdot d}{1 + \frac{0.0035}{f_{\text{yd}}} \cdot E_s} = 0.622 \cdot \text{m}$$

$$y_{\text{lim}} := 0.8 \cdot x_{\text{lim}} = 0.498 \cdot \text{m}$$

$$N_{\text{clim}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot y_{\text{lim}} = 1.115 \times 10^5 \cdot \text{kN}$$

$$M_{\text{lim}} := N_{\text{clim}} \cdot \left(d - \frac{y_{\text{lim}}}{2} \right) = 7.612 \times 10^4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{exc} := \frac{M_d}{N_d} = 62.407 \cdot \text{m}$$

$$e_{\text{lim}} := \frac{h}{2} - d' - \frac{N_{\text{clim}}}{N_d} \cdot \left(\frac{y_{\text{lim}}}{2} - d' \right) = -436.935 \cdot \text{m}$$

Estamos en caso de gran excentricidad ya que $e_{\text{lim}} < \text{exc}$

Cálculo del momento máximo externo:

$$\Sigma M_{\text{ext}} := M_d + N_d \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) = 2.891 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma M_{\text{ext}} < M_{\text{lim}} \quad \text{por lo que: } U_{s2} := 0 \quad x < x_{\text{lim}} \quad y < y_{\text{lim}}$$

No colocaremos armadura a compresión.

$$y := d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot \Sigma M_{\text{ext}}}{f_{\text{cd}} \cdot b \cdot d^2} \right)} \right] = 13.958 \cdot \text{mm}$$

$$U_{s1} := -N_d + f_{\text{cd}} \cdot b \cdot y = 3.081 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$A_{s1} := \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = 8.857 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$\frac{A_{s1}}{\frac{\pi \cdot 32^2 \cdot \text{mm}^2}{4}} = 11.012$$

Colocamos la armadura mínima

COMPROBACIONES:

Para evitar rotura frágil:

$$Y_G := 0.57 \cdot m$$

$$I_x := 3.19 \text{m}^4$$

$$w := \frac{I_x}{Y_G} = 5.596 \text{m}^3$$

$$A_s \geq 0.025 \cdot \frac{w}{h} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{Cumple}$$

$$A_{s1} := 0.025 \cdot \frac{w}{h} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 8.045 \times 10^{-3} \text{m}^2$$

Cuantías geométricas mínimas:

$$A_{s1} := \frac{2.8}{1000} \cdot A_c = 0.023 \text{m}^2$$

$$\frac{A_{s1}}{\frac{\pi \cdot 25^2 \cdot \text{mm}^2}{4}} = 47.789$$

Colocamos 48φ25 a tracción

$$A_{s2} := \frac{30}{100} A_{s1} = 7.038 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$\frac{A_{s2}}{\frac{\pi \cdot 25^2 \cdot \text{mm}^2}{4}} = 14.337$$

Colocamos 22 φ 25 a compresión, aumentamos por separaciones

por lo que:

$$A_{s1} := 48 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (25 \cdot \text{mm})^2 = 0.024 \text{m}^2$$

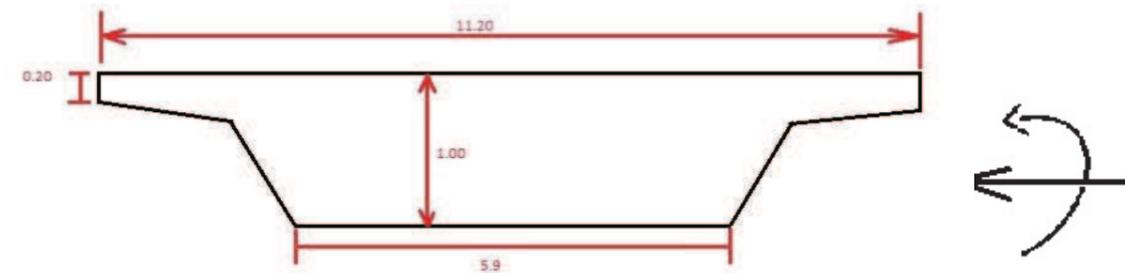
Es mayor la cuantía mínima, así que colocamos esta armadura. Comprobamos que caben en una fila:

$$b \geq 2 \cdot r_{\text{nom}} + 2 \cdot \phi_t + (n - 1) \cdot \text{sep} + n \cdot \phi_l \quad \text{sep} := 25 \cdot \text{mm}$$

$$n := \frac{b - 2 \cdot r_{\text{nom}} - 2 \cdot \phi_t + \text{sep}}{\text{sep} + \phi_l} = 222.26 \quad \text{Cabem 222 en una fila}$$

La separación entre barras es menor que 300 mm por lo que cumple la separación máxima

Momento positivo mayor centro de luz vano 1



$$M_d := 1868 \text{kN} \cdot \text{m} \quad N_d := 22.8 \text{kN}$$

$$r_{\text{min}} := 30 \cdot \text{mm} \quad b := 5.9 \cdot \text{m} \quad h := 1 \cdot \text{m}$$

$$\Delta r := 10 \cdot \text{mm} \quad r_{\text{nom}} := r_{\text{min}} + \Delta r = 40 \cdot \text{mm}$$

$$\phi_l := 25 \cdot \text{mm} \quad \phi_t := 16 \cdot \text{mm}$$



$$f_{cd} := \frac{30}{1.5} \cdot \frac{N}{mm^2} \quad f_{yd} := \frac{400}{1.15} \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$A_c := 8.378 m^2 \quad E_s := 200000 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$d' := r_{nom} + \phi_t + \frac{\phi_1}{2} = 68.5 \text{ mm}$$

$$d := h - d' = 931.5 \text{ mm}$$

Cálculo del momento límite:

$$x_{lim} := \frac{\frac{0.0035}{f_{yd}} \cdot E_s \cdot d}{1 + \frac{0.0035}{f_{yd}} \cdot E_s} = 0.622 \text{ m}$$

$$y_{lim} := 0.8 \cdot x_{lim} = 0.498 \text{ m}$$

$$N_{clim} := f_{cd} \cdot b \cdot y_{lim} = 5.874 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

$$M_{lim} := N_{clim} \cdot \left(d - \frac{y_{lim}}{2} \right) = 4.01 \times 10^4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$exc := \frac{M_d}{N_d} = 81.93 \text{ m}$$

$$e_{lim} := \frac{h}{2} - d' - \frac{N_{clim}}{N_d} \cdot \left(\frac{y_{lim}}{2} - d' \right) = -464.407 \text{ m}$$

Estamos en caso de gran excentricidad ya que $e_{lim} < exc$

Cálculo del momento máximo externo:

$$\Sigma M_{ext} := M_d + N_d \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) = 1.878 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma M_{ext} < M_{lim} \quad \text{Por lo que:} \quad U_{s2} := 0 \quad x < x_{lim} \quad y < y_{lim}$$

No colocaremos armadura a compresión.

$$y := d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot \Sigma M_{ext}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \right)} \right] = 17.244 \text{ mm}$$

$$U_{s1} := -N_d + f_{cd} \cdot b \cdot y = 2.012 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$A_{s1} := \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = 5.784 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$\frac{A_{s1}}{\frac{\pi}{4} \cdot 32^2 \cdot \text{mm}^2} = 7.192$$

Colocamos la armadura mínima

COMPROBACIONES:

Para evitar rotura frágil:

$$Y_G := 0.57 \text{ m}$$

$$I_x := 3.19 \text{ m}^4$$

$$w := \frac{I_x}{Y_G} = 5.596 \text{ m}^3$$

$$A_s \geq 0.025 \cdot \frac{w}{h} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{s1} := 0.025 \cdot \frac{w}{h} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 8.045 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Cumple

Cuantías geométricas mínimas:

$$A_{s1} := \frac{2.8}{1000} \cdot A_c = 0.023 \text{ m}^2$$

$$\frac{A_{s1}}{\frac{\pi \cdot 25^2 \cdot \text{mm}^2}{4}} = 47.789 \quad \text{Colocamos } 48 \phi 25 \text{ a tracción, cumple las separaciones}$$

$$A_{s2} := \frac{30}{100} A_{s1} = 7.038 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2 \quad \frac{A_{s2}}{\frac{\pi \cdot 25^2 \cdot \text{mm}^2}{4}} = 14.337$$

Colocamos 16 ϕ 25 a compresión, pero para cumplir las separaciones colocamos 38 a compresión

Por lo que:

$$A_{s1} := 48 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (25 \cdot \text{mm})^2 = 0.024 \text{ m}^2$$

Es mayor la cuantía mínima, así que colocamos esta armadura.
Comprobamos que caben en una fila:

$$b \geq 2 \cdot r_{\text{nom}} + 2 \cdot \phi_t + (n - 1) \cdot \text{sep} + n \cdot \phi_l \quad \text{sep} := 25 \cdot \text{mm}$$

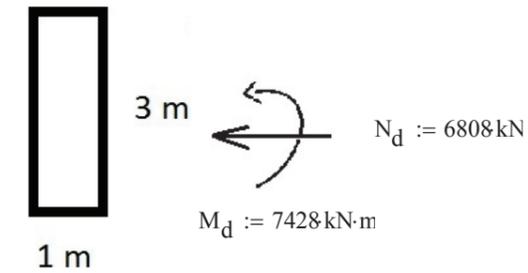
$$n := \frac{b - 2 \cdot r_{\text{nom}} - 2 \cdot \phi_t + \text{sep}}{\text{sep} + \phi_l} = 116.26 \quad \text{Cablen 116 en una fila}$$

La separación entre barras es menor que 300 mm por lo que cumple la separación máxima

Tras comprobado que el armado en los puntos de mayor momento se realiza con armadura mínima se llega a la conclusión que no hace falta analizar más puntos del tablero para colocar la armadura longitudinal. Todo el tablero será armado con las cuantías mínimas.

5.1.2. PILAS :

SOPORTE 5-1:



$$r_{\text{min}} := 30 \cdot \text{mm} \quad b := 1 \cdot \text{m} \quad h := 3 \cdot \text{m}$$

$$\Delta r := 10 \cdot \text{mm} \quad r_{\text{nom}} := r_{\text{min}} + \Delta r = 40 \cdot \text{mm} \quad f_{\text{cd}} := \frac{30}{1.5} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{\text{yd}} := \frac{400}{1.15} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\phi_l := 25 \cdot \text{mm} \quad \phi_t := 16 \cdot \text{mm}$$

$$A_c := 3 \cdot \text{m}^2 \quad E_s := 200000 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$d' := r_{\text{nom}} + \phi_t + \frac{\phi_l}{2} = 68.5 \cdot \text{mm}$$

$$d := h - d' = 2.931 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

Cálculo del momento límite:

$$x_{\text{lim}} := \frac{\frac{0.0035}{f_{\text{yd}}} \cdot E_s \cdot d}{1 + \frac{0.0035}{f_{\text{yd}}} \cdot E_s} = 1.958 \text{ m}$$

$$y_{\text{lim}} := 0.8 \cdot x_{\text{lim}} = 1.567 \text{ m}$$

$$N_{\text{clim}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot y_{\text{lim}} = 3.133 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

$$M_{\text{lim}} := N_{\text{clim}} \cdot \left(d - \frac{y_{\text{lim}}}{2} \right) = 6.731 \times 10^4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$



$$\Delta r := 10 \cdot \text{mm} \quad r_{\text{nom}} := r_{\text{min}} + \Delta r = 40 \cdot \text{mm} \quad f_{\text{cd}} := \frac{30}{1.5} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{\text{yd}} := \frac{400}{1.15} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\phi_1 := 25 \cdot \text{mm} \quad \phi_t := 16 \cdot \text{mm}$$

$$d' := r_{\text{nom}} + \phi_t + \frac{\phi_1}{2} = 68.5 \cdot \text{mm}$$

$$A_c := 3 \cdot \text{m}^2 \quad E_s := 200000 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$d := h - d' = 2.931 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

Cálculo del momento límite:

$$x_{\text{lim}} := \frac{\frac{0.0035}{f_{\text{yd}}} \cdot E_s \cdot d}{1 + \frac{0.0035}{f_{\text{yd}}} \cdot E_s} = 1.958 \text{m}$$

$$y_{\text{lim}} := 0.8 \cdot x_{\text{lim}} = 1.567 \text{m}$$

$$N_{\text{clim}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot y_{\text{lim}} = 3.133 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

$$M_{\text{lim}} := N_{\text{clim}} \cdot \left(d - \frac{y_{\text{lim}}}{2} \right) = 6.731 \times 10^4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{exc} := \frac{M_d}{N_d} = 0.342 \text{m}$$

$$e_{\text{lim}} := \frac{h}{2} - d' - \frac{N_{\text{clim}}}{N_d} \cdot \left(\frac{y_{\text{lim}}}{2} - d' \right) = -2.491 \text{m}$$

Estamos en caso de gran excentricidad ya que $e_{\text{lim}} < \text{exc}$

Cálculo del momento máximo externo:

$$\Sigma M_{\text{ext}} := M_d + N_d \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) = 1.013 \times 10^4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$\Sigma M_{\text{ext}} < M_{\text{lim}}$ por lo que: $U_{s2} := 0 \quad x < x_{\text{lim}}$
No colocaremos armadura a compresión.

$$y < y_{\text{lim}}$$

$$y := d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot \Sigma M_{\text{ext}}}{f_{\text{cd}} \cdot b \cdot d^2} \right)} \right] = 178.163 \text{mm}$$

$$U_{s1} := -N_d + f_{\text{cd}} \cdot b \cdot y = -2.148 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$A_{s1} := \frac{U_{s1}}{f_{\text{yd}}} = -6.175 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$\frac{A_{s1}}{\frac{\pi}{4} \cdot 25^2 \cdot \text{mm}^2} = -12.579 \quad \text{Colocamos la armadura mínima}$$

COMPROBACIONES:

Para evitar rotura frágil:

$$A_s \geq 0.04 A_c \cdot \frac{f_{\text{cd}}}{f_{\text{yd}}} \quad \text{Cumple}$$

Cuantías geométricas mínimas:

$$A_{\text{stotal}} := \frac{4}{1000} \cdot A_c \quad A_{\text{stotal}} = A_{s1} + A_{s2}$$

$$A_{\text{stotal}} = 1.2 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s1} := \frac{A_{\text{stotal}}}{2} = 6 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{s2} := \frac{A_{\text{stotal}}}{2} = 6 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$14\phi 25 \quad 14\phi 25$$

por lo que:

$$A_{s1} := 14 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (25 \cdot \text{mm})^2 = 6.872 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

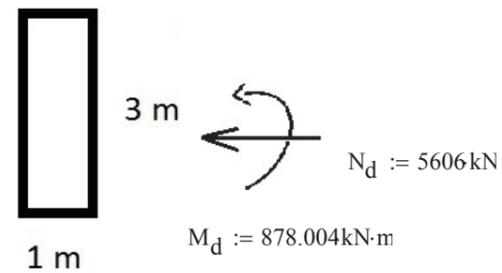
Es mayor la cuantía mínima, así que colocamos esta armadura.
comprobamos que caben en una fila:

$$b \geq 2 \cdot r_{\text{nom}} + 2 \cdot \phi_t + (n - 1) \cdot \text{sep} + n \cdot \phi_1 \quad \text{sep} := 25 \cdot \text{mm}$$

$$n := \frac{b - 2 \cdot r_{\text{nom}} - 2 \cdot \phi_t + \text{sep}}{\text{sep} + \phi_1} = 18.26 \quad \text{Cabén 18 en una fila}$$

La separación entre barras es menor que 300 mm por lo que cumple la separación máxima

SOPORTE 3:



$$r_{\text{min}} := 30 \cdot \text{mm} \quad b := 1 \cdot \text{m} \quad h := 3 \cdot \text{m}$$

$$\Delta r := 10 \cdot \text{mm} \quad r_{\text{nom}} := r_{\text{min}} + \Delta r = 40 \cdot \text{mm} \quad f_{\text{cd}} := \frac{30}{1.5} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{\text{yd}} := \frac{400}{1.15} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\phi_1 := 25 \cdot \text{mm} \quad \phi_t := 16 \cdot \text{mm}$$

$$A_c := 3 \cdot \text{m}^2 \quad E_s := 200000 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$d' := r_{\text{nom}} + \phi_t + \frac{\phi_1}{2} = 68.5 \cdot \text{mm}$$

$$d := h - d' = 2.931 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

Cálculo del momento límite:

$$x_{\text{lim}} := \frac{\frac{0.0035}{f_{\text{yd}}} \cdot E_s \cdot d}{1 + \frac{0.0035}{f_{\text{yd}}} \cdot E_s} = 1.958 \text{m}$$

$$y_{\text{lim}} := 0.8 \cdot x_{\text{lim}} = 1.567 \text{m}$$

$$N_{\text{clim}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot y_{\text{lim}} = 3.133 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

$$M_{\text{lim}} := N_{\text{clim}} \cdot \left(d - \frac{y_{\text{lim}}}{2} \right) = 6.731 \times 10^4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{exc} := \frac{M_d}{N_d} = 0.157 \text{m}$$

$$e_{\text{lim}} := \frac{h}{2} - d' - \frac{N_{\text{clim}}}{N_d} \cdot \left(\frac{y_{\text{lim}}}{2} - d' \right) = -2.564 \text{m}$$

Estamos en caso de gran excentricidad ya que $e_{\text{lim}} < \text{exc}$

Cálculo del momento máximo externo:

$$\Sigma M_{\text{ext}} := M_d + N_d \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) = 8.903 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma M_{\text{ext}} < M_{\text{lim}} \quad \text{por lo que:} \quad U_{s2} := 0 \quad x < x_{\text{lim}} \quad y < y_{\text{lim}}$$

No colocaremos armadura a compresión.

$$y := d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot \Sigma M_{\text{ext}}}{f_{\text{cd}} \cdot b \cdot d^2} \right)} \right] = 156.001 \text{mm}$$

$$U_{s1} := -N_d + f_{\text{cd}} \cdot b \cdot y = -2.486 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$A_{s1} := \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = -7.147 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$\frac{A_{s1}}{\frac{\pi \cdot 25^2 \cdot \text{mm}^2}{4}} = -14.56 \quad \text{Colocamos la armadura mínima}$$

COMPROBACIONES :

Para evitar rotura frágil:

$$A_s \geq 0.04 A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{Cumple}$$

Cuantías geométricas mínimas:

$$A_{stotal} := \frac{4}{1000} \cdot A_c \quad A_{stotal} = A_{s1} + A_{s2}$$

$$A_{stotal} = 1.2 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s1} := \frac{A_{stotal}}{2} = 6 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{s2} := \frac{A_{stotal}}{2} = 6 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

14φ25 14φ25

por lo que:

$$A_{s1} := 14 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (25 \cdot \text{mm})^2 = 6.872 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

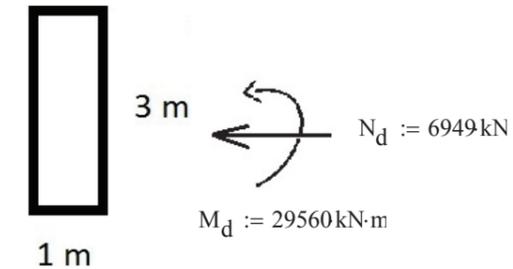
Es mayor la cuantía mínima, así que colocamos esta armadura.
Comprobamos que caben en una fila:

$$b \geq 2 \cdot r_{nom} + 2 \cdot \phi_t + (n - 1) \cdot \text{sep} + n \cdot \phi_1 \quad \text{sep} := 25 \cdot \text{mm}$$

$$n := \frac{b - 2 \cdot r_{nom} - 2 \cdot \phi_t + \text{sep}}{\text{sep} + \phi_1} = 18.26 \quad \text{Cablen 18 en una fila}$$

La separación entre barras es menor que 300 mm por lo que cumple la separación máxima

SOPORTE 6:



$$r_{min} := 30 \cdot \text{mm} \quad b := 1 \cdot \text{m} \quad h := 3 \cdot \text{m}$$

$$\Delta r := 10 \cdot \text{mm} \quad r_{nom} := r_{min} + \Delta r = 40 \cdot \text{mm} \quad f_{cd} := \frac{30}{1.5} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{yd} := \frac{400}{1.15} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\phi_1 := 32 \cdot \text{mm} \quad \phi_t := 16 \cdot \text{mm}$$

$$A_c := 3 \cdot \text{m}^2 \quad E_s := 200000 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$d' := r_{nom} + \phi_t + \frac{\phi_1}{2} = 72 \cdot \text{mm}$$

$$d := h - d' = 2.928 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

Cálculo del momento límite:

$$x_{lim} := \frac{\frac{0.0035}{f_{yd}} \cdot E_s \cdot d}{1 + \frac{0.0035}{f_{yd}} \cdot E_s} = 1.956 \text{m}$$

$$y_{lim} := 0.8 \cdot x_{lim} = 1.565 \text{m}$$

$$N_{clim} := f_{cd} \cdot b \cdot y_{lim} = 3.13 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

$$M_{lim} := N_{clim} \cdot \left(d - \frac{y_{lim}}{2} \right) = 6.715 \times 10^4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{exc} := \frac{M_d}{N_d} = 4.254 \text{m}$$

$$e_{lim} := \frac{h}{2} - d' - \frac{N_{clim}}{N_d} \cdot \left(\frac{y_{lim}}{2} - d' \right) = -1.772m$$

Estamos en caso de gran excentricidad ya que $e_{lim} < exc$

Cálculo del momento máximo externo:

$$\Sigma M_{ext} := M_d + N_d \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) = 3.948 \times 10^4 \cdot kN \cdot m$$

$$\Sigma M_{ext} < M_{lim} \quad \text{por lo que:} \quad U_{s2} := 0 \quad x < x_{lim} \quad y < y_{lim}$$

No colocaremos armadura a compresión.

$$y := d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot \Sigma M_{ext}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \right)} \right] = 777.45 \text{ mm}$$

$$U_{s1} := -N_d + f_{cd} \cdot b \cdot y = 8.6 \times 10^3 \cdot kN$$

$$A_{s1} := \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = 2.472 \times 10^4 \cdot mm^2$$

$$\frac{A_{s1}}{\frac{\pi \cdot 32^2 \cdot mm^2}{4}} = 30.743 \quad \text{Colocamos 32 redondos del 32}$$

Comprobamos cuantos redondos caben en una fila

$$b \geq 2 \cdot r_{nom} + 2 \cdot \phi_t + (n - 1) \cdot sep + n \cdot \phi_1 \quad sep := 32 \text{ mm}$$

$$n := \frac{b - 2 \cdot r_{nom} - 2 \cdot \phi_t + sep}{sep + \phi_1} = 14.375 \quad \text{Cablen 14 en una fila}$$

Caben justo en dos filas.

Recalculamos ya que cambia el centro de gravedad

$$y_G := \frac{14 \left(r_{nom} + \phi_t + \frac{\phi_1}{2} \right) + 14 \left(r_{nom} + \phi_t + \frac{\phi_1}{2} + \phi_1 + sep \right) + 4 \left(r_{nom} + \phi_t + \frac{\phi_1}{2} + \phi_1 + \phi_1 + sep \right)}{32} = 112 \text{ mm}$$

$$d := h - y_G = 2.888m$$

Recalculamos el momento límite:

$$x_{lim} := \frac{\frac{0.0035}{f_{yd}} \cdot E_s \cdot d}{1 + \frac{0.0035}{f_{yd}} \cdot E_s} = 1.929m$$

$$y_{lim} := 0.8 \cdot x_{lim} = 1.543m$$

$$N_{clim} := f_{cd} \cdot b \cdot y_{lim} = 3.087 \times 10^4 \cdot kN$$

$$M_{lim} := N_{clim} \cdot \left(d - \frac{y_{lim}}{2} \right) = 6.533 \times 10^4 \cdot kN \cdot m$$

$$exc := \frac{M_d}{N_d} = 4.254m$$

$$e_{lim} := \frac{h}{2} - d' - \frac{N_{clim}}{N_d} \cdot \left(\frac{y_{lim}}{2} - d' \right) = -1.68m$$

Estamos en caso de gran excentricidad ya que $e_{lim} < exc$

Cálculo del momento máximo externo:

$$\Sigma M_{ext} := M_d + N_d \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) = 3.948 \times 10^4 \cdot kN \cdot m$$

$$\Sigma M_{ext} < M_{lim} \quad \text{por lo que:} \quad U_{s2} := 0 \quad x < x_{lim}$$

No colocaremos armadura a compresión.

$$y := d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot \Sigma M_{ext}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \right)} \right] = 792.236 \text{ mm}$$

$$U_{s1} := -N_d + f_{cd} \cdot b \cdot y = 8.896 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$A_{s1} := \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = 2.558 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

$$\frac{A_{s1}}{\frac{\pi \cdot 32^2 \cdot \text{mm}^2}{4}} = 31.8$$

Colocamos 32 redondos del 32, tanto a tracción como a compresión por ser un soporte

Por lo que:

$$A_{s1} := 32 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 32^2 \cdot \text{mm}^2}{4} \right) = 2.574 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

COMPROBACIONES:

Para evitar rotura frágil:

$$A_s \geq 0.04 A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{Cumple}$$

Cuantías geométricas mínimas:

$$A_{stotal} := \frac{4}{1000} \cdot A_c \quad A_{stotal} = A_{s1} + A_{s2}$$

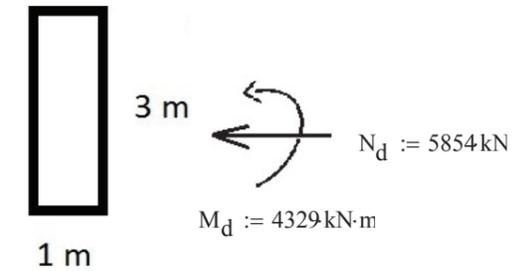
$$A_{stotal} = 1.2 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s1} := \frac{A_{stotal}}{2} = 6 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{s2} := \frac{A_{stotal}}{2} = 6 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Cumplen las cuantías mínimas

La separación entre barras es menor que 300 mm por lo que cumple la separación máxima

SOPORTE DESDE EL 7 HASTA EL 11:



$$r_{\min} := 30 \cdot \text{mm} \quad b := 1 \cdot \text{m} \quad h := 3 \cdot \text{m}$$

$$\Delta r := 10 \cdot \text{mm} \quad r_{\text{nom}} := r_{\min} + \Delta r = 40 \cdot \text{mm} \quad f_{cd} := \frac{30}{1.5} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{yd} := \frac{400}{1.15} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\phi_l := 25 \cdot \text{mm} \quad \phi_t := 16 \cdot \text{mm}$$

$$A_c := 3 \cdot \text{m}^2 \quad E_s := 200000 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$d' := r_{\text{nom}} + \phi_t + \frac{\phi_l}{2} = 68.5 \cdot \text{mm}$$

$$d := h - d' = 2.931 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

Cálculo del momento límite:

$$x_{\text{lim}} := \frac{\frac{0.0035}{f_{yd}} \cdot E_s \cdot d}{1 + \frac{0.0035}{f_{yd}} \cdot E_s} = 1.958 \cdot \text{m}$$

$$y_{\text{lim}} := 0.8 \cdot x_{\text{lim}} = 1.567 \cdot \text{m}$$

$$N_{\text{clim}} := f_{cd} \cdot b \cdot y_{\text{lim}} = 3.133 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

$$M_{\text{lim}} := N_{\text{clim}} \cdot \left(d - \frac{y_{\text{lim}}}{2} \right) = 6.731 \times 10^4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$exc := \frac{M_d}{N_d} = 0.739m$$

$$e_{lim} := \frac{h}{2} - d' - \frac{N_{clim}}{N_d} \cdot \left(\frac{y_{lim}}{2} - d' \right) = -2.395m$$

Estamos en caso de gran excentricidad ya que $e_{lim} < exc$

Cálculo del momento máximo externo:

$$\Sigma M_{ext} := M_d + N_d \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) = 1.271 \times 10^4 \cdot kN \cdot m$$

$$\Sigma M_{ext} < M_{lim} \quad \text{por lo que:} \quad U_{s2} := 0 \quad x < x_{lim} \quad y < y_{lim}$$

No colocaremos armadura a compresión.

$$y := d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot \Sigma M_{ext}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \right)} \right] = 225.434mm$$

$$U_{s1} := -N_d + f_{cd} \cdot b \cdot y = -1.345 \times 10^3 \cdot kN$$

$$A_{s1} := \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = -3.868 \times 10^3 \cdot mm^2$$

$$\frac{A_{s1}}{\frac{\pi \cdot 25^2 \cdot mm^2}{4}} = -7.879 \quad \text{Colocamos la armadura mínima}$$

