

PUENTES FLOTANTES

EVANGELINA BLANCO OBIOL

ÁNGEL CARLOS APARICIO BENGOCHEA

ENGINYERIA DE LA CONSTRUCCIÓ

ANÁLISI I PROJECTE D'ESTRUCTURES

MAIG, 2007

RESUMEN

- Título de la tesina: Puentes flotantes
- Autora: Evangelina Blanco Obiol
- Tutor: Ángel Carlos Aparicio Bengoechea

El presente documento constituye una aproximación al conocimiento de los puentes flotantes, una tipología estructural que, al no encontrarse entre las más comunes, es bastante desconocida, incluso por gran parte de ingenieros.

En primer lugar se realiza una descripción de los aspectos generales que caracterizan este tipo de puentes. A partir de su definición y de una clasificación, se procede a estudiar sus características más significativas. Desde los primeros odres cubiertos con tableros hasta los puentes más recientes de hormigón y acero, la evolución de estas estructuras a lo largo del tiempo ha sido evidente. Una pequeña aproximación histórica cita las realizaciones más importantes de las que se tiene conocimiento. Posteriormente, se expone su comportamiento estructural, haciendo hincapié en las diferencias existentes con los puentes cimentados en el terreno, lo que da lugar a una comparativa entre ambos, destacándose sus principales ventajas e inconvenientes. Al tratarse de estructuras singulares, los criterios de diseño deben seguir una serie de recomendaciones con la finalidad de asegurar su estabilidad y su funcionalidad. Éstas están relacionadas con la seguridad estructural (vida útil, seguridad global, modos de fallo y Estado Límite de Colapso Accidental) y con aspectos derivados del entorno marítimo en el que suelen emplazarse estos puentes (penetración de cloruros, juntas de construcción, reparación y mantenimiento, etc.).

Puesto que el principal inconveniente que presentan los puentes flotantes es su condición de estructuras "largas" (*large floating structures*), se ha prestado especial atención a su interacción con el oleaje incidente. Primero se describe cómo sus dimensiones consiguen modificar las características de dicho oleaje a través de mecanismos de reflexión y transmisión, para, posteriormente, describir los fenómenos físicos y las ecuaciones de interacción fluido-estructura que se producen, proporcionando una primera aproximación al problema que pretende recopilar la información existente y servir de base para futuras investigaciones de carácter más amplio, dado que su complejidad escapa a las pretensiones de este documento, cuyo objetivo es ofrecer una visión general del tema.

Finalmente, se presenta el estudio práctico de dos casos, que analiza el comportamiento frente a cargas verticales de dos esquemas estructurales distintos de un mismo puente. A partir de las dimensiones de los cajones flotantes sobre los que se sustenta este puente (ya sea una serie de cajones aislados en el primer ejemplo o bien un único flotador continuo en el segundo) se asigna a la estructura una cierta rigidez en sentido vertical, cuyo valor influye en las fuerzas y los desplazamientos que se obtienen. Por otra parte, también se estudia la posibilidad de anclar estos cajones al fondo mediante barras de pretensado con el objetivo de reducir los desplazamientos verticales ocasionados por olas o mareas. A partir de estos datos es posible deducir una serie de conclusiones de utilidad para el diseño y el dimensionamiento de estas estructuras, dotando al proyectista de herramientas de decisión.

Por su parte, las conclusiones finales del documento subrayan los aspectos más importantes que se han tratado en cada apartado e invitan a profundizar en futuras investigaciones sobre un tema que ofrece interesantes perspectivas de innovación y desarrollo.

ÍNDICE

	<u>Página</u>
1 INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS	01
2 ASPECTOS GENERALES	
2.1 Definición de puente flotante	02
2.2 Tipologías	02
2.3 Aproximación histórica	03
2.4 Principales elementos que conforman un puente flotante	08
2.5 Evolución de los materiales utilizados en el diseño de puentes flotantes	13
2.6 Comportamiento estructural. Diferencias con los puentes fijos	16
2.7 Ventajas frente a soluciones tradicionales	17
2.8 Inconvenientes: problemática de los puentes flotantes	18
2.9 Cargas a considerar en el diseño un puente flotante	19
2.9.1 Cargas verticales y comunes con otras tipologías	20
2.9.2 El viento	20
2.9.3 Las corrientes marinas	21
2.9.4 El hielo	21
2.9.5 El oleaje	22
2.10 Consideraciones respecto a los criterios de diseño	
2.10.1 Vida útil	22
2.10.2 Seguridad global	23
2.10.3 Modos de fallo	23
2.10.4 Estado Límite de Colapso Accidental	24
2.10.5 Retracción y fluencia en puentes de hormigón	24
2.10.6 Juntas de construcción	25
2.10.7 Penetración de cloruros en flotadores de hormigón	26
2.10.8 Protección frente a la corrosión	26
2.10.9 Mantenimiento y reparación	28
2.11 Interacción entre las estructuras flotantes y el oleaje	30
2.11.1 Estabilidad dinámica de un cuerpo flotante	30
2.11.2 Reflexión del oleaje	31
2.11.3 Transmisión del oleaje	32
3 TRATAMIENTO DE LA ACCIÓN DEBIDA AL OLEAJE PARA PUENTES FLOTANTES	34
3.1 Descripción del problema hidrodinámico	34

3.1.1	Descripción de los mecanismos considerados	35
3.1.2	Fuerza debida al oleaje	36
3.1.3	Movimientos debidos al oleaje	37
3.1.4	Clasificación hidrodinámica de las estructuras flotantes	38
3.1.5	Estructuras flotantes de pequeñas dimensiones	40
3.1.6	Estructuras flotantes de grandes dimensiones	43
3.1.7	Obtención de las ecuaciones del movimiento	45
3.2	Tratamiento del problema estructural	47
3.2.1	Formulación del problema	48
3.2.2	Cálculo de la respuesta estructural	49
3.2.2.1	Aproximación de Rayleigh-Ritz	49
3.2.2.2	Modelización mediante el M.E.F.	51
4	EJEMPLOS: ESTUDIO DE DOS CASOS	53
4.1	Condiciones de flotabilidad	54
4.2	Ejemplo 1: Tablero continuo sobre cajones aislados	56
4.2.1	Determinación de las dimensiones de los pontones	56
4.2.2	Estudio de la estabilidad al vuelco	60
4.2.3	Obtención de los esfuerzos sobre la estructura	61
4.2.4	Variación del momento flector en función de la rigidez de los apoyos	61
4.2.5	Recorrido vertical de los pontones en función de la rigidez de los apoyos	64
4.3	Ejemplo 2: Tablero a base de tramos isostáticos sobre un único pontón continuo	66
4.3.1	Determinación de las dimensiones del pontón	66
4.3.2	Obtención de los esfuerzos sobre la estructura	70
4.3.3	Variación del momento flector en función de la rigidez de los apoyos	70
4.3.4	Variación del desplazamiento vertical en función de la rigidez de los apoyos	72
4.4	Comparación entre ambos ejemplos	73
4.5	Flotadores anclados	74
5	RESUMEN Y CONCLUSIONES	79
6	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	82
7	ANEJO DE CÁLCULO	84

1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

La construcción de puentes flotantes se remonta a miles de años atrás. Aunque el más antiguo del que se tiene conocimiento es el puente de Ciro el Grande, sobre el río Éufrates, que data del año 536 a.C, cabe pensar que este tipo de construcciones han sido de las primeras llevadas a cabo por el hombre, dada la ancestral necesidad de cruzar cauces de agua mediante cualquier elemento destinado al efecto, y la facilidad de elaboración de los puentes flotantes más sencillos.

A pesar de que la construcción de este tipo de puentes no ha cesado a lo largo de la historia, a medida que el ser humano ha ido acumulando conocimientos técnicos y científicos, los puentes flotantes han ido dejando paso a otras tipologías: puentes en arco, pórticos, puentes continuos, atirantados, etc., tendiendo, de esta forma, a elevar el rasante del puente respecto a la superficie del agua.

Sin embargo, la necesidad de cruzar cauces cada vez más profundos, y las particularidades de ciertos entornos, como algunos lagos americanos o los fiordos noruegos, han contribuido a que no se abandone por completo el diseño de puentes flotantes. Este hecho, unido al avance en el conocimiento del medio marino y de las acciones derivadas de él, así como el importante desarrollo de los métodos numéricos y los programas de análisis estructural que se ha llevado a cabo en los últimos años, han favorecido un interés creciente hacia este tipo de puentes.

La concepción de un puente flotante es una tarea que debe combinar principios estructurales con mecanismos hidrodinámicos, lo que no resulta tarea fácil. En efecto, los puentes, al tratarse de estructuras muy largas, modifican el oleaje incidente, lo que complica considerablemente la determinación de las acciones y los movimientos inducidos, siendo necesarios modelos tridimensionales de la estructura y su entorno.

Esta dificultad añadida ha hecho que exista poca información sobre este tipo de estructuras, y que todavía sea necesario avanzar más en el campo de la investigación para simplificar el proceso de cálculo y, en consecuencia, hacerlas competitivas frente a otras tipologías.

Es por este motivo que el objeto de la presente Tesina es presentar esta tipología de puentes, aún desconocida para muchos, y describir sus precedentes y su situación actual. Además, también pretende realizar un pequeño estudio sobre su comportamiento estructural, así como recopilar y resumir las herramientas necesarias (principios físicos y ecuaciones para el cálculo) para la concepción de una estructura de estas características, con la esperanza de despertar la curiosidad y el interés de las personas que ignoraban su existencia o su utilidad, así como de servir de referencia para futuras investigaciones más detalladas.

2. ASPECTOS GENERALES

2.1 Definición de puente flotante

Se denominan puentes flotantes aquellos que se apoyan en la superficie del agua en lugar de salvarla, como es lo habitual.

El hecho de que estos puentes no tengan arraigo en tierra firme hace que su estabilidad global se deba a la flotabilidad, y no a la resistencia y a las características de sus apoyos y cimentaciones.

Una de las principales características de este tipo de puentes es que no suponen una barrera al paso del agua. Sin embargo, debido al continuo movimiento al que se ven sometidos, existe un desplazamiento relativo entre el puente y los apoyos fijos situados en sus extremos, lo que supone uno de los mayores problemas tecnológicos a resolver, tal y como se comprueba más adelante en la presente tesina.

A pesar de tratarse de estructuras móviles, puede restringirse el movimiento de los puentes flotantes en gran medida, por lo que este tipo de puentes puede llegar a encontrarse más fijo que otros, como es el caso, por ejemplo, de los puentes móviles [4].

2.2 Tipologías

Existen distintas formas de clasificar los puentes flotantes: en función de los materiales utilizados, del sistema de anclaje, de su sección transversal, etc. Una de las más frecuentes es la que se refiere a su posición vertical [7], como se muestra en la siguiente figura:

Posición	Tipo de estructura
Completamente sumergido	Puente flotante sumergido
Cimentación completamente sumergida	cimentación continua Puente flotante con cimentación continua totalmente sumergida
	cimentaciones aisladas Puente flotante con cimentaciones aisladas
Cimentaciones semisumergidas	Puente flotante con cimentaciones semisumergidas
Sobre pontones flotantes	Puente de pontones
Cimentaciones en el lecho	Puentes ordinarios

Tabla 1. Clasificación de los puentes flotantes.

2.3 Aproximación histórica

Es muy probable que los puentes flotantes sean los primeros que el hombre descubrió, aunque en sus inicios no fueron concebidos como tales, es decir, como puentes.

Hace miles de años ya se cruzaban ríos disponiendo cualquier elemento flotante a modo de unión entre ambas orillas.

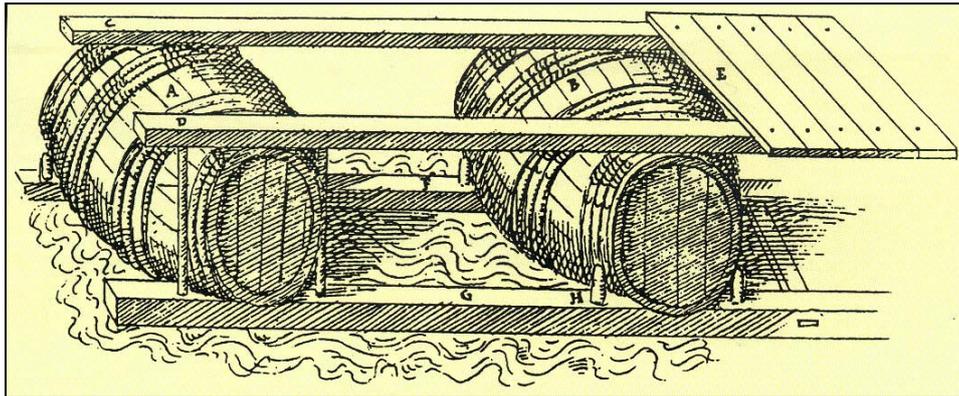


Fig. 1. Puente de toneles extraído del libro 14 de los Veintiún Libros de los Ingenios y la Máquinas, s. XVI [4].

En efecto, los puentes más antiguos que se conocen son los construidos por persas y griegos, cuya finalidad era exclusivamente militar. Estas estructuras consistían en un tablero, generalmente construido con tablones de madera, y una serie de elementos flotantes de sustentación, que solían ser barcas u odres.

El primer puente flotante del que se tiene conocimiento es el puente de Cyro el Grande, sobre el río Éufrates, que data del año 536 a.C. Éste se sustentaba sobre una serie de odres inflados con aire.

Otros puentes antiguos de los que todavía hay referencias son el puente Darío, sobre el río Bósforo (493 a.C.) y el puente de Xerxes, sobre el estrecho de los Dardanelos (480 a.C.), ambos en la actual Turquía.

La mayoría de los puentes flotantes antiguos tenían una parte central móvil para permitir el paso del tráfico fluvial

Posteriormente, los datos existentes conducen a la Edad Media, época durante la que solían utilizarse puentes de barcas en ríos profundos o en lugares donde resultaba complicado cimentar.

Quedan muy pocas referencias sobre puentes flotantes medievales en Europa, y en la actualidad no se conserva ninguno. No obstante, se sabe que se construyeron muchos sobre el río Rin, dadas sus características, como son sus especialmente importantes anchura y profundidad y las propiedades poco adecuadas para cimentar de gran parte de los materiales de su lecho. Por otra

parte, también se conoce que muchos de los puentes actuales tuvieron un precedente flotante.

Un proyecto de puente que se menciona a modo de curiosidad es el que, en 1503, diseñó Leonardo Da Vinci. Este consistía en el dibujo de un arco flotante de piedra de 240 m de luz. Obviamente, tal diseño estaba completamente fuera de las posibilidades constructivas de la época.

Un puente a tener en cuenta en España es el puente de Tortosa sobre el Ebro, que ya existía en el s. XVI y que en el XIX todavía seguía en servicio como puente flotante.



Fig. 2. Puente de barcas de Tortosa sobre el Ebro, s. XVI. Dibujo de A. Van Den Wyngaerde [4].

A partir del s. XIX empiezan a construirse los primeros puentes flotantes metálicos, como el puente de Budapest sobre el Danubio y el de Calcuta sobre el río Hoyly (1873).

San Petersburgo es una ciudad que ha contado con varios puentes flotantes durante su historia, sobre todo a lo largo del brazo principal del río Neva. Una curiosidad relativa a dichos puentes es su estacionalidad. Esto es, en otoño se desmontaban para que el hielo no los rompiera; en invierno se montaban apoyados sobre el hielo cuando su espesor era suficiente, y en primavera, al empezar el deshielo, volvían a desmontarse para evitar que las crecidas del río los dañasen. Una vez pasado el peligro, se volvían a montar.



Fig. 3. Puente de San Isaac en san Petersburgo, 1820 [4].

Mención especial merece el puente Gálata sobre el Cuerno de Oro en Estambul, en una vía de 40 m de profundidad con 40 m de terreno blando bajo ella. Uno de los proyectos que se diseñaron fue el de Leonardo Da Vinci, anteriormente mencionado. En 1836 se construyó un primer puente flotante de barcas de madera, que tuvo que ser reconstruido en 1845. En 1870 los ingleses sustituyeron dicho puente por otro, también flotante, de pontones y tablero metálicos. En 1912 éste fue reemplazado a su vez por otro metálico, igualmente flotante, por parte de los alemanes. Finalmente, en 1987 fue sustituido por un puente fijo de hormigón con un tramo central móvil de 80 m de luz.



Fig. 4. Piezas del puente metálico en la orilla del Cuerno de Oro, Turquía, una vez desmontado [4].

Durante el siglo XX, el mayor desarrollo se ha producido en el entorno de Seattle (Washington, EEUU) debido a la importante envergadura de los lagos y canales que la rodean. Los puentes flotantes de mayor relevancia son los que rodean el lago Washington, como el Lacey W. Murrow (1940) o el Evergreen Point (1963).



Fig. 5. Puente flotante de Lacey V. Murrow sobre el lago Washington, Seattle, EUA, 1940, sustituido en 1994 [4].



Fig. 6. Puente flotante Evergreen point sobre el lago Washington, Seattle, EUA [4].

La tipología de todos ellos consiste en un cajón flotante continuo multicelular construido por tramos en la orilla y llevado a su posición definitiva mediante flotación. Los distintos tramos se enlazan entre ellos con uniones atornilladas o pretensadas. Por su parte, los cajones flotantes se anclan al fondo mediante cables tesados.

Los puentes flotantes modernos se construyen mediante pontones fijos formados por cajones cerrados con formas paralelepédicas o cilíndricas que se

fijan al fondo mediante cables tensados, generalmente anclados a unos macizos apoyados en el lecho marino.



Fig. 7. Puente flotante Nordhordland, Noruega [4].

La tendencia actual consiste en construir los puentes con forma de arco en planta y con el trasdós aguas arriba de la corriente que salvan, de modo que el empuje comprima el arco para que la estructura no se vea sometida a tracciones.

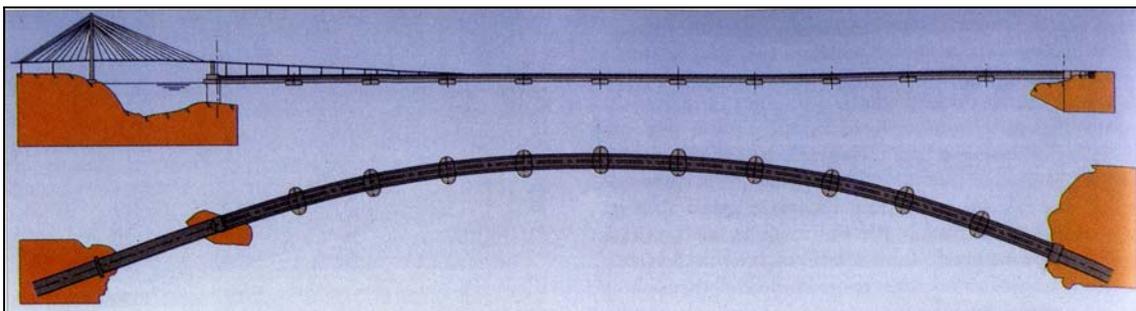


Fig. 8. Planta y alzado del puente del fiordo de Salhus, Noruega, 1994 [4].

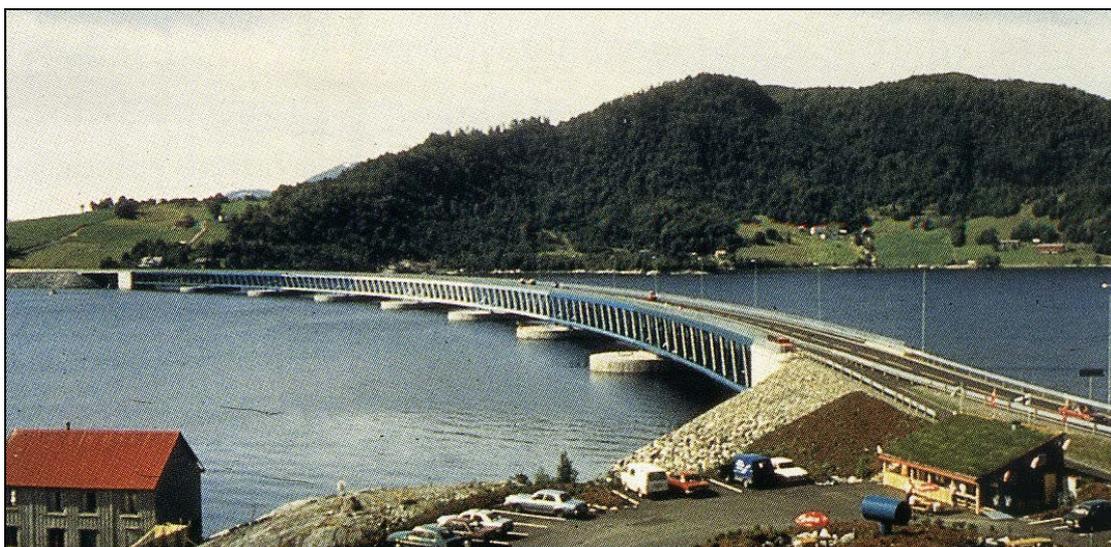


Fig. 9. Puente de Bergsoyund, Noruega, 1992 [4].

Por otra parte, también existe una inclinación cada vez mayor a utilizar hormigón ligero en los pontones, puesto que su reducido peso implica una mejora en las condiciones de flotabilidad.

Los recientes avances en el campo de la mecánica y de la interacción fluido-estructura están facilitando de forma considerable la predicción de estas interacciones y el diseño de todo tipo de estructuras flotantes eficientes. De hecho, la Sociedad Japonesa de Ingenieros Civiles ya ha publicado un manual de diseño para puentes flotantes.

Finalmente, en relación a las perspectivas de futuro, cabe esperar que una mayor profundización en el conocimiento del comportamiento estructural de estos puentes, unida a la evolución y mejora de los métodos de resolución numérica, supongan un aumento de la toma en consideración de este tipo de estructuras, incluyéndolas dentro de las alternativas a tener en cuenta de forma habitual cuando las circunstancias lo permitan.



Fig. 10. Uno de los más originales puentes flotantes recientes. Pasarela peatonal West India Quay, Londres, Reino Unido [7].

2.4 Principales elementos que conforman un puente flotante

A grandes rasgos, pueden distinguirse cuatro tipos de elementos que constituyen un puente flotante:

1. Tablero
2. Elementos de sustentación (pilas y pontones)
3. Anclajes
4. Elementos auxiliares

2.4.1 Tablero

Los tableros de los puentes flotantes suelen moverse en un amplio rango de tipologías. Una de las más habituales son los tableros de vigas. En este sentido cabe destacar el puente en el Hood Canal, sobre el lago Washington, cuyas vigas permiten elevar la plataforma de la carretera hasta 6 m sobre los pontones. De esta forma se evita que el agua bajo el puente salpique el tráfico que cruza el lago. Otro puente flotante con tablero de vigas es el de Bergsøysund, en Noruega, cuyo tablero, en losa ortótropa, está formado por una serie de vigas trianguladas metálicas. Éstas se disponen simplemente apoyadas para independizar los distintos vanos y permitir el movimiento independiente entre ellos.



Fig. 11. Estructura del tablero del puente de Bergsøysund, noruega, 1992 [4].

Una tipología distinta de tablero es el cajón metálico, siempre y cuando tenga capacidad de deformación vertical suficiente para absorber parte de las acciones debidas al oleaje [4]. En este caso, la plataforma para el tráfico suele ser una losa ortótropa.



Fig. 12. Un tramo del cajón del tablero sobre un flotador durante su traslado a su posición definitiva. Puente del fiordo de Salhus, Noruega, 1994 [4].

Por otra parte, también es posible realizar un cajón de hormigón pretensado. El principal inconveniente que presenta esta tipología de sección transversal es el requerimiento de pontones de dimensiones mayores que en el caso del cajón metálico, debido al mayor peso propio que representa la sección de hormigón. Además, ésta suele ser una alternativa lenta en lo relativo a la construcción.

2.4.2 Elementos de sustentación

Los pontones que conforman este tipo de puentes pueden clasificarse de distintas formas. En primer lugar, en función de su posición, es decir, de si se disponen semisumergidos o totalmente sumergidos. En función de la conexión entre ellos se clasifican como aislados, cuando cada uno de los apoyos del puente cuenta con su propio pontón, o continuos, en el caso de que formen una sola unidad a lo largo de todo el puente.

Los pontones aislados presentan la ventaja de no dificultar el paso de las corrientes de agua. Sin embargo, hay que tener en cuenta que sus movimientos deben ser controlados, puesto que pueden ser importantes.

Si el cajón es continuo, se pueden apoyar en ellas pilas que soportan el tablero, o bien se puede utilizar su losa superior como plataforma. En caso de que los pontones formen un cajón flotante continuo multicelular, éste suele construirse por tramos que se llevan a su posición final mediante flotación. Estos tramos se enlazan posteriormente entre sí mediante uniones atornilladas o pretensadas.

El diseño de los pontones suele venir dado en base a una cuestión de presión hidrostática. Su interior es hueco para poder rellenarlos de agua o de materiales granulares durante el proceso de hundimiento hasta su posición definitiva. En este sentido, conviene proporcionar una cantidad suficiente de huecos herméticos para satisfacer los requerimientos mínimos en caso de fallo, ya que deben diseñarse de forma que el colapso de uno de ellos no afecte a la estabilidad de todo el pontón, de manera que éste pueda permanecer en servicio hasta su reparación o sustitución.

Otro aspecto a considerar en este sentido es el adecuado diseño de sus bordes, puesto que las dimensiones de la ola incidente se reduce mediante unos mecanismos de dispersión y reflexión eficientes [1].

En lo relativo al cálculo, destacar que únicamente es necesario considerar los efectos de la retracción y la fluencia cuando los pontones están secos, por lo que pueden obviarse una vez que el pontón esté en el mar [1].

2.4.3 Sistemas de anclaje

En el caso de que se desee limitar los movimientos de una estructura, existe la posibilidad de anclarla al fondo del cauce con el fin de controlar sus desplazamientos verticales.

Los anclajes o amarres de los puentes flotantes consisten en una serie de barras o cables tesados que anclan los pontones al lecho marino. Generalmente se dispone de unos muertos de hormigón que los mantienen en el fondo. Según el puente y su situación, los cables se retesan varias veces al año.

Resulta evidente que los sistemas de amarre son unos de los componentes más importantes de cualquier estructura flotante, puesto que aseguran su permanencia en la posición adecuada e impiden que éste vaya a la deriva bajo tormentas u otras condiciones marítimas adversas.

Existen múltiples tipologías de amarres. A continuación se muestran algunas de las más habituales.