COMPROBACIONES:

Para evitar rotura frágil:

$$A_s \geq 0.04 A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{Cumple}$$

Cuantías geométricas mínimas:

$$A_{stotal} := \frac{4}{1000} \cdot A_c \quad A_{stotal} = A_{s1} + A_{s2}$$

$$A_{stotal} = 1.2 \times 10^4 \cdot mm^2$$

$$A_{s1} := \frac{A_{stotal}}{2} = 6 \times 10^3 \cdot mm^2 \quad A_{s2} := \frac{A_{stotal}}{2} = 6 \times 10^3 \cdot mm^2$$

$14\phi 25$ $14\phi 25$

por lo que:

$$A_{s1} := 14 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (25 \cdot mm)^2 = 6.872 \times 10^3 \cdot mm^2$$

Es mayor la cuantía mínima, así que se coloca esta armadura.
Comprobamos que caben en una fila:

$$b \geq 2 \cdot r_{nom} + 2 \cdot \phi_t + (n - 1) \cdot sep + n \cdot \phi_l \quad sep := 25 \cdot mm$$

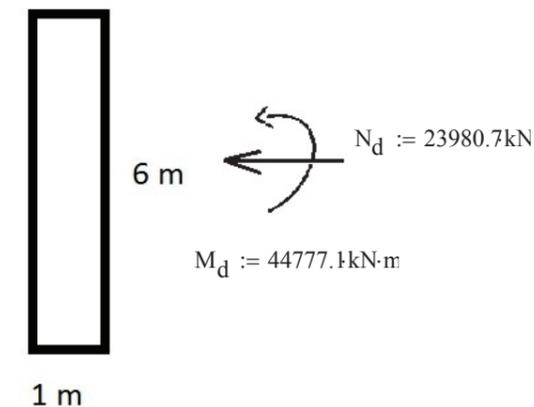
$$n := \frac{b - 2 \cdot r_{nom} - 2 \cdot \phi_t + sep}{sep + \phi_l} = 18.26 \quad \text{Cablen 18 en una fila}$$

La separación entre barras es menor que 300 mm por lo que cumple la separación máxima

5.1.3. ARCO

Cálculo en Base (momento mayor transversal arco)

MOMENTOS EN TRANSVERSAL:





$$r_{\min} := 30 \cdot \text{mm} \quad b := 1 \cdot \text{m} \quad h := 6 \cdot \text{m}$$

$$\Delta r := 10 \cdot \text{mm} \quad r_{\text{nom}} := r_{\min} + \Delta r = 40 \cdot \text{mm} \quad f_{\text{cd}} := \frac{30}{1.5} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{\text{yd}} := \frac{400}{1.15} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\phi_1 := 32 \cdot \text{mm} \quad \phi_t := 16 \cdot \text{mm}$$

$$d' := r_{\text{nom}} + \phi_t + \frac{\phi_1}{2} = 72 \cdot \text{mm}$$

$$A_c := 6 \cdot \text{m}^2 \quad E_s := 200000 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$d := h - d' = 5.928 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

Cálculo del momento límite:

$$x_{\text{lim}} := \frac{\frac{0.0035}{f_{\text{yd}}} \cdot E_s \cdot d}{1 + \frac{0.0035}{f_{\text{yd}}} \cdot E_s} = 3.96 \text{m}$$

$$y_{\text{lim}} := 0.8 \cdot x_{\text{lim}} = 3.168 \text{m}$$

$$N_{\text{clim}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot y_{\text{lim}} = 6.336 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

$$M_{\text{lim}} := N_{\text{clim}} \cdot \left(d - \frac{y_{\text{lim}}}{2} \right) = 2.752 \times 10^5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{exc} := \frac{M_d}{N_d} = 1.867 \text{m}$$

$$e_{\text{lim}} := \frac{h}{2} - d' - \frac{N_{\text{clim}}}{N_d} \cdot \left(\frac{y_{\text{lim}}}{2} - d' \right) = -1.067 \text{m}$$

Estamos en caso de pequeña excentricidad ya que $e_{\text{lim}} < \text{exc}$

Cálculo del momento máximo externo:

$$\Sigma M_{\text{ext}} := M_d + N_d \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) = 1.15 \times 10^5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma M_{\text{ext}} < M_{\text{lim}} \quad \text{por lo que:} \quad U_{s2} \neq 0 \quad x < x_{\text{lim}} \quad y < y_{\text{lim}}$$

No colocaremos armadura a compresión.

$$y := d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot \Sigma M_{\text{ext}}}{f_{\text{cd}} \cdot b \cdot d^2} \right)} \right] = 1.066 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

$$U_{s1} := -N_d + f_{\text{cd}} \cdot b \cdot y = -2.667 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$A_{s1} := \frac{U_{s1}}{f_{\text{yd}}} = -7.667 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$\frac{A_{s1}}{\frac{\pi}{4} \cdot 25^2 \cdot \text{mm}^2} = -15.618 \quad \text{Colocamos la armadura mínima}$$

COMPROBACIONES:

Para evitar rotura frágil:

$$A_s \geq 0.04 A_c \cdot \frac{f_{\text{cd}}}{f_{\text{yd}}} \quad \text{Cumple}$$

Cuantías geométricas mínimas:

$$A_{\text{stotal}} := \frac{4}{1000} \cdot A_c \quad A_{\text{stotal}} = A_{s1} + A_{s2}$$

$$A_{\text{stotal}} = 2.4 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s1} := \frac{A_{\text{stotal}}}{2} = 1.2 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{s2} := \frac{A_{\text{stotal}}}{2} = 1.2 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

por lo que:

$$A_{s, \min} := 16 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (32 \text{ mm})^2 = 0.013 \text{ m}^2$$

Es mayor la cuantía mínima, así que colocamos esta armadura.
Comprobamos que caben en una fila:

$$b \geq 2 \cdot r_{\text{nom}} + 2 \cdot \phi_t + (n - 1) \cdot \text{sep} + n \cdot \phi_1 \quad \text{sep} := 32 \text{ mm}$$

$$n := \frac{b - 2 \cdot r_{\text{nom}} - 2 \cdot \phi_t + \text{sep}}{\text{sep} + \phi_1} = 14.375 \quad \text{Caben 14 en una fila}$$

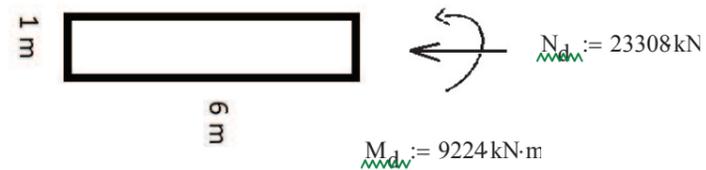
Por lo que hay que poner una fila completa con 14 mas una segunda fila con dos cada uno en sus extremos, mas 2 redondos extra del 16 para que cumpla con las separaciones $s_t < 300 \text{ mm}$, recalculamos porque ha variado nuestro centro de gravedad.

Recalculamos ya que cambia el centro de gravedad

$$y_G := \frac{14 \left(r_{\text{nom}} + \phi_t + \frac{\phi_1}{2} \right) + 2 \left(r_{\text{nom}} + \phi_t + \frac{\phi_1}{2} + \phi_1 + \text{sep} \right)}{16} = 80 \text{ mm}$$

$$d' := h - y_G = 5.92 \text{ m}$$

MOMENTOS EN DIRECCION GRAVEDAD:



$$r_{\text{min}} := 30 \text{ mm} \quad b_w := 6 \text{ m} \quad h_w := 1 \text{ m}$$

$$\Delta r := 10 \text{ mm} \quad r_{\text{nom}} := r_{\text{min}} + \Delta r = 40 \text{ mm} \quad f_{\text{adm}} := \frac{30}{1.5} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{\text{ydw}} := \frac{400}{1.15} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\phi_t := 32 \text{ mm} \quad \phi_1 := 16 \text{ mm}$$

$$A_{s, \min} := 6 \text{ m}^2 \quad E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$d' := r_{\text{nom}} + \phi_t + \frac{\phi_1}{2} = 72 \text{ mm}$$

$$d_w := h - d' = 928 \text{ mm}$$

Cálculo del momento límite:

$$x_{\text{lim}} := \frac{\frac{0.0035}{f_{\text{yd}}} \cdot E_s \cdot d}{1 + \frac{0.0035}{f_{\text{yd}}} \cdot E_s} = 0.62 \text{ m}$$

$$y_{\text{lim}} := 0.8 \cdot x_{\text{lim}} = 0.496 \text{ m}$$

$$N_{\text{clim}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot y_{\text{lim}} = 5.952 \times 10^4 \text{ kN}$$

$$M_{\text{lim}} := N_{\text{clim}} \cdot \left(d - \frac{y_{\text{lim}}}{2} \right) = 4.047 \times 10^4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e_{\text{exc}} := \frac{M_d}{N_d} = 0.396 \text{ m}$$

$$e_{\text{lim}} := \frac{h}{2} - d' - \frac{N_{\text{clim}}}{N_d} \cdot \left(\frac{y_{\text{lim}}}{2} - d' \right) = -0.021 \text{ m}$$

Estamos en caso de pequeña excentricidad ya que $e_{\text{lim}} < e_{\text{exc}}$

Cálculo del momento máximo externo:

$$\Sigma M_{\text{ext}} := M_d + N_d \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) = 1.92 \times 10^4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

5.2.1. ELEMENTOS DEL TABLERO:

ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS: CORTANTE

$$V_{Rd} := V_{Rds} + V_{ccd} + V_{td}$$

V_{Rds} es el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar la armadura de cortante al límite elástico;

V_{ccd} es el valor del cálculo de la componente del cortante de la fuerza en la zona comprimida, en el caso de un cordón de compresión inclinado;

V_{td} es el valor de cálculo de la componente de cortante de la fuerza en la armadura de tracción, en el caso de un cordón de tracción inclinado

Cojo el cortante más desfavorable a la izquierda del empotramiento de la pila 1.

$$V_{Ed} := 1710 \cdot \text{kN}$$

Comprobamos que nuestra sollicitación de cortante es menor que $V_{rd,c}$, para comprobar si necesita cortante o disponemos solo de la armadura mínima

$$V_{Rd,c} := \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$b_w := 7.04 \text{ m}$
 $d = 0.931 \text{ m}$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} = 1.463 \quad 1.463 \leq 2$$

$$k_1 := 0.15$$

$$\rho_1 := \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = 3.593 \times 10^{-3}$$

$$C_{Rd,c} := \frac{0.18}{1.15} = 0.157$$

como es mayor de 0.02: $\rho_{w,min} := 0.02$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_d}{A_c} = 5.491 \times 10^{-3} \cdot \text{MPa} < 0.2 \cdot f_{cd} = 4 \cdot \text{MPa}$$

$$V_{Rd,c} := \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$f_{ck} := 30 \cdot \text{MPa}$

$$V_{Rd,c} := 5899.47 \text{ kN}$$

Por lo que: $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$

No se requiere armadura de cortante calculada. Se dispone de armadura a cortante mínima según el apartado 9.2.2

Se debería disponer en todo el tablero ya que se ha comprobado el máximo cortante

La cuantía de armadura de cortante es:

$$\rho_w := \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \quad f_{yk} := 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Separación transversal:

$$s_t := 0.75 \cdot d = 0.699 \text{ m} \quad \text{Como supera } 600 \cdot \text{mm}, \text{ nos quedamos con este valor}$$

$$s_t := 600 \text{ mm} \quad \text{Hay que colocar transversalmente 10 cercos}$$

Separación longitudinal:

$$s_b := 0.6 \cdot d = 0.559 \text{ m}$$

$$\rho_{w,min} := \frac{0.80 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad \rho_{w,min} := 8.764 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{1}{\text{m}} \quad b_w = 7.04 \text{ m}$$

$$A_{sw1} := \rho_{w,min} \cdot b_w = 0.062$$

$$A_{sw1} := 62$$

$$\frac{10 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (16)^2}{A_{sw1}} = 32.429 \quad \text{Se tiene que colocar cercos del 16 cada 30 cm}$$

5.2.2. PILAS

Soporte 1 y 5

$$V_{Ed} := 1193 \text{ kN}$$

Comprobamos que nuestra sollicitación de cortante es menor que $V_{rd,c}$, para comprobar si necesita cortante o disponemos solo de la armadura mínima

$$V_{Rd,c} := \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad b_w := 1 \text{ m}$$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} = 1.261 \quad 1.261 \leq 2 \quad k_1 := 0.15$$

$$\rho_1 := \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = 2.344 \times 10^{-3} \quad C_{Rd,c} := \frac{0.18}{1.15} = 0.157$$

Como no puede ser mayor a 0.02: $\rho_{1,max} := 0.02$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_d}{A_c} = 2.269 \text{ MPa} < 0.2 \cdot f_{cd} = 4 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} := \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad f_{ck} := 30 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} := 2976.44 \text{ kN}$$

Por lo que: $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$

No se requiere armadura de cortante calculada. Se dispone de armadura a cortante mínima según el apartado 9.2.2

La cuantía de armadura de cortante es:

$$\rho_w := \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \quad f_{yk} := 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Separación transversal:

$$s_t := 0.75 \cdot d = 2.199 \text{ m} \quad \text{Como supera } 600 \text{ mm, nos quedamos con este valor}$$

$$s_t := 600 \text{ mm} \quad \text{Hay que colocar transversalmente 2 cercos}$$

Separación longitudinal:

$$s_b := 0.6 \cdot d = 1.759 \text{ m}$$

$$\rho_{w,min} := \frac{0.80 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad \rho_{w,min} := 8.764 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{1}{\text{m}}$$

$$A_{sw1} := \rho_{w,min} \cdot b_w = 8.764 \frac{1}{\text{m}} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$A_{sw1} := 8.764$$

$$\frac{2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (16)^2}{A_{sw1}} = 45.884$$

Hay que colocar cercos del 16 cada 45 cm longitudinalmente



Soporte 2 y 4

$$V_{Ed} := 740.232 \text{ kN}$$

Comprobamos que nuestra sollicitación de cortante es menor que $V_{rd,c}$, para comprobar si necesita cortante o disponemos solo de la armadura mínima

$$V_{Rd,c} := \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$b_w := 1 \cdot \text{m}$$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200 \cdot \text{mm}}{d}} = 1.261 \quad 1.261 \leq 2$$

$$k_1 := 0.15$$

$$\rho_1 := \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = 2.344 \times 10^{-3}$$

$$C_{Rd,c} := \frac{0.18}{1.15} = 0.157$$

Como no puede ser mayor a 0.02: $\rho_{w,lim} := 0.02$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_d}{A_c} = 1.904 \cdot \text{MPa} < 0.2 \cdot f_{cd} = 4 \cdot \text{MPa}$$

$$d = 2.931 \text{ m}$$

$$V_{Rd,c} := \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$f_{ck} := 30 \cdot \text{MPa}$$

$$V_{Rd,c} := 2846.7 \text{ kN}$$

Por lo que: $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$

No se requiere armadura de cortante calculada. Se dispone de armadura a cortante mínima según el apartado 9.2.2

La cuantía de armadura de cortante es:

$$\rho_w := \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \quad f_{yk} := 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Separación transversal:

$$s_t := 0.75 \cdot d = 2.199 \text{ m} \quad \text{Como supera } 600 \cdot \text{mm}, \text{ nos quedamos con este valor}$$

$$s_t := 600 \cdot \text{mm} \quad \text{Hay que colocar transversalmente 2 cercos}$$

Separación longitudinal:

$$s_b := 0.6 \cdot d = 1.759 \text{ m}$$

Cuantía mínima:

$$\rho_{w,\min} := \frac{0.80 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad \rho_{w,\min} := 8.764 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{1}{\text{m}}$$

$$A_{sw1} := \rho_{w,\min} \cdot b_w = 8.764 \frac{1}{\text{m}} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$A_{sw1} := 8.764$$

$$\frac{2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (16)^2}{A_{sw1}} = 45.884$$

Coloco cercos del 16 cada 45 cm longitudinalmente

Soporte 3

$$V_{Ed} := 602.211 \cdot \text{kN}$$

Comprobamos que nuestra sollicitación de cortante es menor que $V_{rd,c}$, para comprobar si necesita cortante o disponemos solo de la armadura mínima

$$V_{Rd,c} := \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$b_w := 1 \cdot \text{m}$$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200 \cdot \text{mm}}{d}} = 1.261 \quad 1.261 \leq 2$$

$$k_1 := 0.15$$

$$\rho_1 := \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = 2.344 \times 10^{-3}$$

$$C_{Rd,c} := \frac{0.18}{1.15} = 0.157$$

Como no puede ser mayor a 0.02: $\rho_{w,lim} := 0.02$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_d}{A_c} = 1.869 \text{ MPa} < 0.2 \cdot f_{cd} = 4 \cdot \text{MPa}$$

$$d = 2.931 \text{ m}$$

$$V_{Rd,c} := \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$f_{ck} := 30 \cdot \text{MPa}$$

$$V_{Rd,c} := 2874 \text{ kN}$$

Por lo que: $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$

No se requiere armadura de cortante calculada. Se dispone de armadura a cortante mínima según el apartado 9.2.2

La cuantía de armadura de cortante es:

$$\rho_w := \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \quad f_{yk} := 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Separación transversal:

$$s_t := 0.75 \cdot d = 2.199 \text{ m} \quad \text{Como supera } 600 \cdot \text{mm}, \text{ nos quedamos con este valor}$$

$$s_{t,lim} := 600 \cdot \text{mm} \quad \text{Hay que colocar transversalmente 2 cercos}$$

Separación longitudinal:

$$s_b := 0.6 \cdot d = 1.759 \text{ m}$$

Cuantía mínima:

$$\rho_{w,min} := \frac{0.80 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad \rho_{w,min} := 8.764 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{1}{\text{m}}$$

$$A_{sw1} := \rho_{w,min} \cdot b_w = 8.764 \frac{1}{\text{m}} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$A_{sw1} := 8.764$$

$$\frac{2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (16)^2}{A_{sw1}} = 45.884$$

Coloco cercos del 16 cada 45 cm longitudinalmente

Soporte 6

$$V_{Ed} := 2269 \cdot \text{kN}$$

Comprobamos que nuestra sollicitación de cortante es menor que $V_{rd,c}$, para comprobar si necesita cortante o disponemos solo de la armadura mínima

$$V_{Rd,c} := \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad b_w := 1 \cdot \text{m}$$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200 \cdot \text{mm}}{d}} = 1.263 \quad 1.263 \leq 2$$

$$\rho_1 := \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = 2.078 \times 10^{-3}$$

$$C_{Rd,c} := \frac{0.18}{1.15} = 0.157$$

como no puede ser mayor a 0.02: $\rho_{w1} := 0.02$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_d}{A_c} = 2.316 \text{ MPa} < 0.2 \cdot f_{cd} = 4 \cdot \text{MPa}$$

$$V_{Rd,c} := \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad f_{ck} := 30 \cdot \text{MPa} \quad d = 2.888 \text{ m}$$

$$V_{Rd,c} := 3011.79 \text{ kN}$$

Por lo que: $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$

No se requiere armadura de cortante calculada. Se dispone de armadura a cortante mínima según el apartado 9.2.2

La cuantía de armadura de cortante es:

$$\rho_w := \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \quad f_{yk} := 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Separación transversal:

$$s_t := 0.75 \cdot d = 2.166 \text{ m} \quad \text{Como supera } 600 \cdot \text{mm}, \text{ nos quedamos con este valor}$$

$$s_t := 600 \cdot \text{mm} \quad \text{Hay que colocar transversalmente 2 cercos}$$

Separación longitudinal:

$$s_b := 0.6 \cdot d = 1.733 \text{ m}$$

$$\rho_{w,\text{min}} := \frac{0.80 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad \rho_{w,\text{min}} := 8.764 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{1}{\text{m}}$$

$$A_{sw1} := \rho_{w,\text{min}} \cdot b_w = 8.764 \frac{1}{\text{m}} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$A_{sw1} := 8.764$$

$$\frac{2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (16)^2}{A_{sw1}} = 45.884$$

Se coloca cercos del 16 cada 45 cm longitudinalmente

Soportes desde el 7 hasta el 11

$$V_{Ed} := 789.03 \text{ kN}$$

Comprobamos que nuestra sollicitación de cortante es menor que $V_{rd,c}$, para comprobar si necesita cortante o disponemos solo de la armadura mínima

$$V_{Rd,c} := \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad b_w := 1 \cdot \text{m}$$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200 \cdot \text{mm}}{d}} = 1.261 \quad 1.261 \leq 2$$

$$\rho_1 := \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = 2.344 \times 10^{-3}$$

Como no puede ser mayor a 0.02: $\rho_{w,min} := 0.02$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_d}{A_c} = 1.951 \text{ MPa} < 0.2 \cdot f_{cd} = 4 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} := \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad f_{ck} := 30 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} := 3129.44 \text{ kN}$$

Por lo que: $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$

No se requiere armadura de cortante calculada. Se dispone de armadura a cortante mínima según el apartado 9.2.2

La cuantía de armadura de cortante es:

$$\rho_w := \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \quad f_{yk} := 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Separación transversal:

$$s_t := 0.75 \cdot d = 2.199 \text{ m} \quad \text{como supera } 600 \cdot \text{mm}, \text{ nos quedamos con este valor}$$

$$s_t := 600 \cdot \text{mm} \quad \text{tengo que colocar transversalmente 2 cercos}$$

Separación longitudinal:

$$s_b := 0.6 \cdot d = 1.759 \text{ m}$$

Cuantía mínima:

$$\rho_{w,min} := \frac{0.80 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad \rho_{w,min} := 8.764 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{1}{\text{m}}$$

$$A_{sw1} := \rho_{w,min} \cdot b_w = 8.764 \frac{1}{\text{m}} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$A_{sw1} := 8.764$$

$$\frac{2 \cdot \pi \cdot (16)^2}{4 \cdot A_{sw1}} = 45.884 \quad \text{Coloco cercos del 16 cada 45 cm}$$

5.2.3. ARCO

CORTANTE EN DIRECCIÓN TRANSVERSAL:

$$V_{Ed} := 3885 \text{ kN}$$

Comprobamos que nuestra sollicitación de cortante es menor que $V_{rd,c}$, para comprobar si necesita cortante o disponemos solo de la armadura mínima

$$V_{Rd,c} := \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$b_w := 1 \cdot \text{m}$$

$$d := 5.92 \text{ m}$$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200 \cdot \text{mm}}{d}} = 1.184 \quad 1.184 \leq 2$$

$$k_1 := 0.15$$

$$\rho_1 := \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = 2.174 \times 10^{-3}$$

$$C_{Rd,c} := \frac{0.18}{1.15} = 0.157$$

Como no puede ser mayor a 0.02: $\rho_{w,min} := 0.02$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_d}{A_c} = 3.885 \text{ MPa} > 0.2 \cdot f_{cd} = 4 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} := \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$f_{ck} := 30 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} := 7753.58 \text{ kN}$$

Por lo que: $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$

No se requiere armadura de cortante calculada. Se dispone de armadura a cortante mínima según el apartado 9.2.2

La cuantía de armadura de cortante es:

$$\rho_w := \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \quad f_{yk} := 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Separación transversal:

$$s_t := 0.75 \cdot d = 4.44 \text{ m} \quad \text{Como supera } 600 \cdot \text{mm}, \text{ nos quedamos con este valor}$$

$$s_{t,min} := 600 \text{ mm} \quad \text{Hay que colocar transversalmente 2 cercos}$$

Separación longitudinal:

$$s_b := 0.6 \cdot d = 3.552 \text{ m}$$

$$\rho_{w,min} := \frac{0.80 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad \rho_{w,min} := 8.764 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{1}{\text{m}}$$

$$A_{sw1} := \rho_{w,min} \cdot (b_w) = 8.764 \frac{1}{\text{m}} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$A_{sw1} := 8.764$$

$$\frac{2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (16)^2}{A_{sw1}} = 45.884$$

Por separación longitudinal coloco a una separación de 45 cm

CORTANTE EN DIRECCIÓN GRAVITACIONAL:

$$V_{Ed} := 1545.7 \text{ kN}$$

Comprobamos que nuestra sollicitación de cortante es menor que $V_{Rd,c}$, para comprobar si necesita cortante o disponemos solo de la armadura mínima

$$V_{Rd,c} := \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$b_w := 6 \text{ m}$$

$$d := 0.928 \text{ m}$$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} = 1.464 \quad 1.464 \leq 2$$

$$k_1 := 0.15$$

$$A_{s1} := 20 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (32 \text{ mm})^2 = 0.016 \text{ m}^2$$

$$\rho_w := \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = 2.889 \times 10^{-3}$$

Como no puede ser mayor a 0.02: $\rho_w := 0.02$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_d}{A_c} = 3.885 \text{ MPa} > 0.2 \cdot f_{cd} = 4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} := 0.2 \cdot f_{cd} = 4 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} := \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,c} := 8254.97 \text{ kN}$$

Por lo que: $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$

No se requiere armadura de cortante calculada. Se dispone de armadura a cortante mínima según el apartado 9.2.2

La cuantía de armadura de cortante es:

$$\rho_w := \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha}$$

$$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Separación transversal:

$$s_t := 0.75 \cdot d = 0.696 \text{ m} \quad \text{Como supera } 600 \text{ mm, nos quedamos con este valor}$$

$$s_t := 600 \text{ mm} \quad \text{Hay que colocar transversalmente 10 cercos}$$

Separación longitudinal:

$$s_{bv} := 0.6 \cdot d = 0.557 \text{ m}$$

$$\rho_{w,min} := \frac{0.80 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad \rho_{w,min} := 8.764 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{1}{\text{m}}$$

$$A_{sw,min} := \rho_{w,min} \cdot (b_w) = 52.584 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{sw1} := 52.584$$

$$\frac{10 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (16)^2}{A_{sw1}} = 38.236$$

Coloco cercos del 16 cada 35 cm longitudinalmente

Por lo que como conclusión, cercos del 16 cada 35 cm en total.

5.3. TORSIÓN

Las cargas que producen torsión en la estructura son de valores despreciables con respecto al resto de esfuerzos, por lo que no hace falta armar la estructura con respecto a torsión.

5.4. CRITERIOS PARA SIMPLIFICACIÓN DE EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN

Para la comprobar que se pueden simplificar los efectos de segundo orden en los soportes se han seguido las prescripciones dadas por Eurocódigo 2 en el capítulo 5 apartado 5.8.

Soporte 5 y 1

Los efectos de segundo orden se pueden ignorar si la esbeltez λ es menor que cierto valor mínimo λ_{min}

Esbeltez mecánica: $\lambda := \frac{\alpha \cdot L_{real}}{i_c}$

Para soporte en ménsula libre obtenemos un valor: $\alpha := 2.0$

$$L_{real} := 6.65 \text{ m}$$

$$i_c := \frac{h}{\sqrt{12}} = 0.866 \text{ m}$$

$$\lambda := \frac{\alpha \cdot L_{real}}{i_c} = 15.358$$

Calculo λ_{min} :

$$\lambda_{min} := \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}}$$

$$\omega := \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.04 \quad n_1 := \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.113$$

$$r_m := \frac{M_{01}}{M_{02}} \quad \text{Como nos encontramos con un elemento sin arriostrar tomamos } r.m = 1$$

$$A1 := 0.7 \quad B := 1 + \sqrt{(1 + 2 \cdot \omega)} = 2.039 \quad C1 := 0.7$$

Por lo tanto:

$$\lambda_{min} := \frac{20 \cdot A1 \cdot B \cdot C1}{\sqrt{n_1}} = 59.323$$

Por lo tanto λ es menor que λ_{min} , no hay efectos de segundo orden.

Soporte 4 y 2

Los efectos de segundo orden se pueden ignorar si la esbeltez λ es menor que cierto valor mínimo λ_{min}

Esbeltez mecánica: $\lambda := \frac{\alpha \cdot L_{real}}{i_c}$

Para soporte en ménsula libre obtenemos un valor: $\alpha := 2.0$

$$L_{real} := 2.75350 \text{ m}$$

$$i_c := \frac{h}{\sqrt{12}} = 0.866 \text{ m}$$

$$\lambda := \frac{\alpha \cdot L_{real}}{i_c} = 6.359$$



Calculo λ_{min} :

$$\lambda_{min} := \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}}$$

$$\omega := \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.04$$

$$n_1 := \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.095$$

$$r_m := \frac{M_{01}}{M_{02}}$$

Como nos encontramos con un elemento sin arriostrar tomamos $r_m = 1$

$$A1 := 0.7$$

$$B := 1 + \sqrt{(1 + 2 \cdot \omega)} = 2.039$$

$$C1 := 0.7$$

Por lo tanto:

$$\lambda_{min} := \frac{20 \cdot A1 \cdot B \cdot C1}{\sqrt{n_1}} = 64.771$$

Por lo tanto λ es menor que λ_{min} , no hay efectos de segundo orden.

Soporte 3

Los efectos de segundo orden se pueden ignorar si la esbeltez λ es menor que cierto valor mínimo λ_{min}

Esbeltez mecánica:
$$\lambda := \frac{\alpha \cdot L_{real}}{i_c}$$

Para soporte en ménsula libre obtenemos un valor: $\alpha := 2.0$

$$L_{real} := 1.50m$$

$$i_c := \frac{h}{\sqrt{12}} = 0.866m$$

$$\lambda := \frac{\alpha \cdot L_{real}}{i_c} = 3.464$$

Calculo λ_{min} :

$$\lambda_{min} := \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}}$$

$$\omega := \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.04$$

$$n_1 := \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.093$$

$$r_m := \frac{M_{01}}{M_{02}}$$

Como nos encontramos con un elemento sin arriostrar tomamos $r_m = 1$

$$A1 := 0.7$$

$$B := 1 + \sqrt{(1 + 2 \cdot \omega)} = 2.039$$

$$C1 := 0.7$$

Por lo tanto:

$$\lambda_{min} := \frac{20 \cdot A1 \cdot B \cdot C1}{\sqrt{n_1}} = 65.375$$

Por lo tanto λ es menor que λ_{min} , no hay efectos de segundo orden.

Soporte 6

Los efectos de segundo orden se pueden ignorar si la esbeltez λ es menor que cierto valor mínimo λ_{min}

Esbeltez mecánica:
$$\lambda := \frac{\alpha \cdot L_{real}}{i_c}$$

Para soporte en ménsula libre obtenemos un valor: $\alpha := 2.0$

$$L_{real} := 14m$$

$$i_c := \frac{h}{\sqrt{12}} = 0.866m$$



$$\lambda := \frac{\alpha \cdot L_{\text{real}}}{i_c} = 32.332$$

Calculo λ_{min} :

$$\lambda_{\text{min}} := \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C^2}{\sqrt{n}}$$

$$\omega := \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.035 \quad n_1 := \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.116$$

$$r_m := \frac{M_{01}}{M_{02}} \quad \text{Como nos encontramos con un elemento sin arriostrar tomamos } r_m = 1$$

$$A1 := 0.7 \quad B := 1 + \sqrt{(1 + 2 \cdot \omega)} = 2.034 \quad C1 := 0.7$$

Por lo tanto:

$$\lambda_{\text{min}} := \frac{20 \cdot A1 \cdot B \cdot C1}{\sqrt{n_1}} = 58.578$$

Por lo tanto λ es menor que λ_{min} , no hay efectos de segundo orden.

Soportes desde el 7 hasta el 11

Los efectos de segundo orden se pueden ignorar si la esbeltez λ es menor que cierto valor mínimo λ_{min}

Esbeltez mecánica: $\lambda := \frac{\alpha \cdot L_{\text{real}}}{i_c}$

Para soporte en ménsula libre obtenemos un valor: $\alpha := 2.0$

$$L_{\text{real}} := 6\text{m}$$

$$i_c := \frac{h}{\sqrt{12}} = 0.866 \text{ m}$$

$$\lambda := \frac{\alpha \cdot L_{\text{real}}}{i_c} = 13.856$$

Calculo λ_{min} :

$$\lambda_{\text{min}} := \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C^2}{\sqrt{n}}$$

$$\omega := \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.04 \quad n_1 := \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.098$$

$$r_m := \frac{M_{01}}{M_{02}} \quad \text{Como nos encontramos con un elemento sin arriostrar tomamos } r_m = 1$$

$$A1 := 0.7 \quad B := 1 + \sqrt{(1 + 2 \cdot \omega)} = 2.039 \quad C1 := 0.7$$

Por lo tanto:

$$\lambda_{\text{min}} := \frac{20 \cdot A1 \cdot B \cdot C1}{\sqrt{n_1}} = 63.975$$

Por lo tanto λ es menor que λ_{min} , no hay efectos de segundo orden.

5.5. COMPROBACIÓN DE LA FISURACIÓN

Una vez establecida la armadura necesaria para las distintas secciones del tablero, es preciso comprobar si la cuantía dispuesta es suficiente para el cumplimiento del estado límite de fisuración tal y como indica el Eurocódigo 2 en el capítulo 7.

La comprobación que establece la normativa es la siguiente:

$$W_k \leq W_{\max} \quad \text{siendo:}$$

W_k : Abertura característica de fisura

W_{\max} : Abertura máxima de fisura

La abertura máxima de fisura viene definida en la tabla 7.1N del Eurocódigo 2. En ella se indica el valor de W_{\max} en función de la clase de exposición.

Para hormigón armado y para una clase de exposición XC2 la norma fija un valor máximo de abertura de fisura para hormigón armado de 0,3 mm.

Las secciones más desfavorables desde el punto de vista de la comprobación de la fisuración serán aquellas que estén sometidas a valores elevados de momento flector. La combinación de esfuerzos que manda la normativa para la comprobación de este estado límite de servicio es la cuasipermanente.

$$\sum \gamma_{G,i} \cdot G_{k,i} + \sum \gamma_{G^*,i} \cdot G_{k,i}^* + \sum \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

$$\psi_2 = 0,2$$

Momentos flectores máximos según la combinación cuasi permanente

A continuación se refleja el valor de momento máximo positivo en los puntos del tablero en los que es necesaria la comprobación. Se excluyen de esta comprobación las pilas ya que estas no sufren tracciones asique se les excluye de la posibilidad de fisuración por mera definición.

Se han considerado únicamente el siguiente caso:

Momento mayor negativo tablero:

$$N_k := 30,9 \cdot \text{kN} \quad M_k := 2177 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Método de cálculo de la abertura de fisura

$$E_{\text{cm}} := 29440 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad A_s := 0,024 \text{m}^2$$

$$f_{\text{ctm}} := 0,30 f_{\text{ck}}^{\frac{2}{3}} \quad f_{\text{ctm}} := 2,897 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{\text{teff}} := f_{\text{ctm}} \quad f_{\text{teff}} = 2,897 \times 10^6 \text{ Pa}$$

$$\sigma_s := \frac{M_k}{0,8 \cdot d \cdot A_s} \quad E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$r_{\text{min}} := 30 \text{ mm} \quad b := 11,20 \text{ m} \quad h := 1 \text{ m} \quad f_{\text{ck}} := 30 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Delta r := 10 \text{ mm} \quad r_{\text{nom}} := r_{\text{min}} + \Delta r = 40 \text{ mm} \quad f_{\text{cd}} := \frac{30}{1,5} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{\text{yd}} := \frac{400}{1,15} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\phi_1 := 25 \text{ mm} \quad \phi_t := 16 \text{ mm} \quad A_c := 8,378 \text{ m}^2$$

$$d' := r_{\text{nom}} + \phi_t + \frac{\phi_1}{2} = 68,5 \text{ mm} \quad d := h - d' = 0,931 \text{ m}$$

$$w_k := S_{r,max} (e_{sm} - e_{cm})^2$$

Calculo de la deformación unitaria medida en el hormigón entre fisuras

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm}} = 6.793 \quad \phi_1 := 25 \text{ mm}$$

$$h_{c,eff} := 7.5 \cdot \phi_1 + d' = 0.256 \text{ m} \quad \text{Como es menor que 300 mm, } h_{ceff} = 300 \text{ mm}$$

$$A_{c,eff} := b \cdot h_{c,eff} = 2.867 \text{ m}^2$$

$$\rho_{p,eff} := \frac{A_s}{A_{c,eff}} = 8.371 \times 10^{-3}$$

$$k_t := 0.6$$

Por lo que:

$$dif := \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{teff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} = -4.887 \times 10^{-4}$$

Que tiene que ser mayor que:

$$0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} = 3.652 \times 10^{-4} \quad dif := 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} = 3.652 \times 10^{-4}$$

Como no es mayor nos quedamos con este valor como la diferencia de $e_{sm} - e_{cm}$

Hallamos la separación máxima:

$$S_{r,max} := k_3 \cdot c + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi}{\rho_{p,eff}}$$

$$k_1 := 0.8 \quad k_2 := 0.5 \quad k_3 := 3.4 \quad k_4 := 0.42 \quad \phi := 25 \text{ mm}$$

$$c := r_{nom} = 0.04 \text{ m}$$

$$S_{r,max} := k_3 \cdot c + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi}{\rho_{p,eff}} = 0.644 \text{ m}$$

$$w_k := S_{r,max} \cdot dif = 0.235 \cdot \text{mm}$$

Según la tabla 7.101N del apartado puentes de hormigón del eurocodigo 2, la w_{max} para una clase de exposición XC2 y elementos con armadura pasiva es de:

$$w_{max} := 0.3 \text{ mm}$$

Por lo que es menor que la abertura por fisuración máxima por lo que cumple por fisuración.

En aquellas vigas con un canto total de 1000 mm o mayor, donde la armadura principal se concentra en la parte del canto se debería disponer de una armadura de piel adicional de las siguientes características:

$$A_{smin} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{cteff} \cdot A_{ct}$$

$$k := 0.5$$

$$k_c := 0.4 \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot \left[\frac{h}{(h_1)} \right] \cdot f_{cteff}} \right] \leq 1$$

$$f_{teff} = 2.897 \times 10^6 \text{ Pa}$$



$$\sigma_{\text{max}} := \frac{N_k}{b \cdot h} = 2.759 \times 10^3 \text{ Pa}$$

$$h_1 := 1.0 \text{ m}$$

$$k_{11} := 1.5 \quad \text{Al ser } N_d \text{ una fuerza de compresión}$$

$$k_{12} := 0.375 \quad \text{Por lo que cumple, es menor que 1} \quad A_{ct} = 2.867 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\text{max}} := f_{yd}$$

$$A_{smin} := \frac{k_c \cdot k \cdot f_{teff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = 4.525 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$\frac{A_{smin}}{\frac{\pi \cdot 16^2 \cdot \text{mm}^2}{4}} = 22.506$$

Colocamos 12 barras de 16 por lado, para cumplir la fisuración

5.6. CONTROL DE FLECHAS

A continuación se procederá al cálculo de la flecha diferida correspondiente a mayor flecha, en el eje del puente, así como en los voladizos correspondientes.

La mayor flecha instantánea producida en el tablero es: 1.3 mm

El control de flechas se realizará según lo establecido en el capítulo 7 apartado 7.4 del Eurocódigo 2.

Por ello la inercia equivalente coincide con la inercia de la sección bruta:

$$I_e = \left(\frac{M_{\text{fisuración}}}{M_{y \text{ máximo}}} \right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_{\text{fisuración}}}{M_{y \text{ máximo}}} \right)^3 \right] I_f \quad \text{siendo:}$$

$$M_{\text{fisuración}} = f_{ct, fle} \cdot W_b \quad \text{siendo:}$$

$$f_{ct, fle} = 0,37 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad \text{estando } f_{ct, fle} \text{ en N/mm}^2$$

I_b : la inercia de la sección bruta

I_f : Inercia fisurada en flexión simple, que se obtiene despreciando la zona de hormigón en tracción y homogeneizando las áreas de las armaduras pasivas multiplicándolas por el coeficiente de equivalencia. (0,048 m⁴)

Con esto se obtiene una flecha máxima de: 4.2 mm

Por lo que siguiendo la limitación para puentes de carretera, Se deberá verificar que la flecha vertical máxima correspondiente al valor frecuente de la sobrecarga de uso no supera lo L/1000:

En el caso tratado la luz del vano con mayor flecha es 15 m, por lo que la flecha no tiene que superar el valor de: 15 mm, por lo que queda comprobado que se cumple esta restricción.

Se observa asimismo, que la contraflecha, para este estado de cargas no es mayor en ningún caso de 2.7 cm, valor imperceptible para el ojo humano en relación con el resto de la estructura.

5.7. LONGITUDES DE ANCLAJE Y DE SOLAPE

A continuación se reflejan las longitudes de anclaje y de solape necesarias para los diferentes diámetros que conforman la armadura del puente.

		25	30	35	40	45	50			25	30	35	40	45	50
6	Pos I	150	150	150	150	150	150	B400		150	150	150	150	150	150
	Pos II	171	171	171	171	171	171			171	171	171	171	171	171
8	Pos I	160	160	160	160	160	160			160	160	160	160	160	160
	Pos II	229	229	229	229	229	229			229	229	229	229	229	229
10	Pos I	200	200	200	200	200	200			200	200	200	200	200	200
	Pos II	286	286	286	286	286	286			286	286	286	286	286	286
12	Pos I	240	240	240	240	240	240			240	240	240	240	240	240
	Pos II	343	343	343	343	343	343			343	343	343	343	343	343
14	Pos I	280	280	280	280	280	280			294	280	280	280	280	280
	Pos II	400	400	400	400	400	400			412	400	400	400	400	400
16	Pos I	320	320	320	320	320	320	B500		384	333	320	320	320	320
	Pos II	457	457	457	457	457	457			538	466	457	457	457	457
20	Pos I	480	400	400	400	400	400			600	520	480	440	400	400
	Pos II	672	571	571	571	571	571			840	728	672	616	571	571
25	Pos I	750	625	563	500	500	500			938	813	750	688	625	625
	Pos II	1050	875	788	714	714	714			1313	1138	1050	963	875	875
32	Pos I	1229	1024	922	819	717	717			1536	1331	1229	1126	1024	1024
	Pos II	1720	1434	1290	1147	1004	1004			2150	1864	1720	1577	1434	1434
40	Pos I	1920	1600	1440	1280	1120	1120			2400	2080	1920	1760	1600	1600
	Pos II	2688	2240	2016	1792	1568	1568			3360	2912	2688	2464	2240	2240
50	Pos I	3000	2500	2250	2000	1750	1750			3750	3250	3000	2750	2500	2500
	Pos II	4200	3500	3150	2800	2400	2450			5250	4550	4200	3850	3500	3500

La longitud de solape de las barras situadas en la posición I de adherencia buena es:

$$l_{sl} = \alpha \cdot l_{bt} \text{ Siendo:}$$

α : En este caso y para estar del lado de la seguridad se toma un valor de 1,60 debido a que en ningún caso se solapan más de 1/3 de las barras trabajando a tracción con relación a la sección total de acero.

Igualmente para la longitud de solape de las barras situadas en la posición II de adherencia deficiente.

Llegando a unas longitudes de solape de:

Diámetro 12 (Nº4 ½")

Posición I: L= 38.4 cm

Posición II: L= 55 cm

Diámetro 14 (Nº5 5/8")

Posición I: L= 45 cm

Posición II: L= 64 cm

Diámetro 16 (Nº6 ¾")

Posición I: L= 51 cm

Posición II: L= 73 cm

Diámetro 20 (Nº7 7/8"):

Posición I: L= 64 cm

Posición II: L= 91.4 cm



Diámetro 25 (Nº8 1"):

Posición I: L= 100 cm

Posición II: L= 132 cm

Diámetro 32 (Nº10 1-1/4"):

Posición I: L= 164 cm

Posición II: L= 230 cm

5.8. APARATOS DE APOYO

En esta estructura se necesitará apoyos elastoméricos zunchados que cumplan las siguientes características:



Tiene que soportar una carga de 2630 kN y con unas dimensiones en planta de 350 x 500 mm y espesor de 50 mm.

- Características mecánicas

Módulo de elasticidad transversal G : 1 N/mm²

Límite elástico del acero de los zunchos $f_y > 240$ N/mm²

Carga de rotura del acero de los zunchos: $\sigma_u > 410$ N/mm²



5.9. JUNTAS DE DILATACIÓN

El dimensionamiento de las juntas de dilatación existentes en el puente ha sido realizado conforme a la posibilidad técnica y económica del emplazamiento.

5.9.1. CRITERIOS DE SEGURIDAD

La comprobación de las juntas de dilatación se establecerá de acuerdo con los movimientos calculados para el conjunto estructural. Estas juntas se establecerán en la conexión con los estribos y deberán satisfacer las siguientes funciones:

- Asegurar la libertad de movimientos del tablero
- Dar continuidad a la capa de rodadura, siendo capaz de soportar las cargas de tráfico
- No ser fuente de ruidos, impactos y vibraciones
- Tener una buena estanqueidad y/o permitir una correcta evacuación de las aguas

5.9.2. ACCIONES A CONSIDERAR

Las distintas acciones a considerar para el dimensionamiento de las juntas de dilatación son las que se han establecido en el apartado 1.2 correspondiente al cálculo estructural del conjunto en la primera parte del presente anejo.

5.9.3. CARACTERÍSTICAS DE LAS JUNTAS DE DILATACIÓN

La solución propuesta en función de los movimientos existentes así como las cargas de tráfico actuantes consiste en una chapa metálica de 6 mm de espesor apoyada en el estribo y anclada al tablero con tornillos M12 cada 50 cm, la cual será detallada en planos. Está formada por un elemento que apoya en los extremos del tablero y del estribo transmitiéndoles las cargas de tráfico que actúan directamente sobre la junta.

DESARROLLO DE CÁLCULOS

Ya estructura se encuentra en una zona sin apenas cambios de temperatura planteamos una variación de temperatura de 10 °C, para encontrarnos del lado de la seguridad.

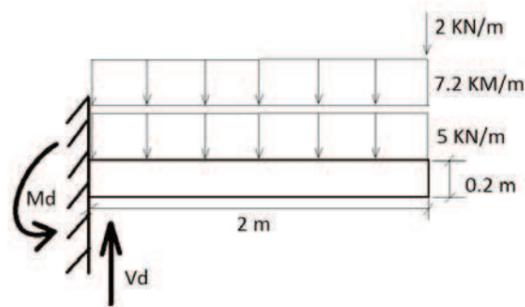
Debido a esto y a la retracción del hormigón el movimiento horizontal que se produce será de 20 mm.

Hemos supuesto, por seguridad, el doble del desplazamiento obtenido y se repartirá según los puntos fijos del tablero en proporción a la dilatación existente en cada junta.

Con estos cálculos se obtiene que tienen que soportar 24 mm de movimiento horizontal, de modo que, por facilitar la construcción y aumentar la seguridad se dispondrán dos juntas que puedan soportar un movimiento de 25 mm.

5.10. RASANTE

Se supone para hallar su armadura como ménsula libre a la que le llegan las siguientes cargas:



Llegando a su extremo un momento de: $M_d = 28.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$ y un cortante $V_d = 24.4 \text{ kN}$

Para estos esfuerzos se ha armado la sección por metro lineal.

$$M_d := 28.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$r_{\min} := 30 \text{ mm} \quad b := 1 \text{ m} \quad h := 0.2 \text{ m}$$

$$\Delta r := 10 \text{ mm} \quad r_{\text{nom}} := r_{\min} + \Delta r = 40 \text{ mm} \quad f_{cd} := \frac{30}{1.5} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{yd} := \frac{400}{1.15} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\phi_l := 20 \text{ mm} \quad \phi_t := 16 \text{ mm}$$

$$d' := r_{\text{nom}} + \phi_t + \frac{\phi_l}{2} = 66 \text{ mm} \quad A_c := 0.2 \text{ m}^2 \quad E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$d := h - d' = 134 \text{ mm}$$

Cálculo del momento límite:

$$x_{\text{lim}} := \frac{\frac{0.0035}{f_{yd}} \cdot E_s \cdot d}{1 + \frac{0.0035}{f_{yd}} \cdot E_s} = 0.09 \text{ m}$$

$$y_{\text{lim}} := 0.8 \cdot x_{\text{lim}} = 0.072 \text{ m}$$

$$N_{\text{clim}} := f_{cd} \cdot b \cdot y_{\text{lim}} = 1.432 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$M_{\text{lim}} := N_{\text{clim}} \cdot \left(d - \frac{y_{\text{lim}}}{2} \right) = 140.641 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Cálculo del momento máximo externo:

$$\Sigma M_{\text{ext}} := M_d + N_d \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) = 28.403 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\Sigma M_{\text{ext}} < M_{\text{lim}} \quad \text{por lo que:} \quad U_{s2} := 0 \quad x < x_{\text{lim}} \quad y < y_{\text{lim}}$$

No colocaremos armadura a compresión.

$$y := d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot \Sigma M_{\text{ext}}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \right)} \right] = 11.054 \text{ mm}$$

$$U_{s1} := -N_d + f_{cd} \cdot b \cdot y = 220.985 \text{ kN}$$

$$A_{s1} := \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = 635.331 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{s1}}{\frac{\pi}{4} \cdot 25^2 \cdot \text{mm}^2} = 1.294 \quad \text{Colocamos la armadura mínima}$$

COMPROBACIONES :

Para evitar rotura frágil:

$$A_s \geq 0.04 A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{Cumple}$$



Cuantías geométricas mínimas:

$$A_{stotal} := \frac{4}{1000} \cdot A_c$$

$$A_{stotal} = A_{s1} + A_{s2}$$

$$A_{stotal} = 800 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1} := \frac{A_{stotal}}{2} = 400 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} := \frac{A_{stotal}}{2} = 400 \text{ mm}^2$$

por lo que:

$$A_{s1} := 2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (16 \text{ mm})^2 = 402.124 \text{ mm}^2$$

CORTANTE

$$V_{Rd} := V_{Rds} + V_{ccd} + V_{td}$$

V_{Rds} es el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar la armadura de cortante al límite elástico;

V_{ccd} es el valor del cálculo de la componente del cortante de la fuerza en la zona comprimida, en el caso de un cordón de compresión inclinado;

V_{td} es el valor de cálculo de la componente de cortante de la fuerza en la armadura de tracción, en el caso de un cordón de tracción inclinado

$$V_{Ed} := 24.4 \text{ kN}$$

Comprobamos que nuestra sollicitación de cortante es menor que $V_{rd,c}$, para comprobar si necesita cortante o disponemos solo de la armadura mínima

$$V_{Rd,c} := \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$b_w := 1 \text{ m}$$

$$d = 0.134 \text{ m}$$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} = 2.222$$

$$k_1 := 0.15$$

$$\rho_1 := \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = 3.001 \times 10^{-3}$$

$$C_{Rd,c} := \frac{0.18}{1.15} = 0.157$$

como no puede ser mayor a 0.02: $\rho_{1w} := 0.02$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_d}{A_c} = 5 \times 10^{-4} \text{ MPa} < 0.2 \cdot f_{cd} = 4 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} := \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$f_{ck} := 30 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} := 181.16 \text{ kN}$$

Por lo que: $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$

No se requiere armadura de cortante calculada.



5.11. CÁLCULO DE ESTRIBOS

5.11.1. MODELO DE CIMENTACIÓN Y ESTRIBO

La solución planteada para resolver el estribo 1 es la realización de un estribo abierto, de tal forma que se aproveche la cimentación planteada. De esta forma, se transmiten a la zapata los esfuerzos que recibe el estribo mediante dos pilares, evitando así gran parte de los empujes del terreno. Y la solución propuesta para el estribo 2, es de forma similar, aunque en este caso, se realiza mediante una cimentación profunda, proponiendo un encepado a lo largo de toda su longitud y pilotes.

El cálculo del estribo se realizará por metro lineal del mismo realizando un promedio de las reacciones transmitidas por la estructura y de todas las demás acciones que actúen sobre el mismo.

Las soluciones quedan perfectamente definidas en el Documento N°2: Planos.

En principio se ha considerado el cálculo únicamente en uno de los dos estribos por considerarse que las diferencias entre ambos son escasas, aunque se han calculado sus cimentaciones por separado.

5.11.2. ESTADOS DE CARGA CONSIDERADOS

A continuación se exponen los distintos estados de carga considerados a la hora de realizar el cálculo del estribo.

5.11.2.1. Peso propio

Se ha considerado el peso propio del estribo por metro lineal del mismo, con un peso específico del hormigón armado de 25 KN/m³.

5.11.2.2. Empuje horizontal de tierras

Para el cálculo de los empujes de tierras se recurre a la ayuda del programa CYPE 2010. El empuje de tierras sólo se utilizará para obtener los esfuerzos actuantes sobre estribos y cimentaciones.

5.11.2.3. Peso de tierras sobre el encepado del estribo 2

Al igual que en el punto anterior, se recurre al CYPE 2010, para ello se considera la profundidad a la que se encontrará el estribo 2.

5.11.2.4. Reacciones transmitidas por el puente

Las combinaciones a utilizar son la situación persistente ó transitoria para la comprobación de estados límite últimos (ELU). Considerando reacciones máximas por metro lineal, dado que se va a realizar el estudio por metro lineal de estribo, son, aproximadamente:

- Reacción vertical: 151 t/m debido a la acción permanente
- Reacción horizontal: 23 t/m debido a la acción permanente mas 2,8 t/m debido a la sobrecarga.

5.11.2.5. Sismo

El sismo ha sido calculado en el Anejo N°4. Efectos Sísmicos.

5.11.3. ARMADO DE LOS ELEMENTOS

Para el cálculo de la armadura de los estribos se realizará cumpliendo todas las prescripciones vigentes en el *Eurocódigo 2*.



Como se ha mencionado anteriormente, se ha recurrido al cálculo del estribo mediante el programa de cálculo CYPE 2010. Como el programa no calcula estribos concretamente, se ha optado por el cálculo por separado de las distintas partes del estribo.

Las cargas se introducirán con la combinación persistente o transitoria ya que se está analizando un estado límite último.

La sección de estudio será la del arranque del estribo, ya que es la más desfavorable.