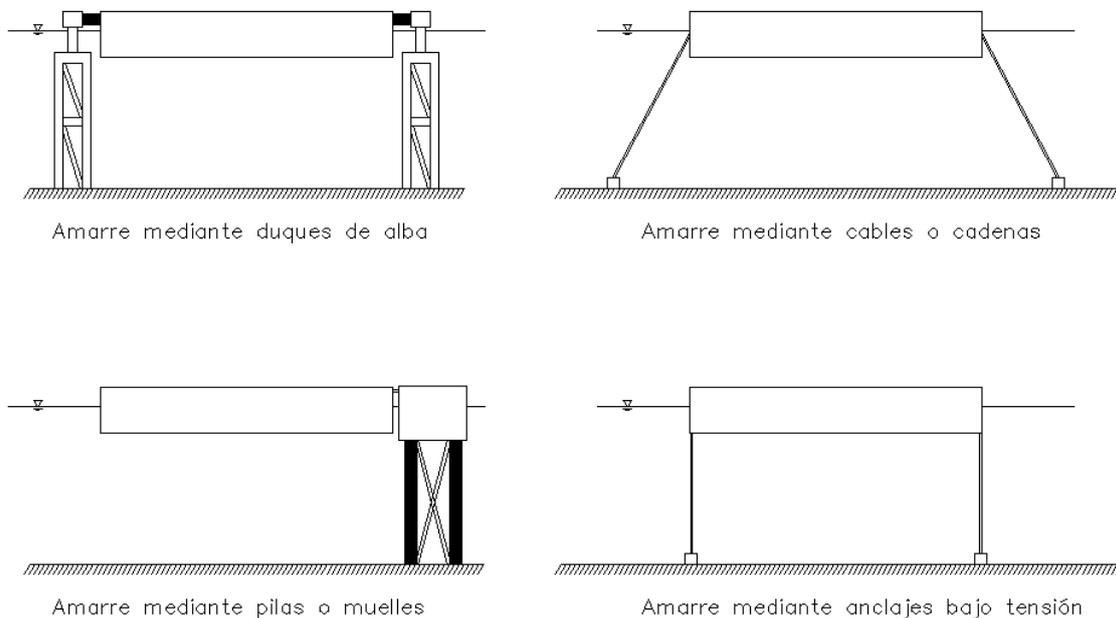


Fig. 13. Distintos sistemas de amarre para estructuras flotantes [1].

En el caso de grandes estructuras flotantes en profundidades elevadas y situadas en zonas donde el material del fondo es poco resistente, existe una solución innovadora para su anclaje: los pilotes de succión. Estos se fuerzan a penetrar en el suelo mediante la creación de una diferencia de presión entre las partes interior y exterior de sus paredes. Una vez el pilote ha penetrado en el suelo, queda herméticamente cerrado, y posteriormente se bombea el agua restante en su interior hasta que queda a la profundidad deseada. Entonces se para la bomba y la presión en los poros se recupera hasta volver a su situación inicial.

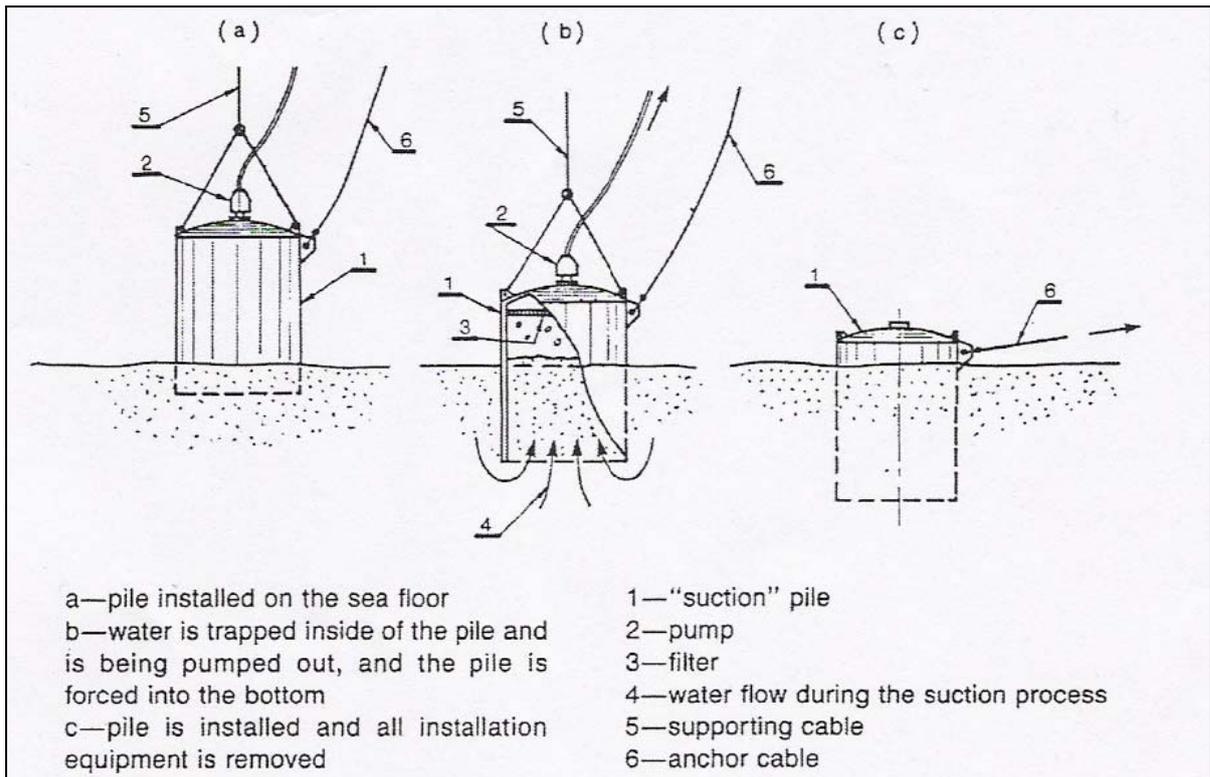


Fig. 14. Proceso de anclaje de las pilas de succión [9].

El proceso a llevar a cabo durante el diseño de un sistema de amarre suele ser el siguiente:

- Elección, en primer lugar, del sistema que se va a utilizar.
- Elección del material que va a absorber los posibles impactos.
- Determinación de la cantidad y disposición de los mecanismos oportunos para adecuar los requerimientos constructivos a las condiciones ambientales .
- Estudio del comportamiento de la estructura bajo distintas hipótesis de carga, así como control de los desplazamientos horizontales y de la correcta distribución de las fuerzas entre los distintos anclajes.

La parte más delicada de los sistemas de anclaje es siempre la conexión al terreno.

Los causas principales de los fallos de estos elementos son los defectos de tipo metalúrgico, la concentración excesiva de esfuerzos y, sobre todo, la corrosión. Es por este motivo que resulta imprescindible proteger los elementos de anclaje. Generalmente se hace mediante la imprimación de una capa de protección catódica.

2.4.4 Elementos auxiliares

Finalmente, cabe considerar la necesidad de construir otros elementos auxiliares que contribuyan a mejorar la respuesta estructural del puente frente a las acciones que lo solicitan.

Éste es el caso de los diques rompeolas. Dichos elementos son recomendables cuando la altura de ola significativa es mayor de 4m [9]. En este caso, se construyen cerca del puente para reducir la amplitud de la ola que impacta sobre la estructura. La tipología de estos diques suele ser de gravedad.

Sin embargo, a pesar de la ventaja que representa disminuir la altura de la ola incidente, los diques presentan unos inconvenientes que hay que considerar:

- Efecto barrera. Cortan el flujo de agua, anulando las ventajas que ofrece un puente flotante en este aspecto.
- Su construcción es cara, sobre todo en localizaciones profundas.

Con el fin de abaratar costes y reducir el efecto barrera que suponen estas estructuras, se han propuesto distintas tipologías que permiten el flujo de agua, como diques flotantes o cajones con aberturas [1].

2.5 Evolución de los materiales utilizados en el diseño de puentes flotantes

Los puentes flotantes cuentan con miles de años de historia. Desde los primeros de los que se tiene conocimiento, hasta los de más reciente construcción, su evolución ha sido muy destacable a todos los niveles.

En primer lugar, se ha pasado de un diseño basado en la intuición y la experiencia a otro cuyas principales herramientas son los modelos matemáticos, muy complejos en algunas ocasiones, y en el desarrollo de áreas de conocimiento como la Mecánica de Fluidos o de métodos como el de los Elementos Finitos.

En cuanto a los materiales empleados, éstos ha experimentado también una notoria evolución. El abanico utilizado a lo largo de la historia ha sido muy amplio, y abarca todos los materiales utilizados en el ámbito de la construcción, tal y como se muestra a continuación:

- Odres, toneles, etc. En los puentes más antiguos se ha utilizado prácticamente cualquier elemento flotante que sirva de apoyo para el tablero y lo mantenga en una posición relativamente fija.

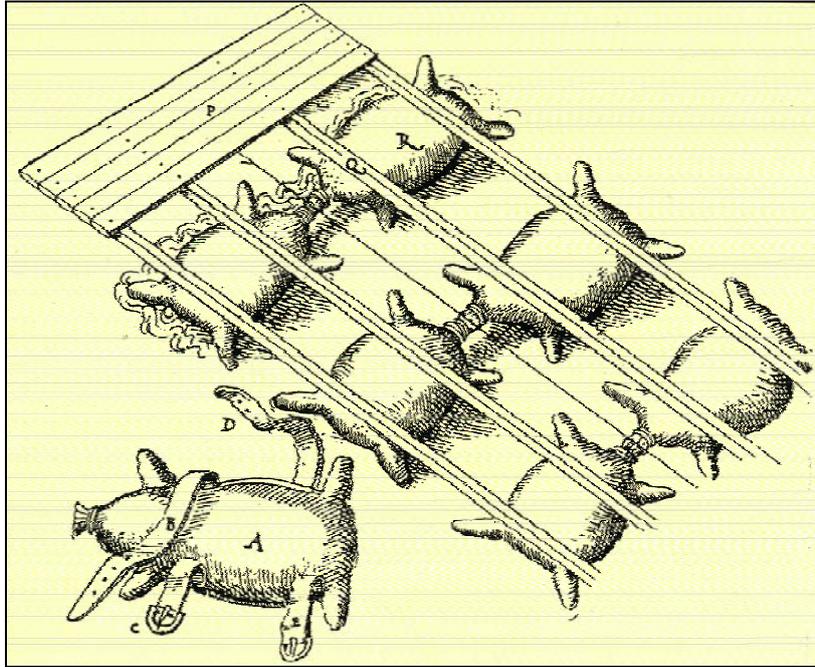


Fig. 15. Puente de ocras del libro 14 de los Veintiún libros de los Ingenios y las Máquinas, s. XVI [4].

- Madera. Hasta s. XIX los puentes flotantes solían apoyarse en barcas que se anclaban al lecho del río.

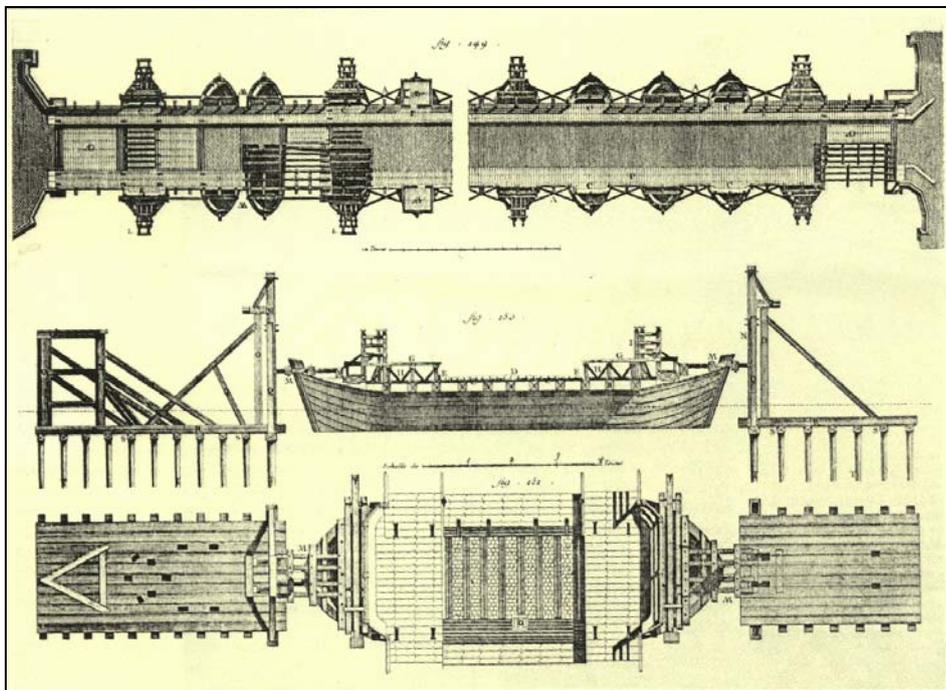


Fig. 16. Esquema de barcas flotante de Rouen sobre el Sena, Francia, s.XVIII [4].

- Acero. Durante el s. XIX y principios del s. XX, tanto los pontones como el tablero solían realizarse de hierro y acero, coincidiendo con la época de mayor desarrollo de este material.



Fig. 17. Puente flotante y giratorio en la confluencia de los ríos Harlem y Hudson en Nueva York, 1995 [4].

- Hormigón. Actualmente, lo más usual es construir los pontones con hormigón armado o pretensado.

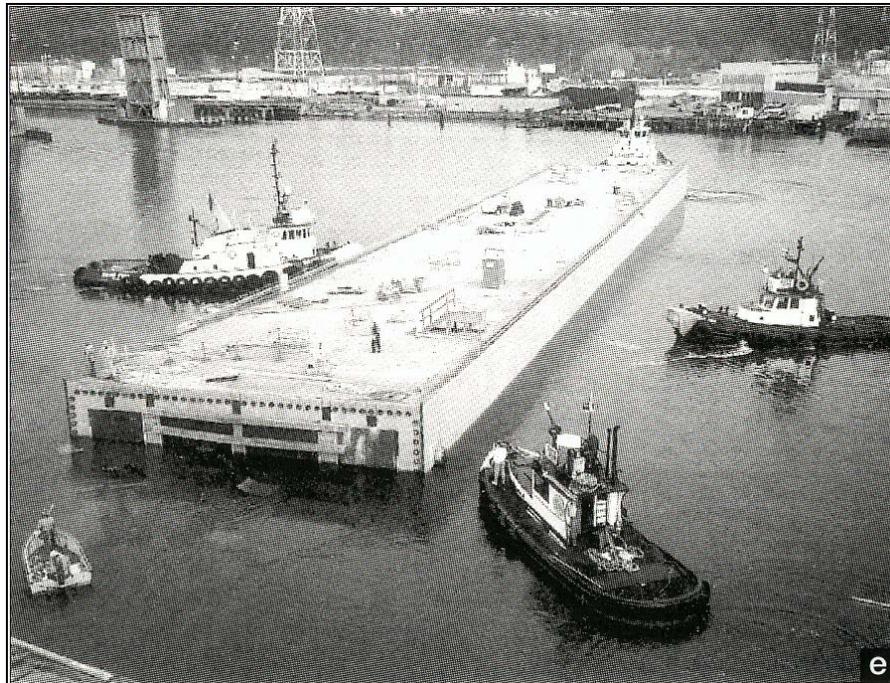


Fig. 18. Reconstrucción del pontón de hormigón del puente Lacey W. Murrow sobre el lago Washington, cerca de Seattle [4].

Se recomienda utilizar hormigón de altas prestaciones con cenizas volantes y humo de sílice [1].

En relación a estos materiales, se ha comprobado que el aumento del contenido de cenizas volantes y la disminución de la cantidad de humo de sílice producen un aumento satisfactorio de la resistencia del hormigón, a pesar de que, por el contrario, se ve perjudicada la permeabilidad frente a cloruros.

Por otra parte, la eliminación del humo de sílice y la inclusión de caltita aumentan la permeabilidad al ión cloruro y producen un hormigón que no alcanza la resistencia necesaria a los 28 días [8].

Otros de los componentes añadidos a hormigones de puentes flotantes son el metacaolín (material procedente de la activación alcalina de materiales silicoaluminosos y que confiere al hormigón propiedades similares a las del humo de sílice), superplastificante de policarboxilato (un derivado del ácido carboxílico adecuado para el aumento de la trabajabilidad del hormigón fresco), caltita resistente al agua, etc.

Las últimas construcciones llevadas a cabo han utilizado hormigón ligero para reducir la acción debida al peso propio.

- Polímeros o resinas epoxi. Hoy en día sólo se utilizan para puentes militares, que suelen ser provisionales y necesitan que el montaje sea lo más rápido posible.

2.6 Comportamiento estructural: diferencias con los puentes fijos

Es obvio que la condición de flotantes confiere a este tipo de puentes unas características especiales y, por lo tanto, un comportamiento estructural distinto al del resto de puentes.

En esta situación resulta de gran importancia el conocimiento y el estudio de las peculiaridades que presentan estos puentes, así como las principales diferencias con los que se encuentran cimentados en tierra firme.

A continuación se exponen sucintamente las más destacadas:

- La fuerza horizontal debida al oleaje suele ser mucho mayor que las acciones horizontales que se producen en tierra firme, exceptuando las de carácter sísmico.
- En el caso de los puentes flotantes, puede prescindirse de los elementos estructurales tipo pila, lo que supone obviar los considerables esfuerzos a los que éstas se ven sometidas en caso de existencia de oleaje.
- En una estructura flotante, las cargas verticales son resistidas por flotación. Si dicha estructura consta de un sistema de amarre que permite movimientos horizontales del orden de los causados por el oleaje, las fuerzas horizontales de las olas se compensan por inercia. Además, si la dimensión horizontal de la estructura es mayor que la longitud de onda, las fuerzas horizontales resultantes serán menores debido al hecho de que las fuerzas, cuando actúen en partes distintas de la estructura, tendrán una fase distinta. En este caso, las fuerzas en el sistema de amarre serán pequeñas en relación a la fuerza total de las olas. Así, el objetivo principal de los amarres será el de mantener sujeto

el puente en caso de fuerte viento o de corrientes importantes y no el de hacer frente a la acción producida por el oleaje.

- Cuando se utiliza un sistema de amarres altamente pretensado, se requiere una flotabilidad adicional para asegurar dicha tensión. Si los anclajes son verticales, a pesar de que el sistema sigue trabajando principalmente en dirección horizontal, la rigidez vertical pasa a ser bastante importante. Así, las fuerzas en los amarres aumentan debido al pretensado y a las acciones verticales debidas al oleaje. En cambio, en el caso de que los anclajes formen un determinado ángulo con la vertical, la rigidez y las fuerzas horizontales aumentan. Sin embargo, este tipo de sistemas no se utiliza en estructuras off-shore debido a la posibilidad de que un aumento repentino de la tensión en los amarres provoque una amplificación dinámica de la respuesta estructural [1].
- Las dimensiones de la estructura flotante y de sus amarres dependen de las condiciones ambientales, tanto a nivel de oleaje y de corrientes como de viento. El diseño vendrá condicionado por las cargas permanentes y variables más significativas, así como por los efectos producidos por la fatiga debida a las acciones cíclicas del oleaje. Además, es importante considerar ciertas acciones accidentales tales como el impacto de embarcaciones, y asegurar que la seguridad global del puente no se vea amenazada por un modo de fallo progresivo inducido por alguna de las acciones citadas.
- Debido a la elevada capacidad de corrosión de los entornos marinos, cualquier estructura flotante, incluidos los puentes, debe contar con un sistema de protección frente a la corrosión adecuado y eficiente.
- Cualquier degradación de la estructura debida a la corrosión o al crecimiento de las fisuras (fatiga) requiere un adecuado sistema de inspección, monitorización, mantenimiento y reparación.

2.7 Ventajas frente a soluciones tradicionales

A lo largo de la historia, el desarrollo de los puentes ha venido dado por la necesidad del ser humano de superar las barreras que el medio le ha impuesto. De la misma forma, los puentes flotantes han surgido como respuesta a la necesidad de cruzar cauces de agua. Cuando la profundidad o alguna otra de las características de estos cauces han supuesto una barrera prácticamente insalvable, ya sea desde el punto de vista técnico como del económico, ha sido cuando los puentes flotantes modernos han encontrado su razón de ser.

En efecto, estas estructuras presentan una serie de ventajas que las hacen competitivas frente a otras soluciones más comunes. Algunas de ellas se citan a continuación:

- Son muy apropiados tanto en aguas muy profundas como en fondos poco resistentes, puesto que no necesitan apoyarse en el terreno.

- Resultan adecuados también en ríos con regímenes muy variables o que sufran importantes socavaciones en su lecho durante las crecidas.
- En profundidades importantes, resultan económicos frente a otras soluciones tales como las islas artificiales, debido al precio de importar tierras o incluso a la imposibilidad de hacerlo.
- Desde el punto de vista ambiental, resultan respetuosos con el medio ambiente, ya que su daño al ecosistema marino es poco importante, puesto que no interrumpen el curso de corrientes o mareas ni colmatan los cauces. Además, tampoco interrumpen el flujo migratorio de peces ni afectan al fondo marino.
- Su construcción es rápida y sencilla, dado que pueden construirse en zonas especializadas y preparadas fuera del ámbito de la obra, y después trasladarse a su posición definitiva.
- Son de fácil ampliación o incluso sustitución o retirada, puesto que su movilización y se recuperación resultan sencillas.
- Suponen una protección inherente frente a sismos por tener la base aislada del terreno.
- No sufren asentamientos diferenciales debidos a la consolidación del suelo.
- Si no se pretensan al fondo, mantienen una posición fija respecto a la superficie del agua. En consecuencia, son independientes del rango de las mareas, puesto que se adaptan a ellas, y respetan siempre el gálibo de navegación.
- A nivel visual, suelen causar un impacto menor que otras tipologías.
- Su coste suele ser inferior al de los puentes colgantes o atirantados. Su rentabilidad económica aumenta con la profundidad del cauce sobre el que se construyen.

2.8 Inconvenientes: problemática de los puentes flotantes

Es evidente que, de la misma forma que cualquier otra tipología de puente, los flotantes presentan una serie de inconvenientes relacionados con sus características, y que precisan especial atención y un estudio detallado de sus repercusiones, sobre todo a nivel estructural.

Los aspectos más importantes relacionados con la problemática que presentan estas estructuras se describen a continuación:

- Resulta muy complicado resolver su enlace con tierra debido a las oscilaciones que sufren como resultado de las variaciones del nivel de las aguas sobre las que flotan. Esto puede solucionarse de distintas formas:
 - o Creando una zona de transición entre la tierra y el puente que pueda cambiar de inclinación.
 - o Variando la cota de la calzada sobre los pontones
 - o Anclando los flotadores al fondo mediante cables, de forma que éstos soporten la variación de fuerza ascendente que experimentan los flotadores al variar su altura sumergida y los mantengan fijos.
- La correcta materialización de la tecnología de anclaje de los cables al fondo resulta complicada en medios acuáticos.
- Su condición de móviles y, sobre todo, de flotantes suele hacerlos más vulnerables y provisionales que otros tipos de puentes.
- Necesidad, en ocasiones, de tener un tramo móvil que permita el paso de embarcaciones, lo que complica y encarece el proyecto.
- Suelen tener un coste de mantenimiento elevado, especialmente en el caso de impacto de embarcaciones o de crecidas significativas del nivel del agua.
- La determinación de las acciones que los solicitan es más complicada que en otras tipologías de puentes, particularmente la evaluación del olaje incidente.
- Resulta complicado predecir la interacción entre el fluido y la estructura, aunque cada vez se profundiza más en el estudio de este tema.
- Existe poca experiencia en relación con otras tipologías cuyo estudio se encuentra más desarrollado.

2.9 Cargas a considerar en el diseño de un puente flotante

Cuando se plantea el proyecto de un puente flotante, hay que considerar, además de las cargas que se tienen en cuenta en el resto de puentes, aquellas que están directamente relacionadas con su calidad de flotantes.

En efecto, las cargas a valorar en el proyecto de un puente flotante son las siguientes, debiéndose evaluar en cada caso la posibilidad de obviar aquellas que no afecten a la estructura en estudio:

- cargas muertas (peso propio y cargas permanentes)
- sobrecargas de uso
- cargas de frenado y arranque del tráfico sobre el tablero

- presión hidrostática sobre los elementos flotantes
- acción del olaje
- presión del terreno sobre los sistemas de anclaje
- acciones sísmicas
- gradientes de temperatura
- corrientes marinas
- carreras de marea
- movimientos del lecho de agua (descenso, hundimiento...)
- desplazamientos y giros de los apoyos
- cargas de nieve
- tsunamis
- sucesos de tormentas, relacionados con una cierta probabilidad de exceso
- oleaje producido por embarcaciones
- maremotos
- cargas debidas al desplazamiento del puente, en caso de que éste sea móvil, para permitir el paso de embarcaciones
- presión o empuje producidos por el hielo en caso de circular por el agua que es cruzada por el puente
- impacto de embarcaciones u otros elementos yendo a la deriva
- acción del viento, tanto el que se produce directamente sobre la estructura como el que es consecuencia de las olas y de las corrientes generadas.

2.9.1 Cargas verticales y horizontales comunes con otras tipologías

En este apartado se citan las cargas que inciden en puentes flotantes pero que no se desarrollan debido a que su tratamiento es análogo al que se lleva a cabo en otras tipologías de puentes. Estas son: cargas muertas, sobrecargas de uso, cargas de frenado y arranque, gradientes de temperatura, desplazamientos y giros de los apoyos, cargas de nieve, cargas de puentes móviles e impacto de embarcaciones u otros elementos,

2.9.2 El viento

Las cargas que inciden sobre la estructura como consecuencia de la acción del viento dependen, fundamentalmente, de:

- o La velocidad del viento: suele hacerse la media de 10 minutos de duración del viento incidente a una altura de 10 m sobre el nivel del mar.
- o Su dirección y duración
- o La topografía de la línea de costa
- o La profundidad del agua en la zona en la se sitúa la estructura
- o La superficie expuesta

Para aproximar el valor de la fuerza del viento incidente sobre una estructura flotante se suele utilizar la siguiente expresión:

$$P_w = k \sum A p_w C_1 C_2 \quad (1)$$

donde:

P_w : fuerza del viento sobre la estructura, en kN

k : factor de forma, que suele valer 1,3

C_1 : coeficiente que tiene en cuenta la longitud de la estructura.

Varía entre 0.5 (caso de estructuras cortas) y 1 (para estructuras de gran longitud)

C_2 : factor de ráfaga. Los valores más usuales están comprendidos entre 1.35 y 1.45

$\sum A$: tiene en cuenta todas las superficies expuestas al viento:

tablero, pilas, pontones, cargas, etc)

ρ_w : presión específica del viento. Se calcula a partir de la velocidad del viento

Debe tenerse en cuenta el viento tanto en sentido longitudinal como transversal.

2.9.3 Las corrientes marinas

Las corrientes que se suelen considerar en el diseño de un puente flotante son las debidas a las mareas y las causadas por el viento.

Las primeras se obtiene a partir de datos estadísticos, mientras que para las segundas se toma un 1% de la velocidad media del viento a 10 m sobre el nivel del mar.