5.11.3.1. Armado del muro del estribo

Norma y materiales:

- Norma: EHE-08 (España)
- Hormigón: HA-25, $Y_c=1.5$
- Acero de barras: B 400 S, $Y_s=1.1$
- Tipo de ambiente: Clase IIa
- Recubrimiento en el intradós del muro: 5.0 cm
- Recubrimiento en el trasdós del muro: 5.0 cm
- Recubrimiento superior de la cimentación: 5.0 cm
- Recubrimiento inferior de la cimentación: 5.0 cm
- Recubrimiento lateral de la cimentación: 5.0 cm
- Tamaño máximo del árido: 30 mm

Acciones:

- Aceleración Sísmica. Aceleración de cálculo: 0.27 Porcentaje de sobrecarga: 80 %

- Empuje en el intradós: Sin empuje
- Empuje en el trasdós: Activo

Datos generales:

- Cota de la rasante: 0.00 m
- Altura del muro sobre la rasante: 0.00 m
- Enrase: Trasdós
- Longitud del muro en planta: 11.30 m
- Separación de las juntas: 5.00 m
- Tipo de cimentación: Empotrado

Descripción del terreno:

- Cota de la roca: -19.00 m
- Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el intradós del muro: 0 %
- Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el trasdós del muro: 0 %
- Evacuación por drenaje: 100 %
- Profundidad del nivel freático: 12.00 m

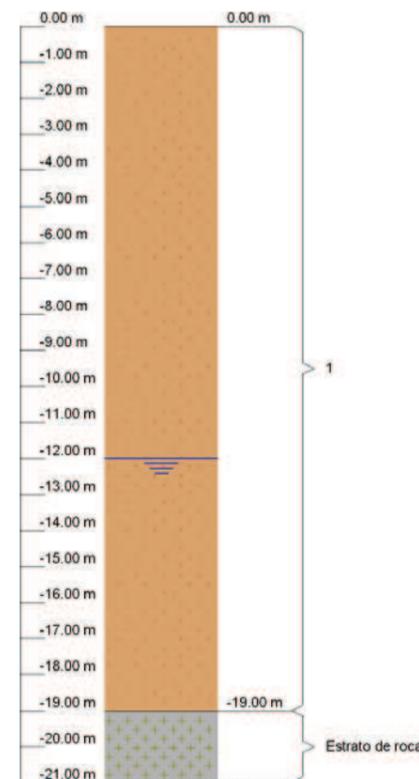
ESTRATOS

Referencias	Cota superior	Descripción	Coefficientes de empuje
1	0.00 m	Densidad aparente: 2.00 kg/dm ³ Densidad sumergida: 0.95 kg/dm ³ Ángulo rozamiento interno: 18.00 grados Cohesión: 5.00 t/m ²	Activo trasdós: 0.53

RELLENO EN TRASDÓS

Referencias	Descripción	Coeficientes de empuje
Relleno	Densidad aparente: 2.00 kg/dm ³ Densidad sumergida: 0.95 kg/dm ³ Ángulo rozamiento interno: 18.00 grados Cohesión: 5.00 t/m ²	Activo trasdós: 0.53

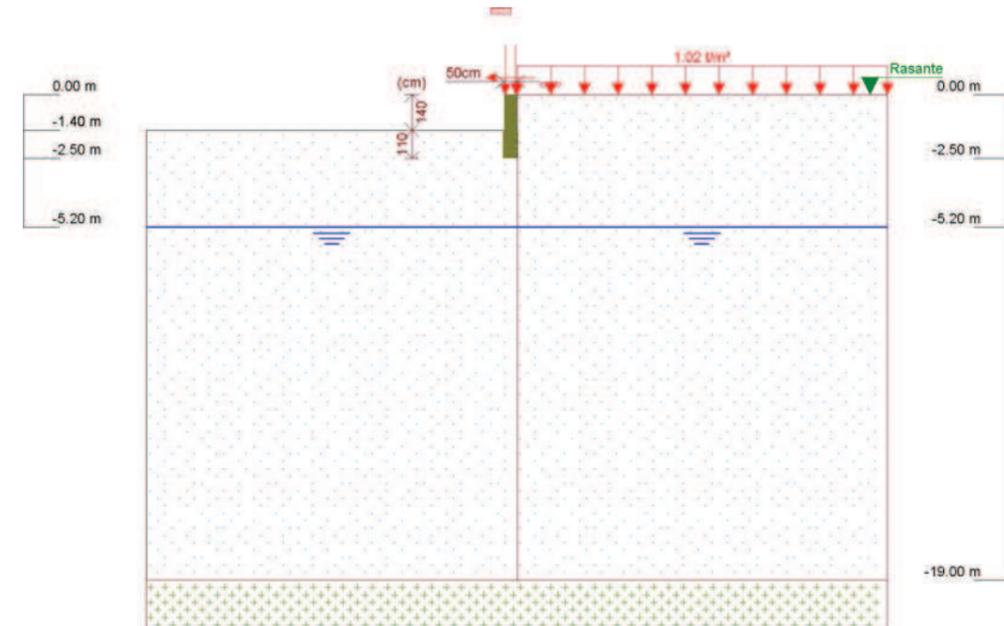
Sección vertical del terreno:



Geometría:

Altura: 1.40 m
Espesor superior: 50.0 cm
Espesor inferior: 50.0 cm

Esquema de las fases:



Referencias	Nombre	Descripción
Fase 1	Muro	Con nivel freático trasdós hasta la cota: -5.20 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -5.20 m

Cargas:

CARGAS EN EL TRASDÓS

Tipo	Cota	Datos	Fase inicial	Fase final
Uniforme	En superficie	Valor: 1.02 t/m ²	Muro	Muro

Resultados de las fases:

Esfuerzos sin mayorar.

FASE 1: MURO



CARGA PERMANENTE Y EMPUJE DE TIERRAS CON SOBRECARGAS

Cota (m)	Ley de axiles (t/m)	Ley de cortantes (t/m)	Ley de momento flector	Ley de empujes (t/m ²)	Presión hidrostática (t/m ²)
0.00	11.42	2.80	0.00	0.00	0.00
-0.13	11.58	2.80	0.36	0.00	0.00
-0.27	11.76	2.80	0.76	0.00	0.00
-0.41	11.93	2.80	1.15	0.00	0.00
-0.55	12.11	2.80	1.54	0.00	0.00
-0.69	12.28	2.80	1.93	0.00	0.00
-0.83	12.46	2.80	2.32	0.00	0.00
-0.97	12.63	2.80	2.72	0.00	0.00
-1.11	12.81	2.80	3.11	0.00	0.00
-1.25	12.98	2.80	3.50	0.00	0.00
-1.39	13.16	2.80	3.89	0.00	0.00
Máximos	13.17	2.80	3.92	0.00	0.00
	Cota: -1.40 m	Cota: 0.00 m	Cota: -1.40 m	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m
Mínimos	11.42	2.80	0.00	0.00	0.00
	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m

CARGA PERMANENTE Y EMPUJE DE TIERRAS

Cota (m)	Ley de axiles (t/m)	Ley de cortantes (t/m)	Ley de momento flector (t·m/m)	Ley de empujes (t/m ²)	Presión hidrostática (t/m ²)
0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.13	0.36	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.27	0.54	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.41	0.71	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.55	0.89	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.69	1.06	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.83	1.24	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.97	1.41	0.00	0.00	0.00	0.00
-1.11	1.59	0.00	0.00	0.00	0.00
-1.25	1.76	0.00	0.00	0.00	0.00
-1.39	1.94	0.00	0.00	0.00	0.00
Máximos	1.95	0.00	0.00	0.00	0.00
	Cota: -1.40 m	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m
Mínimos	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00
	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m

CARGA PERMANENTE Y EMPUJE DE TIERRAS CON PORCENTAJE DE SOBRECARGA Y

SISMO

Cota (m)	Ley de axiles (t/m)	Ley de cortantes	Ley de momento flector	Ley de empujes (t/m ²)	Presión hidrostática
0.00	9.18	2.24	0.00	0.00	0.00
-0.13	9.34	2.28	0.29	0.00	0.00
-0.27	9.51	2.33	0.62	0.00	0.00
-0.41	9.69	2.38	0.95	0.00	0.00
-0.55	9.86	2.43	1.28	0.00	0.00
-0.69	10.04	2.47	1.63	0.00	0.00
-0.83	10.21	2.52	1.98	0.00	0.00
-0.97	10.39	2.57	2.33	0.00	0.00
-1.11	10.56	2.61	2.69	0.00	0.00
-1.25	10.74	2.66	3.06	0.00	0.00
-1.39	10.91	2.71	3.44	0.00	0.00
Máximos	10.93	2.71	3.47	0.00	0.00
	Cota: -1.40 m	Cota: -1.40 m	Cota: -1.40 m	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m
Mínimos	9.18	2.24	0.00	0.00	0.00
	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m

Combinaciones:

HIPÓTESIS

1 - Carga permanente
2 - Empuje de tierras
3 - Sobrecarga
4 - Sismo

COMBINACIONES PARA ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

Combinación	Hipótesis			
	1	2	3	4
1	1.00	1.00		
2	1.35	1.00		
3	1.00	1.50		
4	1.35	1.50		



5	1.00	1.00	1.50	
6	1.35	1.00	1.50	
7	1.00	1.50	1.50	
8	1.35	1.50	1.50	
9	1.00	1.00		1.00
10	1.00	1.00	0.80	1.00

COMBINACIONES PARA ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Combinación	Hipótesis		
	1	2	3
1	1.00	1.00	
2	1.00	1.00	0.60

Descripción del armado:

CORONACIÓN				
Armadura superior: 3 Ø12				
Anclaje intradós / trasdós: 40 / 40 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intradós		Trasdós	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø20c/30 Solape: 0.95 m	Ø20c/30	Ø20c/30 Solape: 0.95 m	Ø20c/30

Comprobaciones geométricas y de resistencia:

Referencia: Muro del Estribo (Nicaragua 2012)		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación a rasante en arranque muro:	Máximo: 59.96 t/m Calculado: 4.2 t/m	Cumple
Espesor mínimo del tramo: <i>Jiménez Salas, J.A.. Geotecnia y Cimientos II, (Cap. 12)</i>	Mínimo: 20 cm Calculado: 50 cm	Cumple
Separación libre mínima armaduras horizontales: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.4.1</i>	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 28 cm	Cumple
-Trasdós: -Intradós:	Calculado: 28 cm	Cumple
Separación máxima armaduras horizontales: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.1</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
-Trasdós: -Intradós:	Calculado: 30 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima horizontal por cara: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.001 Calculado: 0.00209	Cumple
-Trasdós (-1.40 m): -Intradós (-1.40 m):	Calculado: 0.00209	Cumple
Cuantía mínima mecánica horizontal por cara: <i>Criterio J. Calavera. Muros de contención y muros de sótano. (Cuantía horizontal > 20% Cuantía vertical)</i>	Mínimo: 0.00041 Calculado: 0.00209	Cumple
-Trasdós: -Intradós:	Calculado: 0.00209	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara traccionada: -Trasdós (-1.40 m): <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0012 Calculado: 0.00209	Cumple



Cuantía mínima mecánica vertical cara traccionada: -Trasdós (-1.40 m): <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.2</i>	Mínimo: 0.00183 Calculado: 0.00209	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara comprimida: -Intradós (-1.40 m): <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.00036 Calculado: 0.00209	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara comprimida: -Intradós (-1.40 m): <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.3</i>	Mínimo: 5e-005 Calculado: 0.00209	Cumple
Separación libre mínima armaduras verticales: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.4.1</i> -Trasdós: -Intradós:	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 26 cm Calculado: 26 cm	Cumple Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.1</i> -Armadura vertical Trasdós: -Armadura vertical Intradós:	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple Cumple
Comprobación a flexión compuesta: <i>Comprobación realizada por unidad de longitud de muro</i>		Cumple
Comprobación a cortante: <i>Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.2.1</i>	Máximo: 26.53 t/m Calculado: 4.2 t/m	Cumple
Comprobación de fisuración: <i>Norma EHE-08. Artículo 49.2.3</i>	Máximo: 0.3 mm Calculado: 0 mm	Cumple
Longitud de solapes: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.5.2</i> -Base trasdós: -Base intradós:	Calculado: 0.95 m Mínimo: 0.95 m Mínimo: 0.68 m	Cumple Cumple

Comprobación del anclaje del armado base en coronación: <i>Criterio J.Calavera. Muros de contención y muros de sótano.</i> -Trasdós: -Intradós:	Calculado: 40 cm Mínimo: 38 cm Mínimo: 0 cm	Cumple Cumple
Área mínima longitudinal cara superior viga de coronación: <i>J.Calavera (Muros de contención y muros de sótano)</i>	Mínimo: 2.2 cm ² Calculado: 3.3 cm ²	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Trasdós: -1.40 m		
- Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Intradós: -1.40 m		
- Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -1.40 m, Md: 5.88 t·m/m, Nd: 18.78 t/m, Vd: 4.20 t/m, Tensión máxima del acero: 0.477 t/cm ²		
- Sección crítica a cortante: Cota: 0.00 m		

Comprobaciones de estabilidad (Círculo de deslizamiento pésimo):

Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Círculo de deslizamiento pésimo): Muro del Estribo (Nicaragua 2012)		
Comprobación	Valores	Estado
Círculo de deslizamiento pésimo: <i>Valor introducido por el usuario.</i>		
-Combinaciones sin sismo. Muro: Coordenadas del centro del círculo (-1.47 m ; 0.76 m) - Radio: 3.60 m:	Mínimo: 1.8 Calculado: 5.049	Cumple
-Combinaciones con sismo. Muro: Coordenadas del centro del círculo (-3.37 m ; 3.78 m) - Radio: 11.50 m:	Mínimo: 1.2 Calculado: 3.669	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		



5.11.3.2. Armado del estribo y del encepado del estribo 2

Norma y materiales:

- Norma: EHE-08 (España)
- Hormigón: HA-30, $Y_c=1.5$
- Acero de barras: B 400 S, $Y_s=1.15$
- Tipo de ambiente: Clase IIIc
- Recubrimiento en el intradós del muro: 5.0 cm
- Recubrimiento en el trasdós del muro: 5.0 cm
- Recubrimiento superior de la cimentación: 5.0 cm
- Recubrimiento inferior de la cimentación: 5.0 cm
- Recubrimiento lateral de la cimentación: 7.0 cm
- Tamaño máximo del árido: 30 mm

Acciones:

- Aceleración Sísmica. Aceleración de cálculo: 0.27 Porcentaje de sobrecarga: 80 %
- Empuje en el intradós: Sin empuje
- Empuje en el trasdós: Activo

Datos generales:

- Cota de la rasante: 0.00 m
- Altura del muro sobre la rasante: 0.00 m
- Enrase: Trasdós
- Longitud del muro en planta: 11.30 m

- Separación de las juntas: 5.00 m
- Tipo de cimentación: Encepado corrido

Descripción del terreno:

- Cota de la roca: -19.00 m
- Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el intradós del muro: 0 %
- Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el trasdós del muro: 0 %
- Evacuación por drenaje: 100 %
- Profundidad del nivel freático: 12.00 m

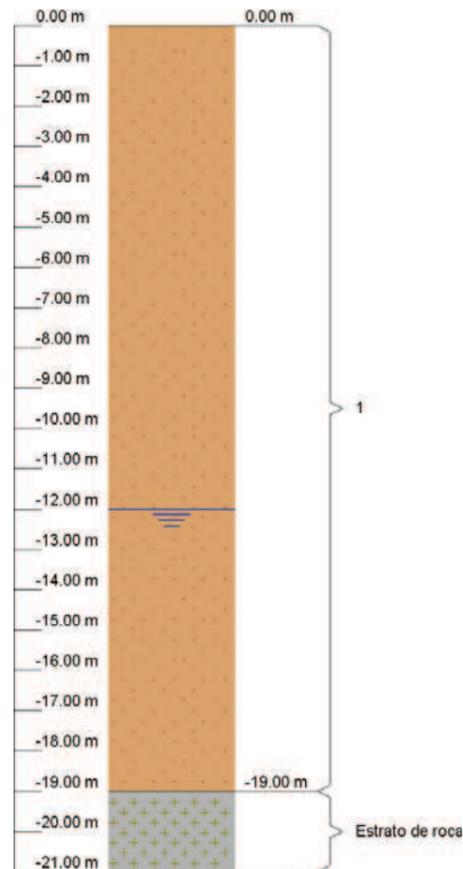
ESTRATOS

Referencias	Cota superior	Descripción	Coeficientes de empuje
1	0.00 m	Densidad aparente: 1.80 kg/dm ³ Densidad sumergida: 1.10 kg/dm ³ Ángulo rozamiento interno: 30.00 grados Cohesión: 0.00 t/m ²	Activo trasdós: 0.33

RELLENO EN TRASDÓS

Referencias	Descripción	Coeficientes de empuje
Relleno	Densidad aparente: 1.80 kg/dm ³ Densidad sumergida: 0.80 kg/dm ³ Ángulo rozamiento interno: 17.00 grados Cohesión: 1.00 t/m ²	Activo trasdós: 0.55

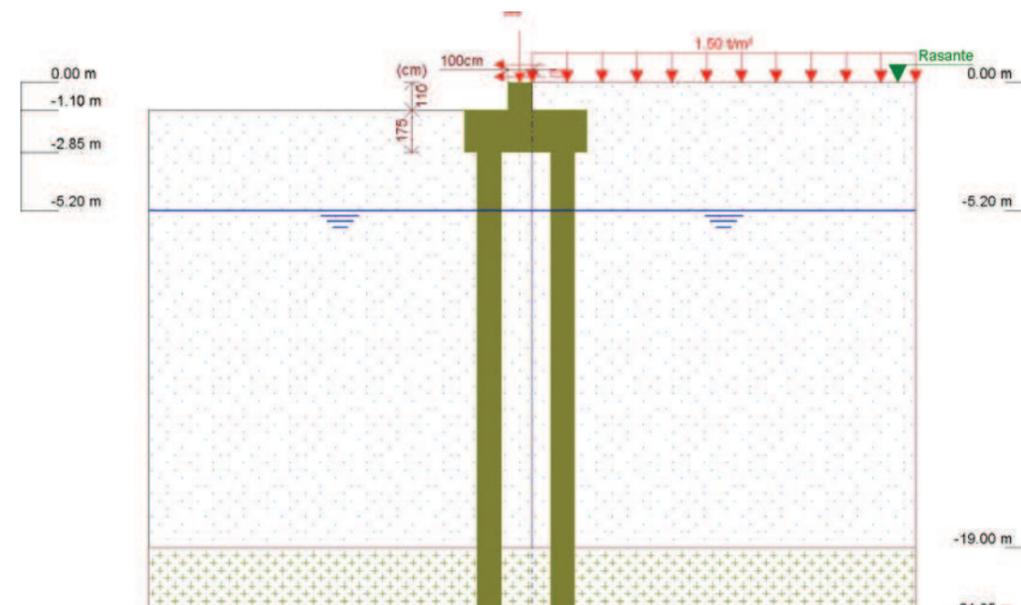
Sección vertical del terreno:



Encepado:
Con puntera y talón
Canto: 175 cm
Vuelos intradós / trasdós: 175.0 / 225.0 cm
Hormigón de limpieza: 10 cm

Pilotes:
Tipo de pilote: Hormigón circular
Diámetro: 1000 mm
Capacidad portante en situaciones persistentes: 380.00 t
Capacidad portante en situaciones accidentales: 380.00 t
Longitud del pilote: 1900 cm
Longitud de penetración: 10 cm
Separación longitudinal entre ejes: 300 cm
Separación transversal entre ejes: 300 cm

Esquema de las fases:



Geometría:

MURO

Altura: 1.10 m
Espesor superior: 100.0 cm
Espesor inferior: 100.0 cm

ENCEPADO CORRIDO

Referencias	Nombre	Descripción
Fase 1	EstiboBase	Con nivel freático trasdós hasta la cota: -5.20 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -5.20 m



Cargas:

CARGAS EN EL TRASDÓS

Tipo	Cota	Datos	Fase inicial	Fase final
Uniforme	En superficie	Valor: 1.5 t/m ²	EstiboBase	EstiboBase

Resultados de las fases:

Esfuerzos sin mayorar.

FASE 1: ESTIBOBASE

CARGA PERMANENTE Y EMPUJE DE TIERRAS CON SOBRECARGAS

Cota (m)	Ley de axiles (t/m)	Ley de cortantes (t/m)	Ley de momento flector (t·m/m)	Ley de empujes (t/m ²)	Presión hidrostática (t/m ²)
0.00	151.00	25.80	0.00	0.50	0.00
-0.10	151.25	25.85	2.58	0.56	0.00
-0.21	151.53	25.92	5.43	0.62	0.00
-0.32	151.80	25.99	8.28	0.69	0.00
-0.43	152.08	26.07	11.15	0.76	0.00
-0.54	152.35	26.16	14.02	0.82	0.00
-0.65	152.62	26.25	16.90	0.89	0.00
-0.76	152.90	26.35	19.80	0.95	0.00
-0.87	153.17	26.46	22.70	1.02	0.00
-0.98	153.45	26.58	25.62	1.08	0.00
-1.09	153.72	26.70	28.55	1.15	0.00
Máximos	153.75 Cota: -1.10 m	26.71 Cota: -1.10 m	28.81 Cota: -1.10 m	1.16 Cota: -1.10 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	151.00 Cota: 0.00 m	25.80 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.50 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

CARGA PERMANENTE Y EMPUJE DE TIERRAS

Cota (m)	Ley de axiles (t/m)	Ley de cortantes (t/m)	Ley de momento flector (t·m/m)	Ley de empujes (t/m ²)	Presión hidrostática (t/m ²)
0.00	151.00	23.00	0.00	0.00	0.00
-0.10	151.25	23.00	2.30	0.06	0.00
-0.21	151.53	23.01	4.83	0.12	0.00
-0.32	151.80	23.03	7.36	0.19	0.00
-0.43	152.08	23.05	9.90	0.26	0.00
-0.54	152.35	23.09	12.44	0.32	0.00

-0.65	152.62	23.12	14.98	0.39	0.00
-0.76	152.90	23.17	17.52	0.45	0.00
-0.87	153.17	23.22	20.07	0.52	0.00
-0.98	153.45	23.29	22.63	0.58	0.00
-1.09	153.72	23.35	25.20	0.65	0.00
Máximos	153.75 Cota: -1.10 m	23.36 Cota: -1.10 m	25.43 Cota: -1.10 m	0.66 Cota: -1.10 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	151.00 Cota: 0.00 m	23.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

CARGA PERMANENTE Y EMPUJE DE TIERRAS CON PORCENTAJE DE SOBRECARGA Y
SISMO

Cota (m)	Ley de axiles (t/m)	Ley de cortantes (t/m)	Ley de momento flector (t·m/m)	Ley de empujes (t/m ²)	Presión hidrostática (t/m ²)
0.00	151.00	25.24	0.00	0.79	0.00
-0.10	151.25	25.39	2.53	0.91	0.00
-0.21	151.53	25.57	5.33	1.04	0.00
-0.32	151.80	25.77	8.16	1.17	0.00
-0.43	152.08	25.98	11.00	1.30	0.00
-0.54	152.35	26.20	13.87	1.43	0.00
-0.65	152.62	26.44	16.77	1.56	0.00
-0.76	152.90	26.70	19.69	1.69	0.00
-0.87	153.17	26.96	22.64	1.82	0.00
-0.98	153.45	27.25	25.62	1.95	0.00
-1.09	153.72	27.54	28.64	2.09	0.00
Máximos	153.75 Cota: -1.10 m	27.57 Cota: -1.10 m	28.91 Cota: -1.10 m	2.10 Cota: -1.10 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	151.00 Cota: 0.00 m	25.24 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.79 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

Combinaciones:

HIPÓTESIS

1 - Carga permanente
2 - Empuje de tierras
3 - Sobrecarga
4 - Sismo



COMBINACIONES PARA ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

Combinación	Hipótesis			
	1	2	3	4
1	1.00	1.00		
2	1.35	1.00		
3	1.00	1.50		
4	1.35	1.50		
5	1.00	1.00	1.50	
6	1.35	1.00	1.50	
7	1.00	1.50	1.50	
8	1.35	1.50	1.50	
9	1.00	1.00		1.00
10	1.00	1.00	0.80	1.00

COMBINACIONES PARA ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Combinación	Hipótesis		
	1	2	3
1	1.00	1.00	
2	1.00	1.00	0.60

Descripción del armado:

CORONACIÓN				
Armadura superior: 4 Ø20				
Anclaje intradós / trasdós: 90 / 90 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intradós		Trasdós	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø16c/20 Solape: 0.6 m	Ø20c/30	Ø16c/7 Solape: 1 m	Ø20c/30
ENCEPADO				
Armadura	Longitudinal	Transversal		
Superior	Ø25c/25	Ø25c/25 Patilla intradós / trasdós: 10 / 10 cm		
Inferior	Ø25c/25	Ø25c/25 Patilla intradós / trasdós: 10 / 10 cm		
Viga de refuerzo	Estribos: Ø12c/15	Superior: 7 Ø20 Patilla intradós / trasdós: 45 / 45 cm Inferior: 15 Ø32 Patilla intradós / trasdós: 45 / 45 cm		



Comprobaciones geométricas y de resistencia:

Referencia: Muro: Estribo (Nicaragua 2012)		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación a rasante en arranque muro:	Máximo: 156.46 t/m Calculado: 36.61 t/m	Cumple
Espesor mínimo del tramo: <i>Jiménez Salas, J.A.. Geotecnia y Cimientos II, (Cap. 12)</i>	Mínimo: 20 cm Calculado: 100 cm	Cumple
Separación libre mínima armaduras horizontales: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.4.1</i>	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 28 cm Calculado: 28 cm	Cumple Cumple
Separación máxima armaduras horizontales: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.1</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple Cumple
Cuantía geométrica mínima horizontal por cara: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.001 Calculado: 0.00209 Calculado: 0.00209	Cumple Cumple
Cuantía mínima mecánica horizontal por cara: <i>Criterio J. Calavera. Muros de contención y muros de sótano. (Cuantía horizontal > 20% Cuantía vertical)</i>	Calculado: 0.00104 Mínimo: 0.00057 Mínimo: 0.0002	Cumple Cumple

Cuantía mínima geométrica vertical cara traccionada: -Trasdós (-1.10 m): <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0012 Calculado: 0.00287	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara traccionada: -Trasdós (-1.10 m): <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.2</i>	Mínimo: 0.0023 Calculado: 0.00287	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara comprimida: -Intradós (-1.10 m): <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.00036 Calculado: 0.001	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara comprimida: -Intradós (-1.10 m): <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.3</i>	Mínimo: 0.00029 Calculado: 0.001	Cumple
Separación libre mínima armaduras verticales: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.4.1</i>	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 3.8 cm Calculado: 16.8 cm	Cumple Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.1</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 7 cm Calculado: 20 cm	Cumple Cumple
Comprobación a flexión compuesta: <i>Comprobación realizada por unidad de longitud de muro</i>		Cumple
Comprobación a cortante: <i>Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.2.1</i>	Máximo: 75.3 t/m Calculado: 35.37 t/m	Cumple
Comprobación de fisuración: <i>Norma EHE-08. Artículo 49.2.3</i>	Máximo: 0.1 mm Calculado: 0 mm	Cumple



Longitud de solapes: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.5.2</i>		
-Base trasdós:	Mínimo: 0.96 m Calculado: 1 m	Cumple
-Base intradós:	Mínimo: 0.48 m Calculado: 0.6 m	Cumple
Comprobación del anclaje del armado base en coronación: <i>Criterio J. Calavera. Muros de contención y muros de sótano.</i>		
-Trasdós:	Calculado: 90 cm Mínimo: 88 cm	Cumple
-Intradós:	Mínimo: 0 cm	Cumple
Área mínima longitudinal cara superior viga de coronación: <i>J. Calavera (Muros de contención y muros de sótano)</i>	Mínimo: 2.2 cm ² Calculado: 12.5 cm ²	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Trasdós: -1.10 m		
- Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Intradós: -1.10 m		
- Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -1.10 m, Md: 30.57 t·m/m, Nd: 153.75 t/m, Vd: 28.56 t/m, Tensión máxima del acero: 0.010 t/cm ²		
- Sección crítica a cortante: Cota: -0.16 m		

Referencia: Encepado corrido: Estribo (Nicaragua 2012)		
Comprobación	Valores	Estado
Canto mínimo: <i>Norma EHE. Artículo 59.8.1.</i>	Mínimo: 100 cm Calculado: 175 cm	Cumple
Separación mínima entre ejes de pilotes: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 14.3.2 (pag.327).</i>		
-Longitudinal:	Mínimo: 300 cm Calculado: 300 cm	Cumple

-Transversal:	Calculado: 300 cm	Cumple
Vuelo mínimo: -Distancia entre el perímetro del pilote y el borde exterior del encepado: <i>Norma EHE. Artículo 59.8.1.</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 50 cm	Cumple
Longitud de penetración de la cabeza del pilote en el encepado: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 14.3.2 (pag.328).</i>	Calculado: 100 mm Mínimo: 100 mm Máximo: 150 mm	Cumple
Capacidad portante del pilote: <i>Valor introducido por el usuario.</i>	Máximo: 380 t	
-Situaciones persistentes:	Calculado: 378.4 t	Cumple
-Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 379.92 t	Cumple
Tensión máxima: <i>Norma EHE. Artículo 40.4.3.</i>		
-Nudo (Situaciones persistentes):	Máximo: 142.7 kp/cm ² Calculado: 65.2 kp/cm ²	Cumple
-Nudo (Situaciones accidentales sísmicas):	Máximo: 164.6 kp/cm ² Calculado: 48.3 kp/cm ²	Cumple
Diámetro mínimo:		
-Armado base inferior longitudinal: <i>Norma EHE-08. Artículo 58.8.2.</i>	Mínimo: 12 mm Calculado: 25 mm	Cumple
-Armado base inferior transversal: <i>Norma EHE-08. Artículo 58.8.2.</i>	Mínimo: 12 mm Calculado: 25 mm	Cumple
-Armado base superior longitudinal: <i>Norma EHE-08. Artículo 58.8.2.</i>	Mínimo: 12 mm Calculado: 25 mm	Cumple



-Armado base superior transversal: <i>Norma EHE-08. Artículo 58.8.2.</i>	Mínimo: 12 mm Calculado: 25 mm	Cumple	Cuantía geométrica mínima:		
-Armado inferior de la viga de refuerzo: <i>Norma EHE-08. Artículo 58.8.2.</i>	Mínimo: 12 mm Calculado: 32 mm	Cumple	-Armado base longitudinal total: <i>Norma EHE. Artículo 42.3.5 (pag.152).</i>	Mínimo: 0.002 Calculado: 0.0022	Cumple
-Armado superior de la viga de refuerzo: <i>Norma EHE-08. Artículo 58.8.2.</i>	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm	Cumple	-Armado base transversal total: <i>Norma EHE. Artículo 42.3.5 (pag.152).</i>	Mínimo: 0.002 Calculado: 0.0022	Cumple
-Estribos de la viga de refuerzo: <i>Criterio de CYPE Ingenieros.</i>	Mínimo: 8 mm Calculado: 12 mm	Cumple	-Armado inferior de la viga de refuerzo: <i>Norma EHE. Artículo 42.3.5 (pag.152).</i>	Mínimo: 0.0033 Calculado: 0.0066	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Norma EHE. Artículo 42.3.1 (pag.149).</i>	Máximo: 30 cm		-Estribos de la viga de refuerzo: <i>Norma EHE. Artículo 44.2.3.4.1 (pag.164).</i>	Mínimo: 11.86 cm ² /m Calculado: 15.08 cm ² /m	Cumple
-Armado base inferior longitudinal:	Calculado: 25 cm	Cumple	Porcentaje mínimo: <i>Norma EHE. Artículo 59.4.1.2.1.2.</i>	Mínimo: 10 %	
-Armado base inferior transversal:	Calculado: 25 cm	Cumple	-Relación capacidad mecánica superior / inferior (Armado base transversal):	Calculado: 100 %	Cumple
-Armado base superior longitudinal:	Calculado: 25 cm	Cumple	-Relación capacidad mecánica superior / inferior (Armado de la viga de refuerzo):	Calculado: 18.229 %	Cumple
-Armado base superior transversal:	Calculado: 25 cm	Cumple	Área mínima de la armadura: <i>Norma EHE. Artículo 59.4.1.2.1.</i>	Calculado: 120.63 cm ²	
-Armado inferior de la viga de refuerzo:	Calculado: 7.3 cm	Cumple	-Armado inferior de la viga de refuerzo (Situaciones persistentes):	Mínimo: 120.03 cm ²	Cumple
-Armado superior de la viga de refuerzo:	Calculado: 17.2 cm	Cumple	-Armado inferior de la viga de refuerzo (Situaciones accidentales sísmicas):	Mínimo: 77.56 cm ²	Cumple
-Estribos de la viga de refuerzo:	Calculado: 15 cm	Cumple	Cuantía mecánica mínima: <i>Norma EHE. Artículo 42.3.2 (pag.151).</i>	Mínimo: 0.0023	
Separación mínima entre barras: <i>Norma EHE-98. Artículo 66.4.1.</i>	Mínimo: 3.7 cm		-Armado inferior de la viga de refuerzo (Situaciones persistentes):	Calculado: 0.0066	Cumple
-Armado base inferior longitudinal:	Calculado: 22.5 cm	Cumple	-Armado inferior de la viga de refuerzo (Situaciones accidentales sísmicas):	Calculado: 0.0066	Cumple
-Armado base inferior transversal:	Calculado: 22.5 cm	Cumple			
-Armado base superior longitudinal:	Calculado: 22.5 cm	Cumple			
-Armado base superior transversal:	Calculado: 22.5 cm	Cumple			
-Armado inferior de la viga de refuerzo:	Calculado: 4.1 cm	Cumple			
-Armado superior de la viga de refuerzo:	Calculado: 15.2 cm	Cumple			
-Estribos de la viga de refuerzo:	Calculado: 13.8 cm	Cumple			



Longitud de anclaje: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.5.</i>			-Recubrimiento lateral: <i>Norma EHE-08. Artículo 37.2.4.1.</i>	Mínimo: 7 cm Calculado: 7 cm	Cumple
-Armado inferior de la viga de refuerzo: Patilla derecha:	Mínimo: 40 cm Calculado: 45 cm	Cumple	Se cumplen todas las comprobaciones		
-Armado inferior de la viga de refuerzo: Patilla izquierda:	Mínimo: 40 cm Calculado: 45 cm	Cumple	<p>Avisos:</p> <p>- Situaciones persistentes: Será necesario disponer pilotes inclinados, o diseñarlos verticales y capaces de soportar los esfuerzos axiles y cortantes pésimos, ya que el valor de la relación 'Cortante máximo / Axil de compresión mínimo' en la cabeza de los pilotes es superior al máximo recomendado. - P.Jiménez Montoya, A.García Meseguer y F.Morán Cabré, 'Hormigón armado' 13ª edición, Ed. Gustavo Gili, S.A.. Apartado 21.8 (pag.495).: Valor máximo: 3 % - Valor calculado: 23.29 %</p> <p>- Situaciones accidentales sísmicas: Será necesario disponer pilotes inclinados, o diseñarlos verticales y capaces de soportar los esfuerzos axiles y cortantes pésimos, ya que el valor de la relación 'Cortante máximo / Axil de compresión mínimo' en la cabeza de los pilotes es superior al máximo recomendado. - P.Jiménez Montoya, A.García Meseguer y F.Morán Cabré, 'Hormigón armado' 13ª edición, Ed. Gustavo Gili, S.A.. Apartado 21.8 (pag.495).: Valor máximo: 3 % - Valor calculado: 24.55 %</p> <p>- Armadura de piel mínima recomendada (para el trasdós e intradós): 5 x 12.0 mm. Para disponer esta armadura, puede resultar necesario prolongar las patillas de la armadura base superior e inferior.</p>		
-Armado superior de la viga de refuerzo: Patilla derecha:	Mínimo: 0 cm Calculado: 45 cm	Cumple			
-Armado superior de la viga de refuerzo: Patilla izquierda:	Mínimo: 0 cm Calculado: 45 cm	Cumple			
-Armado base inferior: Patilla derecha:	Mínimo: 0 cm Calculado: 10 cm	Cumple			
-Armado base inferior: Patilla izquierda:	Mínimo: 0 cm Calculado: 10 cm	Cumple			
-Armado base superior: Patilla derecha:	Mínimo: 0 cm Calculado: 10 cm	Cumple			
-Armado base superior: Patilla izquierda:	Mínimo: 0 cm Calculado: 10 cm	Cumple			
-Arranque trasdós:	Mínimo: 48 cm Calculado: 159.3 cm	Cumple			
-Arranque intradós:	Mínimo: 48 cm Calculado: 159.3 cm	Cumple			
Recubrimiento:					
-Recubrimiento superior: <i>Norma EHE. Artículo 37.2.4.</i>	Mínimo: 5 cm Calculado: 5 cm	Cumple			
-Recubrimiento inferior: <i>Norma EHE. Artículo 37.2.4.</i>	Mínimo: 5 cm Calculado: 10 cm	Cumple			



- Esfuerzos sin mayorar (Situaciones persistentes): N,min = 171.50 t; V = 35.04 t
- Esfuerzos sin mayorar (Situaciones persistentes): N = 171.96 t; V,max = 40.06 t
- Esfuerzos sin mayorar (Situaciones accidentales sísmicas): N,max = 379.93 t; V = 41.35 t
- Esfuerzos sin mayorar (Situaciones accidentales sísmicas): N,min = 168.04 t; V = 37.33 t
- Esfuerzos sin mayorar (Situaciones accidentales sísmicas): N = 168.41 t; V,max = 41.35 t

Comprobaciones de estabilidad (Círculo de deslizamiento pésimo):

Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Círculo de deslizamiento pésimo): Estribo (Nicaragua 2012)		
Comprobación	Valores	Estado
Círculo de deslizamiento pésimo: <i>Valor introducido por el usuario.</i>		
-Combinaciones sin sismo. EstriboBase: Coordenadas del centro del círculo (-3.36 m ; 2.68 m) - Radio: 7.88 m:	Mínimo: 1.8 Calculado: 2.302	Cumple
-Combinaciones con sismo. EstriboBase: Coordenadas del centro del círculo (-3.71 m ; 2.44 m) - Radio: 8.14 m:	Mínimo: 1.2 Calculado: 1.913	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- EstriboBase: Combinaciones sin sismo - Debido a que el círculo de deslizamiento pésimo pasa por el elemento de contención, éste deberá resistir un cortante de, al menos, 121.961 t/m en la intersección con dicho círculo. Esto es necesario para garantizar la validez del coeficiente de seguridad calculado.		
- EstriboBase: Combinaciones con sismo - Debido a que el círculo de deslizamiento pésimo pasa por el elemento de contención, éste deberá resistir un cortante de, al menos, 123.986 t/m en la intersección con dicho círculo. Esto es necesario para garantizar la validez del coeficiente de seguridad calculado.		

5.11.3.3. Armado de las pilas del estribo 1

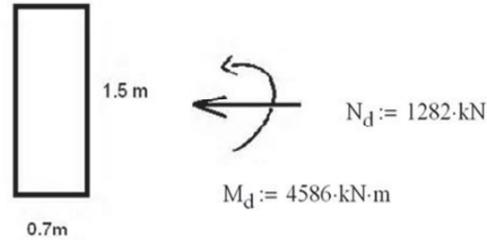
Con la ayuda del CYPE 2010, se ha calculando los esfuerzos que debe de soportar la base de las pilas, teniendo en cuenta el empuje del terreno, el nivel freático, y los esfuerzos que le llegan. Se obtiene los siguientes esfuerzos en la sección más desfavorable:

- Carga vertical: 1282 KN.
- Carga horizontal: 832 KN.
- Momento: 4586 KN.

Por tanto, los cálculos de la armadura que se deberá disponer en estas pilas son los siguientes:



ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES EN EL SOPORTE DEL ESTRIBO 1 (pilas):



$$r_{\min} := 30\text{-mm} \quad b := 0.7\text{-m} \quad h := 1.5\text{-m}$$

$$\Delta r := 10\text{-mm} \quad r_{\text{nom}} := r_{\min} + \Delta r = 40\text{-mm} \quad f_{cd} := \frac{30}{1.5} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{yd} := \frac{400}{1.15} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\phi_1 := 32\text{-mm} \quad \phi_t := 16\text{-mm}$$

$$A_c := b \cdot h = 1.05\text{m}^2 \quad E_s := 200000 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$d' := r_{\text{nom}} + \phi_t + \frac{\phi_1}{2} = 72\text{-mm}$$

$$d := h - d' = 1.428 \times 10^3 \text{-mm}$$

Cálculo del momento límite:

$$\xi_{\text{lim}} := \frac{\frac{0.0035}{f_{yd}} \cdot E_s \cdot d}{1 + \frac{0.0035}{f_{yd}} \cdot E_s} = 0.954\text{m}$$

$$y_{\text{lim}} := 0.8 \cdot \xi_{\text{lim}} = 0.763\text{m}$$

$$N_{\text{clim}} := f_{cd} \cdot b \cdot y_{\text{lim}} = 1.068 \times 10^4 \text{-kN}$$

$$M_{\text{lim}} := N_{\text{clim}} \cdot \left(d - \frac{y_{\text{lim}}}{2} \right) = 1.118 \times 10^4 \text{-kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{exc} := \frac{M_d}{N_d} = 3.577\text{m}$$

$$e_{\text{lim}} := \frac{h}{2} - d' - \frac{N_{\text{clim}}}{N_d} \cdot \left(\frac{y_{\text{lim}}}{2} - d' \right) = -1.902\text{m}$$

Estamos en caso de gran excentricidad ya que $e_{\text{lim}} < \text{exc}$

Cálculo del momento máximo externo:

$$\Sigma M_{\text{ext}} := M_d + N_d \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) = 5.455 \times 10^3 \text{-kN}\cdot\text{m}$$

$$\Sigma M_{\text{ext}} < M_{\text{lim}} \quad \text{por lo que:} \quad U_{s2} := 0 \quad x < \xi_{\text{lim}} \quad y < y_{\text{lim}}$$

No colocaremos armadura a compresión.

$$y := d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot \Sigma M_{\text{ext}}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \right)} \right] = 305.561\text{-mm}$$

$$U_{s1} := -N_d + f_{cd} \cdot b \cdot y = 2.996 \times 10^3 \text{-kN}$$

$$A_{s1} := \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = 8.613 \times 10^3 \text{-mm}^2$$

$$\frac{A_{s1}}{\frac{\pi}{4} \cdot 32^2 \cdot \text{mm}^2} = 10.709 \quad \text{Se colocan 13 barras}$$

COMPROBACIONES :

Para evitar rotura frágil:

$$A_s \geq 0.04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{Cumple}$$

Cuantías geométricas mínimas:

$$A_{\text{stotal}} := \frac{4}{1000} \cdot A_c \quad A_{\text{stotal}} = A_{s1} + A_{s2}$$

$$A_{\text{stotal}} = 4.2 \times 10^3 \text{-mm}^2$$



$$A_{sw} := \frac{A_{stotal}}{2} = 2.1 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{s2} := \frac{A_{stotal}}{2} = 2.1 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$nb := \frac{A_{stotal}}{\pi \cdot \phi_1^2} = 5.222$$

por lo que:

$$A_{sw} := 13 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (32 \cdot \text{mm})^2 = 0.01 \text{ m}^2$$

Es mayor la cuantía mínima, así que colocamos esta armadura. comprobamos que caben en una fila:

$$b \geq 2 \cdot r_{nom} + 2 \cdot \phi_t + (n - 1) \cdot sep + n \cdot \phi_1 \quad sep := 25 \cdot \text{mm}$$

$$n := \frac{b - 2 \cdot r_{nom} - 2 \cdot \phi_t + sep}{sep + \phi_1} = 10.754 \quad \text{Cabén 10 en una fila}$$

La separación entre barras es menor que 300 mm por lo que cumple la separación máxima

Según el Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón:

Crterios para simplificación de efectos segundo orden

Los efectos de segundo orden se pueden ignorar si la esbeltez λ es menor que cierto valor mínimo λ_{min}

Esbeltez mecánica: $\lambda := \frac{\alpha \cdot L_{real}}{i_c}$

Para soporte en ménsula libre obtenemos un valor: $\alpha := 1.0$

$$L_{real} := 10.47 \text{ m}$$

$$i_c := \frac{h}{\sqrt{12}} = 0.433 \text{ m}$$

$$\lambda := \frac{\alpha \cdot L_{real}}{i_c} = 24.179$$

Calculo λ_{min} :

$$\lambda_{min} := \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}}$$

$$\omega := \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.173 \quad n_1 := \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.061$$

$$r_m := \frac{M_{01}}{M_{02}}$$

Como nos encontramos con un elemento sin arriostrar tomamos $r_m = 1$

$$A1 := 0.7 \quad B := 1 + \sqrt{(1 + 2 \cdot \omega)} = 2.16 \quad C1 := 0.7$$

Por lo tanto:

$$\lambda_{min} := \frac{20 \cdot A1 \cdot B \cdot C1}{\sqrt{n_1}} = 85.686$$

Por lo tanto λ es menor que λ_{min} , no hay efectos de segundo orden.

**ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS :
CORTANTE**

$$V_{Rd} := V_{Rds} + V_{ccd} + V_{td}$$

V_{Rds} es el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar la armadura de cortante al límite elástico;

V_{ccd} es el valor del cálculo de la componente del cortante de la fuerza en la zona comprimida, en el caso de un cordón de compresión inclinado;

V_{td} es el valor de cálculo de la componente de cortante de la fuerza en la armadura de tracción, en el caso de un cordón de tracción inclinado

$$V_{Ed} := 832 \cdot \text{kN}$$

Comprobamos que nuestra sollicitación de cortante es menor que $V_{rd,c}$, para comprobar si necesita cortante o disponemos solo de la armadura mínima

$$V_{Rd,c} := \left[C_{Rd,c} \cdot k \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad b_w := 0.7 \cdot \text{m}$$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200 \cdot \text{mm}}{d}} = 1.374 \quad 1.261 \leq 2$$

$$k_1 := 0.15$$

$$\rho_1 := \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = 0.01$$

$$C_{Rd,c} := \frac{0.18}{1.15} = 0.157$$

como no puede ser mayor a 0.02: $\rho_{1, \text{max}} := 0.02$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_d}{A_c} = 1.221 \cdot \text{MPa} < 0.2 \cdot f_{cd} = 4 \cdot \text{MPa}$$

$$V_{Rd,c} := \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$f_{ck} := 30 \cdot \text{MPa}$$

$$V_{Rd,c} := 3213.4 \text{ kN}$$

Por lo que: $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$

No se requiere armadura de cortante calculada. Se dispone de armadura a cortante mínima según el apartado 9.2.2

Se debería disponer, al menos, β_3 , el valor recomendado es 0.5

La cuantía de armadura de cortante es:

$$\rho_w := \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \quad f_{yk} := 400 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Separación transversal:

$$s_t := 0.75 \cdot d = 1.071 \text{ m} \quad \text{como supera } 600 \cdot \text{mm}, \text{ nos quedamos con este valor}$$

$$s_t := 600 \cdot \text{mm} \quad \text{tengo que colocar transversalmente 2 cercos}$$

Separación longitudinal:

$$s_b := 0.6 \cdot d = 0.857 \text{ m}$$

$$\rho_{w, \text{min}} := \frac{0.80 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad \rho_{w, \text{min}} := 8.764 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{1}{\text{m}}$$

$$A_{sw1} := \rho_{w, \text{min}} \cdot (\text{mm} \cdot b_w) = 6.135 \times 10^{-3} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$A_{sw1} := 6.135$$

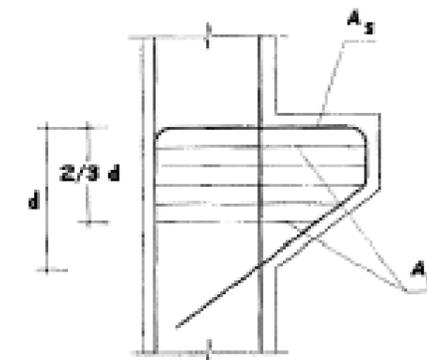
$$\frac{2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (16)^2}{A_{sw1}} = 65.546$$

Coloco cercos del 16 cada 45cm para mayor seguridad

5.11.3.4. Armado de Regiones D

En cuanto a regiones de discontinuidad, se considera en este caso la ménsula corta de apoyo de la losa de transición, las aletas, y muros laterales del estribo. También, en este tipo de regiones, se encuentra el armado por carga concentrada sobre macizo.

Ménsula corta:



Con el CYPE 2010 se calculan este tipo de región D.



Ménsula corta 1. Soporte de la losa de transición:

Para el cálculo de la ménsula corta se dimensiona teniendo en cuenta las siguientes cargas: el peso propio de la mitad de la losa de transición, 2,5 m, (longitud total de la losa es de 5 m), una sobrecarga de uso debido al tráfico de valor 10 kN/m² sobre la mitad de la losa, la sobrecarga del terreno por encima de la mitad de la losa de transición, y por último, una carga vertical de 110 kN, que corresponde a la carga transmitida por el vehículo especial, en este caso el también.

Datos de obra:

- Hormigón: C25/30
- Acero: S-400
- Ambiente: Ambiente IVa
- Recubrimiento: 4.00 cm
- Tamaño máximo del árido: 30.0 mm

Estados límite

E.L.U. de rotura. Hormigón	EC Categoría de la edificación: G. 30 kN < peso de vehículo <= 160 kN Nieve: Resto de los Estados miembro del CEN, H <= 1000 m
----------------------------	--

Descripción de ménsulas:

Referencias	Geometría	Carga	Armado
Ménsula	Canto mayor: 0.60 m Canto menor: 0.30 m Vuelo: 0.40 m Ancho: 1.00 m	Vuelo: 0.25 m Ancho de vuelo: 0.08 m Ancho de apoyo: 1.00 m	Principal: 10 Ø12 Estribos: 2 Ø12 Anclaje en pilar: 40.0 cm Anclaje en ménsula: 15.0 cm



Descripción de cargas:

Tabla de cargas

Referencias	Carga permanente
Mensula	Horizontal: 2.80 t Vertical: 15.80 t

Comprobación:

Referencia: Ménsula Corta		
Comprobación	Valores	Estado
Vuelo de la carga (a): <i>Eurocódigo 2. Artículo 2.5.3.7.2(1).</i>	Mínimo: 0.24 m Máximo: 0.6 m Calculado: 0.25 m	Cumple
Canto útil en borde de apoyo (d1): <i>Norma EHE. Artículo 63.1 (pag.225).</i>	d1,min: 0.27 m Calculado: 0.33 m	Cumple
Área armadura principal necesaria: <i>Norma EHE. Artículo 63.2.1 (pag.226).</i>	Mínimo: 10.7 cm ² Calculado: 11.4 cm ²	Cumple
Resistencia de la biela de compresión: <i>Norma EHE. Artículo 63.2.1.2 (pag.227).</i>	Máximo: 95.14 t Calculado: 21.33 t	Cumple
Área armadura estribos necesaria: <i>Norma EHE. Artículo 63.2.1.1 (pag.226).</i>	Ase,min: 1.2 cm ² Calculado: 4.52 cm ²	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Norma EHE. Artículo 42.3.1 (pag.149).</i>	Máximo: 30 cm	
-Armaduras principales:	Calculado: 9.8 cm	Cumple
-Estribos:	Calculado: 18.4 cm	Cumple
Separación libre mínima de las armaduras: <i>Eurocódigo 2. Artículo 5.2.1.1.</i>	Mínimo: 2 cm	
-Armaduras principales:	Calculado: 8.6 cm	Cumple

-Estribos:	Calculado: 17.2 cm	Cumple
Recubrimiento geométrico: <i>Artículo 4.1.3.3 del Eurocódigo-2</i>	Mínimo: 4 cm	
-Armadura principal:	Calculado: 4 cm	Cumple
-Estribos:	Calculado: 4 cm	Cumple
Longitud anclaje arm. principal en pilar: <i>Artículo 5.2.2 del Eurocódigo-2</i>	Mínimo: 37 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Longitud anclaje arm. principal en ménsula: <i>Artículo 5.2.2 del Eurocódigo-2</i>	Mínimo: 12 cm Calculado: 15 cm	Cumple
Distancia borde apoyo-quebro arm. principal: <i>Norma EH-91. Artículo 61.3.</i>	Mínimo: 1.2 cm Calculado: 1.7 cm	Cumple
Vuelo desde el borde de apoyo: <i>J. Calavera, 'Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón' Marzo 1999, INTEMAC. Apartado 60.2.2.c (pag.646).</i>	Mínimo: 5 cm Calculado: 11.1 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Ménsula corta 2. Aletas:

Datos de obra:

- Hormigón: C25/30
- Acero: S-400
- Ambiente: Ambiente III
- Recubrimiento: 4.00 cm
- Tamaño máximo del árido: 30.0 mm

Estados límite



E.L.U. de rotura. Hormigón	EC Categoría de la edificación: G. 30 kN < peso de vehículo <= 160 kN Nieve: Resto de los Estados miembro del CEN, H <= 1000 m
----------------------------	--

Descripción de ménsulas:

Referencias	Geometría	Carga	Armado
Aleta	Canto mayor: 1.78 m Canto menor: 0.30 m Vuelo: 2.00 m Ancho: 0.30 m	Vuelo: 0.77 m Ancho de vuelo: 0.10 m Ancho de apoyo: 0.10 m	Principal: 4 Ø20 Estribos: 5 Ø16 Anclaje en pilar: 120.0 cm Anclaje en ménsula: 25.0 cm

Descripción de cargas:

Tabla de cargas

Referencias	Carga permanente
Aleta	Horizontal: 0.00 t Vertical: 1.60 t

Comprobación:

Referencia: Aletas	Valores	Estado
Comprobación		
Vuelo de la carga (a): <i>Eurocódigo 2. Artículo 2.5.3.7.2(1).</i>	Mínimo: 0.71 m Máximo: 1.78 m Calculado: 0.77 m	Cumple
Canto útil en borde de apoyo (d1): <i>Norma EHE. Artículo 63.1 (pag.225).</i>	d1,min: 0.86 m Calculado: 1.12 m	Cumple
Área armadura principal necesaria: <i>Norma EHE. Artículo 63.2.1 (pag.226).</i>	Mínimo: 10 cm ² Calculado: 12.6 cm ²	Cumple
Resistencia de la biela de compresión: <i>Norma EHE. Artículo 63.2.1.2 (pag.227).</i>	Máximo: 11.89 t Calculado: 2.16 t	Cumple

Área armadura estribos necesaria: <i>Norma EHE. Artículo 63.2.1.1 (pag.226).</i>	Ase,min: 0.12 cm ² Calculado: 20.1 cm ²	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Norma EHE. Artículo 42.3.1 (pag.149).</i> -Armaduras principales: -Estribos:	Máximo: 30 cm Calculado: 5.6 cm Calculado: 23 cm	Cumple Cumple
Separación libre mínima de las armaduras: <i>Eurocódigo 2. Artículo 5.2.1.1.</i> -Armaduras principales: -Estribos:	Mínimo: 2 cm Calculado: 3.6 cm Calculado: 21.4 cm	Cumple Cumple
Recubrimiento geométrico: <i>Artículo 4.1.3.3 del Eurocódigo-2</i> -Armadura principal: -Estribos:	Mínimo: 4 cm Calculado: 4 cm Calculado: 4 cm	Cumple Cumple
Longitud anclaje arm. principal en pilar: <i>Artículo 5.2.2 del Eurocódigo-2</i>	Mínimo: 116 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Longitud anclaje arm. principal en ménsula: <i>Artículo 5.2.2 del Eurocódigo-2</i>	Mínimo: 20 cm Calculado: 25 cm	Cumple
Distancia borde apoyo-quebro arm. principal: <i>Norma EH-91. Artículo 61.3.</i>	Mínimo: 2 cm Calculado: 105 cm	Cumple
Vuelo desde el borde de apoyo: <i>J. Calavera, 'Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón' Marzo 1999, INTEMAC. Apartado 60.2.2.c (pag.646).</i>	Mínimo: 5 cm Calculado: 118 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Ménsula corta 3. Muros laterales:

Datos de obra:

- Hormigón: C25/30
- Acero: S-400
- Ambiente: Ambiente III
- Recubrimiento: 4.00 cm
- Tamaño máximo del árido: 20.0 mm

Estados límite

E.L.U. de rotura. Hormigón	EC Categoría de la edificación: G. 30 kN < peso de vehículo <= 160 kN Nieve: Resto de los Estados miembro del CEN, H <= 1000 m
----------------------------	--

Descripción de ménsulas:

Referencias	Geometría	Carga	Armado
P-1	Canto: 1.30 m Vuelo: 1.00 m Ancho: 0.30 m	Vuelo: 0.55 m Ancho de vuelo: 0.20 m Ancho de apoyo: 0.20 m	Principal: 3 Ø20 Estribos: 5 Ø16 Anclaje en pilar: 85.0 cm Anclaje en ménsula: 20.0 cm

Descripción de cargas:

Tabla de cargas

Referencias	Carga permanente
P-1	Horizontal: 0.00 t Vertical: 1.00 t

Comprobación:

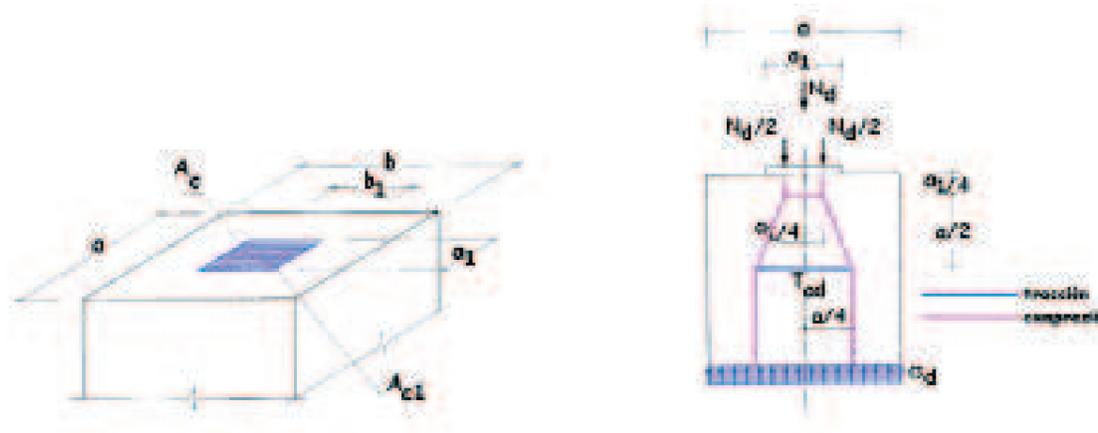
Referencia: Muros Laterales		
Comprobación	Valores	Estado
Vuelo de la carga (a): <i>Eurocódigo 2. Artículo 2.5.3.7.2(1).</i>	Mínimo: 0.52 m Máximo: 1.3 m Calculado: 0.55 m	Cumple
Canto útil en borde de apoyo (d1): <i>Norma EHE. Artículo 63.1 (pag.225).</i>	d1,min: 0.62 m Calculado: 1.25 m	Cumple
Área armadura principal necesaria: <i>Norma EHE. Artículo 63.2.1 (pag.226).</i>	Mínimo: 7.2 cm ² Calculado: 9.5 cm ²	Cumple
Resistencia de la biela de compresión: <i>Norma EHE. Artículo 63.2.1.2 (pag.227).</i>	Máximo: 47.57 t Calculado: 1.35 t	Cumple
Área armadura estribos necesaria: <i>Norma EHE. Artículo 63.2.1.1 (pag.226).</i>	Ase,min: 0.07 cm ² Calculado: 20.1 cm ²	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Norma EHE. Artículo 42.3.1 (pag.149).</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 8.4 cm Calculado: 16.6 cm	Cumple Cumple
Separación libre mínima de las armaduras: <i>Eurocódigo 2. Artículo 5.2.1.1.</i>	Mínimo: 2 cm Calculado: 6.4 cm Calculado: 15 cm	Cumple Cumple
Recubrimiento geométrico: <i>Artículo 4.1.3.3 del Eurocódigo-2</i>	Mínimo: 4 cm Calculado: 4 cm Calculado: 4 cm	Cumple Cumple

Longitud anclaje arm. principal en pilar: <i>Artículo 5.2.2 del Eurocódigo-2</i>	Mínimo: 84 cm Calculado: 85 cm	Cumple
Longitud anclaje arm. principal en ménsula: <i>Artículo 5.2.2 del Eurocódigo-2</i>	Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm	Cumple
Distancia borde apoyo-quebro arm. principal: <i>Norma EH-91. Artículo 61.3.</i>	Mínimo: 2 cm Calculado: 22 cm	Cumple
Vuelo desde el borde de apoyo: <i>J. Calavera, 'Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón' Marzo 1999, INTEMAC. Apartado 60.2.2.c (pag.646).</i>	Mínimo: 5 cm Calculado: 35 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Carga concentrada sobre macizo. Armadura bajo el neopreno:

Esta armadura se calcula con la carga vertical que le transmite el tablero del puente al neopreno. Este valor es de 3000 KN.