Generalmente, la velocidad de las corrientes disminuye con la profundidad. Las cargas que éstas generan sobre una estructura flotante dependen de su velocidad y del área expuesta. El valor de la fuerza que generan puede obtenerse a partir de la siguiente expresión:

$$P_c = c \sum AV_c^2 \quad (2)$$

donde:

c : coeficiente de valor empírico comprendido entre 0.5 y 1 kNs^2/m^4

V_c : velocidad de la corriente, en m/s

$\sum A$: áreas sumergidas de la estructura sometidas a las corrientes

2.9.4 El hielo

Para determinar los esfuerzos producidos por el hielo sobre los puentes flotantes hay que tener en cuenta que éstos dependen factores como la localización de la estructura, su forma y sus dimensiones. Además, la orientación del puente debe ser tal que el movimiento de las capas de hielo producido por viento y corrientes provoque las menores cargas posibles.

Por otra parte, hay que calcular las fuerzas de arrastre medioambientales (el viento y las corrientes marinas) sobre la superficie del hielo y compararlas con las cargas estáticas resultantes de la interacción hielo-estructura. En todo caso,

cuando el puente flotante se encuentre en una zona con posibilidad de heladas, debe hacerse un estudio local para determinar las consecuencias derivadas de la acción del hielo.

2.9.5 El oleaje

Dada su especial importancia en esta tipología de puentes y la complejidad y extensión del problema derivado de su consideración, la acción debida al oleaje incidente sobre estructuras flotantes se contempla más adelante, en los apartados 2.11 y 3 de este documento.

2.10 Consideraciones respecto a los criterios de diseño

2.10.1 Vida útil

Se recomienda que los puentes flotantes se calculen para una vida útil de entre 50 y 100 años. Generalmente se asume que deben cumplir los Estados Límite Último y de Servicio durante 100 años [1].

La vida útil a fatiga del puente se estima comparando el ciclo de carga a largo plazo en un detalle estructural con la resistencia de este detalle al daño por fatiga [1]. El daño por fatiga se aproxima en base a los datos de la curva S-N. Esta curva proporciona el número de ciclos necesarios hasta llegar al fallo para un determinado material o en función de un rango de tensión constante obtenido de forma experimental.

La distribución de tensión a largo plazo se usa para calcular el daño a fatiga acumulado, D , cuya expresión es la siguiente:

$$D = \sum_i \frac{n_i}{N_i} \quad (3)$$

donde n_i es el número de ciclos comprendidos en el intervalo de tensión i , y N_i hace referencia al número de ciclos necesarios hasta llegar al fallo estructural en el rango de tensión i , que viene dado por la curva S-N.

El nivel de daño permisible suele ser 1.0 en barcos, y varía entre 1.0 y 0.1 para estructuras *off-shore* [1]. Se demuestra que para una D de 1.0, la probabilidad de fallo por fatiga durante la vida útil de la estructura es de un 10% (Moan, 2004) [1]. Estos datos han sido validados mediante la experiencia en servicio de barcos y estructuras *off-shore*.

Un aspecto importante a tener en cuenta en este sentido es la existencia de juntas soldadas, puesto que son especialmente sensibles a la fisuración por fatiga.

Finalmente, desde el punto de vista de la seguridad, es aceptable tomar como criterio de fatiga un valor de D igual a 1.0. Sin embargo, los gastos de

reparación y mantenimiento hacen recomendable un criterio más restrictivo basado en consideraciones coste-beneficio [1].

2.10.2 Seguridad global

Como en toda obra de Ingeniería Civil, en el caso de los puentes flotantes debe prestarse especial atención a las condiciones de seguridad. Éstas deben establecer criterios independientes para los accidentes con víctimas mortales, los daños en el medio ambiente y las pérdidas económicas. Obviamente, todos ellos tienen repercusiones de carácter económico.

Otro aspecto a tener en cuenta es la prevención de la evacuación y el rescate de personal, para lo que hay que diseñar un lugar seguro en la estructura que aloje a las personas mientras se procede a su salvamento.

Los criterios de seguridad para los Estados Límite Último y a Fatiga deben seguir los mismos principios que los de los barcos y las estructuras *off-shore*. Sin embargo, el nivel implícito de seguridad debe considerarse en función de las posibles consecuencias.

La tabla siguiente muestra un resumen de los criterios de seguridad para las estructuras marinas modernas en función de distintos estados límite [1].

Estados Límite	Descripción	Comentarios
Último (ULS)	- estabilidad global como sólido rígido - resistencia última de la estructura - resistencia última del sistema de amarres	Poco relevante en estructuras flotantes largas Comprobar en fase de diseño
Fatiga (FLS)	- fallos de las juntas (normalmente soldadas)	Comprobar en fase de diseño en función de la resistencia residual del sistema después de un fallo por fatiga
Colapso Acidental (ALS)	- capacidad ¹⁾ última de la estructura dañada (debido a defectos de fabricación o cargas accidentales) o errores de operación	

¹⁾Capacidad como sólido rígido de resistir inestabilidades o el fallo total de la estructura

Tabla 2. Criterios de seguridad.

2.10.3 Modos de fallo

Los principales modos de fallo de un puente flotante son los siguientes:

- hundimiento debido a inundaciones o fallos estructurales
- fallo estructural global
- que la estructura vaya a la deriva
- estabilidad global (vuelco), que puede deberse al viento o a un momento vertical debido a la hidrostática del cuerpo inclinado
- fallo de los sistemas de amarre
- errores de diseño o construcción

En relación a un posible fallo por vuelco, cabe destacar que no suele ser un problema, puesto que las elevadas dimensiones horizontales de la estructura hacen difícil que peligre su estabilidad por este motivo. Incluso el daño en algún compartimento no parece implicar ningún problema de estabilidad global.

2.10.4 Estado Límite de Colapso Accidental

En el caso que nos ocupa cabe considerar también un Estado Límite de Colapso Accidental (ELCA), cuyo objetivo es prevenir fallos causados por un desarrollo progresivo de los daños que afectan a la estructura. Su filosofía de diseño señala que un daño menor, que se va a producir de forma inevitable, no debe ser el causante de consecuencias desproporcionadas [1]. Según la Norsok N-001 [5], los daños se pueden clasificar de la siguiente manera:

- Daño inicial: corresponde a una probabilidad de exceso anual de $1 \cdot 10^{-4}$. Suele corresponder, por ejemplo, al caso de incendios.
- Daño (local): deformaciones permanentes o rotura de algún componente.
- Daño inicial relevante: se utiliza en los sistemas de amarre. Para un puente flotante, se supone que éste se produce cuando uno de los amarres falla. La probabilidad que define la condición de daño inicial debe estimarse en función del nivel de seguridad.
- Daño relevante: se debe al impacto de embarcaciones, e implica daño estructural y pérdida de flotabilidad.

Tanto la estructura como los sistemas de amarre deben resistir las condiciones de daño anteriores sin que se produzca daño global en la estructura.

2.10.5 Retracción y fluencia en puentes de hormigón

El hormigón a utilizar en puentes flotantes debe reunir ciertas características que lo hagan adecuado para resistir los requerimientos que este tipo de estructuras precisan. Entre todas ellas, las más importantes, aparte, obviamente, de la resistencia a compresión, son: impermeabilidad al agua y a agentes externos agresivos, durabilidad, buena trabajabilidad del hormigón fresco y cohesión para prevenir la segregación durante el hormigonado de paredes altas (como es caso de los pontones).

Por otra parte, resulta imprescindible minimizar la retracción y fluencia, con objeto de evitar en lo posible la fisuración y las pérdidas de pretensado.

En el caso de pontones de hormigón pretensado, hay que tener en cuenta que la fluencia va a producirse de forma inevitable. Si ésta no se controla y se producen pérdidas de pretensado, tendrán lugar fisuras en las zonas traccionadas del pontón - que suelen ser el fondo del cajón y las paredes - en función de la dirección de las fuerzas dinámicas producidas por la acción del viento y el oleaje. En este caso, la penetración de agua en cantidades importantes en los huecos del hormigón puede llegar a producir problemas de flotabilidad.

Los requerimientos estructurales de los puentes flotantes construidos en los últimos años han llevado a la conclusión de que la resistencia mínima del hormigón utilizado en puentes flotantes es de unos 45 Mpa aproximadamente. También se ha determinado que el la fluencia puede reducirse mediante el aumento de esta resistencia a compresión [8].

La retracción puede producir tensiones internas importantes que pueden llevar a la fisuración del hormigón. Por otra parte, la diferencia de espesor entre el suelo y las paredes de los pontones puede dar lugar a tensiones locales también debidas a la retracción, y que pueden ser origen, igualmente, de fisuras. Por este motivo resulta muy importante la elección de hormigones de baja retracción para la construcción de puentes flotantes.

A pesar de todo esto, en la actualidad existe la necesidad de un mayor número de investigaciones destinadas a obtener hormigones adecuados para puentes flotantes.

2.10.6 Juntas de construcción

Otro de los problemas que afectan a los puentes flotantes es la filtración de agua a través del hormigón que se produce en la juntas de los pontones.

Los fallos en juntas y la consecuente penetración de agua suelen ser atribuibles a un movimiento excesivo de la junta, a una compactación deficiente del hormigón en los huecos entre cajones, a la contaminación del material de sellado, a perforaciones en la junta, o a empalmes inadecuados. La vida útil de la junta está relacionada con su movimiento relativo. Así, cuando el movimiento aumenta, disminuye esta vida útil.

La penetración de agua en el hormigón suele producirse durante o inmediatamente después de la construcción del pontón, originando un gasto extra de reparación.

Se ha comprobado experimentalmente que el factor que más influye en estos casos es la correcta compactación del hormigón. A mayor nivel de compactación en las juntas, más difícilmente habrá filtraciones de agua bajo presión [8].

En este sentido, resulta mucho más eficaz dicha medida que la selección de productos adecuados a tal efecto, puesto que su eficacia es prácticamente inapreciable si no se procede a una compactación adecuada. Sin embargo, los productos que resultan más eficaces son aquellos que incrementan el nivel de compactación en la junta, como por ejemplo las mezclas de mortero con escorias, que, además, presentan la ventaja de contribuir a la sustitución de los finos perdidos por segregación durante el hormigonado de las paredes de los pontones.

Por otra parte, la vibración inicial del hormigón retrasa el proceso de endurecimiento y prolonga su trabajabilidad en el tiempo.

A partir de la literatura existente se deduce que existen dos enfoques distintos del problema [8].

En primer lugar está el uso de materiales añadidos a las juntas, que actúan como barrera al flujo de agua. La composición química de estos materiales, así como su disposición y los procesos de aplicación pueden ser muy variados.

El segundo método consiste en permitir a las superficies rugosas de las juntas de hormigón actuar como barreras al flujo.

Actualmente, la penetración de agua suele repararse mediante la actuación en la superficie interna de los pontones a través del uso de materiales selladores o de inyecciones de resinas epoxi.

Finalmente, resulta evidente la necesidad de más estudios y experimentos destinados a determinar la capacidad de distintos productos para prevenir o reducir las penetraciones de agua a través de juntas de construcción en el ámbito de los puentes flotantes, así como al estudio de los movimientos en las juntas producidos por fuerzas de carácter dinámico.

2.10.7 Penetración de cloruros en flotadores de hormigón

Una baja permeabilidad del hormigón frente a cloruros es una de las claves para su durabilidad a largo plazo. En el caso de hormigones de altas prestaciones, ésta proporciona también resistencia química, protección frente a heladas y deshielos, reacciones alcalinas, carbonatación, ataques ácidos y de sulfatos, exposición a ambientes marinos, etc.

2.10.8 Protección frente a la corrosión

Dado el contacto con el medio acuático, generalmente marino, que tienen los puentes flotantes, resulta evidente que su protección frente a la corrosión constituye un aspecto de especial importancia en el diseño de estas estructuras.

La erosión de las estructuras marítimas puede tener distintas causas. Las más habituales son:

- corrosión de la armadura debido a la carbonatación o al ataque de cloruros
- reacciones químicas
- abrasión mecánica producida por el movimiento del agua

Los agentes químicos que en mayor medida favorecen la descomposición química del hormigón son $MgCl_2$, $MgSO_4$ y CO_2 , todos ellos presentes en el agua marina.

Un sistema de protección eficiente suele incluir unos recubrimientos adecuados, protección catódica, seguimiento de los procesos de corrosión y previsión de prestaciones económicas para posibles intervenciones. Además,

en zonas con organismos marinos activos, deben tenerse en cuenta recubrimientos anticontaminantes que impidan el crecimiento de especies en los paramentos de la estructura.

Por otra parte, debe prestarse una mayor atención a aquellas zonas inmediatamente por debajo del nivel mínimo de agua, puesto que son especialmente sensibles a la corrosión local. En este sentido resulta recomendable la protección catódica [5].

Por el contrario, en las zonas localizadas a más de un metro de profundidad respecto del nivel mínimo de marea, suele aplicarse un sistema de protección que incluya recubrimientos. Éstos pueden llevarse a cabo mediante distintos materiales: pinturas, revestimientos de titanio o de acero inoxidable, pulverizaciones de zinc, aleaciones de aluminio, etc [5].

A continuación se muestra una tabla que representa el índice de corrosión en función de la zona de la estructura en estudio [1].

	Entorno corrosivo	Índice de corrosión (mm/año)
Lado mar	Por encima del nivel máximo de marea	0,3
	Desde el nivel máximo de marea hasta 1m por debajo del nivel mínimo de marea	0,1-0,3
	Desde 1m por debajo del nivel mínimo de marea hasta el fondo marino	0,1-0,2
	Capas de lodo por debajo del fondo del mar	0,03
Lado tierra	Aire	0,1
	Tierra por encima del nivel de agua	0,03
	Tierra por debajo del nivel de agua	0,02

Tabla 3. Índice de corrosión.

Los valores presentados en la tabla 3 son orientativos, puesto que el índice de corrosión también depende de: la temperatura del agua, la concentración de oxígeno, el pH y la salinidad del agua, su velocidad, los organismos marinos presentes, la polución, el viento, la lluvia, la humedad, el sol y el hielo.

La figura siguiente muestra un esquema de la distribución de la corrosión en relación a la profundidad [5]. Tal y como se observa, la zona de salpicadura es la más sensible frente a corrosión, y su límite superior se determina en función de la localización de la estructura. Por su parte, la zona de flujo y refluo también presenta una alta capacidad corrosiva. Sin embargo, esta zona no existe en las estructuras flotantes, puesto que éstas se van adaptando al nivel de agua, y lo acompañan tanto en las crecidas como en los descensos. Como ya se ha comentado, debe prestarse especial atención a la zona inmediatamente inferior al nivel mínimo de agua, puesto que muestra un pico

considerable en relación al índice de corrosión. Una vez nos encontramos sumergidos en el agua, el medio se vuelve más benigno, sin embargo puede ocurrir que las subidas del nivel de agua y las corrientes aceleren la corrosión. Finalmente, la capa de suelo situada en contacto con el fondo no suele ser demasiado corrosiva; no obstante esto depende también de la salinidad y del grado de contaminación existente.

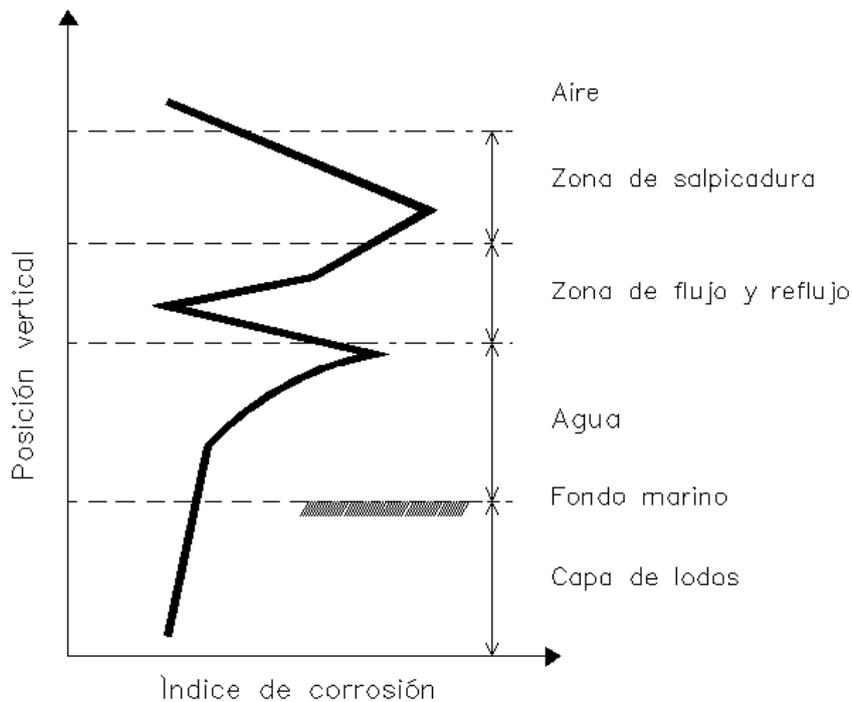


Fig. 19. Índice de corrosión en función de la profundidad [1].

Sin embargo, la mejor forma de prevenir los efectos de la corrosión es disponer materiales adecuados al ambiente en el que se va a ubicar la estructura. Se ha comprobado que el cemento más adecuado para estructuras flotantes en general es un cemento Pórtland ordinario, con una cantidad de C_3A ($3CaO+Al_2O_3$) inferior al 8%; o un cemento de Tipo II, con una relación agua-cemento de 0.40 a 0.45, y con un contenido de cemento no inferior a 300 kg/m^3 [9].

2.10.9 Mantenimiento y reparación

Cualquier estructura en contacto con el agua requiere un sistema adecuado de control y mantenimiento. En el caso de los puentes flotantes, su relevancia como infraestructuras hace prácticamente indispensable la evaluación periódica de su estado. Las áreas de mayor importancia de cara a las inspecciones son:

- las zonas de impacto del oleaje
- las zonas sometidas a los ciclos de hielo-deshielo
- las juntas de construcción
- las zonas previamente reparadas
- las zonas de concentración de tensiones

- las áreas de transferencia de cargas

Los principales objetivos que persiguen las reparaciones estructurales son:

- restaurar o aumentar la resistencia estructural
- proporcionar mayor estanqueidad e impermeabilidad a la estructura
- mejorar las propiedades de la superficie estructural

Las reparaciones que se llevan a cabo de forma más habitual en las estructuras flotantes son: el *patching*, el *grouting*, el *shotcreting*, *strapping*, el postesado de armaduras o una combinación de las anteriores.

El *patching* es un proceso superficial que consiste en rellenar con material nuevo aquellas zonas que lo han perdido. Este material debe ser compatible con el hormigón existente y tener una resistencia igual o superior a la de éste. Los materiales más utilizados son morteros de resina epoxi, aunque en cada caso su elección vendrá dada por las condiciones ambientales de la zona, la humedad, las dimensiones de la reparación y su coste. Para llevar a cabo la reparación de forma correcta, previamente hay que retirar todo el material dañado y preparar adecuadamente la superficie de aplicación.

El *grouting* consiste en reponer material en las fisuras, tanto en las superficiales como en las internas. Lo más utilizado son lechadas, que pueden ser químicas, de epoxi o de cemento. Su característica más relevante es que solidifican una vez aplicadas a la zona dañada. Para fisuras de hasta 0.05 mm se usan lechadas químicas o de epoxi, mientras que para aberturas de fisura mayores son más adecuadas las de cemento.

EL *shotcreting* consiste en aplicar mortero de cemento a gran velocidad sobre la superficie dañada. Este procedimiento es típico de zonas en las que hay grandes áreas de hormigón deteriorado.

El *strapping* consiste en un refuerzo local de la estructura mediante barras de acero dispuestas en el exterior. Este método es habitual cuando existen fisuras en la estructura y se pretende recuperar la capacidad resistente de la zona afectada. Suele usarse combinado con otros métodos reparadores como los anteriormente citados. Su principal ventaja es que prevé una posible propagación futura de las fisuras.

Finalmente, el postesado de armaduras consiste en aumentar la resistencia de la estructura mediante barras postesadas, de modo que se evite el fallo de la armadura existente bajo las condiciones de servicio previstas. Esta es una reparación de tipo local que exige evaluar exactamente la zona de reparación para no influir sobre otras áreas.

2.11 INTERACCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS FLOTANTES CON EL OLEAJE

Los pontones sobre los que descansan los puentes flotantes constituyen unas estructuras especiales. Su contacto directo con el agua, y, sobre todo, su calidad de flotantes, hacen que deban estudiarse de forma detallada sus condiciones de estabilidad y equilibrio.

Por otra parte, uno de los factores más importantes a tener en cuenta en el diseño de un cajón flotante es que la ola incidente experimenta, en mayor o menor medida, los fenómenos de reflexión, transmisión y difracción.

2.11.1 Estabilidad dinámica de un cuerpo flotante

Un cuerpo flotante libre, que no se encuentra amarrado en ningún lugar, consta de seis grados de libertad respecto su centro de gravedad, que se traducen en seis posibles movimientos: *surge*, *heave* y *sway* como movimientos de translación, y *roll*, *yaw* y *pitch* de rotación, que se esquematizan a continuación:

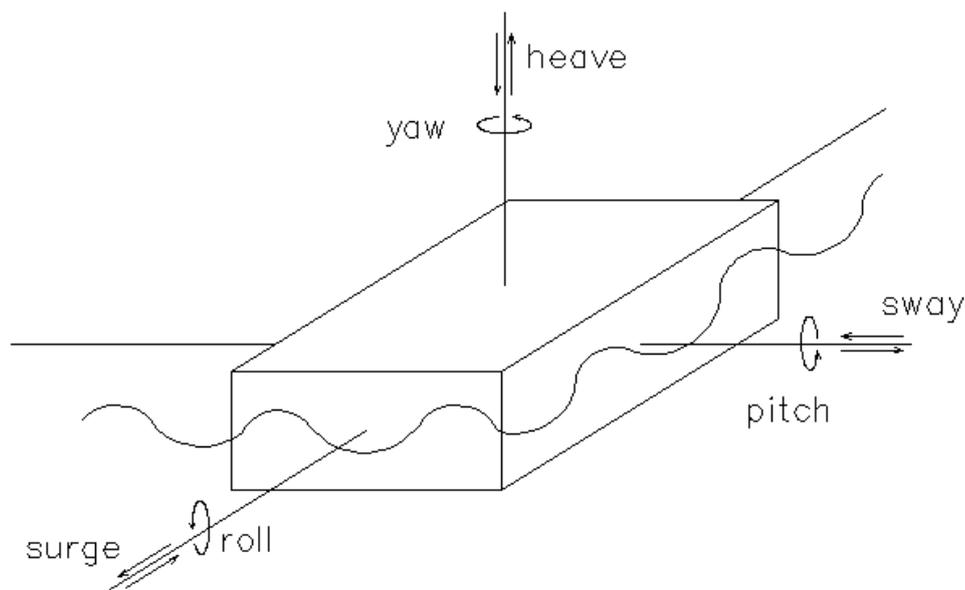


Fig 20. Movimientos en un cuerpo flotante libre

Los pontones sobre los que se sustentan los puentes flotantes no se encuentran aislados, sino que forman parte de una estructura que restringe algunos de sus grados de libertad. En esta situación deben estudiarse las posibilidades de movimiento para cada caso concreto.

Los movimientos más importantes y que se dan con mayor frecuencia son el *heave* (desplazamiento vertical), el *pitch* y el *roll*.

El periodo del *heave* para un cajón flotante de sección rectangular y calado d en aguas tranquilas viene dado por la siguiente expresión

$$T_H(s) = 2.83(d)^{0.05} \quad (4)$$

La magnitud del *heave* viene dada por la relación entre su periodo (T_H) y el de las olas incidentes (T_E):

$$n = \frac{T_H}{T_E} \quad (5)$$

Cuando n sea próximo a la unidad, se darán condiciones de resonancia, con lo que se alcanzarán las máximas amplitudes del fenómeno *heave*.

Por otra parte, las expresiones para determinar los periodos del roll y del pitch son análogas:

$$T_{R,p} = 2\pi \frac{r_{t,l}}{\left[g \left(\rho_{t,l} + \frac{d}{2} \right) \right]^{0.5}} \quad (6)$$

donde:

r_t : radio de giro transversal del pontón

r_l : radio de giro longitudinal del pontón

ρ_t : radio metacéntrico transversal sobre el centro de flotación del pontón

ρ_l : radio metacéntrico longitudinal sobre el centro de flotación del pontón

d : calado del pontón

Para obtener periodos grandes con aceleraciones pequeñas, el valor $(\rho + d/2)$ debe ser pequeño, lo que se puede tener en cuenta al diseñar el pontón, limitando así ambas rotaciones.

2.11.2 Reflexión del oleaje

La incidencia de un tren de olas sobre un pontón flotante hace que se transforme en una parte reflejada, una transmitida y una disipada.

La disipación se debe a las fuerzas de amortiguamiento y a las fuerzas de rozamiento del propio pontón.

El oleaje reflectado está formado por la parte del oleaje incidente que se refleja en el dique, como si se tratara de un paramento vertical, y la parte generada por la oscilación de la estructura.

Los coeficientes que definen la transmisión y la reflexión son los siguientes:

$$K_r = \frac{H_r}{H_i}$$

$$K_t = \frac{H_t}{H_i} \quad (7)$$

$$1 = K_r^2 + K_t^2 + E$$

donde:

- K_r : coeficiente de reflexión
- K_t : coeficiente de transmisión
- H_i : altura de ola incidente
- H_r : altura de ola reflejada
- H_t : altura de ola transmitida
- E : energía disipada

2.11.3 Transmisión del oleaje

La transmisión se debe principalmente a tres factores:

- separación entre pontones
- la parte del oleaje que pasa por debajo del dique flotante
- oscilación de la estructura debida al oleaje incidente

A continuación se estudian las tres causas por separado.

a) Transmisión debida a la separación entre pontones

Existen distintas formulaciones para calcular la parte del oleaje que es transmitida por los huecos entre pontones. A continuación se citan las más utilizadas.

Wiegel, 1960:

$$K_t = \frac{H_t}{H_i} = \sqrt{\frac{b}{B}} = \sqrt{P} \quad (8)$$

donde: P : porosidad de la estructura

b : distancia entre pontones

B : distancia entre el centro de masas de dos pontones adyacentes

Mei (1983)

$$K_t = \frac{-1 + \sqrt{1 + 2 \left(\frac{4}{3} \right) \left(\frac{f}{kh} \right) \left(\frac{H_i}{L} \right)}}{\left(\frac{4}{3} \right) \left(\frac{f}{kh} \right) \left(\frac{H_i}{L} \right)} \quad (9)$$

donde:

L : longitud de onda

f : coeficiente de disipación: $f = \left[\left(\frac{1}{CP} \right) - 1 \right]^2$

C : coeficiente que viene dado por el área del flujo

A partir de ambas ecuaciones se deduce que, cuanto mayor sea el espacio entre pontones en relación a su longitud, mayor es el efecto de la transmisión.

b) Transmisión debida al oleaje que pasa por debajo de los pontones

Existen expresiones que permiten calcular coeficientes de transmisión debida al oleaje que pasa por debajo de los pontones (PIANC, 1998). Sin embargo, presentan la problemática de suponer que la posición de los pontones es fija respecto al fondo, lo que sólo ocurre cuando éstos se encuentran anclados. En consecuencia, no se citan en este documento.