Cargas concentradas sobre macizos en los apoyos:



Se propone un armado bajo el neopreno.



CARGAS CONCENTRADAS SOBRE MACIZO

$$\begin{aligned} f_{ck} &:= 30\text{MPa} & f_{yk} &:= 400\text{MPa} & TM &:= 30\text{mm} & r_{min} &:= 30\text{mm} & \Delta r &:= \\ Es &:= 200000\text{MPa} & a &:= 1000\text{mm} & b &:= 1000\text{mm} & h &:= 1.1\text{m} \\ Nd &:= 3000 \cdot 10^3\text{N} & a_1 &:= 700\text{mm} & b_1 &:= 700\text{mm} & \phi &:= 12\text{mm} \end{aligned}$$

$$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{1.5} \quad f_{y\alpha d} := \begin{cases} (400\text{MPa}) & \text{if } f_{yk} = 500\text{MPa} \\ \left(\frac{400}{1.15}\text{MPa}\right) & \text{if } f_{yk} = 400\text{MPa} \end{cases}$$

$$Ac := a \cdot b \quad Ac_1 := a_1 \cdot b_1 \quad u := 2 \cdot (a + b)$$

$$f_{3cd} := \sqrt{\frac{Ac}{Ac_1}} \cdot f_{cd} \quad r_{nom} := r_{min} + \Delta r$$

CONDICIÓN 1º:

Nd ha de ser menor que $Ac_1 \cdot f_{3cd}$:

$$\text{Solucion1} := \begin{cases} 0 & \text{if } Nd > Ac_1 \cdot f_{3cd} \\ 1 & \text{if } Ac_1 \cdot f_{3cd} > Nd \end{cases} \quad \text{Solucion1} = 1$$

Solucion = 0 --> $Nd > Ac_1 \cdot f_{3cd}$ ==> Por lo que NO CUMPLE la condicion

Solucion = 1 --> $Nd < Ac_1 \cdot f_{3cd}$ ==> Por lo que CUMPLE la condicion

CONDICIÓN 2º:

h ha de ser mayor $(2 \cdot Ac)/u$:

$$\text{Solucion2} := \begin{cases} 0 & \text{if } h > \frac{2 \cdot Ac}{u} \\ 1 & \text{if } \frac{2 \cdot Ac}{u} > h \end{cases} \quad \text{Solucion2} = 0$$

Solucion = 0 --> $h > (2 \cdot Ac)/u$ ==> Por lo que CUMPLE la condicion

Solucion = 1 --> $h < (2 \cdot Ac)/u$ ==> Por lo que NO CUMPLE la condicion

$$T_{ad} := 0.25 \cdot Nd \cdot \left(\frac{a - a_1}{a}\right) \quad A_{sa} := \frac{T_{ad}}{f_{y\alpha d}} = 646.875 \text{ mm}^2$$

$$N_{barras_{paralela.a}} := \frac{A_{sa}}{\pi \cdot \frac{\phi^2}{4}} = 5.72$$

$$T_{bd} := 0.25 \cdot Nd \cdot \left(\frac{b - b_1}{b}\right) \quad A_{sb} := \frac{T_{bd}}{f_{y\alpha d}} = 646.875 \text{ mm}^2$$

$$N_{barras_{paralela.b}} := \frac{A_{sb}}{\pi \cdot \frac{\phi^2}{4}} = 5.72$$

BARRAS EN DIRECCIÓN PARALELA A "a":

$$s_{11} := \begin{cases} 20\text{mm} & \text{if } 20\text{mm} \geq \phi \\ \phi & \text{if } \phi > 20\text{mm} \end{cases} \quad s_{min} := \begin{cases} s_{11} & \text{if } s_{11} \geq 1.25 \cdot TM \\ (1.25 \cdot TM) & \text{if } s_{11} < 1.25 \cdot TM \end{cases}$$

$$s_{min} = 37.5 \text{ mm}$$

$$s_{max} := 300\text{mm}$$

$$\text{MAXIMAS} \quad n_{max_a} := \frac{(b - 2 \cdot r_{nom} + s_{min})}{\phi + s_{min}} \quad n_{max_a} = 19.343$$

$$\text{MINIMAS} \quad n_{min_a} := \frac{(b - 2 \cdot r_{nom} + s_{max})}{\phi + s_{max}} \quad n_{min_a} = 3.91$$

Vemos cuantas filas se pueden colocar para cumplir con la disposicion de que han de estar colocadas en una franja de entre $0,1 \cdot b$ y b .

$$\text{MAXIMAS} \quad n_{max_a} := \frac{[(b - 0.1 \cdot b) + s_{min}]}{\phi + s_{min}} \quad n_{max_a} = 18.939$$

$$\text{MINIMAS} \quad n_{min_a} := \frac{[(b - 0.1 \cdot b) + s_{max}]}{\phi + s_{max}} \quad n_{min_a} = 3.846$$

$$N_{barras_{paralela.a}} = 5.72$$

$$0.1 \cdot b = 100\text{mm}$$

$$b = 1 \times 10^3 \text{ mm}$$



BARRAS EN DIRECCIÓN PARALELA A "b"

$$\text{MAXIMAS } n_{\max_b} := \frac{(a - 2 \cdot r_{\text{mom}} + s_{\min})}{\phi + s_{\min}} \quad n_{\max_b} = 19.343$$

$$\text{MINIMAS } n_{\min_b} := \frac{(a - 2 \cdot r_{\text{mom}} + s_{\max})}{\phi + s_{\max}} \quad n_{\min_b} = 3.91$$

Vemos cuantas filas se pueden colocar para cumplir con la disposicion de que han de estar colocadas en una franja de entre $0,1 \cdot a$ y a .

$$\text{MAXIMAS } n_{\max_a} := \frac{[(a - 0,1 \cdot a) + s_{\min}]}{\phi + s_{\min}} \quad n_{\max_a} = 18.939$$

$$\text{MINIMAS } n_{\min_a} := \frac{[(a - 0,1 \cdot a) + s_{\max}]}{\phi + s_{\max}} \quad n_{\min_a} = 3.846$$

$$N_{\text{barras}_{\text{paralela},b}} = 5.72 \quad 0,1 \cdot a = 100 \text{ mm} \quad a = 1 \times 10^3 \text{ mm}$$

5.11.3.5. Rótula plástica

La armadura a disponer en la rótula plástica de apoyo de la losa sobre la ménsula, es de pasadores $\phi 25$ cada 40 cm.

5.11.3.6. Losa de transición.

Para el cálculo de la losa de transición se tienen en cuenta su peso propio, la sobrecarga del terreno que se encuentra por encima, la sobrecarga del tráfico de valor 10 KN/m^2 , y el vehículo especial, en este caso el más desfavorable es el tamden.

Se dispondrá el siguiente armado para las losas de transición de ambos extremos:

- Armadura principal longitudinal cara inferior losa: $\phi 20$ cada 20 cm.
- Armadura secundaria longitudinal cara superior: $\phi 12$ cada 20 cm.
- Armadura secundaria transversal cara inferior: $\phi 12$ cada 20 cm.
- Armadura secundaria transversal cara superior: $\phi 12$ cada 20 cm.

5.12. CÁLCULO DE CIMENTACIONES

Para el cálculo de las cimentaciones se ha utilizado el programa CYPE 2010, con el cual se han obtenido el armado de las cimentaciones. Los esfuerzos de cálculo son los que les llegan a las cimentaciones de los distintos elementos.

5.12.1. ZAPATAS: ARMADO PRINCIPAL

Datos obra:

- Hormigón: C25/30
- Acero: S-400
- Recubrimiento (superior): 5.00 cm
- Recubrimiento (inferior): 5.00 cm
- Recubrimiento (lateral): 5.00 cm
- Recubrimiento (frontal): 5.00 cm
- Recubrimiento (arranques): 5.00 cm
- Tamaño máximo del árido: 30.0 mm
- Espesor hormigón limpieza: 10.0 cm
- Tensión admisible en situaciones persistentes: 111.20 kp/cm^2
- Tensión admisible en situaciones accidentales: 111.20 kp/cm^2
- Acero laminado: S 275
- Acero de pernos: A-4t (liso)



Estados límite

E.L.U. de rotura. Hormión en	EC Categoría de la edificación: G. 30 kN < peso de vehículo <= 160 kN Nieve: Resto de los Estados miembro del C.FN. H <= 1000 m
E.L.S. Fisuración. Hormión en	EC Categoría de la edificación: G. 30 kN < peso de vehículo <= 160 kN Nieve: Resto de los Estados miembro del C.FN. H <= 1000 m
E.L.U. de rotura. Acero laminado	EC Categoría de la edificación: G. 30 kN < peso de vehículo <= 160 kN Nieve: Resto de los Estados miembro del C.FN. H <= 1000 m
Tensiones sobre el terreno	EC Categoría de la edificación: G. 30 kN < peso de vehículo <= 160 kN Nieve: Resto de los Estados miembro del C.FN. H <= 1000 m

Referencias	Carga permanente
Zapata	Axil: 4942.00 t Momento X: 698.30 t·m Momento Y: 2514.00 t·m Cortante X: 620.00 t Cortante Y: 164.30 t Torsor: 0.00 t·m

Descripción:

Referencias	Geometría	Armado
Zapata	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 350.0 cm Ancho inicial Y: 200.0 cm Ancho final X: 350.0 cm Ancho final Y: 200.0 cm Ancho zapata X: 700.0 cm Ancho zapata Y: 400.0 cm Canto: 400.0 cm	Sup X: 38Ø32c/10 Sup Y: 68Ø32c/10 Inf X: 38Ø32c/10 Inf Y: 68Ø32c/10 Zunchado: 20 Ø32, solape 40 cm

Descripción de cargas:

Tabla de cargas



Comprobación:

Referencia: Zapata		
Dimensiones: 700 x 400 x 400		
Armados: Xi:Ø32c/10 Yi:Ø32c/10 Xs:Ø32c/10 Ys:Ø32c/10		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno:		
<i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
-Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 111.2 kp/cm ² Calculado: 19.815 kp/cm ²	Cumple
-Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 139 kp/cm ² Calculado: 46.071 kp/cm ²	Cumple
Vuelco de la zapata:		
<i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i>		
-En dirección X:	Reserva seguridad: 475.1 %	Cumple
-En dirección Y:	Reserva seguridad: 229.3 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
-En dirección X:	Momento: 542.71 t·m	Cumple
-En dirección Y:	Momento: 3478.03 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
-En dirección X:	Cortante: 0.00 t	Cumple
-En dirección Y:	Cortante: 0.00 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata:		
-Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 139.87 t/m ²	Cumple
<i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
Canto mínimo:		
<i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
	Mínimo: 15 cm Calculado: 400 cm	Cumple

Espacio para anclar arranques en cimentación:		
-Zapata:	Mínimo: 0 cm Calculado: 389 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima:		
<i>Artículo 5.4.2.1.1 (norma EUROCODIGO-2)</i>		
-Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0015 Calculado: 0.0021	Cumple
-Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0021	Cumple
-Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0021	Cumple
-Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0021	Cumple
Diámetro mínimo de las barras:		
<i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
-Parrilla inferior:	Mínimo: 10 mm Calculado: 32 mm	Cumple
-Parrilla superior:	Calculado: 32 mm	Cumple
Separación máxima entre barras:		
<i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
-Armado inferior dirección X:	Máximo: 30 cm Calculado: 10 cm	Cumple
-Armado inferior dirección Y:	Calculado: 10 cm	Cumple
-Armado superior dirección X:	Calculado: 10 cm	Cumple
-Armado superior dirección Y:	Calculado: 10 cm	Cumple
Separación mínima entre barras:		
<i>Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera, ed. INTEMAC, 1991</i>		
-Armado inferior dirección X:	Mínimo: 10 cm Calculado: 10 cm	Cumple
-Armado inferior dirección Y:	Calculado: 10 cm	Cumple
-Armado superior dirección X:	Calculado: 10 cm	Cumple
-Armado superior dirección Y:	Calculado: 10 cm	Cumple



Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera, ed. INTEMAC, 1991</i>	Calculado: 390 cm	
-Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 32 cm	Cumple
-Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 32 cm	Cumple
-Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 32 cm	Cumple
-Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 32 cm	Cumple
-Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 44 cm	Cumple
-Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 44 cm	Cumple
-Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 44 cm	Cumple
-Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 44 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 31 cm	
-Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 390 cm	Cumple
-Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 390 cm	Cumple
-Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 390 cm	Cumple
-Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 390 cm	Cumple
-Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 390 cm	Cumple
-Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 390 cm	Cumple
-Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 390 cm	Cumple
-Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 390 cm	Cumple
Abertura de fisuras:	Máximo: 0.1 mm	
-Armado inferior dirección X:	Calculado: 0 mm	Cumple
-Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0 mm	Cumple
-Armado superior dirección X:	Calculado: 0 mm	Cumple
-Armado superior dirección Y:	Calculado: 0 mm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

5.12.2. CARGA CONCENTRADA SOBRE MACIZO

Esta es la armadura a disponer en la zapata, teniendo en cuenta los esfuerzos que le llegan.



CARGA CONCENTRADA SOBRE MACIZO

$$\begin{aligned} f_{ck} &:= 30\text{MPa} & f_{yk} &:= 400\text{MPa} & TM &:= 30\text{mm} & r_{min} &:= 40\text{mm} \\ E_s &:= 200000\text{MPa} & a &:= 2800\text{mm} & b &:= 7000\text{mm} & h &:= 3.5\text{m} \\ N_d &:= 6949 \cdot 10^3\text{N} & a_1 &:= 1000\text{mm} & b_1 &:= 3000\text{mm} & \phi &:= 20\text{mm} \end{aligned}$$

$$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{1.5} \quad f_{y\alpha d} := \begin{cases} (400\text{MPa}) & \text{if } f_{yk} = 500\text{MPa} \\ \left(\frac{400}{1.15}\text{MPa}\right) & \text{if } f_{yk} = 400\text{MPa} \end{cases}$$

$$A_c := a \cdot b \quad A_{c1} := a_1 \cdot b_1 \quad u := 2 \cdot (a + b)$$

$$f_{3cd} := \sqrt{\frac{A_c}{A_{c1}}} \cdot f_{cd} \quad r_{nom} := r_{min} + \Delta r$$

CONDICIÓN 1º:

N_d ha de ser menor que $A_{c1} \cdot f_{3cd}$:

$$\text{Solucion1} := \begin{cases} 0 & \text{if } N_d > A_{c1} \cdot f_{3cd} \\ 1 & \text{if } A_{c1} \cdot f_{3cd} > N_d \end{cases} \quad \text{Solucion1} = 1$$

Solucion = 0 $\rightarrow N_d > A_{c1} \cdot f_{3cd} \implies$ Por lo que NO CUMPLE la condicion

Solucion = 1 $\rightarrow N_d < A_{c1} \cdot f_{3cd} \implies$ Por lo que CUMPLE la condicion

CONDICIÓN 2º:

h ha de ser mayor $(2 \cdot A_c)/u$:

$$\text{Solucion2} := \begin{cases} 0 & \text{if } h > \frac{2 \cdot A_c}{u} \\ 1 & \text{if } \frac{2 \cdot A_c}{u} > h \end{cases} \quad \text{Solucion2} = 0$$

Solucion = 0 $\rightarrow h > (2 \cdot A_c)/u \implies$ Por lo que CUMPLE la condicion

Solucion = 1 $\rightarrow h < (2 \cdot A_c)/u \implies$ Por lo que NO CUMPLE la condicion

$$T_{ad} := 0.25 \cdot N_d \cdot \left(\frac{a - a_1}{a}\right) \quad A_{sa} := \frac{T_{ad}}{f_{y\alpha d}} = 3.211 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$N_{barras_{paralela.a}} := \frac{A_{sa}}{\pi \cdot \frac{\phi^2}{4}} = 10.22$$

$$T_{bd} := 0.25 \cdot N_d \cdot \left(\frac{b - b_1}{b}\right) \quad A_{sb} := \frac{T_{bd}}{f_{y\alpha d}} = 2.854 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$N_{barras_{paralela.b}} := \frac{A_{sb}}{\pi \cdot \frac{\phi^2}{4}} = 9.085$$

BARRAS EN LA DIRECCIÓN PARALELA A "a":

$$s_{11} := \begin{cases} 20\text{mm} & \text{if } 20\text{mm} \geq \phi \\ \phi & \text{if } \phi > 20\text{mm} \end{cases} \quad s_{min} := \begin{cases} s_{11} & \text{if } s_{11} \geq 1.25 \cdot TM \\ (1.25 \cdot TM) & \text{if } s_{11} < 1.25 \cdot TM \end{cases}$$

$$s_{min} = 37.5 \text{ mm}$$

$$s_{max} := 300\text{mm}$$

$$\text{MAXIMAS} \quad n_{max_a} := \frac{(b - 2 \cdot r_{nom} + s_{min})}{\phi + s_{min}} \quad n_{max_a} = 120.652$$

$$\text{MINIMAS} \quad n_{min_a} := \frac{(b - 2 \cdot r_{nom} + s_{max})}{\phi + s_{max}} \quad n_{min_a} = 22.5$$

Vemos cuantas filas se pueden colocar para cumplir con la disposicion de que han de estar colocadas en una franja de entre $0.1 \cdot b$ y b .

$$\text{MAXIMAS} \quad n_{max_a} := \frac{[(b - 0.1 \cdot b) + s_{min}]}{\phi + s_{min}} \quad n_{max_a} = 110.217$$

$$\text{MINIMAS} \quad n_{min_a} := \frac{[(b - 0.1 \cdot b) + s_{max}]}{\phi + s_{max}} \quad n_{min_a} = 20.625$$

$$N_{barras_{paralela.a}} = 10.22$$

$$0.1 \cdot b = 700 \text{ mm}$$

$$b = 7 \times 10^3 \text{ mm}$$



BARRAS EN LA DIRECCIÓN PARALELA A "b":

MAXIMAS $n_{max_b} := \frac{(a - 2 \cdot r_{nom} + s_{min})}{\phi + s_{min}}$ $n_{max_b} = 47.609$

MINIMAS $n_{min_b} := \frac{(a - 2 \cdot r_{nom} + s_{max})}{\phi + s_{max}}$ $n_{min_b} = 9.375$

Vemos cuantas filas se pueden colocar para cumplir con la disposicion de que han de estar colocadas en una franja de entre $0,1 \cdot a$ y a .

MAXIMAS $n_{max_a} := \frac{[(a - 0,1 \cdot a) + s_{min}]}{\phi + s_{min}}$ $n_{max_a} = 110.217$

MINIMAS $n_{min_a} := \frac{[(a - 0,1 \cdot a) + s_{max}]}{\phi + s_{max}}$ $n_{min_a} = 20.625$

$N_{barras_{paralela.b}} = 9.085$ $0,1 \cdot a = 280 \text{ mm}$ $a = 2,8 \times 10^3 \text{ mm}$

5.12.3. ENCEPADOS

Datos obra:

- Hormigón: C25/30
- Acero: S-400
- Recubrimiento (superior): 5.00 cm
- Recubrimiento (inferior): 5.00 cm
- Recubrimiento (lateral): 5.00 cm
- Recubrimiento (frontal): 5.00 cm
- Recubrimiento (arranques): 5.00 cm

- Tamaño máximo del árido: 30.0 mm
- Espesor hormigón limpieza: 10.0 cm
- Tensión admisible en situaciones persistentes: 1.50 kp/cm²
- Tensión admisible en situaciones accidentales: 2.25 kp/cm²
- Acero laminado: S 275
- Acero de pernos: A-4t (liso)

Estados límite

E.L.U. de rotura. Hormigón en	EC Categoría de la edificación: G. 30 kN < peso de vehículo <= 160 kN Nieve: Resto de los Estados miembro del CEN, H <= 1000 m
E.L.S. Fisuración. Hormigón en	EC Categoría de la edificación: G. 30 kN < peso de vehículo <= 160 kN Nieve: Resto de los Estados miembro del CEN, H <= 1000 m
E.L.U. de rotura. Acero laminado	EC Categoría de la edificación: G. 30 kN < peso de vehículo <= 160 kN Nieve: Resto de los Estados miembro del CEN, H <= 1000 m
Tensiones sobre el terreno	EC Categoría de la edificación: G. 30 kN < peso de vehículo <= 160 kN Nieve: Resto de los Estados miembro del CEN, H <= 1000 m

Referencias	Descripción
4xPilotes	Tipo de pilote: Hormigón circular Diámetro: 1000 mm Capacidad portante en situaciones persistentes: 380.00 t Capacidad portante en situaciones accidentales: 380.00 t Separación mínima entre ejes: 1000.00 mm



Descripción:

Referenci	Pilotes	Materiales	Geometría	Armado
Pila	Tipo: Pilotes Penetración: 20.0 cm	Hormigón: C25/30 Acero: S-400	Encepado de 4 pilotes Vuelo X: 100.0 cm Vuelo Y: 100.0 cm Canto: 175.0 cm Separación entre ejes X de pilotes: 3.00 m Separación entre ejes Y de pilotes: 3.00 m	Parrilla inferior X: Ø16c/25 Parrilla inferior Y: Ø16c/15 Parrilla superior X: Ø16c/25 Parrilla superior Y: Ø16c/15 Armado perimetral: 4 Ø12, solape 35 cm Viga paralela X: Armadura inferior: 9 Ø32 Estribos horizontales: 3 Ø12 Estribos verticales: Ø16c/15 Viga paralela Y: Armadura inferior: 13 Ø32 Estribos horizontales: 3 Ø12 Estribos verticales: Ø16c/15

Descripción de cargas:

Tabla de cargas

Referencias	Carga permanente
Pila	Axil: 655.27 t Momento X: 496.30 t·m Momento Y: 0.00 t·m Cortante X: 89.61 t Cortante Y: 0.00 t Torsor: 0.00 t·m

Comprobación:

Referencia: Pila		
Comprobación	Valores	Estado
Vuelo mínimo desde pilar: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Mínimo: 0.05 m Calculado: 1 m	Cumple
Vuelo mínimo desde el perímetro del pilote: -Dirección cualquiera: <i>Recomendación del libro "Estructuras de cimentación", M.Cunha Moraes, ed. McGraw-Hill, 1976</i>	Mínimo: 0.15 m Calculado: 0.5 m	Cumple
Canto mínimo del encepado: <i>Artículo 59.8.1 (norma EHE-98)</i>	Mínimo: 1 m Calculado: 1.75 m	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación:	Mínimo: 0 cm Calculado: 151 cm	Cumple
Separación mínima entre ejes de pilotes: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Mínimo: 3 m Calculado: 3 m	Cumple
Ancho mínimo de pilotes: <i>Criterio de CYPE Ingenieros.</i>	Mínimo: 0.25 m Calculado: 1 m	Cumple
Separación máxima del armado de positivos: <i>Artículo 42.3.1 (norma EHE-98)</i> -Dirección X (Viga lateral): -Dirección Y (Viga lateral):	Máximo: 30 cm Calculado: 18.3 cm Calculado: 12.2 cm	Cumple Cumple
Diámetro mínimo armaduras: <i>Zunchado de la armadura comprimida. Artículo 42.3.1 (norma EHE-98)</i> -Cercos X (Viga lateral): -Cercos Y (Viga lateral): -Cercos perimetrales:	Mínimo: 8 mm Calculado: 16 mm Calculado: 16 mm Calculado: 12 mm	Cumple Cumple Cumple



<p>Separación mínima entre parrillas:</p> <p><i>Artículo 67.3.1 (norma EHE-98)</i></p> <p>-Parrilla superior - X:</p> <p>-Parrilla superior - Y:</p> <p>-Parrilla inferior - X:</p> <p>-Parrilla inferior - Y:</p>	<p>Mínimo: 3.7 cm</p> <p>Calculado: 23.4 cm</p> <p>Calculado: 13.4 cm</p> <p>Calculado: 23.4 cm</p> <p>Calculado: 13.4 cm</p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p> <p>Cumple</p> <p>Cumple</p>	<p>Capacidad portante del pilote:</p> <p>-Situaciones persistentes:</p> <p><i>Valor introducido por el usuario.</i></p>	<p>Máximo: 380 t</p> <p>Calculado: 300.01 t</p>	<p>Cumple</p>
<p>Separación máxima entre parrillas:</p> <p><i>Artículo 42.3.1 (norma EHE-98)</i></p> <p>-Parrilla superior - X:</p> <p>-Parrilla superior - Y:</p> <p>-Parrilla inferior - X:</p> <p>-Parrilla inferior - Y:</p>	<p>Máximo: 30 cm</p> <p>Calculado: 23.4 cm</p> <p>Calculado: 13.4 cm</p> <p>Calculado: 23.4 cm</p> <p>Calculado: 13.4 cm</p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p> <p>Cumple</p> <p>Cumple</p>	<p>Compresión máxima:</p> <p>-Nudo de encepado rígido (Situaciones persistentes):</p> <p><i>Norma EHE. Artículo 59.4.1.2.</i></p>	<p>Máximo: 934.045 t</p> <p>Calculado: 368.105 t</p>	<p>Cumple</p>
<p>Separación mínima entre redondos del armado perimetral:</p> <p>-Cercos cualquiera:</p> <p><i>Artículo 67.3.1 (norma EHE-98)</i></p>	<p>Mínimo: 3.7 cm</p> <p>Calculado: 27.2 cm</p>	<p>Cumple</p>	<p>Área de acero necesaria por cálculo:</p> <p><i>Artículo 59.4.1.2.2.1 (norma EHE-98)</i></p> <p>-Dirección X (Situaciones persistentes):</p> <p>-Dirección Y (Situaciones persistentes):</p>	<p>Mínimo: 61.64 cm²</p> <p>Calculado: 72.38 cm²</p> <p>Mínimo: 102.74 cm²</p> <p>Calculado: 104.55 cm²</p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p>
<p>Separación máxima entre redondos del armado perimetral:</p> <p>-Cercos cualquiera:</p> <p><i>Artículo 42.3.1 (norma EHE-98)</i></p>	<p>Máximo: 30 cm</p> <p>Calculado: 27.2 cm</p>	<p>Cumple</p>	<p>Capacidad mecánica de la armadura secundaria horizontal:</p> <p><i>Artículo 59.4.1.2.2.1 (norma EHE-98)</i></p> <p>-Dirección X (Situaciones persistentes):</p> <p>-Dirección Y (Situaciones persistentes):</p>	<p>Mínimo: 109.286 t</p> <p>Calculado: 142.576 t</p> <p>Mínimo: 182.143 t</p> <p>Calculado: 237.627 t</p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p>
<p>Diámetro mínimo barras horizontales:</p> <p><i>Norma EHE. Artículo 59.8.2.</i></p>	<p>Mínimo: 12 mm</p> <p>Calculado: 16 mm</p>	<p>Cumple</p>	<p>Longitud anclaje armadura longitudinal:</p> <p>-X(Situaciones persistentes):</p> <p><i>Artículo 66.5 (norma EHE-98)</i></p> <p>-Y(Situaciones persistentes):</p> <p><i>Artículo 66.5 (norma EHE-98)</i></p> <p>-Parrillas inferiores X -Ø 16.0 mm - (Situaciones persistentes):</p> <p><i>Artículo 66.5 (norma EHE-98) ; Artículo 59.4.1.2.1 (norma EHE-98)</i></p> <p>-Parrillas inferiores Y -Ø 16.0 mm - (Situaciones persistentes):</p> <p><i>Artículo 66.5 (norma EHE-98) ; Artículo 59.4.1.2.1 (norma EHE-98)</i></p>	<p>Mínimo: 0 cm</p> <p>Calculado: 15 cm</p> <p>Calculado: 15 cm</p> <p>Calculado: 145 cm</p> <p>Calculado: 145 cm</p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p> <p>Cumple</p> <p>Cumple</p>
<p>Área máxima de armadura:</p> <p><i>Criterio tomado del Eurocódigo</i></p> <p>-Dirección X:</p> <p>-Dirección Y:</p>	<p>Máximo: 3500 cm²</p> <p>Calculado: 234.23 cm²</p> <p>Calculado: 352.19 cm²</p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p>	<p>Cuantía geométrica mínima:</p> <p>-Armadura longitudinal:</p> <p><i>Artículo 42.3.5 (norma EHE-98)</i></p>	<p>Mínimo: 0.002</p> <p>Calculado: 0.003</p>	<p>Cumple</p>



<p>Armadura mínima por metro por motivos mecánicos:</p> <p>Artículo 42.3.2 (norma EHE-98)</p> <p>-Dirección X (Situaciones persistentes):</p> <p>-Dirección Y (Situaciones persistentes):</p>	<p>Mínimo: 33.54 cm²</p> <p>Calculado: 38.8 cm²</p> <p>Calculado: 57.03 cm²</p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p>
<p>Distancia entre cercos:</p> <p>Artículo 44.2.3.4.1 (norma EHE-98)</p> <p>-Cercos X:</p> <p>-Cercos Y:</p>	<p>Máximo: 30 cm</p> <p>Calculado: 15 cm</p> <p>Calculado: 15 cm</p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p>
Se cumplen todas las comprobaciones		
<p>Avisos:</p> <p>- Los cortantes no pueden ser absorbidos únicamente con pilotes verticales y será necesario disponer pilotes inclinados: De acuerdo con lo expuesto por P. Jiménez Montoya en su libro "Hormigón Armado" esta circunstancia se producirá cuando el cortante, además de no deberse al efecto del viento, sea superior al 3% de las cargas verticales.</p>		

5.12.4. PILOTES DE LOS ENCEPADOS

ESTADO LÍMITE ÚLTIMO

ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES:

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &:= 30\text{MPa} & f_{yk} &:= 400\text{MPa} & \phi_t &:= 12\text{mm} & T_M &:= 20\text{mm} \\
 h &:= 950\text{mm} & r_{min} &:= 90\text{mm} & \phi_l &:= 25\text{mm} & M_d &:= 5.394 \cdot 10^{12} \text{N}\cdot\text{mm} \\
 E_s &:= 200000\text{MPa} & b &:= 950\text{mm} & \phi_{piel} &:= 12\text{mm} & N_d &:= 5026 \cdot 10^3 \text{N} \\
 h_{max} &:= 0\text{mm} & \theta_{cal} &:= 950\text{mm} \\
 f_{cd} &:= \frac{f_{ck}}{1.65} & f_{yd} &:= \frac{f_{yk}}{1.15} & \Delta r &:= 10\text{mm} & L_1 &:= 25\text{m}
 \end{aligned}$$

CÁLCULO:

$$\begin{aligned}
 r_{nom} &:= r_{min} + \Delta r & r_{nom} &:= 100\text{mm} \\
 d_p &:= r_{nom} + \phi_t + \frac{\phi_l}{2} & d_p &= 124.5\text{mm} & d &:= h - d_p \\
 d &= 825.5\text{mm}
 \end{aligned}$$

$$X_{lim} := \frac{0.0035 \cdot d}{0.0035 + \frac{f_{yd}}{E_s}} \quad X_{lim} = 551.475\text{mm}$$

$$Y_{lim} := 0.8 \cdot X_{lim} \quad Y_{lim} = 441.18\text{mm}$$

$$M_{lim} := f_{cd} \cdot b \cdot Y_{lim} \cdot \left(d - \frac{Y_{lim}}{2} \right) \quad M_{lim} = 4.61 \times 10^6 \text{J}$$

$$M_{ext} := M_d + N_d \cdot \left(\frac{h}{2} - d_p \right) \quad M_{ext} = 5.396 \times 10^9 \text{J}$$

a) Si $M_{ext} < M_{lim}$:

$$y := d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{ext}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$U_{s1} := -N_d + f_{cd} \cdot b \cdot y \quad U_{s1} = (9.233 \times 10^6 - 4.315 \times 10^8) \text{N}$$



$$As1 := \frac{Us1}{f_{yd}} \quad As1 = (2.654 \times 10^4 - 1.241i \times 10^6) \text{ mm}^2$$

$$n := \frac{As1}{\frac{\pi \cdot \phi l^2}{4}} \quad n = 54.075 - 2.527i \times 10^3$$

b) Si $M_{ext} > M_{lim}$:

$$Us2 := \frac{M_{ext} - M_{lim}}{d - d_p} = 7.691 \times 10^9 \text{ N}$$

$$Us11 := \frac{-M_d}{b} + Us2 + f_{cd} \cdot b \cdot Y_{lim} \quad Us11 = 2.02 \times 10^9 \text{ N}$$

$$As11 := \frac{Us11}{f_{yd}} \quad As11 = 5.809 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$n11 := \frac{As11}{\frac{\pi \cdot \phi l^2}{4}} \quad n11 = 1.183 \times 10^4$$

$$As := \begin{cases} As1 & \text{if } M_{ext} < M_{lim} \\ As11 & \text{if } M_{ext} > M_{lim} \end{cases}$$

$$As = 5.809 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$s11 := \begin{cases} 20 \text{ mm} & \text{if } 20 \text{ mm} \geq \phi l \\ \phi l & \text{if } \phi l > 20 \text{ mm} \end{cases} \quad smin := \begin{cases} s11 & \text{if } s11 \geq 1.25 \cdot TM \\ (1.25 \cdot TM) & \text{if } s11 < 1.25 \cdot TM \end{cases}$$

$$smin = 25 \text{ mm} \quad smax := 300 \text{ mm}$$

maximas

$$nmax := \frac{(b - 2 \cdot r_{nom} - 2 \cdot \phi t + smin)}{\phi l + smin} \quad nmax = 15.02$$

minimas

$$nmin := \frac{(b - 2 \cdot r_{nom} - 2 \cdot \phi t + smax)}{\phi l + smax} \quad nmin = 3.157$$

COMPROBACIONES:

$$Ac := \pi \cdot \frac{\theta_{cal}^2}{4}$$

1) Para evitar rotura fragil

$$Asc := 0.04 \cdot Ac \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad Asc = 1.482 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$nc := \frac{Asc}{\frac{\pi \cdot \phi l^2}{4}} \quad nc = 3.019$$

2) Cuantías geométricas mínimas

$$Acara_{de.Traccion} := \frac{4}{1000} \cdot Ac = 2.835 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$Ncara_{de.Traccion} := \frac{Acara_{de.Traccion}}{\frac{\pi \cdot \phi l^2}{4}} \quad Ncara_{de.Traccion} = 5.776$$

ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE:

$$f_{y\alpha d} := \begin{cases} 400 \text{ MPa} & \text{if } f_{yk} = 500 \text{ MPa} \\ \frac{400}{1.15} \text{ MPa} & \text{if } f_{yk} = 400 \text{ MPa} \end{cases} \quad n_{final} := 15 \quad V_{rd} := 540000 \text{ N}$$

$$a) \quad As1 = (2.654 \times 10^4 - 1.241i \times 10^6) \text{ mm}^2$$

$$b) \quad As11 = 5.809 \times 10^6 \text{ mm}^2 \\ Asc = 1.482 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$c) \quad Asc_{cuant_{min}} := n_{final} \cdot \pi \cdot \frac{\phi l^2}{4} \\ Asc_{cuant_{min}} = 7.363 \times 10^3 \text{ mm}^2$$



"As" meter VALOR dependiendo de en que caso estemos, cogiendo el mayor de todos.

$$As := Ascuant_{min}$$

$$Vd := Vrd$$

a) 1º comprobacion: $Vrd < Vu1$

$$Vu1 := 0.30 \cdot fcd \cdot b \cdot d \quad Vu1 = 4.278 \times 10^6 \text{ N} \quad Vrd = 5.4 \times 10^5 \text{ N}$$

b) 2º comprobacion: $Vrd < Vu2$

$$\xi1 := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} \quad \xi := \begin{cases} \xi1 & \text{if } \xi1 < 2 \\ 2 & \text{if } \xi1 > 2 \end{cases}$$

$$\rho1o := \frac{As}{b \cdot d} \quad \rho1 := \begin{cases} \rho1o & \text{if } \rho1o < 0.02 \\ 0.02 & \text{if } \rho1o > 0.02 \end{cases}$$

$$Vcu := 0.1 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho1 \cdot fck)^{\frac{1}{3}} \cdot b \cdot d \cdot \frac{1 \text{ MPa}}{1 \text{ MPa}^3} \quad Vcu = 3.561 \times 10^5 \text{ N}$$

$$Vsu := Vd - Vcu \quad Vsu = 1.839 \times 10^5 \text{ N}$$

Hacemos la armadura:

$$Aa := \frac{Vsu}{0.9 \cdot fy \cdot \alpha \cdot d} \quad Aa = 0.712 \text{ mm}$$

$$Aamin := \frac{0.3 \cdot fck^{\frac{2}{3}} \cdot b \cdot 1 \text{ MPa}}{7.5 \cdot fy \cdot \alpha \cdot 1 \text{ MPa}^3} = 1.055 \text{ mm}$$

$$A\alpha1 := \begin{cases} Aa & \text{if } Vsu > 0 \\ Aamin & \text{if } Vsu < 0 \end{cases} \quad A\alpha := \begin{cases} A\alpha1 & \text{if } A\alpha1 \geq Aamin \\ Aamin & \text{if } A\alpha1 < Aamin \end{cases}$$

Separaciones

$$ncercos := 2$$

$$Stx := ncercos \cdot \left(\frac{\pi}{4}\right) \cdot \frac{\phi t^2}{A\alpha} \quad Stx = 214.444 \text{ mm}$$

Comprobaciones de las separaciones

$$\text{a) } Vrd = 5.4 \times 10^5 \text{ N} \quad \text{menor que} \quad Vu1 \cdot \frac{1}{5} = 8.555 \times 10^5 \text{ N}$$

$$St1 := 0.75 \cdot d \quad St1 = 619.125 \text{ mm}$$

$$\text{b) } Vu1 \cdot \frac{1}{5} = 8.555 \times 10^5 \text{ N} \quad \text{menor que} \quad Vrd = 5.4 \times 10^5 \text{ N} \quad \text{menor que}$$

$$Vu1 \cdot \frac{2}{3} = 2.852 \times 10^6 \text{ N}$$

$$St2 := 0.6 \cdot d \quad St2 = 495.3 \text{ mm}$$

$$\text{c) } Vrd = 5.4 \times 10^5 \text{ N} \quad \text{menor que} \quad Vu1 \cdot \frac{2}{3} = 2.852 \times 10^6 \text{ N}$$

$$St3 := 0.3 \cdot d \quad St3 = 247.65 \text{ mm}$$

Y comparamos las separaciones, y cogemos la menor.

$$Stmax := \begin{cases} St1 & \text{if } Vrd \leq \frac{1}{5} \cdot Vu1 \\ St2 & \text{if } \frac{1}{5} \cdot Vu1 < Vrd \leq \frac{2}{3} \cdot Vu1 \\ St3 & \text{if } Vrd > \frac{2}{3} \cdot Vu1 \end{cases} \quad \text{Nota: } Stmax = 600 \text{ mm}$$

$$Stmax = 619.125 \text{ mm}$$

$$St := \begin{cases} Stx & \text{if } Stx < Stmax \\ Stmax & \text{if } Stx > Stmax \end{cases} \quad St = 214.444 \text{ mm}$$

Coloco cercos cada intervalos de 20 cm.



Se comprueba según el Eurocódigo cuáles son las cuantías geométricas mínimas.

CUANTÍAS GEOMÉTRICAS MÍNIMAS

$$\begin{aligned} f_{ck} &:= 30\text{MPa} & f_{yk} &:= 400\text{MPa} \\ D &:= 1000\text{mm} & \phi_{\text{long}} &:= 25\text{mm} & \phi_{\text{trans}} &:= 12\text{mm} \\ N_d &:= 5026 \cdot 10^3 \text{N} \\ f_{cd} &:= \frac{f_{ck}}{1.65} & f_{yd} &:= \frac{f_{yk}}{1.15} \\ d_{\text{cal}} &:= 0.95 \cdot D & d_{\text{cal}} &= 950 \text{mm} \\ A_c &:= 0.785 \cdot d_{\text{cal}}^2 & A_c &= 7.085 \times 10^5 \text{mm}^2 \\ r_{\text{om}} &:= 0.1D & r_{\text{om}} &= 100 \text{mm} \end{aligned}$$

ARMADURA LONGITUDINAL MÍNIMA ($A_{s,\text{min}}$):

En pilotes perforados hormigonados in situ se deberá disponer una armadura longitudinal mínima de área $A_{s,\text{min}}$ en relación con la sección transversal del pilote A_c . Los valores recomendados se indican en la tabla 9.6N del Eurocódigo 2, Parte 1. Esta armadura se deberá distribuir a lo largo del contorno de la sección.

Entrando en la tabla con A_c se obtiene el valor de $A_{s,\text{min}}$

$$A_{s,\text{min}} := 2500\text{mm}^2$$

$$N_{\text{barrasmin}} := \frac{A_{s,\text{min}}}{\pi \cdot \frac{\phi_{\text{long}}^2}{4}} = 5.093 \quad \text{Se deben de poner al menos 6 barras}$$

El diámetro mínimo para las barras longitudinales no deberían ser menor que 16 mm. Los pilotes deberían tener al menos 6 barras longitudinales. Además la distancia libre entre barras no debería superar 200 mm medida a lo largo del contornodel pilote.

Los estribos o la espiral debe ser de diámetro no inferior a 1/4 del de la armadura longitudinal y su separación no superior a 15 veces el diámetro de dicha armadura.

El pilotes, una vez descabezado, debe entrar en el encepado no menos de 100 mm ni más de 150 mm.

COMPROBACIÓN DE LA ARMADURA LONGITUDINAL:

A continuación se realiza la comprobación de la armadura longitudinal según lo planteado en el libro "Cálculo de estructuras de cimentación" de J. Calavera.

$$N_u := 0.85 \cdot f_{cd} \cdot A_c + A_{s,\text{min}} \cdot f_{yd}$$

Siendo:

f_{cd} - Resistencia de cálculo del hormigón del pilote
 A_c - Área de la sección recta del pilote
 $A_{s,\text{min}}$ - Área de la sección de la armadura longitudinal
 f_{yd} - Tensión de cálculo de la armadura longitudinal

Se debe de cumplir que N_u sea mayor o igual a N_d , siendo este el esfuerzo axil de cálculo del pilote.

$$\begin{aligned} N_d &= 5.026 \times 10^6 \text{N} \\ N_u &= 1.182 \times 10^7 \text{N} \end{aligned} \quad \text{Se cumple, y por tanto se dispone la armadura mínima.}$$

ARMADURA TRANSVERSAL MÍNIMA ($A_{s,\text{trans,min}}$):

Los estribos o la espiral debe ser de diámetro no inferior a 1/4 del de la armadura longitudinal y su separación no superior a 15 veces el diámetro de dicha armadura.

$$\frac{1}{4} \cdot \phi_{\text{long}} = 6.25 \text{mm}$$

Se cumple, el diámetro transversal propuesto es mayor

$$\phi_{\text{trans}} = 12 \text{mm}$$

$$\text{Separacion} := 15 \cdot \phi_{\text{long}} = 375 \text{mm}$$

Por facilidad constructiva la separación debe de ser como mínimo 35 cm

6. IMPERMEABILIZACIÓN Y DRENAJE DEL TABLERO

El tablero se impermeabilizará a base de una capa de brea-epoxi-agregado-mineral aplicado a llana con un espesor de 3mm. El producto a emplear consiste en un mortero bituminoso formado por una mezcla de emulsiones asfálticas, cargas minerales especialmente seleccionadas y fibras especiales. Su aplicación se llevara a cabo de acuerdo con lo dispuesto en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares del Proyecto.

El drenaje del tablero del puente será realizado por medio de arquetas colocadas cada 15 m. aproximadamente. Cada arqueta desagua directamente por medio de un tubo de P.V.C. de 80 mm. Este tubo atraviesa el ala de la sección y aflora por su capa inferior formando un pico de flauta.



ANEXO I: PRUEBA DE CARGA

ÍNDICE

	<i>Página</i>
1. PRUEBA DE CARGA	103
1.1. INTRODUCCIÓN	103
1.2. PLAZO DE EJECUCIÓN	103
1.3. MATERIALIZACIÓN DEL TREN DE CARGAS	103
1.4. ESTADOS DE CARGA CONSIDERADOS	104
1.5. MAGNITUDES A MEDIR Y PUNTOS DE MEDIDA	105
1.6. APARATOS DE MEDIDA	105
1.7. FORMA DE APLICACIÓN DE LAS CARGAS	105
1.8. ESCALONES DE CARGA: CRITERIOS DE ESTABILIZACIÓN	106
1.9. CRITERIOS DE ACEPTACIÓN	106
1.9.1. DESPLAZAMIENTOS VERTICALES	106
1.9.2. CRITERIOS DE ACEPTACIÓN	107
2. PLANOS	108
3. PLIEGO DE PRESCRIPCIONES TÉCNICAS PARTICULARES	108
3.1. DEFINICIÓN Y ALCANCE	108
3.1.1. DEFINICIÓN	108
3.1.2. CAMPO DE APLICACIÓN	108
3.2. EJECUCIÓN	109
3.2.1. DIRECCIÓN DE LAS OBRAS	109
3.2.2. PREPARACIÓN DE LA PRUEBA	109
3.2.3. -INSPECCIÓN DE LAS OBRAS	110
3.2.4. NIVELACIÓN DE LA OBRA	110
3.2.5. APARATOS DE MEDIDA	110
3.2.6. PRUEBAS DE CARGA ESTÁTICA	110
3.2.6.1. Plazo de ejecución	110
3.2.6.2. Tren de cargas	111
3.2.6.3. Criterios de estabilización	112
3.2.6.4. Valores remanentes	112
3.2.6.5. Criterios de aceptación	113
3.2.7. PRUEBAS COMPLEMENTARIAS	114
3.2.8. FACTORES AMBIENTALES	114
3.3. CONTROL DE CALIDAD	114
3.4. MEDICIÓN Y ABONO	114
4. PRESUPUESTO	115
4.1. JUSTIFICACIÓN DEL PRECIO	115
4.2. PRESUPUESTO	116



1. PRUEBA DE CARGA

1.1. INTRODUCCIÓN

El presente anejo ha sido realizado conforme a las especificaciones contenidas en la normativa IAP-11 "Instrucción sobre acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera", así como en las "Pruebas de carga en puentes de carretera" y teniendo en consideración las "Recomendaciones para la realización de pruebas de carga de recepción en puentes de carretera" del Ministerio de Fomento de España.

Así, la IAP-11 determina que todo puente proyectado de acuerdo con esta Instrucción deberá ser sometido a pruebas de carga antes de su puesta en servicio, según lo indicado en el preceptivo anejo que sobre la materia incluirá todo proyecto aprobado por la Dirección General de Carreteras.

Tales pruebas de carga podrán ser estáticas o dinámicas. Las primeras serán obligatorias para aquellas obras en que alguno de sus vanos tenga una luz igual o superior a 12 m (medida entre ejes de apoyos del tablero o, para estructuras tipo marco, entre paramentos vistos de hastiales). Para luces inferiores, se podrá decidir la realización de la prueba en función de las circunstancias específicas de la estructura.

En caso de ser necesario, el proyecto de Prueba de Carga del presente anejo, deberá ser revisado y adaptado una vez finalizada la construcción del puente, para tener en cuenta las disponibilidades de camiones existentes realmente en la obra, así como para recoger, si fuera oportuno, en la modelización de la estructura, las variaciones que se hayan podido producir con respecto a lo inicialmente considerado en la fase de proyecto.

1.2. PLAZO DE EJECUCIÓN

La prueba de carga se realizará una vez finalizada la obra y antes de su apertura al tráfico. En el momento de realizar las pruebas el hormigón de cualquier elemento resistente de la estructura deberá tener una edad mínima de 90 días. Dicho plazo podrá disminuirse a 28 días siempre que el hormigón hubiese alcanzado en ese plazo la resistencia característica

exigida en el proyecto y que la obra hubiera estado sometida durante su construcción a control normal o intenso, como es este caso.

1.3. MATERIALIZACIÓN DEL TREN DE CARGAS

Para la materialización del tren de cargas se utilizarán camiones que deberán ser entre sí lo más parecidos que sea posible en cuanto a forma, peso y dimensiones. Para establecer el número de camiones necesarios se ha tenido en cuenta las indicaciones reflejadas en los anejos de la norma "Pruebas de carga en puentes de carretera". En esta norma se indica que cuando se trate de puentes de vanos independientes de más de 12 metros de luz, como es el caso que nos ocupa, se podrá utilizar como tren de cargas del proyecto de las pruebas una sobrecarga uniformemente distribuida de valor:

$$q = 0.75 \cdot \left(0.4 + \frac{120}{b \cdot L} \right)$$

Siendo:

b: ancho de la plataforma (calzada y arcenes) en metros

L: luz de cálculo en metros

La carga vendrá expresada en t/m²

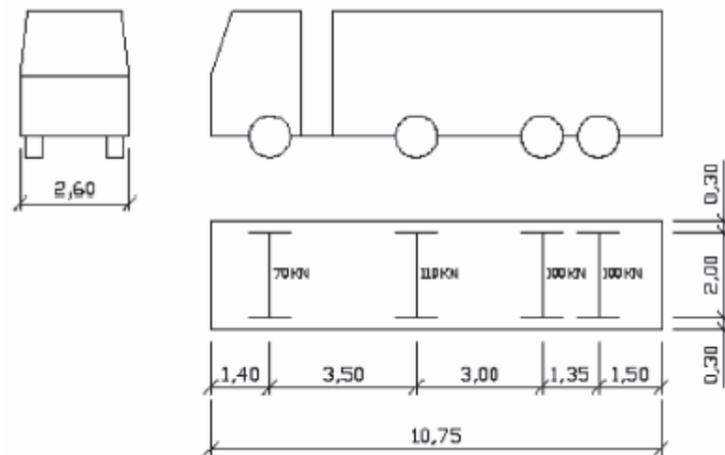
Para establecer el número de camiones necesarios se debe calcular la carga total actuante sobre el puente:

$$q = 0.75 \cdot \left(0.4 + \frac{120}{10 \cdot 175} \right) = 0,352 \text{ T/m}^2$$

Q (carga total sobre el puente) = 0,352 * 10 * 175 = 615 T.

Dado que en este momento no se conocen las características de los vehículos de carga con los que se va a realizar la prueba, se utilizará un vehículo similar al que figura en el anejo N° 1 de la "Recomendaciones para la realización de pruebas de carga de recepción en puentes de carretera".

El vehículo elegido es un camión articulado de 38 toneladas. Las características de este vehículo son las siguientes:



El número total de camiones vendrá dado por:

$$N^{\circ} \text{ camiones} = \frac{Q}{\text{Peso}_{\text{camión}}} = \frac{615}{38} \approx 16 \text{ Camiones.}$$

Se tomará un valor de 17 camiones, que equivalen a una carga total de 615 t.

1.4. ESTADOS DE CARGA CONSIDERADOS

A continuación se pasan a describir los distintos estados de carga considerados para la realización de la prueba de carga. Estos estados se han fijado siguiendo las indicaciones dadas por la norma "Pruebas de carga en puentes de carretera". En ella se establece que para el caso de puentes arco se cargará cada tramo en escalones sucesivos, una mitad de la luz, la otra mitad, la luz total y la mitad central. Dado que nuestro caso no presenta total simetría estimamos los estados más desfavorables, de modo que teniendo en cuenta el tramo simplemente apoyado que no corresponde al arco definimos cuatro estados de carga diferentes.

Los estados considerados se definen a continuación:

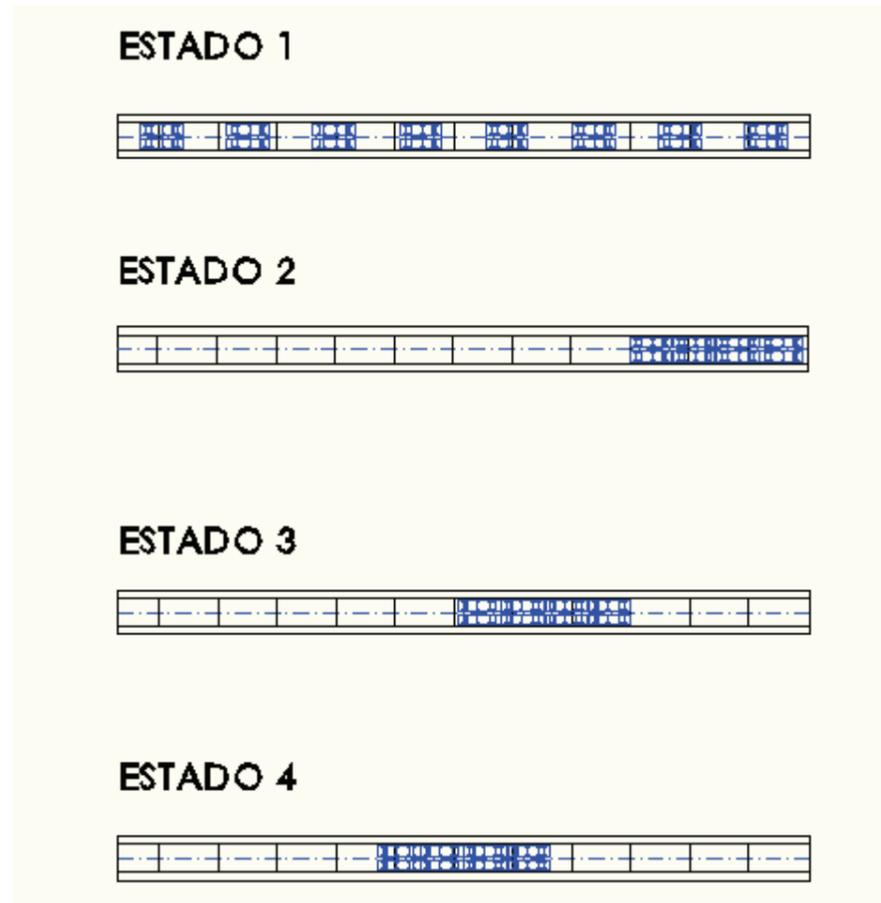
Estado 1: Este estado corresponde a la carga de todo el tablero completo. Para ello se dispondrán dos filas de ocho camiones cada una centrada sobre el tablero del puente, una en cada lado de la plataforma.

Estado 2: Este estado corresponde a una mitad longitudinal del tablero en la zona del arco. Se dispondrán dos filas de cuatro camiones cada una.

Estado 3: En este estado se cargará la mitad longitudinal del tablero en la zona del arco no cargada en el estado anterior. La disposición de los distintos vehículos será simétrica respecto del anterior estado.