A nivel cuantitativo, se conoce que el coeficiente de transmisión aumenta cuando aumenta la profundidad del fondo.

c) Transmisión debida a la oscilación de la estructura

La parte de oleaje transmitida a causa de la oscilación de la estructura se debe, principalmente, a los siguientes factores:

- grados de libertad del pontón
- configuración de las líneas de anclaje, en el caso de que los pontones se encuentren pretensados al fondo
- geometría y masa del pontón
- profundidad de la zona en la que se sitúa el pontón

Resumiendo, puede afirmarse que el coeficiente de transmisión aumenta en función de los siguientes parámetros:

- cuando aumenta la longitud de los pontones, manteniendo constantes el resto de parámetros
- cuando aumenta la longitud de onda del oleaje incidente para una geometría de pontón dada.
- al aumentar la distancia entre la base del pontón y el fondo de cajón
- la existencia de corrientes marinas cuando el oleaje presente longitudes de onda pequeñas (en caso contrario se considera su efecto despreciable)

En los parámetros anteriores se comprueba que la transmisividad depende tanto de las dimensiones del pontón como de las características del oleaje incidente, de lo que se deduce que, para un mismo pontón, el coeficiente de transmisión k_t varía en función de las condiciones marítimas.

3 TRATAMIENTO DE LA ACCIÓN DEBIDA AL OLAJE EN PUENTES FLOTANTES

Una de las mayores dificultades que supone la concepción de una estructura flotante, y, en particular, de un puente de estas características, es la evaluación de la acción debida al oleaje.

En primer lugar, resulta complicado determinar el valor de dicha acción, puesto que, a parte de dificultades como la obtención de los datos necesarios y el tratamiento estadístico de éstos para simular correctamente las condiciones marítimas reales, existe el inconveniente que supone tratar con una estructura de grandes dimensiones. En efecto, el hecho de que se trate de estructuras flotantes por lo general de longitud considerable (large floating structures [1]) supone una dificultad añadida, puesto que la diferencia de longitud entre la estructura y las crestas de ola ($L/l < 5$, donde L es la longitud de onda y l hace referencia a la longitud de la estructura) implica que las fuerzas a lo largo del puente no sean constantes, siendo los parámetros a utilizar diferentes en distintos puntos de la estructura.

En segundo término, una vez debidamente caracterizada la acción del oleaje, debe evaluarse la respuesta estructural frente a ésta. En este sentido, y dado el reducido número de puentes flotantes existentes, los estudios son menos abundantes, y existe todavía campo en el que profundizar para simplificar al máximo este tipo de cálculos y, de esta forma, conseguir situar los puentes flotantes dentro de las alternativas a tener en cuenta cuando se aborda la concepción de una estructura tan singular como es, o puede ser, un puente.

Puesto que el objeto de la presente tesina es hacer un estudio del estado del arte en lo referente a puentes flotantes, resulta imprescindible abordar un aspecto tan importante como es el tratamiento de una de las principales acciones que los solicitan: el oleaje. Sin embargo, y debido a la complejidad del tema y a la naturaleza del presente documento, el estudio que se lleva a cabo es de carácter meramente descriptivo, y en ningún caso pretende ser exhaustivo, por lo que se desarrolla el problema de forma cualitativa y sin entrar en demasiadas formulaciones que compliquen su lectura e impidan tener una visión global sobre lo que implica, hoy en día, calcular un puente flotante.

3.1 Descripción del problema hidrodinámico

El objetivo de este apartado es evaluar la acción debida al oleaje que incide sobre la estructura flotante.

Para ello se utiliza la Teoría Lineal de Ondas. Esto es, dado un campo de olas, se modela éste mediante la superposición de ondas sinusoidales con distintas frecuencias, direcciones y amplitudes. Estas componentes armónicas del oleaje se obtienen a partir del Espectro de Energía de Ola direccional mediante la siguiente expresión:

$$S(\omega, \theta) = S(\omega)\varphi(\theta) \quad (10)$$

donde $S(\omega)$ representa la densidad espectral unidireccional, que proporciona la energía del oleaje para distintas frecuencias, y $\phi(\theta)$ es la función de difusión, que proporciona la distribución angular de la energía de la ola.

El Espectro de Olas direccional permite simular el estado del mar mediante la superposición de varios componentes armónicos en distintas direcciones. De esta forma se obtienen K componentes del estado del mar, donde:

$$K = M \cdot N \quad \begin{array}{l} i = 1, 2, \dots, N \text{ frecuencias de ola} \\ j = 1, 2, \dots, M \text{ direcciones de ola} \end{array}$$

Así se puede calcular la elevación de la superficie del agua de la siguiente forma [3]:

$$\eta(x, y, t) = \xi_{ij} \text{Cos}(\omega_i t + \phi_{ij}) \quad (11)$$

donde:

ϕ_{ij} representa una serie de ángulos aleatorios entre 0 y 2π
 ξ_{ij} es la amplitud obtenida a partir del espectro de ola direccional según la siguiente expresión:

$$\xi_{i,j} = \sqrt{S(\omega_i, \theta_j) \Delta\omega \Delta\theta} \quad (12)$$

donde $\Delta\omega$ y $\Delta\theta$ representan intervalos de frecuencia y de dirección alrededor de ω_i y θ_i respectivamente. Y θ_j varía entre $-\pi/2$ y $\pi/2$.

De esta forma, el problema se reduce a modelar la respuesta estructural frente a una ola armónica oblicua. La suma de las respuestas a dichas olas dará como resultado la respuesta del puente a un mar de olas.

En todo momento se asimila el oleaje a un tren de olas regulares. La relación entre los resultados obtenidos y el oleaje real, que se comporta de forma aleatoriamente irregular, escapa a las pretensiones del presente documento debido a su complejidad.

El análisis que se lleva a cabo es dimensional, y trata los efectos viscosos, inerciales y gravitacionales.

El campo de movimientos en el fluido se describirá a partir de un modelo lineal y a partir de la función potencial de velocidad.

3.1.1 Descripción de los mecanismos considerados

Cuando se trata de evaluar los esfuerzos producidos por un fluido en movimiento sobre una estructura, se tienen en cuenta tres tipos de mecanismos: los asociados a la inercia, al peso y a la viscosidad del fluido.

Otros factores como, por ejemplo, los fenómenos relativos a la tensión superficial, no se tiene en cuenta por considerarse secundarios en estos casos.

A cada uno de los tres mecanismos previamente citados se les asocia un tipo de fuerza cuyo orden de magnitud es el siguiente:

- Fuerza inercial $\propto \rho \cdot u^2 \cdot l^2$
- Fuerza gravitacional $\propto \rho \cdot g \cdot l^3$
- Fuerza viscosa $\propto \mu \cdot u \cdot l$

Donde ρ es la densidad del fluido, μ su viscosidad, g la aceleración de la gravedad, l el ancho de la estructura y u la velocidad de avance del tren de olas.

Los modelos matemáticos que se utilizan se basan en las leyes de conservación de masa y de la cantidad de movimiento para el fluido. Por su parte, el análisis de la estructura, considerándola como un sólido rígido, parte de las leyes de la mecánica racional.

3.1.2 Fuerza debida al oleaje

Dado un cierto oleaje, la fuerza que éste ejerce al incidir sobre la estructura, puede definirse a partir de una serie de parámetros dimensionales:

$$F = f(\rho, v, g, H, L, h, \beta, l, t)$$

donde:

$$v = \frac{\mu}{l} : \text{viscosidad cinemática del fluido}$$

μ : viscosidad dinámica

H: altura de ola

L: longitud de onda. Asumiendo la Teoría Lineal, su valor se determina a

$$\text{partir de la expresión: } L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right) \quad (13)$$

H: calado

β : ángulo de incidencia del oleaje sobre la estructura

l: ancho de la estructura

t: tiempo

$$\text{Adicionalmente se utiliza la frecuencia: } \omega = \frac{2\pi}{T} \quad (14)$$

Dicha fuerza F consta de dos componentes, una que varía con $\text{Sin}(\omega t)$, y otra desfasada 90° respecto la primera, y que varía con $\text{Cos}(\omega t)$. La primera es proporcional a la aceleración, mientras que la segunda es proporcional a la velocidad.

Cuando el cuerpo de estudio es de dimensiones pequeñas ($L/\lambda > 5$) respecto a la longitud de onda del oleaje incidente, puede suponerse que la fuerza sólo es proporcional a la aceleración [10]. Sin embargo, éste no suele ser el caso de los pontones de un puente flotante, y mucho menos si se apoya el puente sobre un único pontón continuo, cuya longitud puede ser del orden de cientos de metros.

No obstante, debido a la complejidad del problema y a la necesidad de obtener una expresión manejable que permita evaluar la fuerza ejercida por el oleaje sobre las estructuras, se ha obtenido la ecuación de Morison [10]:

$$F = C_M \rho g l^3 \ddot{u} + \frac{1}{2} \rho u^2 l^2 C_D \quad (15)$$

Esta ecuación plantea la fuerza como suma de la componente viscosa y la componente inercial, y prescinde de la interacción entre los efectos provocados por sendas componentes.

Cabe destacar que esta fórmula se obtiene a partir de distintas hipótesis, no siempre aplicables y que pueden llegar incluso a contradecirse [10]. Sin embargo, su utilidad ha quedado demostrada en numerosas ocasiones, por lo que puede utilizarse siempre que se tengan en cuenta dos principios: en primer lugar, los coeficientes C_M (de masa aparente) y C_D (de amortiguación aparente) deben ser obtenidos a partir de modelos reducidos; por otra parte, la expresión anterior únicamente es aplicable en elementos de ancho notablemente inferior a la longitud de onda del oleaje, por lo que no puede aplicarse a los cajones flotantes, aunque sí a las pilas (si las hay) que sustentan el tablero.

3.1.3 Movimientos debidos al oleaje

Para obtener los movimientos inducidos por un oleaje sobre una estructura flotante, se considera un modo de movimiento cualquiera desacoplado del resto de movimientos producidos por un tren de olas regulares. Esto es, en el caso de estudiar las oscilaciones verticales de la estructura, se supone que dicho movimiento es independiente del resto de giros y desplazamientos que puede experimentar dicha estructura como sólido rígido.

La obtención del movimiento se plantea a partir de la segunda Ley de Newton, la de la dinámica:

$$F_{\text{hidrodinámica}} = m \ddot{x}_3 \quad (16)$$

donde x_3 es la coordenada vertical del centro de gravedad de la estructura.

Esta expresión supone que el peso y la acción hidrostática se compensan.

Trabajando con la ecuación anterior y a partir de relaciones adimensionales, se deduce lo siguiente [10]:

- Si H/l (calado/ancho de la estructura) $\ll 1$, las fuerzas viscosas pueden despreciarse frente a las inerciales.
- Si $H/l > 1$, no aparecen fuerzas viscosas, puesto que el sólido rígido flota libremente, por lo que no existe movimiento relativo entre la estructura y el fluido.

En consecuencia, el análisis de las fuerzas viscosas siempre puede omitirse en el estudio del movimiento producido por el oleaje en cuerpos que flotan libremente. Sin embargo, no debe olvidarse que esta simplificación es válida únicamente en ausencia de amarres, puesto que en ese caso se produciría un movimiento relativo entre la estructura y el fluido que hace necesaria la inclusión de la viscosidad en su estudio.

3.1.4 Clasificación hidrodinámica de las estructuras flotantes

El objetivo de los modelos numéricos es obtener expresiones que permitan deducir la presión hidrodinámica sobre una estructura en contacto con el oleaje. La integración de esta presión sobre la superficie sumergida proporciona la fuerza y el momento total sobre la estructura.

Si la estructura no es fija, como es el caso de los puentes flotantes, hay que añadir a la fuerza y el momento anteriores otra fuerza que es consecuencia de los movimientos que induce la acción del oleaje.

La fuerza debida al oleaje incidente se asocia a la forma de la superficie libre para el oleaje considerado. Por otra parte, la fuerza producida por el movimiento de la estructura va asociada a las olas generadas en la superficie libre por esos movimientos, por lo que la combinación de ambas es compleja debido al elevado número de variables que intervienen. Una forma de abordar este problema consiste en combinar ambas fuerzas de forma lineal, de manera que la fuerza resultante vaya asociada al oleaje producido por ambas componentes.

Otra simplificación que es resulta necesaria es suponer el fluido incompresible, lo que es de uso común en el campo de la ingeniería marítima.

De igual forma, conviene adoptar la hipótesis de fluido no viscoso, puesto que, aunque no siempre es adecuada, reduce notablemente la complejidad de los cálculos [10].

Los modelos numéricos existentes para el cálculo de las acciones debidas al oleaje son relativamente sencillos y muy precisos para calcular las fuerzas inerciales. En cambio, estos modelos se complican cuando se trata de considerar los efectos de reflexión y difracción, requiriendo un gran volumen de cálculos y complicándose notablemente. Finalmente, la inclusión de las fuerzas viscosas dificulta todavía más el proceso de cálculo.

En consecuencia, con el objetivo de simplificar los cálculos al máximo, antes de proceder a la resolución numérica de una estructura conviene clasificarla hidrodinámicamente para elegir el modelo más adecuado.

Existen, principalmente, dos formas de clasificar hidrodinámicamente las estructuras flotantes. Ambas contemplan tanto las características del oleaje incidente como las dimensiones estructurales en planta, por lo que estos parámetros no pueden independizarse.

La primera clasificación determina la predominancia entre fuerzas viscosas e inerciales, permitiendo obtener los dominios en los que la acción de menor importancia se puede obviar.

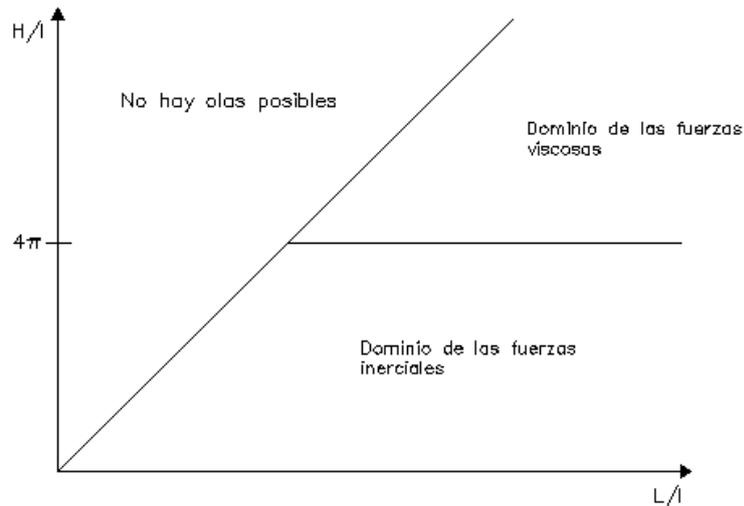


Fig. 21. Zonas de predominancia de las fuerzas viscosas e inerciales [10].

La zona del gráfico exenta de oleaje se debe a que las olas rompen cuando alcanzan el peralte H/λ .

La segunda clasificación se realiza en función de la capacidad de las estructuras flotantes para modificar el tren de olas incidente. En este sentido, es posible determinar su capacidad para producir o no distintos efectos sobre el oleaje. Esta situación se refleja en el siguiente esquema:

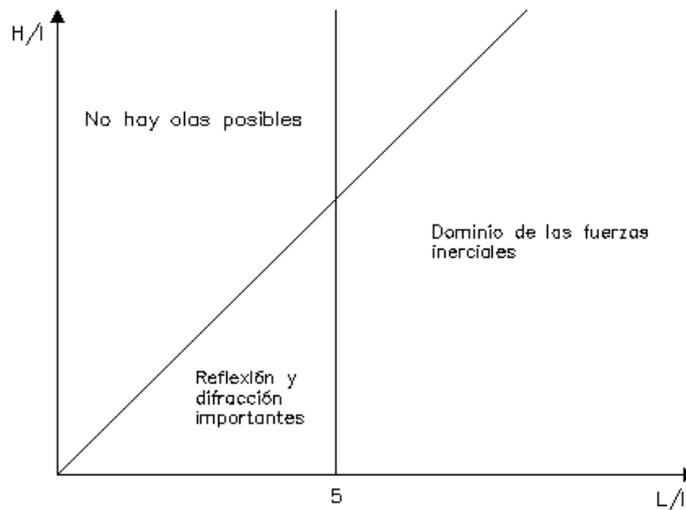


Fig. 22. Zonas de influencia de los esfuerzos asociados a reflexión/difracción [10].

De la figura anterior se deduce que cuando las dimensiones horizontales de la estructura son pequeñas respecto a la longitud de onda ($l < L/5$) la estructura no produce una modificación apreciable del oleaje incidente. Como se verá más adelante, esta situación simplifica notablemente el cálculo de los esfuerzos debidos al oleaje sobre las estructuras flotantes.

A partir de ambos esquemas se comprueba que una misma estructura puede clasificarse de distinta forma en función del oleaje que la solicita, por lo que ésta no puede aislarse de las condiciones hidrodinámicas dominantes.

Una vez clasificada la estructura flotante según los esquemas anteriores, se puede escoger el método más adecuado de resolución numérica, tratando en todo momento de llevar a cabo las simplificaciones posibles.

3.1.5 Estructuras flotantes de pequeñas dimensiones

En este apartado se tratan aquéllas estructuras cuyas dimensiones en planta son pequeñas a la longitud de onda incidente ($l < L/5$). Como se ha expuesto anteriormente, en este caso la estructura apenas influye en el oleaje (hipótesis de Froude-Krylov [10]), y se puede considerar que los efectos viscosos e inerciales son del mismo orden de magnitud.

Esta situación no es aplicable a los pontones de los puentes flotantes, puesto que se consideran estructuras de grandes dimensiones (largas), aunque generalmente sí resulta válida en el caso de las pilas.

La expresión que se utiliza en este caso es la anteriormente citada ecuación de Morison [10], y la forma más habitual de escribirla es la siguiente:

$$dF = \rho \cdot C_M \frac{\pi D^2}{4} a_x \cdot dZ + \frac{\rho}{2} D \cdot C_D \cdot U |U| dZ \quad (17)$$

donde:

dF : fuerza ejercida por el tren de olas sobre una rebanada de la estructura

D : diámetro característico de la estructura

C_M : coeficiente de masa o inercia

C_D : coeficiente de arrastre

a_x : componente horizontal del campo de aceleraciones antes de ser perturbado por la estructura

U : componente horizontal del campo de velocidades antes de ser perturbado por la estructura

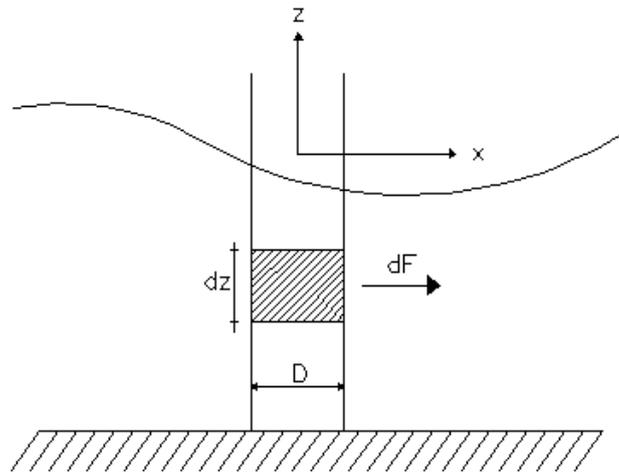


Fig. 23. Parámetros de la ecuación de Morison

De la ecuación anterior se obtiene la fuerza por unidad de longitud sobre un cilindro perpendicular a la dirección del flujo. Si el cilindro es inclinado, se utilizan las componentes de la velocidad y de la aceleración normales a su eje, obteniéndose, de la misma forma, la fuerza perpendicular al eje.

Para un tren de olas sinusoidales y en profundidades grandes respecto a la longitud de onda, la velocidad y la aceleración se pueden expresar de la siguiente forma [10]:

$$\begin{aligned}
 U &= \frac{H}{2} \omega \cdot e^{\frac{2\pi z}{L}} \cdot \sin(\omega t - kx) \\
 a_x &= \frac{H}{2} \omega^2 \cdot e^{\frac{2\pi z}{L}} \cdot \cos(\omega t - kx)
 \end{aligned}
 \tag{18}$$

Además se considera que ni C_D ni C_M varían con la profundidad, por lo que la componente inercial decae con la profundidad según $\exp(2\pi \cdot \frac{z}{L})$, mientras que la componente viscosa lo hace con $\exp(4\pi \cdot \frac{z}{L})$.

De las expresiones anteriores se deduce que la máxima fuerza viscosa sobre la estructura coincide con el paso de una cresta de ola por su eje, lo que coincide con el máximo de la velocidad horizontal.

A partir de las expresiones anteriores se llegan a esquematizar las condiciones de dominio de fuerzas inerciales o viscosas, tal y como muestra la figura siguiente:

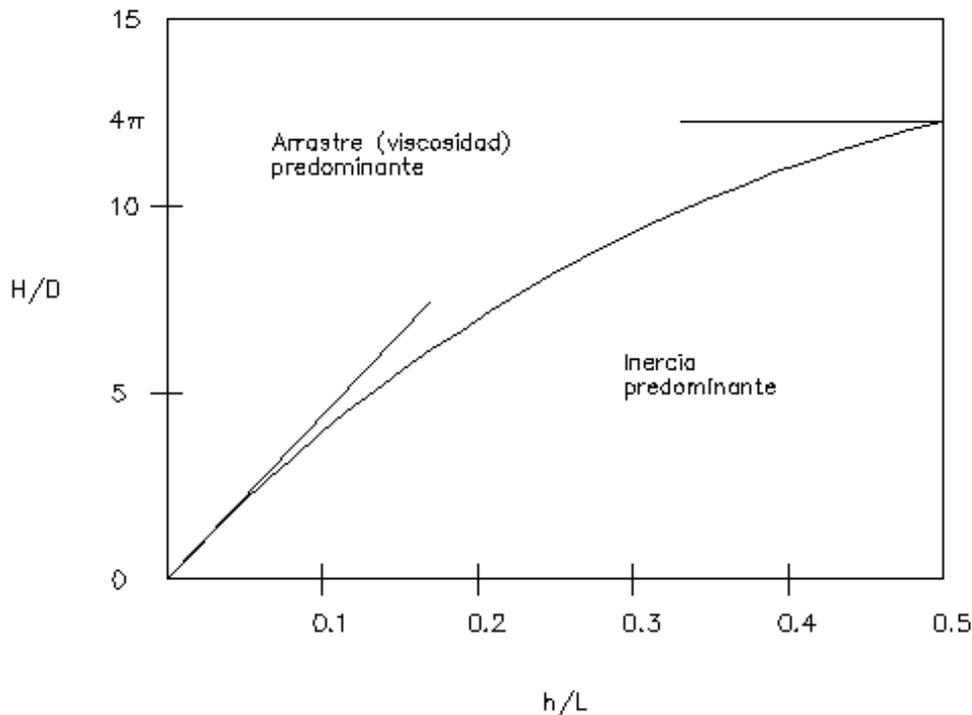


Fig. 24. Zonas de dominio relativo de las fuerzas de arrastre e inerciales según la ecuación de Morison, con $C_D=1$ y $C_M=2$ [10].

A pesar de la aparente sencillez de la ecuación de Morison, su aplicación conlleva una serie de dificultades que conviene tener en cuenta. Las más relevantes se citan a continuación:

- Determinación de los coeficientes C_D y C_M . Lo más correcto es considerarlos de carácter empírico, sin embargo no es objeto de este documento profundizar en su obtención.
- Consideración de la fuerza viscosa de arrastre. Una expresión válida para dicha fuerza es la siguiente [10]:

$$F_D = \frac{1}{2} \rho \cdot D \cdot U^2 (C_D + \tilde{C}_D) \text{ en la dirección del flujo} \quad (19)$$

$$F_L = \frac{1}{2} \rho \cdot D \cdot U^2 \cdot \tilde{C}_L \text{ en la dirección transversal al flujo} \quad (20)$$

Los coeficientes \tilde{C}_D y \tilde{C}_M son funciones del tiempo, del número de Reynolds y de la rugosidad relativa del cilindro.

- Interacción hidrodinámica entre un grupo de cilindros próximos. Para ello se recomienda consultar bibliografía adicional [11].

3.1.6 Estructuras flotantes de grandes dimensiones

Los pontones de los puentes flotantes se consideran estructuras de grandes dimensiones, por lo que su influencia sobre el oleaje incidente no es despreciable, lo que complica la formulación al no ser válida la ecuación de Morison.

A continuación se describen las expresiones [10] a partir de las que se obtiene la influencia del oleaje sobre una estructura flotante larga. Se trata de determinar los fenómenos físicos que tienen lugar y de expresarlos en forma de ecuación para así poder cuantificar su magnitud.

Las hipótesis simplificadoras que se llevan a cabo en este caso son:

- Incompresibilidad del agua
- No-viscosidad (se considera que las fuerzas viscosas son pequeñas respecto a las inerciales)
- Movimiento irrotacional

Debido a la incompresibilidad del fluido, la ecuación de conservación de la masa (ecuación de continuidad) se escribe de la forma:

$$\nabla \cdot \bar{u} = 0 \rightarrow \frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0 \quad (21)$$

La ecuación de conservación de la cantidad de movimiento, suponiendo un fluido no viscoso, es:

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} (\rho + \rho g x_3) \quad (22)$$

donde p es la presión normal a la superficie.

El campo de movimientos del fluido (potencial de velocidad) suponiendo el movimiento irrotacional se expresa según:

$$\bar{v} = \nabla \phi$$

o, en notación tensorial, $u_i = \frac{\partial \phi}{\partial x_i}$. (23)

La ecuación de Laplace (ecuación de la masa) es:

$$\nabla^2 \phi = 0 \rightarrow \frac{\partial}{\partial x_i} \left(\frac{\partial \phi}{\partial x_i} \right) = \frac{\partial^2 \phi}{\partial x_i^2} = 0 \quad (24)$$

Trabajando con las expresiones anteriores se llega a la Ecuación de Bernoulli, que define el campo de movimientos en el fluido mediante la función de flujo ϕ :

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} + \frac{1}{2} \frac{\partial \phi}{\partial x_j} \frac{\partial \phi}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} (p + \rho g x_3) \quad (25)$$

En la superficie libre debe cumplirse que:

$$\frac{\partial \phi}{\partial n} = \bar{u} \cdot \bar{n} \quad (26)$$

Por su parte, el flujo resultante depende de:

- el tren de olas incidente (ϕ_O).
- el tren de olas difractado/refractado por la presencia de la estructura (ϕ_D).
- los trenes de olas generados por los movimientos de la estructura (ϕ_M).

Por lo que el flujo puede suponerse como una combinación lineal de flujos asociados a los tres oleajes anteriores:

$$\phi = \phi_O + \phi_D + \phi_M \quad (27)$$

A su vez, el flujo generado por los movimientos de la estructura (ϕ_M) puede descomponerse linealmente según seis componentes relativas a los desplazamientos posibles de sólido rígido (tres rotaciones y tres giros). Por lo que:

$$\phi_M = \sum_{i=1}^6 u_i \phi_i \quad (28)$$

Las tres componentes del flujo deben cumplir la ecuación de Laplace y las condiciones de contorno que a continuación se citan:

$$\text{- En el fondo: } \frac{\partial}{\partial n} (\phi_O + \phi_D + u_i \phi_i) = 0 \Rightarrow \begin{cases} \frac{\partial \phi_D}{\partial n} = 0 \\ \frac{\partial \phi_i}{\partial n} = 0 \end{cases} \quad (29)$$

$$\text{- En la superficie inmersa: } \frac{\partial \phi}{\partial n} = \bar{u} \cdot \bar{n} + \bar{\Omega}(\bar{r} \times \bar{n}) \quad (30)$$

que representa el vector velocidad normal al contorno de una estructura con velocidad de translación $\bar{u} = (u_1, u_2, u_3)$ y velocidad de rotación $\bar{\Omega} = (u_4, u_5, u_6)$, mientras que \bar{r} es la distancia del centro de rotación al punto del contorno considerado.

$$\text{Operando se obtiene: } \begin{cases} \frac{\partial \phi_D}{\partial n} = -\frac{\partial \phi_O}{\partial n} \\ \frac{\partial \phi_i}{\partial n} = n_i, i = 1-6 \end{cases} \quad (30)$$

donde $n_i = (\vec{r} \times \vec{n})_{i-3}, i = 4,5,6$

$$\text{- En la superficie libre: } \frac{\partial \phi}{\partial x_3} + \frac{1}{g} \frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} = 0 \Rightarrow \begin{cases} \frac{\partial \phi_D}{\partial x_3} + \frac{1}{g} \frac{\partial^2 \phi_D}{\partial t^2} = 0 \\ \frac{\partial \phi_i}{\partial x_3} + \frac{1}{g} \frac{\partial^2 \phi_i}{\partial t^2} = 0, i = 1-6 \end{cases} \quad (31)$$

- En el infinito deberá cumplirse la condición de radiación para ϕ_D y para ϕ_i .

Se puede comprobar [10] que el desarrollo planteado equivale a dividir el problema general en dos:

- problema de la estructura fija sometida a un tren de olas incidente
- problema de una estructura con un movimiento arbitrario y desconocido

La composición lineal de ambos problemas permite obtener la fuerza y el desplazamiento totales sobre la estructura estudiada.

3.1.7 Obtención de las ecuaciones del movimiento

La expresión correspondiente a la presión hidrostática linealizada es la siguiente [10]:

$$p = -\rho \frac{\partial \phi}{\partial t} = -\left(\frac{\partial \phi_O}{\partial t} + \frac{\partial \phi_D}{\partial t} + \dot{u}_i \phi_i + u_i \frac{\partial \phi_i}{\partial t} \right) \quad (32)$$

La fuerza que ésta ejerce sobre la estructura se obtiene integrando sobre la superficie inmersa:

$$F_k = \int_I -\rho \Pi_k dS, \quad k=1,6, \quad (33)$$

donde $\Pi_k, k=1-3$ es el vector unitario normal a la superficie sumergida I, positivo hacia el fluido.

Sustituyendo se obtiene:

$$F_k = \rho \int_I \left(\frac{\partial \phi_O}{\partial t} + \frac{\partial \phi_D}{\partial t} \right) \Pi_k dS + \dot{u}_i \int_I \rho \phi_i \Pi_k dS + u_i \int_I \rho \frac{\partial \phi_i}{\partial t} \Pi_k dS \quad (34)$$

El primer sumando hace referencia al tren de olas incidiendo sobre la estructura fija, el segundo a los esfuerzos proporcionales a la aceleración, mientras que el tercero se refiere a los esfuerzos proporcionales a la velocidad.

A partir de la expresión anterior se definen dos coeficientes. En primer lugar el coeficiente de masa añadida, cuya expresión es:

$$-m_{ki} = \int_1 \rho \phi_i \Pi_k dS \quad (35)$$

Este coeficiente expresa la proporcionalidad entre la fuerza en el modo k y la aceleración en el modo i. Su sentido físico hace referencia a que, cuando la estructura se mueve, el fluido que se encuentra en sus proximidades también lo hace, y con amplitud decreciente conforme nos alejamos de la estructura.

El segundo coeficiente es el de amortiguación:

$$-b_{ki} = \int_1 \rho \frac{\partial \phi_i}{\partial t} \Pi_k dS \quad (36)$$

que expresa la proporcionalidad entre la fuerza en el modo k y la velocidad en el modo i.

Existen dos formas de determinar ambos coeficientes: mediante modelos numéricos o bien mediante un modelo hidráulico a escala reducida que someta a la estructura a una oscilación conocida. No es el objetivo de este documento profundizar más en la obtención de estos coeficientes.

A partir de las ecuaciones anteriores se llega a la expresión que proporciona el valor de la fuerza exterior que actúa sobre la estructura [10]:

$$F_k = F_{wk} - \dot{u}_i m_{ki} - u_i b_{ki} \quad (36)$$

donde:

$$F_{wk} = \rho \int_1 \left(\frac{\partial \phi_o}{\partial t} + \frac{\partial \phi_D}{\partial t} \right) \Pi_k dS$$

$$u_i = \dot{x}_i \quad (37)$$

$$\dot{u}_i = \ddot{x}_i$$

A la expresión anterior únicamente resta añadirle el término hidrostático. La fuerza restauradora sobre la estructura (reacción hidrostática en el modo k) tiene la siguiente expresión:

$$H_k = - \int_1 \rho g x_3 \Pi_k dS, \quad k = 1-6 \quad (38)$$

que también se puede expresar de la forma:

$$H_k = -C_{ki} x_i, \quad k, i = 1-6 \quad (39)$$

donde C_{ki} es el coeficiente de proporcionalidad entre la reacción hidrostática en el modo k y el desplazamiento en el modo i .

Por otra parte, la ecuación del movimiento se obtiene igualando la fuerza total a la derivada temporal de la cantidad de movimiento, lo que corresponde a la aplicación de la segunda ley de Newton:

$$\frac{d}{dt}(M_{ki}\dot{x}_i) = F_k, \quad k, i = 1-6 \quad (40)$$

donde M_{ki} es la matriz de inercia de la estructura.

Finalmente, sustituyendo F_k por su expresión en la ecuación anterior e integrando para obtener los desplazamientos, se obtienen las dos ecuaciones que rigen el comportamiento de una estructura flotante frente a un tren de ola incidente [10]:

$$F_{wk} = (M_{ki} + m_{ki})\ddot{x}_i + b_{ki}\dot{x}_i + c_{ki}x_i$$

$$x_i(t) = x_{ia}\text{Sin}(\omega t + \alpha_i)$$

Para un tren de olas de la forma: $\eta(t) = \eta_a \text{Sin}(\omega t)$

(41)

Donde x_{ia} es la amplitud del movimiento en el modo i , y α_i es el ángulo de fase del movimiento en el modo i .

A modo de anotación final, se cita la función de transferencia del movimiento en el modo i cuya ecuación (aplicable a cualquier variable respuesta) es [10]:

$$T_i = \frac{x_{ia}}{\eta_a} \quad (42)$$

La utilidad de este concepto se encuentra en el estudio de un mar de olas irregular (que es el que en realidad tiene lugar). Sin embargo, la complejidad de este tema lo deja fuera del alcance de la presente tesina, que únicamente se centra en oleajes regulares.

3.2 TRATAMIENTO DEL PROBLEMA ESTRUCTURAL

Una vez se han obtenido sendas expresiones para la fuerza y el movimiento que cada componente en la que se descompone el oleaje ejerce sobre un puente flotante (ecuaciones 41), queda encontrar la respuesta estructural global al conjunto del oleaje incidente. Esto es muy complejo, y suele requerir modelizaciones en tres dimensiones de la estructura y del flujo circundante.

Sin embargo, desde el punto de vista numérico, existen dos formas de abordar este problema: el análisis en el dominio frecuencial, y el análisis en el dominio temporal.

En ambos casos, el análisis que se lleva a cabo es hidroelástico [1], lo que implica las siguientes hipótesis:

- Fluido incompresible, sin viscosidad y con movimiento irrotacional (por lo que existe un potencial de velocidad).
- Se considera restringido el movimiento horizontal de la estructura, y sólo se considera el vertical.
- Se supone que no hay espacio entre la estructura y el fluido, por lo que no se considera ninguna interfase entre ambos.

El análisis en el dominio temporal [2] consiste en aplicar la acción del oleaje sobre el modelo estructural como una suma de series fuerza-tiempo, y en discretizar las ecuaciones, tanto para la estructura como para el fluido. En este caso se calcula la respuesta de la estructura como una función del tiempo, y las máximas respuestas se obtienen examinando su historial temporal.

El principal inconveniente que presenta este método es que los resultados, para una simulación, no son únicos, y sólo se obtienen datos estadísticos de la respuesta.

Por su parte, el análisis en el dominio de frecuencias [2] da una población estadística de la respuesta. La respuesta de la estructura frente a series de olas regulares con distintas frecuencias y direcciones de propagación, pero con amplitud unitaria, se calcula como una suma de análisis armónicos. Este modelo calcula las combinaciones de respuesta coincidentes asumiendo que éstas se pueden asimilar a una Distribución Normal Multivariante. Finalmente, permite obtener tanto la respuesta máxima como las coincidentes asociadas a una determinada probabilidad de excedencia y a un nivel de confianza. Se ha comprobado que esta técnica es eficiente en el caso de abordar el análisis dinámico de un puente flotante. Además, el análisis en el dominio de frecuencias suele utilizarse más a menudo por ser más sencillo y requerir menos esfuerzo computacional que el análisis en el dominio temporal [6].

3.2.1 Formulación del problema

La base del cálculo consiste en resolver la ecuación del movimiento de la estructura, que de forma general puede escribirse de la siguiente manera [3]:

$$[M(\omega)]\ddot{X} + [C(\omega)]\dot{X} + [K]X = W(t) \quad (43)$$

donde:

X es el vector de desplazamientos

ω es la frecuencia angular: $\omega^2 = gk \tanh(kh)$

k es el número de onda: $k = \frac{2\pi}{L}$

M es la matriz de masa o inercia de la estructura

C es la matriz de amortiguamiento

K es la matriz de rigidez de la estructura

Resulta inmediato comprobar la analogía entre esta expresión y la ecuación 41.

Para solucionar el problema se utiliza el Método de los Elementos Finitos. Una vez se ha modelizado la estructura y se han evaluado las cargas que inciden sobre ella, el problema consiste en calcular las cargas nodales para estructuras largas bajo cargas oblicuas continuas y armónicas.

3.2.2 Cálculo de la respuesta estructural

A continuación se presentan dos métodos que permiten aproximar la respuesta del puente frente a las fuerzas derivadas del oleaje previamente calculadas.

a) Aproximación de Rayleigh-Ritz [3]

Se trata de aproximar la respuesta mediante una serie de funciones continuas.

El modelo estructural utilizado es una viga de ancho B y sección transversal constante con rigidez EI, masa m, y amortiguamiento dado por la expresión: $2\xi\omega m$, donde ξ es la amplitud del espectro de ola direccional.

Los cables de anclaje al fondo se tratan como apoyos elásticos de rigidez k_j en la coordenada z_j .

Para el movimiento vertical y el balanceo de la estructura, se supone que ésta se comporta como una viga apoyada en suelo elástico, tal y como se muestra en el esquema siguiente:

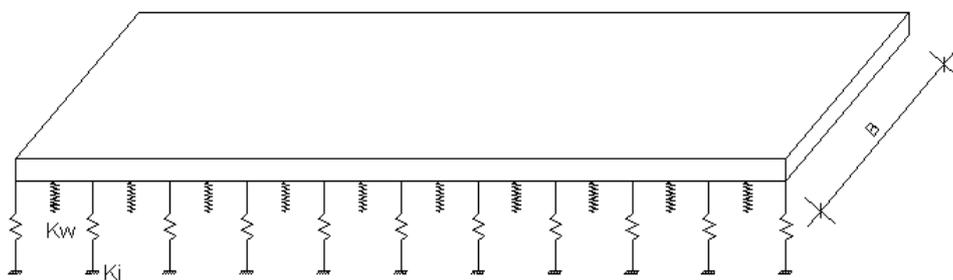


Fig. 25. Esquema del modelo estructural

Donde la rigidez equivalente del suelo elástico se calcula como:

$$K_{\omega} = \rho_{\omega} \cdot g \cdot B \quad \text{para el movimiento vertical} \quad (44)$$

$$K_{\omega} = \rho_{\omega} \cdot g \cdot B^3 / 12 \quad \text{para el balanceo} \quad (45)$$

Ambos movimientos son resultado de la flotabilidad de la estructura.

Este método supone que las tres direcciones del movimiento están desacopladas.

La respuesta estructural se obtiene a partir de la Ecuación de Euler-Lagrange:

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial E}{\partial \dot{q}_i} \right) = \frac{\partial E}{\partial q_i} - \frac{\partial F}{\partial q_i} \quad (46)$$

donde:

q_i representa las coordenadas generalizadas

$E = T - V$ es la diferencia entre la energía cinética y la potencial del sistema

F es el conjunto de las fuerzas de amortiguamiento.

Los desplazamientos de la estructura se aproximan mediante una serie de funciones de la forma

$$\delta(z, t) = \sum_{n=0}^{\infty} C_n(t) \cdot Y_n(z) \quad (47)$$

Siendo $Y_n(z)$ un conjunto de funciones que cumplen las condiciones de contorno cinemáticas (un ejemplo válido sería escoger la función solución de la ecuación de vibración de una viga).

Trabajando con las funciones anteriormente descritas, se llegan a obtener expresiones para la energía potencial, la cinética, las fuerzas de amortiguamiento, etc., que a su vez permiten obtener la ecuación del movimiento que hay que resolver:

$$\left[-mL\omega^2 + EIL \left(\frac{v_n}{L} \right)^4 + K_{\omega}L + 2\xi\omega^2 mLi \right] C_n + \sum_{l=0}^{\infty} \left(\sum_{j=1}^M K_j g_n l_j \right) C_l = B_n \quad (48)$$

$n = 0, 1, 2, \dots$

lo que representa un sistema de infinitas ecuaciones para la incógnitas C_n .

Resolviendo este sistema se obtiene la respuesta estructural, que es de la forma:

$$\delta(z, t) = \text{Re} \left[\sum_{n=0}^N C_n Y_n(z) \cdot e^{-i\omega t} \right] \quad \text{para los desplazamientos} \quad (49)$$

$$M(z,t) = -EI \cdot \text{Real} \left[\sum_{n=0}^N C_n Y_n''(z) \cdot e^{-i\omega t} \right] \text{ para el momento flector} \quad (50)$$

La modelización mediante el método de Rayleigh-Ritz puede considerarse válida si el número de funciones continuas (armónicos) es suficiente, lo que depende de la frecuencia de excitación de las olas.

b) Modelización mediante el Método de los Elementos Finitos [3]

Para resolver este problema puede utilizarse cualquier programa de Elementos Finitos que permita trabajar con elementos tipo barra. El puente se modela tal y como se ha visto en el método anterior (fig. 25). En este caso, la mayor dificultad radica en obtener las cargas nodales adecuadas. En este aspecto, existen tres formas distintas de hacerlo según el orden de las funciones escogidas para el campo de desplazamientos. Obviamente, cuanto mayor sea el orden, mejor será la aproximación.

En este sentido, a continuación se expone el método de mayor orden, que aproxima el campo de desplazamientos mediante polinomios de tercer grado. A pesar de ser el que implica un mayor coste computacional, éste es el método recomendado para resolver este tipo de problemas.

Aplicando el Principio de los Trabajos Virtuales a un elemento tipo viga sometido a una carga armónica, se obtienen las siguientes expresiones para las cargas en los nodos.

$$R_A(t) = \delta \int_0^L N_1(\zeta) \cdot e^{i\mu(z_A + \zeta) - i\omega t} d\zeta \quad (51)$$

$$R_B(t) = \delta \int_0^L N_2(\eta) \cdot e^{i\mu(z_B - \eta) - i\omega t} d\eta \quad (52)$$

donde $N_1(\zeta)$ y $N_2(\eta)$ representan las funciones desplazamiento a lo largo de la viga para desplazamientos unitarios en los nodos A y B. Las distancias son las que se muestran en la figura siguiente:

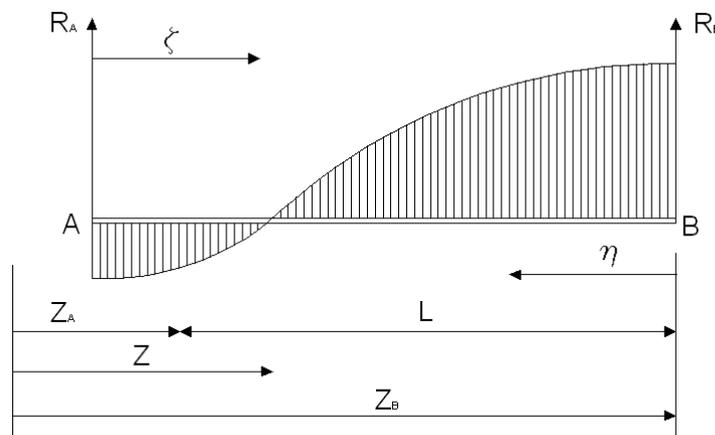


Fig. 26. Elemento tipo viga

Utilizando una aproximación de tercer orden para el campo de desplazamientos, se obtienen las siguientes expresiones para las fuerzas nodales:

$$\begin{aligned}
 R_1(t) &= \delta\varepsilon_1 L e^{i(\phi_A + \psi_1) - i\omega t} \\
 R_2(t) &= \delta\varepsilon_2 L^2 e^{i(\phi_A + \psi_2) - i\omega t} \\
 R_3(t) &= \delta\varepsilon_1 L e^{i(\phi_B + \psi_1) - i\omega t} \\
 R_4(t) &= \delta\varepsilon_2 L^2 e^{i(\phi_B + \psi_2) - i\omega t}
 \end{aligned}
 \tag{53}$$

donde ε_1 , ε_2 , ψ_1 y ψ_2 son funciones trigonométricas que dependen de μ y de L , y que representan la variación de la amplitud y de la fase.

Además, $\phi_A = \mu Z_A$ y $\phi_B = \mu Z_B$.



Fig. 27. Fuerzas nodales en los extremos de la viga

El parámetro μL es un parámetro adimensional que tiene la siguiente expresión:

$$\mu L = kL \sin \theta = \frac{\omega^2}{g} L \sin \theta = \frac{2\pi L}{\lambda / \sin \theta}
 \tag{54}$$

Sin embargo, cabe destacar que el Método de los Elementos Finitos puede llevar a resultados erróneos para el caso de olas de frecuencia muy elevada y de incidencia muy oblicua sobre la estructura.

Una forma de mejorar la aproximación obtenida mediante Elementos Finitos es trabajar con más nodos (disminuyendo la distancia entre ellos). No obstante, hay que tener en cuenta que esta opción aumenta el coste computacional.

4 EJEMPLOS: ESTUDIO DE DOS CASOS

La finalidad de este apartado es analizar el comportamiento de los puentes flotantes frente a acciones verticales y horizontales, así como frente a un modelo simplificado de oleaje.

Para llevar a cabo este análisis se han estudiado dos ejemplos “tipo” de puente flotante. El objetivo ha sido, en ambos casos, analizar su comportamiento con el fin de obtener una serie de resultados que permitan conocer la respuesta estructural de este tipo de puentes, así como determinar los parámetros de mayor influencia y un rango de variación de éstos adecuado de cara a optimizar el diseño de la estructura y minimizar en lo posible sus esfuerzos y, sobretodo, sus movimientos.

Inicialmente, se ha diseñado una sección transversal adecuada a los requerimientos funcionales de un puente de estas características, útil en ambos ejemplos. La sección constituye un cajón de hormigón cuyas dimensiones y características geométricas de detallan a continuación.

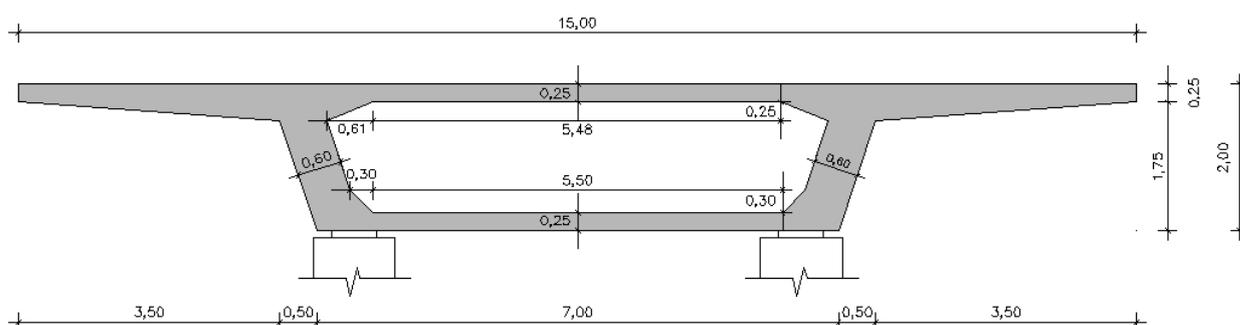


Fig. 28. Dimensiones de la sección (m)

Área	8.51 m²
Inercia resp. eje horizontal	4.43 m⁴
Inercia resp. eje vertical	127.24 m⁴
Radio giro resp. eje horizontal	0.7215 m
Radio giro resp. eje vertical	3.8660m

Tabla 5. Características geométricas de la sección

Posteriormente, se dimensionan las dos tipologías de pontones flotantes sobre las que descansan sendos puentes. En ambos casos se trata de cajones de hormigón armado cuyo interior está constituido por celdas huecas que les proporcionan flotabilidad. Las dimensiones se obtendrán, para cada caso, atendiendo a criterios de equilibrio y estabilidad.

Los modelos a analizar son, en primer lugar, un puente con tablero continuo apoyado sobre las pilas que descansan en una serie de cajones flotantes aislados. Por otra parte, el segundo caso ha consistido en un puente formado

por un tablero estructuralmente asimilable a una serie de vigas biapoyadas sobre las pilas, que a su vez van a parar a un único pontón continuo.

Una vez finalizada la definición geométrica de las estructuras, se estudiará su comportamiento estructural utilizando un programa de cálculo, Robot Millenium v. 17.0, que proporciona las tensiones y deformaciones de la estructura. A partir de los resultados obtenidos se realiza un análisis crítico de éstos y se determinan los parámetros de mayor relevancia, así como su influencia.

4.1 Condiciones de flotabilidad

Previo al estudio de los puentes, debe considerarse su flotabilidad, y la forma en la que ésta afecta al diseño de la estructura.

Para ello se realiza un pequeño recordatorio de las ecuaciones que rigen el equilibrio de un cuerpo parcialmente sumergido, que es asimilable a los flotadores de los puentes.

Esta teoría se basa en el Principio de Arquímedes, según el cual el empuje vertical ascendente al que se ve sometido un cuerpo en un medio líquido es igual peso del fluido desalojado por éste.

Dado un cubo de área $B \times L$ y altura h como el que se muestra a continuación, las ecuaciones de equilibrio son las siguientes:

$$\begin{aligned} mg + P_1A &= P_2A \\ mg + \rho gxA &= \rho g(x + h)A \Rightarrow m = \rho hA \end{aligned} \tag{55}$$

donde:

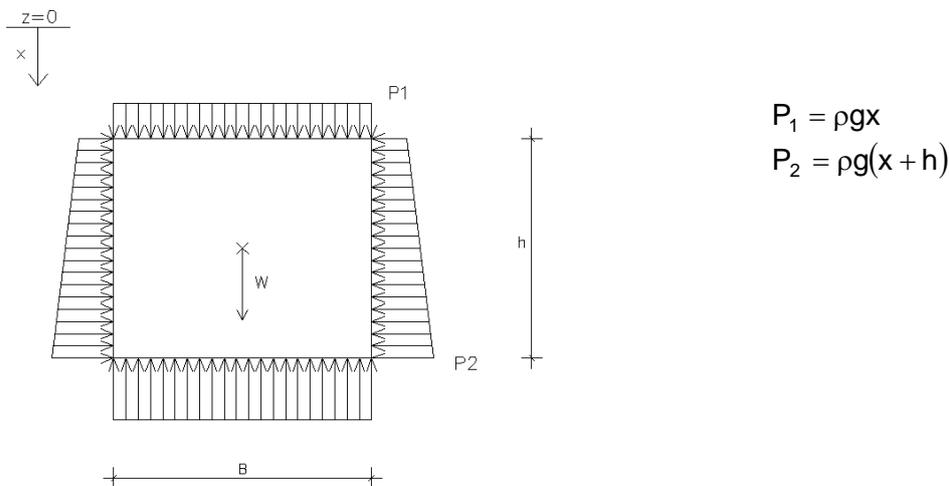


Fig. 29. Esquema de presiones sobre un cuerpo sumergido en un fluido

En el caso de los cajones de los puentes flotantes, el cuerpo está parcialmente sumergido en el líquido, por lo que P_1 vale 0, y la variable m , referida a la masa, incluye el peso propio del pontón, el del tablero, y el resto de cargas permanentes que actúan sobre el puente.

Por lo tanto:

$$\begin{aligned} P_1 &= 0 \\ P_2 &= \rho g x \end{aligned} \tag{56}$$

Entonces, la ecuación de equilibrio resultante es la siguiente:

$$\begin{aligned} W_{\text{cajón}} + R_{CP} &= E \\ 0.3 \cdot b \cdot L \cdot h \cdot \gamma_H + R_{CM} &= b \cdot L \cdot x \cdot \gamma_{H_2O} \end{aligned} \tag{57}$$

De forma análoga, puede calcularse el desplazamiento vertical que sufre el cajón cuando se lo somete una carga vertical. En este caso, el Principio de Arquímedes señala que el valor de la fuerza aplicada es igual al volumen de agua desalojado por el cuerpo en su recorrido.

En este caso, para una carga Q aplicada en el centro del cubo (para evitar su basculamiento), se cumple que:

$$\gamma \cdot \Delta x \cdot b \cdot L = Q \Rightarrow \Delta x = \frac{Q}{\gamma b L} \tag{58}$$

De donde se deduce que el descenso del cajón puede controlarse a partir su área en planta (b y L), lo que se comprobará en los ejemplos sucesivos.

Por otra parte, la simulación de la influencia de las dimensiones de los pontones en el modelo estructural se consigue definiendo una determinada rigidez vertical para estos elementos. A partir de la formulación anterior, la determinación de esta rigidez resulta sencilla:

$$\text{rigidez} = \frac{\text{fuerza}}{\text{desplazamiento}} = \frac{Q}{\Delta x} = \gamma b L \tag{59}$$

A raíz de la exposición precedente, la principal conclusión que se deduce es que las dimensiones de los pontones son consecuencia de las cargas aplicadas y del resguardo deseado entre la superficie del mar y la cota de la rasante. La altura del pontón determinará el resguardo máximo, es decir, la diferencia de alturas entre la parte superior del cajón y el nivel del mar cuando no actúen cargas variables sobre él. Por su parte, las dimensiones en planta determinarán el resguardo cuando el pontón esté sometido a cargas distintas a las permanentes (la combinación más desfavorable corresponderá al resguardo mínimo).