Estado 4: Se procederá a la carga de la mitad central longitudinal del tablero. Para ello se dispondrán dos filas de cuatro camiones, una a cada lado de la plataforma, ubicadas en la mitad central del mismo.

A continuación se muestra un croquis en el que se pueden visualizar de forma clara los estados de carga anteriormente comentados:



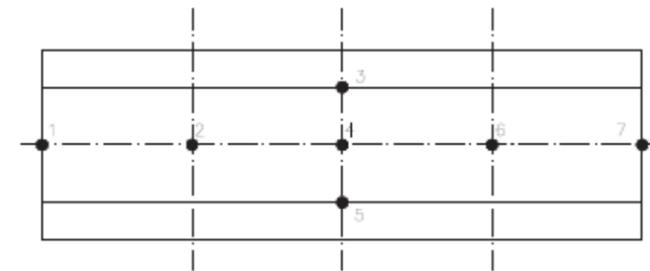
Dada la configuración geométrica del camión tomado, se adoptará para cada uno, una disposición de cargas consistente en dos cargas puntuales de 190 KN, con una separación longitudinal de 5,50 m entre las mismas y centradas con el vehículo.

1.5. MAGNITUDES A MEDIR Y PUNTOS DE MEDIDA

A continuación se indican las distintas magnitudes que se deberán reflejar en la prueba de carga así como los correspondientes puntos de medida. Los puntos se han tomado siguiendo las recomendaciones dadas por la normativa "Pruebas de carga en puentes de carretera".

La normativa citada anteriormente recomienda para el caso de puentes arco el establecimiento de 7 puntos de medida. Tres de ellos estarán ubicados en la sección en centro luz. Los otros cuatro se dispondrán en el eje longitudinal del puente situados dos de ellos en las líneas de apoyo y los otros dos a un cuarto de la luz del puente.

A continuación se muestra un croquis ilustrativo de la situación de los puntos de medida:



En cuanto a las magnitudes a medir, se determinarán únicamente los desplazamientos verticales existentes en los puntos de medida considerados. Estos desplazamientos se medirán con respecto a puntos fijos que a ser posible, estarán situados fuera de la estructura del puente.

1.6. APARATOS DE MEDIDA

Si es posible, la medida se realizará mediante flexímetros. En caso contrario, se utilizarán niveles de precisión u otro método equivalente.

1.7. FORMA DE APLICACIÓN DE LAS CARGAS

En el presente apartado se van a definir los distintos ciclos de carga para cada uno de los estados considerados, así como los escalones de carga a aplicar en cada uno de ellos.

Estado 1

Este estado corresponde a la carga de todo el tablero completo. Para este primer estado se consideran dos ciclos de carga, con el fin de observar la concordancia de las



medidas obtenidas. Cada uno de los ciclos se establecerá en un solo escalón de carga, disponiendo los camiones a la vez.

Estado 2

Al igual que en el caso anterior, se realizarán dos ciclos de carga. Cada uno de los ciclos comentados se realizará en un solo escalón de carga, disponiendo los camiones a la vez.

Estado 3

En este estado se cargará la mitad no cargada en el estado anterior. Las directrices dadas en el caso anterior en cuanto a número de ciclos y escalones de carga son válidas para este estado.

Estado 4

Se procederá a la carga de la mitad central longitudinal del arco. Para ello se dispondrán dos filas de tres camiones, una a cada lado del arco, ubicada cada una en la mitad central del arco. El número de ciclos serán dos. Cada ciclo se realizará con un solo escalón de carga.

1.8. ESCALONES DE CARGA: CRITERIOS DE ESTABILIZACIÓN

Las medidas en los distintos puntos señalados anteriormente se tomarán:

- Antes de comenzar la prueba.
- Inmediatamente antes de cada escalón de carga.
- Inmediatamente después de cada escalón de carga.

-A los 10 minutos de cada escalón de carga. Si las diferencias entre los nuevos valores de la respuesta y los instantáneos son inferiores al 5% de estos últimos, o bien son del mismo orden de la precisión de los aparatos de medida, se considerará estabilizado el proceso de carga y se realizará la lectura final en todos los puntos de medida. Si esto no se cumple se comprobará la misma condición en un nuevo intervalo de 10 minutos.

Una vez descargada totalmente la estructura, se esperará a que los valores de las medidas estén estabilizados, aplicando el mismo criterio seguido para el proceso de carga. La

diferencia entre los valores estabilizados después de la descarga y los iniciales antes de cargar serán los valores remanentes correspondientes al estado considerado.

1.9. CRITERIOS DE ACEPTACIÓN

A continuación se van a describir los criterios de aceptación de los resultados obtenidos durante la prueba de carga. Estos criterios de aceptación se basan en el establecimiento de limitaciones por parte del proyectista de las diferencias existentes entre los valores de flechas provocados por los distintos estados definidos calculados de forma teórica, y los valores de flecha reales que se obtengan en la prueba de carga real, una vez construida la estructura.

1.9.1. DESPLAZAMIENTOS VERTICALES

En este apartado se muestran los valores calculados de forma teórica para los desplazamientos verticales provocados por los distintos estados de carga definidos en los puntos de medida considerados.

Para su obtención se han introducido las cargas correspondientes a los vehículos definidos en el modelo de cálculo simplificado de la estructura. El correspondiente modelo se puede ver en el Anejo N° 11:

Cálculos estructurales.

Los valores calculados se muestran en la siguiente tabla, y los valores negativos corresponden a los desplazamientos en la dirección de la gravedad:

Estado de carga número 1

Punto de medida	Nudo	Desplazamiento vertical teórico (mm)
1	1939	0.20
2	1923	0.40
3	1385	0.40
4	1907	0.40
5	1211	0.40
6	1891	0.80
7	1874	0.30



Estado de carga número 2

Punto de medida	Nudo	Desplazamiento vertical teórico (mm)
1	1939	0.30
2	1923	0.08
3	1385	0.60
4	1907	0.60
5	1211	0.70
6	1891	0.20
7	1874	0.10

- Los valores de las magnitudes máximas al finalizar el ciclo de carga medidos después de la estabilización, no superarán en más de un 15% a los valores previstos en el presente proyecto de la prueba de carga.

- Los valores remanentes después del primer ciclo de carga se considerarán aceptables si son inferiores al 25% del valor máximo alcanzado en el correspondiente ciclo.

Estado de carga número 3

Punto de medida	Nudo	Desplazamiento vertical teórico (mm)
1	1939	0.00
2	1923	0.04
3	1385	2.00
4	1907	2.00
5	1211	2.00
6	1891	0.90
7	1874	0.40

Estado de carga número 4

Punto de medida	Nudo	Desplazamiento vertical teórico (mm)
1	1939	0.00
2	1923	0.01
3	1385	0.03
4	1907	0.03
5	1211	0.03
6	1891	0.10
7	1874	0.60

1.9.2. CRITERIOS DE ACEPTACIÓN

Estos criterios han sido establecidos según las recomendaciones expuestas por la norma "Pruebas de carga en puentes de carretera" y son:



2. PLANOS

A continuación se presenta un plano que muestra las posiciones de los camiones para los diferentes estados de carga. Asimismo, este plano se puede encontrar también dentro del documento planos del propio Proyecto, con la siguiente denominación:

ESTRUCTURA. PRUEBA DE CARGA.

3. PLIEGO DE PRESCRIPCIONES TÉCNICAS PARTICULARES

3.1. DEFINICIÓN Y ALCANCE

La finalidad del presente Pliego es la determinación de las condiciones de ejecución, aceptación y abono de la prueba de carga preceptiva previa a la puesta en servicio de obras de fábrica.

3.1.1. DEFINICIÓN

La prueba de carga de una estructura es un proceso que, mediante la reproducción de un estado de carga sobre la misma, pretende obtener datos suficientes de su respuesta frente a dicho estado, de forma que pueda deducirse su comportamiento frente a las cargas actuantes.

Las pruebas de recepción de obra nueva son para controlar la adecuada concepción y la buena ejecución de las obras, demostrando experimentalmente, antes de su puesta en servicio, su capacidad para resistir adecuadamente las cargas de explotación.

3.1.2. CAMPO DE APLICACIÓN

El contenido de este Artículo es de aplicación para obras de paso de carreteras (puentes, viaductos, pontones, etc.) y pasarelas. Se excluyen los casos singulares, tales como puentes mixtos de carretera y ferrocarril, de acueducto y carretera, etc.

En el caso de puentes nuevos la prueba de carga estática es preceptiva, según la "Instrucción de Acciones" vigente, IAP-11, que establece lo siguiente:



"Todo puente deberá ser sometido a una prueba de carga antes de su puesta en servicio. Las pruebas podrán ser estáticas o dinámicas. Las primeras serán siempre obligatorias; las segundas lo serán en aquellas estructuras en las que se prevea un efecto considerable de vibración".

Los ensayos dinámicos estarán indicados y se recomienda su realización en los puentes de gran luz, puentes de diseño inusual y en el caso de utilización de nuevos materiales.

Los casos de pruebas de carga a realizar tras obras importantes de reforma o refuerzo de la estructura se considerarán del mismo modo que si se tratase de una obra nueva.

No se considera sin embargo objeto de este Artículo la comprobación de elementos estructurales aislados, tales como pilotes, vigas prefabricadas, etc., consideradas como unidades parciales de la estructura global. Las pruebas que podrían llamarse de recepción de tales elementos o unidades estructurales corresponden a ensayos de control a realizar antes o después de la ejecución de las obras, aunque a veces un comportamiento distinto al supuesto para tales elementos sea detectado en la prueba de carga.

3.2. EJECUCIÓN

3.2.1. DIRECCIÓN DE LAS OBRAS

La dirección de las pruebas estará a cargo del Ingeniero Director de la Obra, el cual podrá ante las incidencias habidas durante la ejecución de la misma, introducir cuantas modificaciones al programa general sean necesarias, ordenar la realización de pruebas complementarias, modificar o adaptar el tren de carga a las condiciones de las pruebas o a las características de la estructura, intensificar las medidas a realizar, ampliar los tiempos de carga, etc.

El Director de Obra será quien una vez que las considere realizadas en todas sus fases, dará por terminadas las pruebas y deberá en su caso ordenar la suspensión de las mismas cuando así lo exija el comportamiento de la estructura durante el ensayo.

Se deberá efectuar una inspección previa a la realización del ensayo y otra posterior al mismo en la que se refleje el estado final de la obra después del proceso de carga. Con todos estos datos, descripción del ensayo, incidencias y presentación de resultados, redactará el Acta de la prueba.

El Director de Obra podrá encargar la realización de las pruebas a personal cualificado, al frente del que figurará un Ingeniero especializado en este tipo de trabajos, a quien en adelante se denominará Director de las pruebas. En el caso de obras singulares, entendiéndose por tales bien las de cierta magnitud o bien las que presenten alguna característica técnica no usual, puede ser conveniente la Asesoría del autor del Proyecto.

3.2.2. PREPARACIÓN DE LA PRUEBA

Deberá tenerse conocimiento exacto del tren de cargas a utilizar, de los puntos de medida y de las características y condicionantes de los aparatos de medida utilizados; deberán preverse e inspeccionarse los medios auxiliares necesarios para el acceso a todos los puntos de medida que lo requirieran y a las zonas que deban ser observadas o controladas durante la prueba, y deberá estudiarse la distribución y organización del personal que interviene en la misma, los movimientos del tren de carga en las distintas fases de la prueba, tiempos para cada estado de carga, criterios de aceptación de resultados, etc.

La preparación completa de la prueba incluye también un estudio previsto y pormenorizado del Proyecto de la misma, que permita prever el comportamiento de la obra durante las distintas fases del ensayo, así como los puntos en que se producirán los esfuerzos o movimientos más desfavorables y que habrá que observar para evaluar los resultados que se vayan produciendo.



3.2.3. -INSPECCIÓN DE LAS OBRAS

Antes de realizar cualquier prueba de carga se realizará una inspección de la obra que incluirá, además de la estructura resistente, los aparatos de apoyo, juntas y otros elementos singulares.

Durante la prueba se realizarán controles periódicos de los elementos más característicos de la obra, señalándose los defectos que se vayan observando.

En las estructuras de hormigón es fundamental y del mayor interés un control riguroso del posible proceso de fisuración.

Al finalizar las pruebas volverá a realizarse una última inspección de la obra.

3.2.4. NIVELACIÓN DE LA OBRA

En el caso de puentes con luces superiores a 25 m, así como en el caso de estructuras con sustentación hiperestática o de estructuras de hormigón en las que se prevea la existencia de deformaciones diferidas de cierta importancia, se realizará una vez concluida la prueba de carga, una nivelación general de la obra referida a puntos fijos que deberán quedar materializados en el terreno circundante y de cuya situación se dejará constancia en el Acta de la prueba.

3.2.5. APARATOS DE MEDIDA

Los aparatos de medida que se utilicen deberán estar sancionados por la experiencia en pruebas similares y deberán garantizar una apreciación mínima del orden de un 5% de los valores máximos esperados de las magnitudes que se vayan a medir.

Su campo deberá ser como mínimo superior al 50% a los valores esperados de dichas magnitudes.

3.2.6. PRUEBAS DE CARGA ESTÁTICA

3.2.6.1. Plazo de ejecución

La prueba de carga de recepción se realizará antes de la puesta en servicio de la estructura.

En el momento de iniciarse las pruebas, el hormigón de cualquier elemento resistente de la obra deberá tener una edad mínima de 90 días. Dicho plazo podrá disminuirse a 28 días siempre que el hormigón hubiese alcanzado en ese plazo la resistencia característica exigida en el Proyecto y que la obra hubiera estado sometida durante su construcción al control normal o intenso (dentro del concepto "hormigón" debe incluirse cualquier unidad resistente a base de cemento, como es el caso de la inyección de los conductos de pretensado).

Si por alguna circunstancia y siempre con autorización del Director de Obra, fuera necesario realizarla antes de la ejecución de algunas de las unidades estructurales que forman parte de la carga permanente, tales como el pavimento, aceras, barandillas, etc., pueden seguirse dos caminos:

a) Materializar una carga permanente supletoria equivalente a esas unidades de obra, colocándola, en este caso, con una antelación no inferior a 12 horas en los puentes de hormigón y de 4 horas en los metálicos.

b) Incrementar la carga de ensayo en la proporción que la ausencia de tales unidades representen.

En cualquier caso esta circunstancia se reflejará en el Acta de la prueba.



3.2.6.2. Tren de cargas

Materialización del tren de cargas

Dada la dificultad práctica de materializar el tren de cargas de la Instrucción, se empleará normalmente un tren de cargas constituido por camiones y otros vehículos análogos, que deberán ser entre sí lo más parecidos que sea posible en cuanto a forma, peso y dimensiones. Su número y características deberán ser los necesarios para adaptarse a los distintos estados de carga definidos en el Proyecto de las pruebas.

En ningún caso las solicitaciones a que de lugar el tren de cargas real podrán ser superiores a los valores que teóricamente produciría la aplicación del tren de cargas definido en la "Instrucción de Acciones". Se aconseja no superar el 90% de dichos esfuerzos, y se estima suficiente que los mismos alcancen entre el 70 y el 80% de los valores máximos producidos por el tren de la Instrucción.

Antes de comenzar el ensayo se deberá disponer de las características de todos los vehículos, tales como sus dimensiones, pesos por eje y distancias entre dichos ejes. Se comprobará especialmente el peso real de cada uno de los vehículos o elementos de carga, debiendo quedar garantizado que su valor se ha obtenido con un error inferior al 5% y que se mantiene sensiblemente constante durante el ensayo.

Zonas de aplicación de la carga

Como norma general, la sobrecarga que sustituye al tren de la Instrucción se aplicará solamente en la calzada y arcenes, sin que sea necesario someter a prueba las aceras. Sin embargo, en aquellos casos en que se desee ensayar también las aceras, estando éstas en voladizo, dicha prueba podrá realizarse cargando únicamente una zona de longitud igual al triple del ancho de la misma con una sobrecarga de 0,4 T/m² (3.92 KN/m²). En todo caso, y con objeto de acelerar el proceso de carga y descarga, podrá sustituirse la sobrecarga uniforme (0,4 T/m² según la "Instrucción de Acciones") por cargas puntuales, empleando vehículos de peso apropiado para producir valores aproximados a dicha solicitación.

Forma de aplicación de las cargas

Se efectuarán un mínimo de dos ciclos para cada uno de los estados de carga más importantes definidos en el Proyecto de la prueba, con el fin de observar la concordancia de las medidas obtenidas. Una vez realizado el segundo ciclo y a la vista de los resultados obtenidos y del comportamiento general de la estructura, el Director de la prueba podrá determinar la necesidad de realizar algún ciclo adicional.

La carga de ensayo se aplicará en un mínimo de dos escalones, si bien en el caso de puentes con varios vanos iguales o análogos podrán, a juicio del Director de la prueba, reducirse, e incluso limitarse a uno sólo, cuando se vayan ocupando posiciones de carga similares en otros vanos, si el comportamiento en los anteriores ha sido satisfactorio.

También podrá producirse el número de escalones en los ciclos de carga posteriores al primero una vez visto el comportamiento de la estructura en los ciclos anteriores.

La descarga se realizará en general en un solo escalón. No obstante, el Director de las pruebas podrá, si lo juzga oportuno, disponer su realización en escalones análogos a los del proceso de carga.

Los movimientos de los vehículos en cualquier fase del proceso de carga o de descarga se efectuarán con la suficiente lentitud para no provocar efectos dinámicos no deseados, y se organizarán de forma que la realización de cualquier estado de carga no produzca sobre otras partes de la estructura solicitaciones superiores a las previstas.

Es conveniente, dentro de los márgenes que determinan la realización de una prueba, reducir al mínimo el tiempo de aplicación de las cargas y, en su caso, distinguir entre pruebas normales y aquellas otras que precisen la observación de fenómenos que deban ser considerados de media o larga duración.



3.2.6.3. Criterios de estabilización

Una vez situado el tren de carga correspondiente, bien a un escalón intermedio o al final de cualquier estado de carga, se realizará una medida de la respuesta instantánea de la estructura, y se controlarán los aparatos de medida situados en los puntos en que se esperen las deformaciones más desfavorables desde el punto de vista de la estabilización.

Transcurridos 10 minutos se realizará una nueva lectura en dichos puntos. Si las diferencias entre los nuevos valores de la respuesta y los instantáneos son inferiores al 5% de estos últimos, o bien son del mismo orden de la precisión de los aparatos de medida, se considerará estabilizado el proceso de carga y se realizará la lectura final en todos los puntos de medida.

En caso contrario se mantendrá la carga durante un nuevo intervalo de 10 minutos debiéndose cumplir al final de los mismos que la diferencia de lecturas correspondiente a ese intervalo no supere en más de un 20% a la diferencia de lecturas correspondiente al intervalo anterior, o bien sea del orden de la precisión de los aparatos de medida.

Si esto no se cumpliera, se comprobará la misma condición en un nuevo intervalo de 10 minutos. Si el criterio de estabilización siguiera sin cumplirse, se procederá a juicio del Ingeniero Director de las pruebas a mantener la carga durante un nuevo intervalo, a suspender dicho estado de carga o bien a reducir la carga correspondiente al escalón considerado.

Una vez alcanzada la estabilización se tomarán las lecturas finales en todos los puntos de medida.

Por otra parte, deberá comprobarse que no se detecta ningún signo o muestra de fallo o inestabilidad en alguna parte de la estructura. Si ésta es de hormigón se comprobará que las fisuras se mantienen dentro de los márgenes admisibles.

Una vez descargada totalmente la estructura se esperará a que los valores de las medidas estén estabilizados, aplicando el mismo criterio seguido para el proceso de carga. La diferencia entre los valores estabilizados después de la descarga y los iniciales antes de cargar serán los valores remanentes correspondientes al estado considerado.

En el caso de que la diferencia entre los valores obtenidos inmediatamente después de la descarga y los obtenidos antes de cargar sea inferior al límite que para cada caso se establece para los valores remanentes, no será necesaria la comprobación del criterio de estabilización y podrá procederse a la lectura definitiva de todos los aparatos de medida.

En ningún caso se iniciará la ejecución de un ciclo de carga antes de haber transcurrido al menos 10 minutos desde la descarga correspondiente al ciclo precedente.

3.2.6.4. Valores remanentes

Los valores remanentes después del primer ciclo de carga se considerarán aceptables siempre que sean inferiores a los límites previamente establecidos en el proyecto de la prueba y siempre a los siguientes límites:

a) Puentes de hormigón pretensado o mixto:

15% si la edad de la obra es inferior a dos meses.

10% si la edad de la obra es superior a dos meses.

Estos límites están referidos a las deformaciones máximas y deberán estimarse y prefijarse en cada caso según el tipo de material y la edad de la obra.



Siempre que una vez terminado el primer ciclo de carga se obtengan valores remanentes que superen los límites que se hubieran previsto como admisibles se procederá de la forma siguiente:

Si los valores remanentes alcanzan el doble de los admisibles se suspenderá la aplicación de la carga.

Si los valores remanentes superan el límite admisible, pero sin llegar a doblar este valor, se deberá realizar un segundo ciclo de carga, y deberá entonces cumplirse que la deformación remanente correspondiente a este segundo ciclo no supera el 50% de la correspondiente al primer ciclo.

Si esto no se cumple se realizará un tercer ciclo de carga, y deberá verificarse que la deformación remanente correspondiente al mismo no supere a la correspondiente al segundo ciclo.

Caso de que, realizando el tercer ciclo no se hubieran alcanzado resultados satisfactorios, el Ingeniero Director de las pruebas suspenderá la aplicación de la carga correspondiente, tomando respecto a los demás estados de carga las medidas que crea convenientes.

La realización de nuevos ciclos de carga en un momento determinado de las pruebas podrá ser también decidida por el Director de las mismas a la vista de los resultados observados en el ciclo precedente.

3.2.6.5. Criterios de aceptación

Además de los criterios expuestos referentes a la estabilización de las medidas y al tratamiento de los valores remanentes, que inciden fundamentalmente sobre el desarrollo del

ensayo, se tendrán en cuenta otros criterios referentes a la aceptación de la obra derivados de los resultados de la prueba de carga.

Valores límites para la aceptación de la prueba:

a) Los valores de las magnitudes máximas al finalizar el ciclo de carga, medidas después de la estabilización, no superarán en más de un 15% a los valores previstos en el proyecto de la prueba.

b) Por condiciones de servicio, e incluso por razones estéticas, la relación flecha/luz no superará un valor límite determinado en el proyecto de la prueba. Si dicho proyecto no establece condiciones más restrictivas el citado límite será:

$f/l < 1/100$ para puentes de hormigón o mixtos.

c) En el caso de puentes de hormigón se establecerá una anchura máxima de fisura. Si el Proyecto no establece valores distintos la abertura máxima será:

Hormigón armado: Ambiente normal, 0,2 mm

Ambiente agresivo, 0,1 mm

d) No deberán aparecer signos de agotamiento de la capacidad portante en ninguna parte de la estructura. Desde el punto de vista experimental estos signos son:

Destrucción propiamente dicha de la estructura ensayada o de alguno de sus elementos.

Aparición de tensiones superiores a los límites admisibles, dependientes del tipo de material. A estos efectos, en las estructuras de hormigón, se tendrá en cuenta la variación con el tiempo del módulo de elasticidad.



Aparición de deformaciones o desplazamientos que crecen rápidamente sin que la carga aumente o con muy pequeños incrementos de ésta.

3.2.7. PRUEBAS COMPLEMENTARIAS

El Ingeniero Director de la Obra podrá ordenar la realización de pruebas complementarias si lo estima necesario, cuando haya dudas sobre los resultados obtenidos en las pruebas o sobre la correcta ejecución de alguna parte de las mismas. Dichas pruebas complementarias podrán realizarse también en uno o más elementos de la construcción cuando exista sospecha sobre la calidad o comportamiento de dichos elementos.

3.2.8. EFECTOS AMBIENTALES

Durante la ejecución de las pruebas, los aparatos y sistemas de medida deberán protegerse convenientemente de la influencia del medio ambiente y tomar las precauciones necesarias para asegurar la máxima concordancia entre los valores reales y los resultados medidos.

Se tomarán los datos relativos a las variaciones que se produzcan durante las pruebas debidas a efectos ambientales. En particular se anotará periódicamente la temperatura en los puntos que sea necesario para poder evaluar su influencia sobre los resultados del ensayo, sobre todo en aquellas pruebas, que bien por la tipología y materiales de la obra o por los métodos de medida utilizados los cambios de temperatura e insolación pudieran tener una influencia apreciable en los resultados.

Siempre que sea posible, se procurará elegir para las pruebas las horas del día más apropiadas, de forma que las condiciones ambientales influyan lo menos posible sobre el comportamiento de la estructura y del sistema de medida.

3.3. CONTROL DE CALIDAD

Finalizadas las pruebas, se redactará un acta en la que, además de cuantas observaciones crea conveniente añadir la Dirección de las Obras se incluirán los siguientes apartados:

- Datos generales de fecha, personas asistentes a la prueba, nombre del Proyecto y finalidad de la prueba.
- Descripción de la obra.
- Estado de la obra previo a la realización de las pruebas.
- Tren de cargas utilizado.
- Aparatos de medida.
- Condiciones climatológicas.
- Puntos de referencia respecto a los que se hayan realizado medidas, dejando constancia de ellos para identificaciones futuras.
- Descripción del ensayo y resultados obtenidos.
- Estado final de la obra.

3.4. MEDICIÓN Y ABONO

Se medirá unidad de prueba de carga en la estructura.

Serán de cuenta del Contratista todos los gastos de consecución de la puesta en obra y manejo de los trenes de carga formados por camiones cargados en la forma y medida definidas por el Director de la Obra.

Estos gastos se consideran incluidos en los precios unitarios que constituyen la estructura.



La medición de las deformaciones durante la prueba de carga en lo que se refiere a los equipos especiales, aparatos y personal técnico cualificado, personal auxiliar y mano de obra no cualificada, así como los andamios y paralelos que sea preciso colocar para el acceso y medición a los puntos elegidos serán también de cuenta del Contratista, y se abonarán de acuerdo al precio de la unidad.

4. PRESUPUESTO

4.1. JUSTIFICACIÓN DEL PRECIO

Para la inspección de la estructura antes y durante la ejecución de las pruebas se dispondrá un andamiaje en el centro de la luz, así como debajo del resto de los puntos de medida, salvo en la zona de apoyos donde se considera que es posible la inspección sin la necesidad de colocación del mismo. La mano de obra necesaria y el tiempo para el montaje y desmontaje de dicho andamiaje se ha considerado de dos días de oficial de primera categoría con dos peones. El volumen de andamiaje necesario vendrá dado por:

$$V = 2 \cdot 9 \cdot 3 + 2 \cdot 4 \cdot 3 = 78 \text{ m}^3$$

El equipo de ensayo así como los camiones necesarios para la realización de la prueba de carga se les supone ocupados media jornada.

Se considera como material necesario para la realización de la prueba 7 flexímetros, uno por cada punto de medida de la estructura. El personal del equipo de ensayo estará compuesto por un Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, 2 peones y un topógrafo



A continuación se muestran los precios auxiliares necesarios:

Denominación	Precio auxiliar (córdobas)
Metro cúbico de andamiaje	222
Día de oficial de primera	250.56
Día de peón	205.36
Día de topógrafo	353.22
Día de ingeniero	546.25
Día de aparatos de medida y accesorios	26622
Día de camión cargado	6380.4

Con estos precios auxiliares obtenemos el precio de la unidad de prueba de carga, que se expone en el siguiente cuadro:

Denominación	Precio (C\$)
78 Metros cúbicos de andamiaje	17316
2 día de oficial	501.12
2x2 días+2x0,5 día de peón	1026.8
0,5 día de topógrafo	176.61
0,5 día de ingeniero	273.125
0,5 días de aparatos de medida y accesorios	13311
10x0,5 día de camión cargado	31902
TOTAL EUROS	64506.65 C\$

4.2. PRESUPUESTO

El presupuesto de la prueba de carga asciende a **SESENTA Y CUATRO MIL QUINIENTOS SEIS CÓRDOBAS CON SESENTA Y CINCO CENTAVOS 64506.65 C\$** (2150.22 € ó 2932.12 \$)

Burgos, Febrero de 2.012

AUTORES DEL PROYECTO

D. Sergio Agustín Ratón Alomar

Dña. Miriam Sacristán Terradillos

Dña. Raquel Estrada Merino

D. Alfonso Cid González