4.2 EJEMPLO 1: Tablero continuo sobre cajones aislados

Se procede a analizar una tipología concreta de puente flotante para estudiar la influencia de distintos parámetros en su comportamiento estructural.

Se supone un puente flotante de 325 m de longitud distribuidos en 7 vanos. Los 5 interiores tienen una longitud de 50 m, mientras que los dos extremos son de 37.5 m (el 75% de la longitud de los interiores).

La sección transversal es el cajón que se ha descrito en el apartado anterior, mientras que el esquema longitudinal de la estructura es el siguiente:

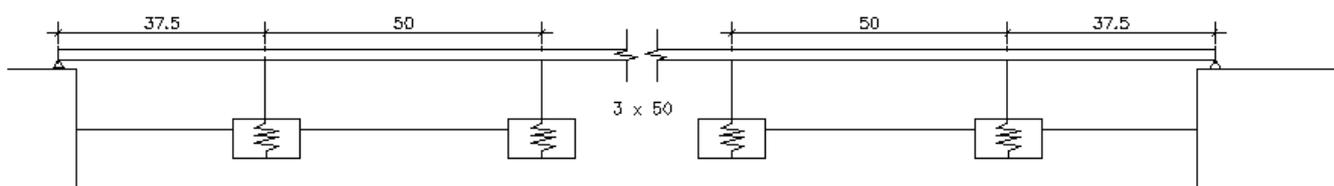


Fig. 30. Esquema del puente objeto de estudio

Las cargas que se han tenido en cuenta en el análisis estructural se detallan a continuación:

- peso propio del cajón: $21.28 \frac{t}{m}$
- cargas muertas (incluyen peso del pavimento, de las barreras y de las aceras): $\approx 3 \frac{t}{m}$
- peso de las pilas: 88.4t para pilas de 10m de altura
- sobrecargas de uso: $0.4 \frac{t}{m^2}$ y carro de 60t

Puesto que se trata de estudiar los movimientos que se producen en el plano vertical, se ha prescindido de acciones importantes como son el viento, la retracción o la fluencia, ya que su plano de actuación es el horizontal. El caso del oleaje se estudiará más adelante.

4.2.1 Determinación de las dimensiones de los cajones

Una vez implementada la estructura de la figura 30 y las acciones que la solicitan en el programa de cálculo Robot Millenium v.17.0, se obtienen las reacciones que llegan a los cajones, y que se resumen en la tabla siguiente:

	Estribo 1	Pila 1	Pila 2	Pila 3	Pila 4	Pila 5	Pila 6	Estribo 2
g1 (pp)	289,34	1032,55	1074,14	1061,97	1061,97	1074,14	1032,55	289,34
g2 (cp)	40,79	145,57	151,43	149,71	149,71	151,43	145,57	40,79
pp pilas	88,4	88,4	88,4	88,4	88,4	88,4	88,4	88,4
SC máx	81,58	291,13	302,86	299,43	299,43	302,86	291,13	81,58
Q 600	60	60	60	60	60	60	60	60
TOTAL	560,11	1.617,65	1.676,83	1.659,51	1.659,51	1.676,83	1.617,65	560,11

Tabla 6. Reacciones en las pilas frente a acciones verticales (t)

Se observa que los resultados son simétricos, como es lógico, y que la máxima reacción se produce en las pilas segunda y quinta.

A partir de estos datos se obtienen tanto la reacción debida al conjunto de cargas permanentes como la debida a la envolvente de las sobrecargas consideradas:

R_{CP}	1313,97 t
R_{SC}	362,86 t

Adaptando a este caso las expresiones citadas en apartado anterior, e imponiendo un resguardo mínimo de un metro, se obtiene el siguiente sistema de ecuaciones (60):

$$0.3 \cdot b^2 \cdot h \cdot \gamma_H + R_{CM} = b^2 \cdot x \cdot \gamma_{H_2O}$$

$$h = d + x$$

$$R_{SC} = b^2 \cdot \Delta x \cdot \gamma_{H_2O}$$

$$d = \Delta x + 1[m]$$

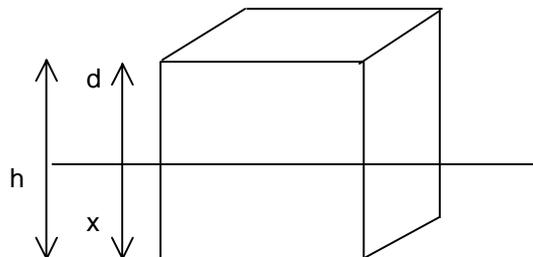


Fig. 31. Esquema del cajón

El sistema obtenido consta de 4 ecuaciones con 5 incógnitas (b , h , x , d , Δx). Su resolución se ha llevado a cabo en función de distintos valores de d , como se muestra a continuación:

HIPÓTESIS

d (m)	Delta X (m)	área pontón (m ²)	lado del pontón (m)
1	0,5	725,72	26,94
2	1	362,86	19,05
3	2	181,43	13,47
4	3	120,95	11,00
5	4	90,72	9,52
6	5	72,57	8,52
7	6	60,48	7,78
8	7	51,84	7,20
9	8	45,36	6,73
10	9	40,32	6,35
11	10	36,29	6,02
12	11	32,99	5,74
13	12	30,24	5,50
14	13	27,91	5,28
15	14	25,92	5,09
16	15	24,19	4,92
17	16	22,68	4,76
18	17	21,34	4,62
19	18	20,16	4,49
20	19	19,10	4,37
21	20	18,14	4,26
22	21	17,28	4,16
23	22	16,49	4,06
24	23	15,78	3,97
25	24	15,12	3,89
26	25	14,51	3,81
27	26	13,96	3,74
28	27	13,44	3,67
29	28	12,96	3,60
30	29	12,51	3,54

Tabla 7. Posibles dimensiones en planta del cajón

x (m)	h=d+x (m)	Volumen sumergido (m ³)
10,24	11,24	7433,04
20,48	22,48	7433,04
37,97	40,97	6888,75
55,45	59,45	6707,32
72,94	77,94	6616,61
90,42	96,42	6562,18
107,91	114,91	6525,89
125,39	133,39	6499,97
142,88	151,88	6480,53
160,36	170,36	6465,41
177,85	188,85	6453,32
195,33	207,33	6443,42
212,82	225,82	6435,18
230,30	244,30	6428,20
247,78	262,78	6422,22
265,27	281,27	6417,03
282,75	299,75	6412,50
300,24	318,24	6408,49
317,72	336,72	6404,94
335,21	355,21	6401,75
352,69	373,69	6398,89
370,18	392,18	6396,30
387,66	410,66	6393,94
405,15	429,15	6391,79
422,63	447,63	6389,82
440,11	466,11	6388,00
457,60	484,60	6386,33
475,08	503,08	6384,78
492,57	521,57	6383,34
510,05	540,05	6382,00

Tabla 8. Alturas de los cajones

A la vista de los resultados obtenidos se escoge un cajón tipo de las siguientes dimensiones:

Dimensión	Metros
Altura sumergida (x)	20.5
Altura emergida (d)	2
Altura total (h)	22.5
Longitud del lado (b)	19
Superficie en planta (A)	361
Despl. máx. permitido (Δx)	1
Resguardo mínimo (d mín)	1

Tabla 9. Dimensiones escogidas para los pontones

En función de los datos anteriores se determina la rigidez vertical que representará la flotabilidad de los cajones en el modelo de cálculo.

$$K = A \cdot \gamma = 361 \text{ t/m.}$$

(61)

4.2.2 Estudio de la estabilidad al vuelco

Antes de proceder a la implementación del modelo global en el programa de cálculo, debe comprobarse que los cajones escogidos sean estables en la dirección transversal al puente. Esto es, hay que asegurarse de que la combinación más desfavorable de cargas actuando en la posición más excéntrica posible respecto al centro de gravedad de los cajones –posición que viene determinada por la disposición de las pilas- no provoque un basculamiento de los cajones que los lleve al vuelco lateral.

Para ello se hace uso de la misma teoría que se utiliza para comprobar la estabilidad de los barcos. En una embarcación, si los puntos de aplicación del peso y del empuje no se encuentran alineados verticalmente, la nave se inclina. En este caso se estudia su estabilidad a partir del concepto de metacentro, que es el punto en el que se cortan la normal a la estructura y la vertical que pasa por su centro de flotación:

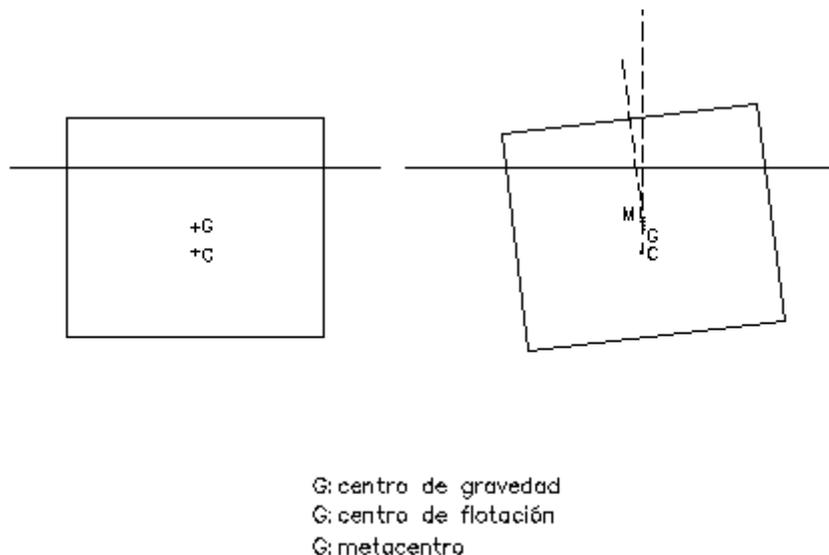


Fig. 32. Puntos que determinan la flotabilidad de un cuerpo

Si el metacentro se encuentra por encima del centro de gravedad, el cuerpo volverá a su posición inicial, por lo que se encontrará en una situación de equilibrio estable. Si el metacentro cae por debajo del centro de gravedad, el equilibrio es inestable y, por tanto, el cajón vuelca.

La distancia entre el metacentro y el centro de flotación puede obtenerse a partir del Teorema de Euler:

$\overline{CM} = \frac{I_0}{V_c}$ donde I_0 es el momento de inercia del área de flotación respecto del eje de inclinación del sólido y V_c es el volumen sumergido. Para que el

equilibrio sea estable debe cumplirse que $\overline{CM} > \overline{CG}$. A continuación se demuestra que esta condición se cumple para el ejemplo analizado:

$$E = P + R_{CP} + R_{SC} \quad (62)$$

$$E = 0.3 \cdot 361 \cdot 22.5 \cdot 2.5 + 1313.97 + 362.86 = 7768.71 \text{t}$$

$$E = V_C \cdot \gamma_w \rightarrow V_C = 7768.71 \text{m}^3$$

$$\left. \begin{aligned} \overline{CM}_{\min} &= \frac{(1/12)19^4}{7768.71} \approx 1.4 \\ \overline{CG} &= \frac{22.5}{2} - \frac{20.5}{2} = 1 \end{aligned} \right\} 1.4 > 1$$

4.2.3 Obtención de los esfuerzos sobre la estructura

Con todos los datos obtenidos hasta el momento se implementa el modelo de cálculo del puente flotante diseñado en el programa Robot Millenium v.17.

Las leyes de esfuerzos obtenidas muestran un comportamiento estructural que se ajusta a lo que era esperable. Es decir, tanto los esfuerzos como los desplazamientos del tablero corresponden a los de una viga continua con apoyos elásticos, y son simétricos en los casos de carga simétrica. Además, se observa que el desplazamiento vertical correspondiente a los pontones flotantes no supera el metro en ninguna combinación de cargas, con lo que se ha comprobado la hipótesis realizada durante el diseño de los pontones (despl. máx. permitido $(\Delta x) = 1 \text{m}$).

Sin embargo, resulta de gran interés estudiar el comportamiento del mismo puente cimentado sobre pontones de distintas dimensiones, lo que se consigue modificando las rigideces verticales de los apoyos del esquema estructural. En efecto, se han comparado los resultados obtenidos para el mismo puente con distintos pontones, y se han obtenido una serie de conclusiones que permiten validar el modelo escogido y aportan datos a tener en cuenta en el diseño de los cajones.

4.2.4 Variación del momento flector en función de la rigidez de los apoyos

Se han obtenido los esfuerzos para distintos valores de rigideces de los pontones – que, como ya se ha visto, están directamente relacionadas con las dimensiones de éstos – y, a continuación, se muestran los resultados obtenidos.

El caso de carga analizado ha sido el de una sobrecarga tipo de un puente $(0.4 \frac{\text{t}}{\text{m}^2})$ repartida en toda su longitud. Las secciones consideradas han sido, por su parte, el centro de la estructura, por ser un punto representativo, y el cuarto apoyo, que es el que recibe mayor esfuerzo flector.

k (t/m)	vano central	apoyo 4
1	3.738,92	1.863,92
50	3.269,66	1.394,66
100	2.904,18	1.029,28
150	2.616,92	741,92
200	2.385,32	510,32
250	2.194,74	319,74
300	2.035,25	160,25
350	1.899,88	24,88
400	1.783,62	-91,38
450	1.682,73	-192,27
500	1.594,40	-280,60
600	1.447,23	-427,77
700	1.329,72	-545,28
800	1.233,90	-641,10
900	1.154,42	-720,58
1000	1.087,56	-787,44
1250	959,70	-915,30

Tabla 10. Momento flector en función de la rigidez

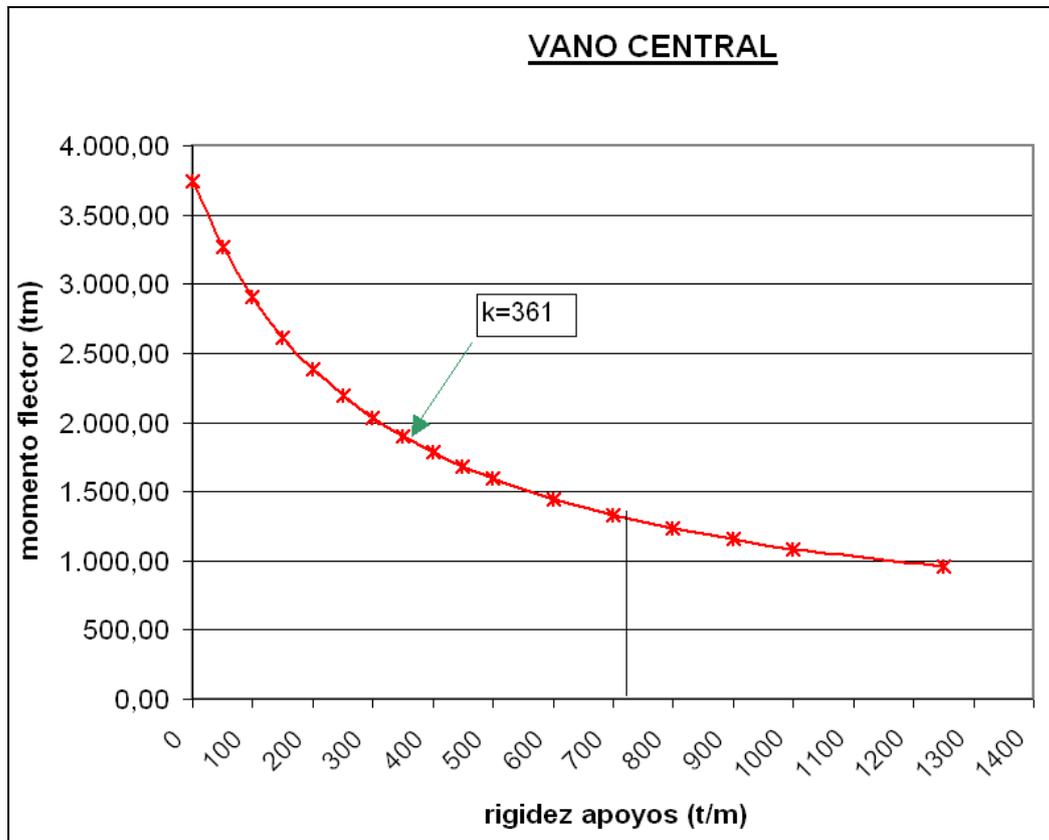


Fig. 33. Momento flector en función de la rigidez en el centro del puente

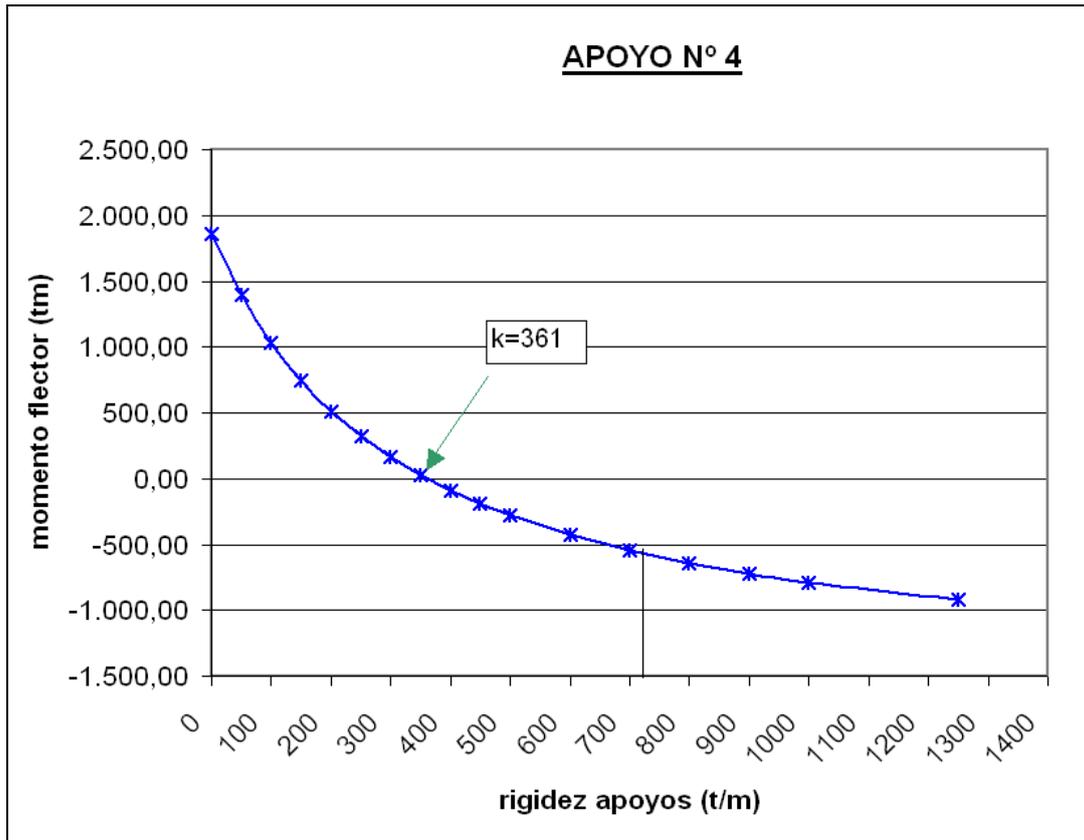


Fig. 34. Momento flector en función de la rigidez en el cuarto apoyo

A partir de los gráficos anteriores se deduce que el momento flector aumenta en ambos casos cuando la rigidez disminuye, y que esta disminución es menor para valores elevados de la rigidez.

Resulta destacable observar el cambio de signo que el momento experimenta en el apoyo cuatro. Para que la estructura trabaje de forma correcta como una viga continua y pueda, en consecuencia, disminuir los momentos flectores en centro de vano a base de aumentarlos en los apoyos, es necesario que la rigidez de los apoyos sea como mínimo de 360 t/m, en caso contrario, resulta inútil construir un tablero continuo.

En este sentido, cabe remarcar que resulta mucho más eficaz ejecutar el tablero continuo, puesto que se ha comprobado que, para este mismo esquema estructural, el hecho de realizar un tablero a base de tramos biapoyados aumenta de forma muy considerable tanto los esfuerzos como los desplazamientos obtenidos bajo los mismos casos de carga. Consecuentemente, se destaca la importancia de asegurar una rigidez mínima.

En resumen, las rigideces adecuadas son las no inferiores a 360 t/m. Para el puente escogido, y bajo las hipótesis realizadas, el mayor valor de k que puede obtenerse atendiendo a criterios geométricos es de unas 725 t/m, como se refleja en la tabla 34. La rigidez del caso analizado es, por lo tanto, adecuada.

4.2.5 Recorrido vertical de los pontones en función de su rigidez

Se ha estudiado el movimiento del apoyo 4 bajo la sobrecarga de $0.4 \frac{t}{m^2}$, puesto que es el que experimenta un desplazamiento mayor en este caso. A continuación se muestran los resultados obtenidos.

k (t/m)	apoyo 4
50	-5.836,67
100	-2.951,04
150	-1.984,35
200	-1.498,42
250	-1.205,36
300	-1.009,02
350	-868,15
400	-762,05
450	-679,22
500	-612,72
600	-512,52
700	-440,57
800	-386,35
900	-344,04
1000	-310,05
1250	-248,61

Tabla 11. Desplazamiento vertical en función de la rigidez

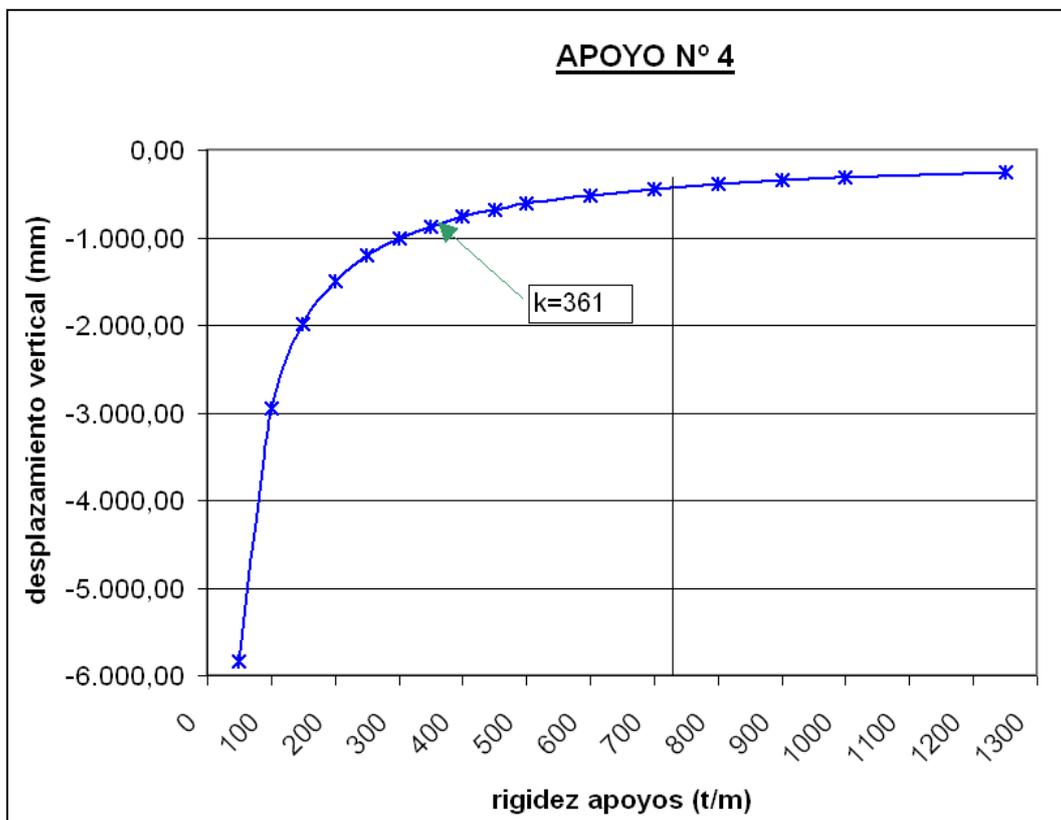


Fig. 35. Desplazamiento vertical en función de la rigidez

Se observa que el recorrido vertical de los cajones flotantes frente a la acción de la sobrecarga disminuye a medida que aumenta su rigidez, por lo que, en este aspecto, interesa una rigidez lo mayor posible.

Además, hay que tener en cuenta en todo momento el desplazamiento máximo que puede experimentar el pontón a fin de mantener siempre un cierto resguardo. Se ha comprobado que, para la carga que nos ocupa, el desplazamiento de un metro se obtiene con una rigidez de 300 t/m aproximadamente, que resulta inferior a la escogida. Sin embargo, no hay que olvidar que sobre el puente pueden actuar otras sobrecargas, y que dicho desplazamiento máximo no puede superarse nunca, por lo que siempre hay que comprobar el movimiento con la envolvente de todas las acciones posibles. Tal y cómo se ha señalado, se ha comprobado dicho requisito y se ha obtenido que las dimensiones escogidas para el puente estudiado son adecuadas, por lo que puede asegurarse que cumple las hipótesis realizadas.

4.3 EJEMPLO 2: Tablero a base de tramos isostáticos sobre un único pontón continuo

En este caso se estudia una tipología distinta de puente flotante. Se trata de un único pontón de 350 m de longitud en el que se apoyan los seis pares de pilas sobre los que descansa el tablero. Éste está formado por siete tramos independientes entre sí que actúan como vigas biapoyadas, y sobre las que se construye el pavimento que proporciona continuidad y funcionalidad al tablero.

El esquema longitudinal de dicho puente es siguiente:

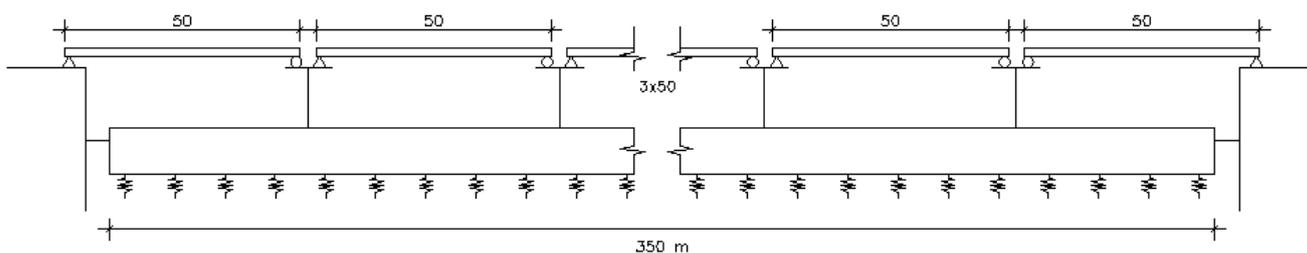


Fig. 36. Esquema del puente

Tanto la sección transversal como las cargas aplicadas son las mismas que en el caso anterior. De forma análoga, se han considerado únicamente movimientos en el plano vertical, y se ha dejado la acción del oleaje para estudios posteriores.

Por otra parte, se ha considerado innecesario estudiar la estabilidad transversal del cajón, puesto que sus dimensiones y la coacción que suponen los 6 grupos de pilas hacen muy poco probable su vuelco lateral. Sin embargo, en el proyecto de un puente de estas características habría que prestar atención a los esfuerzos originados por cargas excéntricas, principalmente al momento torsor.

4.3.1 Determinación de las dimensiones del pontón

Siguiendo el mismo procedimiento llevado a cabo en el ejemplo anterior, se modeliza la estructura en el programa de cálculo Robot Millenium v.17.0, y empotrando las pilas en los pontones, se obtienen los esfuerzos que éstas les transmiten como consecuencia de las cargas aplicadas al puente. En este sentido, para realizar el dimensionamiento del cajón, basta con considerar la reacción vertical sobre éste.

Las reacciones obtenidas son las siguientes:

	Pila 1	Pila 2	Pila 3	Pila 4	Pila 5	Pila 6	Pila 7	Pila 8
g1 (pp)	532	1064	1064	1064	1064	1064	1064	1064
g2 (cp)	75	150	150	150	150	150	150	75
pp pilas	0	88,4	88,4	88,4	88,4	88,4	88,4	0
SC máx	150	300	300	300	300	300	300	300
Q 600	60	60	60	60	60	60	60	60
TOTAL	817,00	1.662,40	1.662,40	1.662,40	1.662,40	1.662,40	1.662,40	1.499,00

Tabla 12. Reacciones en las pilas frente a acciones verticales (t)

Se observa que los resultados son, lógicamente, simétricos. La máxima reacción se produce en las pilas interiores, y es igual en todas ellas, puesto que el tablero se encuentra simplemente apoyado sobre éstas.

A partir de estos datos se obtiene la suma de reacciones a lo largo de todo el pontón debidas al conjunto de cargas permanentes y a la envolvente de las sobrecargas consideradas.

R_{CP}	9560,4 t
R_{SC}	2730 t

Las expresiones utilizadas en el ejemplo anterior siguen siendo válidas, por lo que el sistema de ecuaciones a resolver no varia. Los resultados obtenidos en este caso son los siguientes:

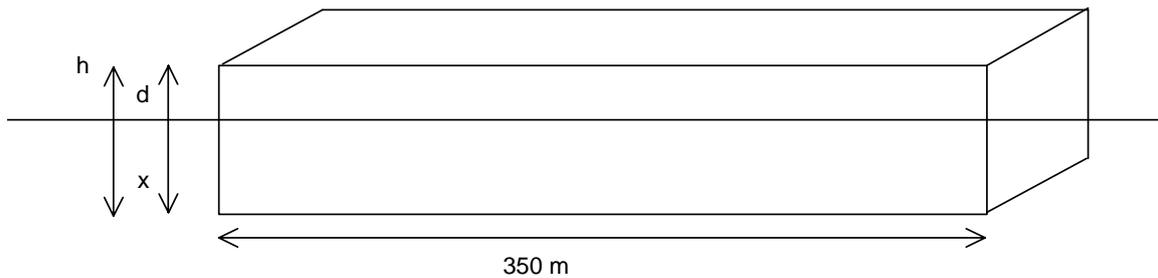


Fig. 37. Esquema del pontón flotante

HIPÓTESIS

d (m)	Delta X (m)	área pontón (m ²)	ancho del pontón (m)
1	0,5	5460,00	15,60
2	1,0	2730,00	7,80
3	2,0	1365,00	3,90
4	3,0	910,00	2,60
5	4,0	682,50	1,95
6	5,0	546,00	1,56
7	6,0	455,00	1,30
8	7,0	390,00	1,11
9	8,0	341,25	0,98
10	9,0	303,33	0,87
11	10,0	273,00	0,78
12	11,0	248,18	0,71
13	12,0	227,50	0,65
14	13,0	210,00	0,60
15	14,0	195,00	0,56
16	15,0	182,00	0,52
17	16,0	170,63	0,49
18	17,0	160,59	0,46
19	18,0	151,67	0,43
20	19,0	143,68	0,41
21	20,0	136,50	0,39
22	21,0	130,00	0,37
23	22,0	124,09	0,35
24	23,0	118,70	0,34
25	24,0	113,75	0,33
26	25,0	109,20	0,31
27	26,0	105,00	0,30
28	27,0	101,11	0,29
29	28,0	97,50	0,28
30	29,0	94,14	0,27

Tabla 13. Posibles dimensiones en planta del pontón

x (m)	h=d+x (m)	Volumen sumergido (m ³)
10,24	11,24	7433,04
20,48	22,48	7433,04
37,97	40,97	6888,75
55,45	59,45	6707,32
72,94	77,94	6616,61
90,42	96,42	6562,18
107,91	114,91	6525,89
125,39	133,39	6499,97
142,88	151,88	6480,53
160,36	170,36	6465,41
177,85	188,85	6453,32
195,33	207,33	6443,42
212,82	225,82	6435,18
230,30	244,30	6428,20
247,78	262,78	6422,22
265,27	281,27	6417,03
282,75	299,75	6412,50
300,24	318,24	6408,49
317,72	336,72	6404,94
335,21	355,21	6401,75
352,69	373,69	6398,89
370,18	392,18	6396,30
387,66	410,66	6393,94
405,15	429,15	6391,79
422,63	447,63	6389,82
440,11	466,11	6388,00
457,60	484,60	6386,33
475,08	503,08	6384,78
492,57	521,57	6383,34
510,05	540,05	6382,00

Tabla 14. Alturas del pontón

Cabe destacar que el pontón escogido debe tener un ancho tal que permita la disposición de las dos pilas transversales con que cuenta cada apoyo. Teniendo en cuenta esto, y a la vista de los resultados obtenidos, se escoge un pontón tipo de las siguientes dimensiones:

Dimensión	Metros
Altura sumergida (x)	20
Altura emergida (d)	2
Altura total (h)	22
Longitud del lado (b)	7.80
Superficie en planta (A)	2730
Despl. máx. permitido (Δx)	1
Resguardo mínimo (d mín)	1

Tabla 15. Dimensiones escogidas para los pontones

En función de los datos anteriores se determina la rigidez vertical que representará la flotabilidad del pontón en el modelo de cálculo.

$$K = A \cdot \gamma = 2730 \text{ t/m} = 7.80 \text{ (t/m)/ml} \quad (63)$$

4.3.2 Obtención de los esfuerzos sobre la estructura

Una vez completamente definida la estructura, se implementa en el programa Robot Millenium v.17 con el fin de analizar su comportamiento estructural global.

Para modelizar correctamente las características del pontón continuo se ha supuesto una viga que une la base de las pilas y cuyas dimensiones son las calculadas anteriormente. Ésta se supone apoyada sobre un suelo elástico para materializar la condición de contorno referente al contacto entre el cajón flotante y el agua. La rigidez del suelo es la obtenida en los cálculos precedentes.

Los resultados obtenidos para el tablero no presentan ninguna complejidad, puesto que se trata simplemente de una sucesión de tramos biapoyados cuyas leyes de esfuerzos corresponden, evidentemente, a las de una viga simplemente apoyada en sus dos extremos. Por consiguiente, se han estudiado los esfuerzos sobre el cajón.

Los esfuerzos originados por las cargas aplicadas en el tablero se transmiten al cajón a través de las pilas, y, al igual que las deformaciones, son aceptables y adecuadas al esquema estudiado. Además, se comprueba que no se supera el desplazamiento máximo permitido (1 m) bajo ninguna hipótesis o combinación de cargas, incluyendo la más desfavorable, por lo que se puede suponer que el dimensionamiento llevado a cabo hasta el momento es correcto.

A continuación, y al igual que en el primer ejemplo, se procede a estudiar el comportamiento de la estructura modificando las dimensiones de los pontones.

4.3.3 Variación del momento flector en función de la rigidez de los apoyos

A partir de las posibles dimensiones del pontón mostradas en las tablas XX y XX, se han obtenido distintos casos de rigidez para el suelo elástico que representa las condiciones de flotabilidad de dicho cajón, y a continuación se muestran los resultados obtenidos.

El caso de carga analizado ha sido el de una sobrecarga tipo para un puente ($0.4 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$) repartida en toda su longitud. Los esfuerzos estudiados han sido los correspondientes al punto de unión entre la quinta línea de pilas y el cajón, por ser el que presenta un esfuerzo flector mayor para la carga considerada. Los resultados obtenidos son los siguientes:

k (t/m)	M (tm)
0,2	12.882,86
0,3	12.882,84
0,41	12.882,81
0,52	12.882,77
0,6	12.882,72
0,71	12.882,64
0,78	12.882,56
0,87	12.882,46
1,11	12.882,03
1,56	12.880,68
1,95	12.878,73
2,6	12.873,58
3,9	12.854,64
7,8	12.715,09
15,6	11.653,45

Tabla 16. Momento flector en función de la rigidez

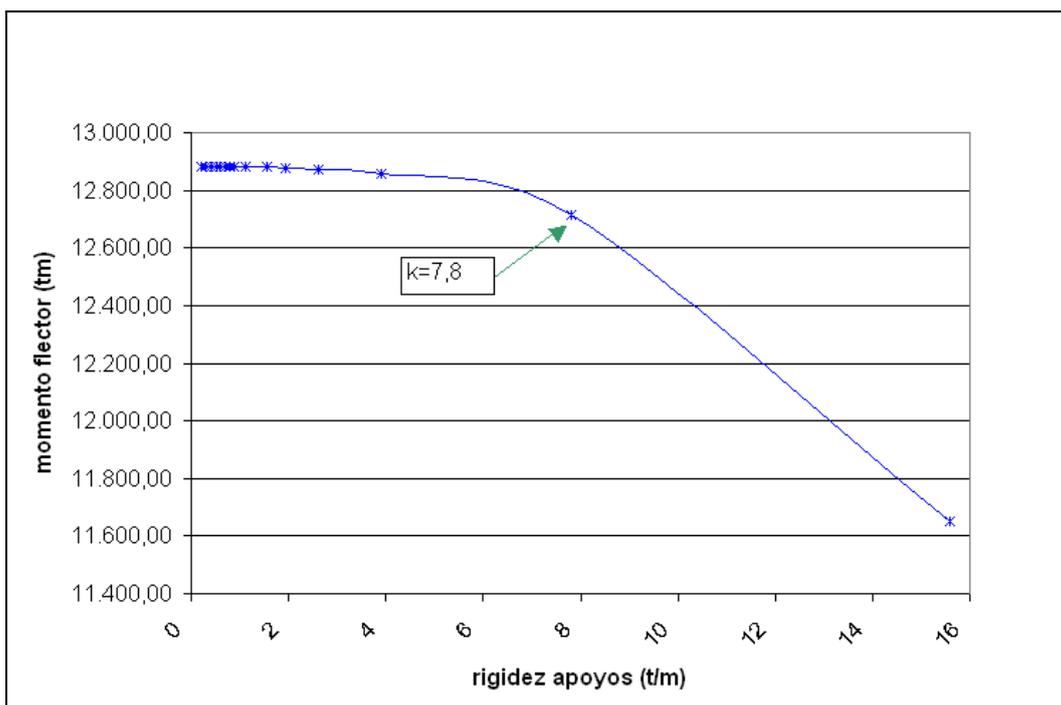


Fig. 38. Momento flector en función de la rigidez en el cuarto apoyo

En vista de estos resultados, se observa que el momento flector disminuye a medida que aumenta la rigidez del cajón. Sin embargo, la variación del flector es poco relevante para los valores menores de la rigidez, que son, por otra parte, valores con poco sentido, puesto que representan unas dimensiones no aplicables en un caso real (altura del cajón mayor de 80 m, incluso de varias centenas, lo que carece de sentido). En el otro extremo del gráfico, el valor menor del momento flector tampoco puede alcanzarse, puesto que un cajón de

dichas características sólo puede asumir un desplazamiento de 0.5 m frente a sobrecarga, que resulta insuficiente.

En consecuencia, la zona del gráfico aplicable a este ejemplo es la central, dónde se encuentra la rigidez escogida.

4.3.4 Variación del desplazamiento vertical en función de la rigidez de los apoyos

Se ha estudiado el movimiento de la misma sección que en el caso anterior, puesto que es la que presenta un desplazamiento mayor para la sobrecarga de $0.4 \frac{t}{m^2}$ analizada. Los resultados obtenidos son los siguientes.

k (t/m)	despl. (m)
0,2	25,663
0,3	17,109
0,41	12,519
0,52	9,870
0,6	8,554
0,71	7,229
0,78	6,580
0,87	5,900
1,11	4,624
1,56	3,290
1,95	2,632
2,6	1,975
3,9	1,317
7,8	0,661
15,6	0,339

Tabla 17. Desplazamiento vertical en función de la rigidez

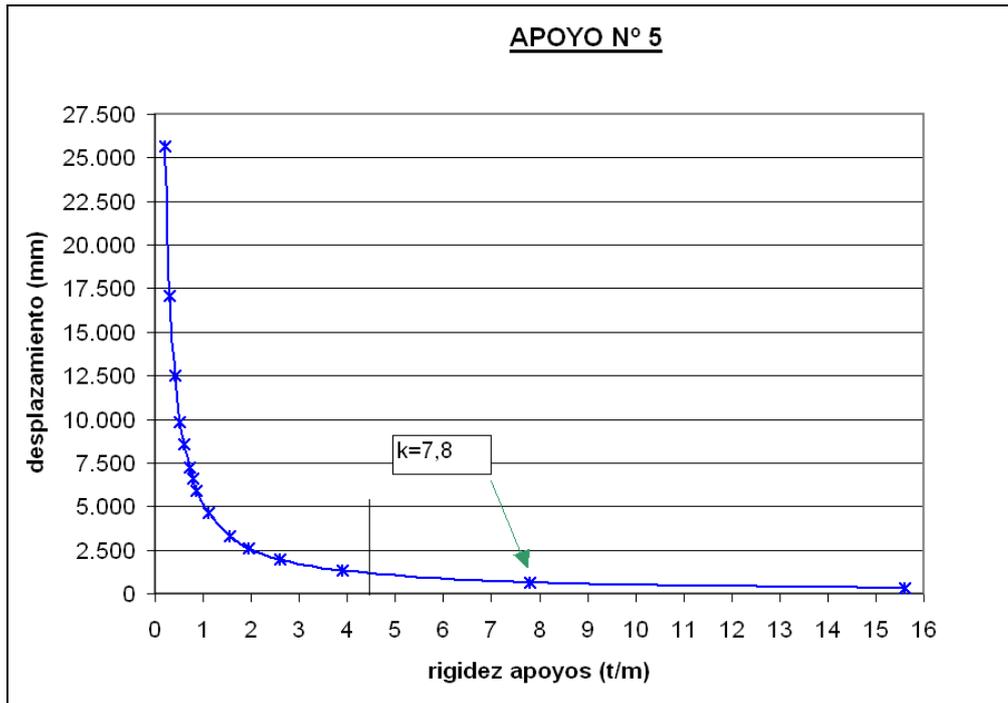


Fig. 39. Desplazamiento vertical en función de la rigidez

Tal y como se observa en el gráfico, a medida que la rigidez aumenta, el desplazamiento disminuye, tendiendo a cero de forma asintótica. Además, para que el recorrido sea menor a un metro (cumpliendo así con la hipótesis realizada), la rigidez debe ser mayor que 5.2 t/m aproximadamente, lo que se cumple para el puente flotante escogido.

Finalmente, queda comprobar cómo afecta el recorrido vertical que sufre el pontón a los dos tramos extremos del tablero. En efecto, cuando el cajón flotante descienda verticalmente, las dos vigas biapoyadas sobre las que descansan los extremos del tablero sufrirán un descenso en uno de sus apoyos. Dicho descenso supone una inclinación de los tramos, que no debe restar funcionalidad a la estructura en ningún caso. Así:

$$\left. \begin{array}{l} \Delta H_{\text{máx}} = 1\text{m} \\ L = 50\text{m} \end{array} \right\} \rightarrow \text{tg}\theta = 1/50 \Rightarrow \text{la pendiente del tramo es del } 1.96\%$$

Este valor es totalmente admisible en un puente de carretera, por lo que puede afirmarse que el ejemplo considerado constituye un caso válido.

4.4 COMPARACIÓN ENTRE AMBOS EJEMPLOS

A la vista de los resultados anteriores, es posible obtener una serie de conclusiones que pueden ser orientativas a la hora de plantearse el diseño de un puente flotante.

En primer lugar se comparan los esfuerzos producidos en cada estructura por cargas iguales. Se comprueba que el momento flector es considerablemente

inferior en el Ejemplo 1 (Tablero continuo sobre cajones aislados) debido a su continuidad, siendo la diferencia superior a un orden de magnitud. En consecuencia, un esquema estructural como el planteado en el Ejemplo 2 (Tablero a base de tramos isostáticos sobre un único pontón continuo) será adecuado en el caso de que las cargas verticales sobre el tablero no sean importantes, puesto que en caso contrario habrá que hacer frente a esfuerzos mayores.

En relación al descenso vertical que experimenta la estructura a consecuencia de las cargas permanentes y las sobrecargas de uso, ambos ejemplos experimentan movimientos similares, aunque sensiblemente inferiores en el Ejemplo 2. De ahí se deduce que un único pontón de grandes dimensiones es mejor para controlar los movimientos verticales, aunque los cajones aislados también son una opción a tener en cuenta. En este caso se puede estudiar también la posibilidad de pretensar los cajones al fondo con el fin de limitar su recorrido vertical, a pesar de que ésta es siempre una opción cara y complicada.

Finalmente, en lo que concierne al procedimiento constructivo, las diferencias entre ambos casos son notorias. A nivel de tablero, resulta más sencillo construirlo a base de tramos biapoyados (Ejemplo 2) puesto que puede prefabricarse a parte y después colocarse mediante grúas sobre pontones. En el caso continuo, los procedimientos constructivos suelen ser más complejos (por ejemplo el empuje del tablero), y debe prestarse especial atención a la realización de juntas –en caso de ser necesarias- que aseguren la continuidad y la transmisión de esfuerzos.

Respecto a los cajones que aseguran la flotabilidad de la estructura, un cajón continuo de grandes dimensiones (como el del Ejemplo 2) supone una dificultad añadida y requiere más medios auxiliares. Por su parte, los cajones aislados son menores, por lo que pueden construirse en cajoneros como los que se utilizan para diques verticales o muelles, lo que simplifica el proceso.

4.5 FLOTADORES ANCLADOS

Cómo se ha comentado en esta Tesina, uno de los mayores retos en el diseño de puentes flotantes es el control de sus movimientos, lo que es de gran importancia para asegurar la estabilidad y la funcionalidad de la estructura.

La forma más habitual de controlar estos movimientos es anclando los cajones flotantes al lecho de agua. Resulta evidente que ésta es una técnica compleja en cuanto a su realización, a la vez que costosa, tanto a nivel constructivo como de mantenimiento. Sin embargo, su utilidad y eficacia la hace una alternativa a considerar en el caso de puentes sometidos a oleajes o mareas importantes, puesto que son estas acciones las que suelen inducir a la estructura a movimientos no deseados.

El posicionamiento y el anclaje de los pontones es una técnica que debe realizarse en distintas fases. Cada una de ellas requiere un estudio de

estabilidad para asegurar que el pontón se encuentra en equilibrio en todo momento. Las etapas que deberán tenerse en cuenta en el cálculo son:

1. Posicionamiento del pontón: se desplaza éste desde la zona dónde se ha construido hasta su localización definitiva.
2. Hundimiento del pontón: se llenan de agua las celdas para sumergir el pontón hasta la posición deseada. Dicha posición está relacionada con la tensión de tesado que se desea aplicar, como se comprobará más adelante.
3. Aplicación del pretensado: se anclan los pontones al fondo y se aplica la tensión deseada, que es función de la magnitud de los desplazamientos verticales permitidos para la estructura.
4. Vaciado de celdas: cuando se quita el agua del pontón, éste tiende a ascender, puesto que previamente se había hundido parcialmente. Los elementos de anclaje impiden dicho movimiento entrando en carga mediante un esfuerzo axial de tracción.
5. Aplicación de la sobrecarga: cuando la estructura se vea sometida a acciones verticales ascendentes, el pretensado impedirá el movimiento de la estructura aumentando su tensión. Debe comprobarse que bajo ninguna hipótesis de carga se supere la tensión de rotura de los anclajes.

A continuación se estudia el caso de pretensar los pontones del puente flotante que se ha estudiado en el Ejemplo 1: tablero continuo sobre cajones aislados. La introducción de la formulación describe los conceptos previamente mencionados e induce a la obtención de conclusiones útiles para el dimensionamiento del pretensado.

Ejemplo 1: tablero continuo sobre pontones aislados

Se trata de un tablero continuo de 235 m de longitud ($37.5+50*5+37.5$) apoyado sobre 6 pontones de 361 m^2 de superficie en planta y 22.5 m de altura.

1. Posicionamiento del pontón.

El cajón debe estar en equilibrio en todo momento, por lo que se tiene que cumplir el principio de Arquímedes:

$$E_1=W_1 \rightarrow W_1 = 0.3 \cdot (22.5 \cdot 19^2 \cdot 2.5) = 6091.875 \text{ t} = E_1 = 1 \cdot 19^2 \cdot x$$

De donde se obtiene que la profundidad sumergida vale $x=16.88 \text{ m}$.

2. Hundimiento del pontón hasta la posición deseada.

La obtención de la profundidad hasta la que debe llegar el pontón se obtiene teniendo en cuenta la tensión a la que se va a tesar. El principal requisito que debe cumplir la tensión de los anclajes es que los mantenga siempre traccionados, puesto que a compresión no trabajan y pierden su utilidad.

La distribución de fuerzas sobre el pontón una vez hundido es la siguiente:

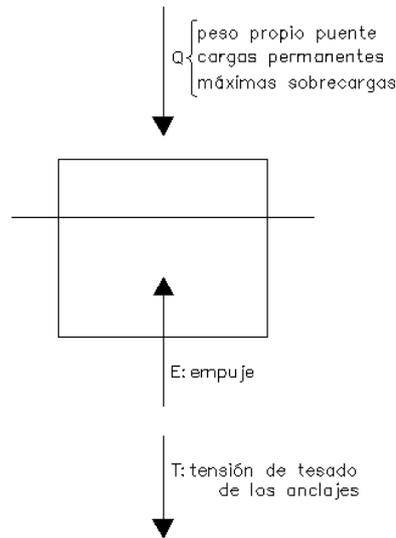


Fig. 40. Esquema de fuerzas sobre un cajón parcialmente hundido

La tensión de los anclajes debe ser siempre de tracción, por consiguiente:

$$T = E - Q \geq 0 \quad (64)$$

Si se calcula la máxima fuerza vertical que puede actuar sobre el pontón más solicitado, se obtiene el valor mínimo de empuje ascendente que actúa sobre dicho pontón: 13328.105 t en este caso. Luego:

$$\left. \begin{array}{l} E_2 \geq Q = 13.328.105t \\ W_2 = W_1 + 0.7 \cdot (h \cdot 19^2 \cdot 1) \end{array} \right\} \rightarrow \text{igualando} \rightarrow h = 28.64m$$

Donde h es la profundidad mínima a la que deben llenarse de agua las celdas del pontón. Por otra parte:

$$E_2 = 1 \cdot 19^2 \cdot x \rightarrow x = 36.92m$$

El parámetro x señala hasta qué profundidad debe hundirse el cajón.

3. Aplicación del pretensado

Se aplica a las barras de pretensado la tensión que se obtenga al final del proceso de predimensionamiento.

4. Vaciado de celdas.

Las barras entrarán en tensión cuando el pontón intente ascender al ver disminuido su peso con el vaciado de las celdas.

Es importante comprobar que la tensión que deben soportar las barras de pretensado no sea mayor que su tensión de rotura. Si W_4 es el peso del cajón una vez se ha quitado el agua, y conociendo la tensión de rotura de las barras (dato proporcionado por el fabricante), se obtiene la cantidad de agua que debe retirarse mediante bombas en la superficie del cajón:

Para obtener datos acerca de los sistemas de tesado, se ha utilizado el catálogo de un fabricante especializado, y se ha supuesto un diámetro de barra aleatorio. Resulta obvio que para un puente flotante real esta elección debe realizarse más detenidamente y considerando todos los factores que sean necesarios.

Otra hipótesis que se ha llevado a cabo ha sido suponer que se dispondrá una barra por pontón. Existe la posibilidad de disponer grupos de barras si la tensión que deben resistir es superior a la que resiste una sola, lo que no se contempla en este ejemplo.

Suponiendo una barra de 50 mm de diámetro, su tensión de rotura es de 202.2t según el catálogo "Macalloy Post Tensioning System" [12].

En consecuencia:

$$\begin{aligned} T \leq 202.2t = W_2 - W_4 &\rightarrow W_4 \geq 13125.905t \\ W_4 = W_1 + 0.7(h \cdot 19^2 \cdot 1) &\rightarrow h \geq 27.84m \end{aligned} \quad (65)$$

Teniendo en cuenta que las celdas de habían llenado hasta un profundidad de 28.64 m, ahora tienen que vaciarse, como máximo, 0.8 m, para asegurar que las barras de pretensado no rompan.

5. Aplicación de la sobrecarga

En este caso debe comprobarse que la máxima sobrecarga no lleve a las barras a trabajar comprimidas, lo que ya se ha comprobado en el apartado 2.

Sin embargo, previamente debe calcularse la nueva posición de equilibrio del pontón una vez se hayan aplicado las cargas permanentes que debe resistir:

$$\begin{aligned} W_{eq} = W_1 + 0.7 \cdot (27.84 \cdot 19^2 \cdot 1) &= 13127.04t \\ E_5 \leq CP + W_{eq} + T_{rotura} &= 13569.07t \rightarrow x \leq 37.6m \end{aligned} \quad (66)$$

Donde x es la profundidad sumergida del pontón. Se observa que es superior a los 22.5 m de altura de pontón que se habían adoptado en el caso de pontones sin pretensar. Por lo tanto, de ahí se obtiene una primera conclusión: para una

misma superficie en planta, si se tensan los pontones, éstos deberán tener una altura mayor que los que no se tensan.

En este caso deben volver a comprobarse las fases anteriores. De aquí se deduce que el proceso de dimensionamiento y comprobación de los anclajes es un proceso iterativo que requiere varias tentativas. La solución final debe cumplir las hipótesis realizadas en cada fase, así como las condiciones de equilibrio en todo momento.

Finalmente sólo queda aplicar sobre la estructura los desplazamientos impuestos por mareas u oleaje una vez se hayan obtenido, y comprobar la eficiencia del conjunto.

En el caso estudiado en el Ejemplo 2 (tablero a base de tramos isostáticos sobre un único pontón continuo) el análisis es análogo, por lo que no se desarrolla en este documento.

La principal conclusión que se obtiene es que el anclaje de los flotadores es más recomendable para puentes con cargas poco importantes, como es el caso de las pasarelas peatonales, puesto que, en caso contrario, el tamaño de los cajones aumenta considerablemente respecto al necesario exclusivamente por flotabilidad. Un ejemplo de pasarela anclada puede encontrarse en Londres: la West India Quay.

5 RESUMEN Y CONCLUSIONES

El trabajo realizado en la presente Tesina ha comprendido, principalmente, tres facetas. En primer lugar se han definido los puentes flotantes, se ha llevado a cabo una revisión de las realizaciones existentes, y se han expuesto los aspectos que los caracterizan, prestando especial atención a aquellos que los diferencian del resto de puentes.

En segundo lugar se ha tratado el problema que supone traducir los parámetros representativos de un cierto oleaje a una acción aplicable a un programa de cálculo estructural. Éste es un problema complejo cuya resolución escapa completamente a las pretensiones de este documento, de carácter más estructural que hidrodinámico. Por lo tanto, únicamente se han introducido las ecuaciones que rigen el problema y se ha expuesto su modelización numérica, con la finalidad de presentar un documento que agrupe los enfoques aparecidos en distintas publicaciones.

Finalmente, se han estudiado dos casos de puentes flotantes con diferentes esquemas estructurales con el propósito de analizar su comportamiento frente a las cargas verticales habituales (con la excepción del oleaje).

Las principales conclusiones que se han obtenido a partir de la realización de este documento se exponen a continuación.

- Los puentes flotantes constituyen una tipología estructural muy antigua aunque, sin embargo, poco conocida, a causa, en parte, de la escasa bibliografía existente al respecto.
- Los puentes flotantes son una alternativa competitiva frente a otras tipologías, especialmente cuando el cauce de agua a atravesar tiene una profundidad importante o, en el caso de ríos, cuando su régimen es altamente variable y existe la posibilidad de que se produzcan socavaciones en el lecho. Otras ventajas que presentan este tipo de puentes son su rapidez de construcción y su respeto hacia el medio ambiente, puesto que no constituyen barrera alguna al flujo de agua ni de sedimentos, como tampoco al paso de peces.
- Los mayores inconvenientes que presentan estas estructuras son su enlace con el terreno (se trata de unir una estructura móvil a un suelo fijo) y la materialización de los elementos de anclaje, así como la necesidad de una protección eficiente frente a la corrosión y de un plan de mantenimiento adecuado, lo que implica un coste adicional.
- Por otra parte, como se ha comentado anteriormente, el cálculo de la respuesta estructural frente a la acción del oleaje incidente (Apartado 3) es uno de problemas de mayor relevancia. Al tratarse de estructuras de grandes dimensiones, $L \geq 5l$ (donde L se refiere a la longitud de onda incidente, y l es la longitud expuesta de la estructura), los puentes flotantes se convierten en elementos modificadores del oleaje mediante mecanismos de reflexión y disipación. De esta forma, surge la necesidad

de implantar modelos hidrodinámicos tridimensionales de la estructura y su entorno, de ahí que la resolución de las ecuaciones que rigen el problema requiera análisis especializados. La dificultad del cálculo llega a suponer, en muchas ocasiones, un importante obstáculo a su consideración como una alternativa factible.

En relación al comportamiento estructural de los puentes flotantes, de los dos casos estudiados en el Apartado 4 (Ejemplos 1 y 2) se deduce lo siguiente:

- La flotabilidad y la estabilidad de los cajones sobre los que se apoyan estas estructuras son dos de los parámetros más relevantes en su diseño. Las dimensiones de estos flotadores deben ser importantes, puesto que su volumen sumergido debe compensar las reacciones verticales transmitidas por el puente, según el Principio de Arquímedes.
- Además, estos flotadores confieren a la estructura una cierta rigidez vertical en función de sus dimensiones. Cuanto mayor sea esta rigidez, menores serán los esfuerzos y los desplazamientos verticales que experimente el puente, por lo que resulta interesante controlar estos parámetros de forma que el diseño de la estructura sea lo más eficaz posible.
- Comparando ambos ejemplos, se observa que, para las mismas cargas, los esfuerzos sobre el tablero son menores cuando éste es continuo, mientras que el desplazamiento vertical que experimenta es levemente inferior cuando el tablero se construye a base de tramos isostáticos sobre un único cajón. Por lo tanto, la elección entre ambos esquemas estructurales requerirá contemplar también otros aspectos, ya sean de carácter funcional, constructivo o económico.
- En este sentido, atendiendo a criterios de sencillez en la ejecución, ambos casos presentan inconvenientes, puesto que suele resultar menos complicado construir tramos cortos (como distintos tramos de un mismo tablero o cajones aislados) por lo que habrá que valorar qué opción resulta más eficiente en función de las particularidades de cada emplazamiento.
- Como se ha comentado en el Apartado 4.5, existe la posibilidad de anclar los flotadores al fondo del cauce mediante barras de pretensado. Sin embargo, tal como se ha comprobado, dicha solución resulta más recomendable en puentes pequeños y sometidos a cargas de poca importancia, puesto que, en caso contrario, la entrada en tensión de las barras requeriría un gran volumen sumergido, lo que aumenta considerablemente las dimensiones de los cajones flotantes.

En último lugar, únicamente resta destacar que los puentes flotantes son una alternativa a desarrollar en el futuro, como Efectivamente, la escasa bibliografía existente en comparación con otras tipologías estructurales hace necesaria una investigación más amplia en aquellos aspectos que

presentan mayor complejidad (i.e. oleaje, métodos de resolución numérica) por lo que, a partir de la presente Tesina, se proponen futuras profundizaciones en estos temas.

6 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] C.M. Wang, T. Utsunomiya and T. Moan, E. Watanabe. *Very Large Floating Structures: Applications, Analysis and Design*. Centre for offshore Research and Engineering. National University of Singapore, 2004.
- [2] Morris, Eric; Allyn, Norman; Isaacson, Michael. *Dynamic Analysis of Long Floating Structures in Waves*. 23rd International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering. British Columbia, Canada, 2004.
- [3] C. Georgiadis. *Finite Element Modelling of the Response of Long Floating Structures under Harmonic Excitation*. Offshore Mechanics and Arctic Engineering, proceedings of American Society of Mechanical Engineers ASME, 1984.
- [4] Leonardo Fernández Troyano. *Tierra sobre el Agua. Visión Histórica universal de los Puentes*. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Colección de Ciencias, Humanidades e Ingeniería. Madrid, 1999.
- [5] *Structural Design (of Offshore Structures)*. Norsok N-001. Standard Norge, Oslo.
- [6] Tsinker, Gregory, *Marine Structures Engineering. Specialized Applications*. Ed. Chapman & Hall 1995.
- [7] Eiichi Watanabe. *Floating Bridges: Past and Present*. Structural Engineering International. Vol. 13. Num. 2. May 2003.
- [8] Rafik itani, Eyad masad, Bart Balko, Brian Bayne. *Development of high performance concrete and evaluation of construction joints in concrete floating bridges*. Reasearch Final Report. Washington State Transportation Center. Department of Civil and Enviromental Engineering, Washington State University, July 2003.
- [9] Pere Serra Arnau. *Anàlisi i aplicacions portuàries dels discs flotants*. Tesina d'especialitat. Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona. Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona, mayo 2006.

- [10] Agustín Sánchez Arcilla. *Acción del oleaje sobre las estructuras marítimas*. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona. Universidad Politécnica de Catalunya,198?.
- [11] Bushnell. M.J. *Forces on Cylinder Arrays in Oscillating Flow*, 1976.
- [12] Macalloy Post Tensioning System, Catálogo de productos,UK, 2006.

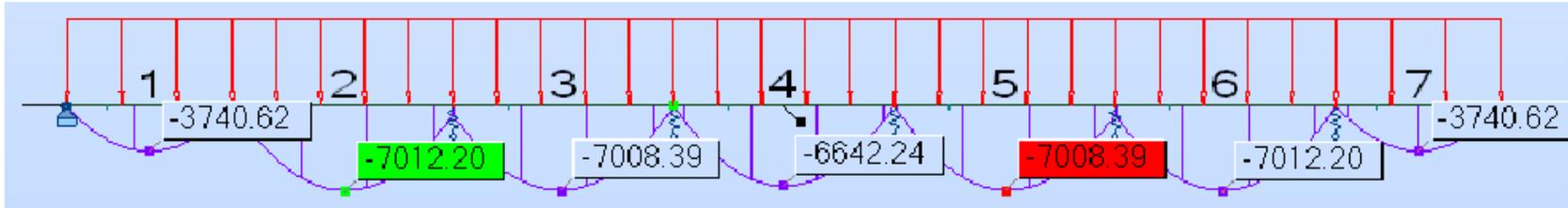
5 ANEJO DE CÁLCULO

En el presente Anejo se presentan las leyes de esfuerzos obtenidas para cada uno de los ejemplos analizados en el Apartado 4.

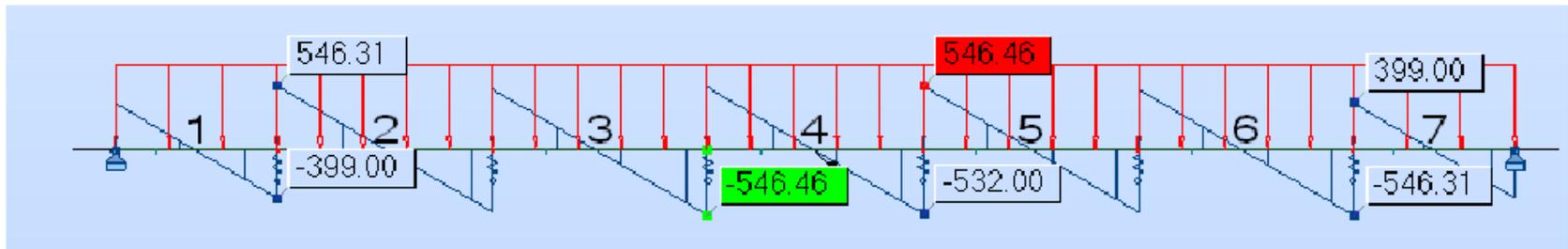
EJEMPLO 1: TABLERO CONTINUO SOBRE CAJONES AISLADOS

PESO PROPIO DEL TABLERO

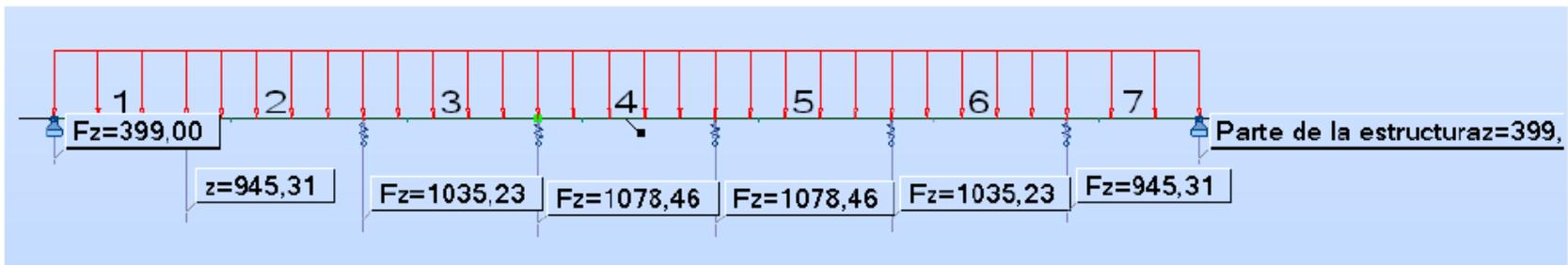
- Momento flector (mt):



- Esfuerzo cortante (t):

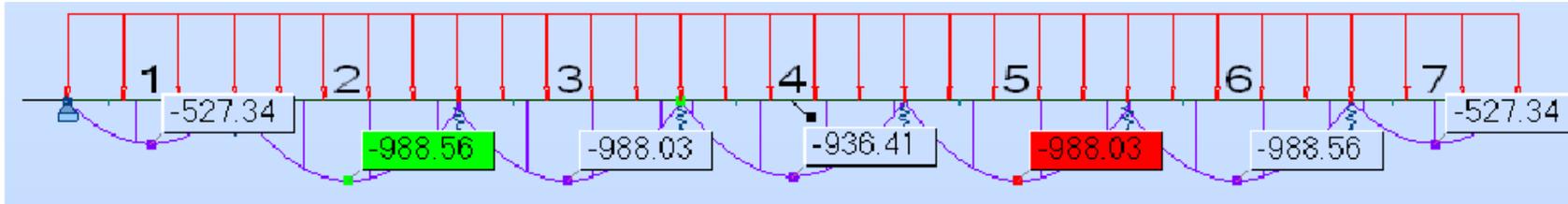


- Reacciones (t):

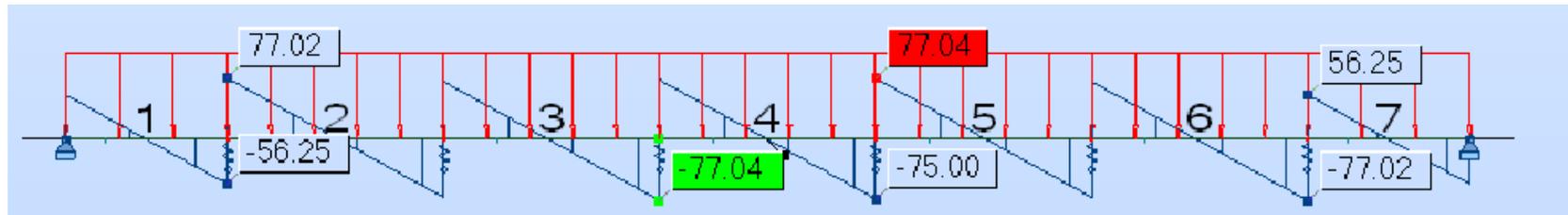


SOBRECARGA PERMANENTE

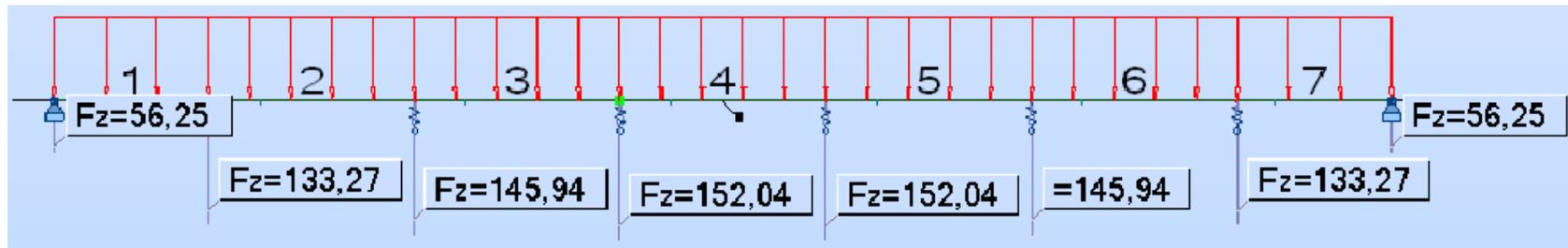
- Momento flector (mt):



- Esfuerzo cortante (t):

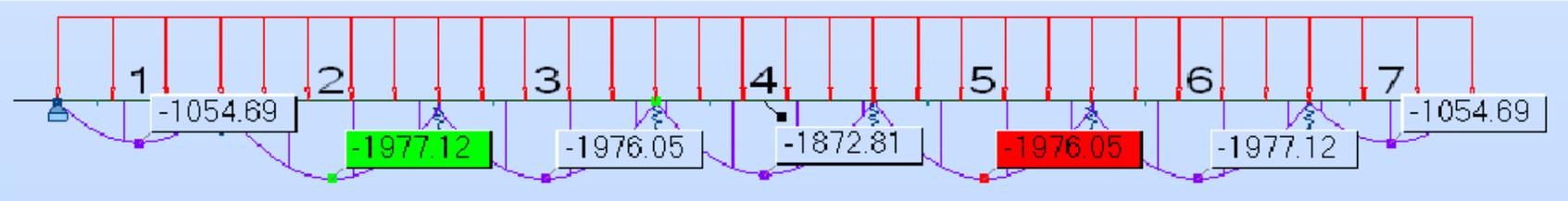


- Reacciones (t):

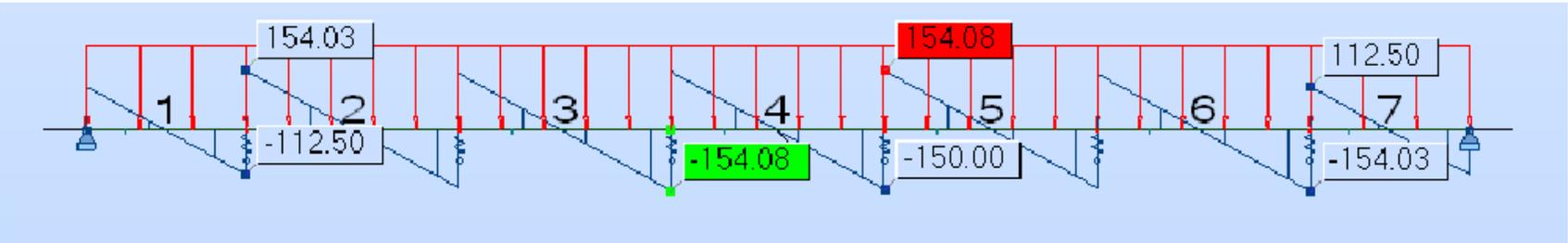


SOBRECARGA DE 0.4 t/m² EN TODA LA LONGITUD

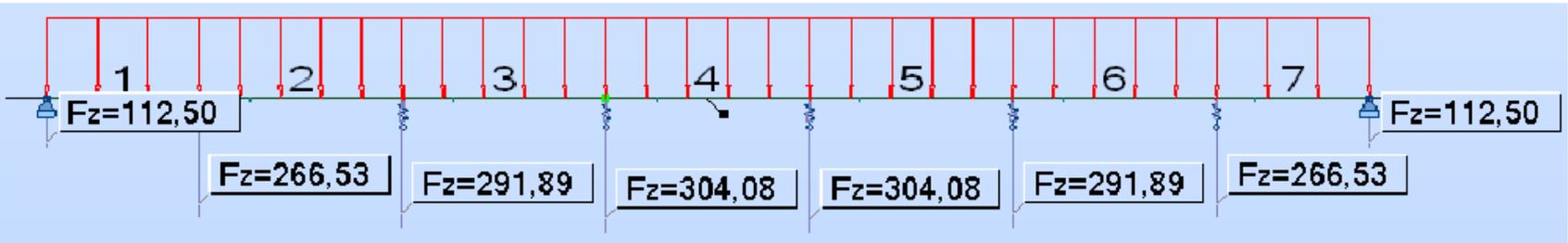
- Momento flector (mt):



- Esfuerzo cortante (t):

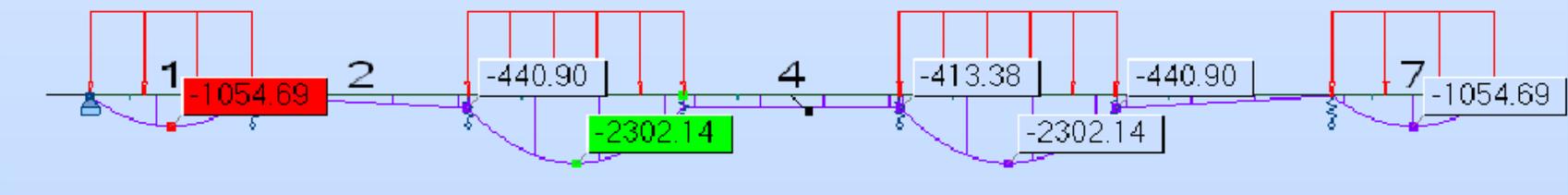


- Reacciones (t):

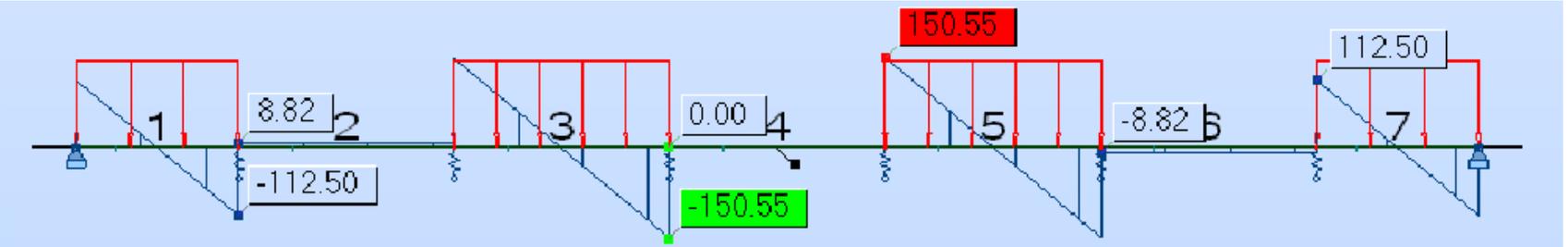


SOBRECARGA DE 0.4 t/m², HIPÓTESIS 1

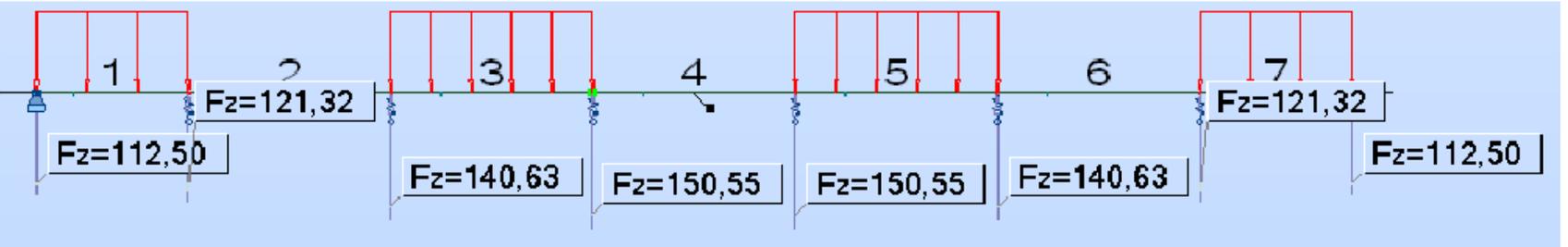
- Momento flector (mt):



- Esfuerzo cortante (t):



- Reacciones (t):

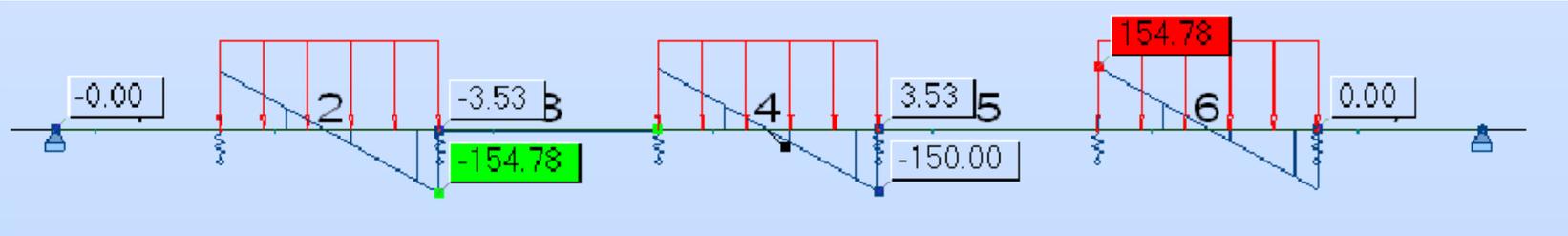


SOBRECARGA DE 0.4 t/m², HIPÓTESIS 2

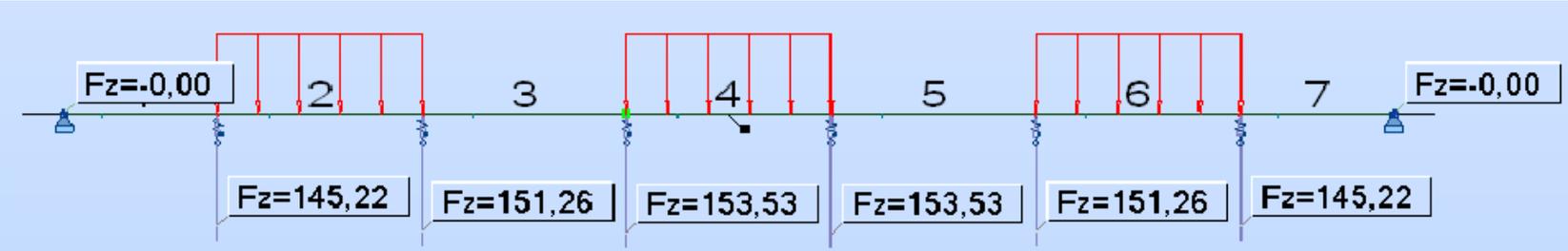
- Momento flector (mt):



- Esfuerzo cortante (t):

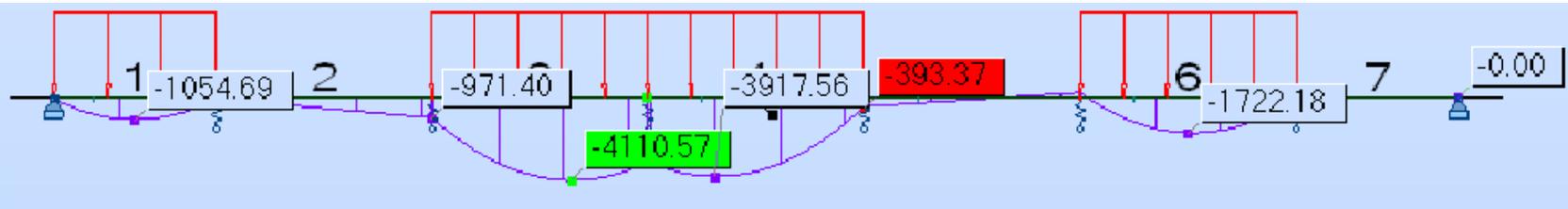


- Reacciones (t):

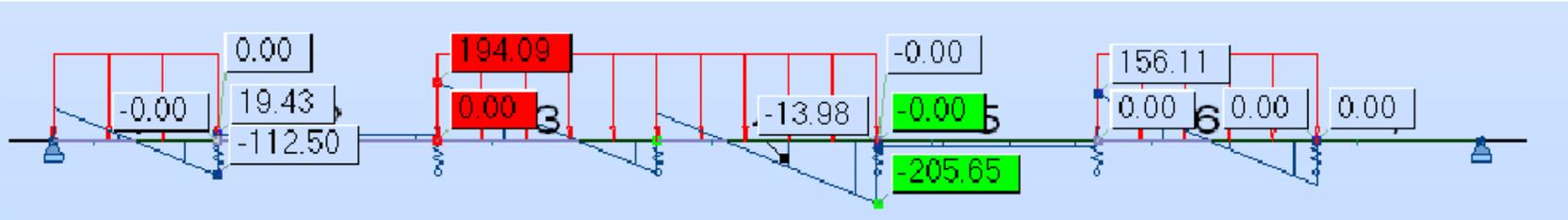


SOBRECARGA DE 0.4 t/m², HIPÓTESIS 3

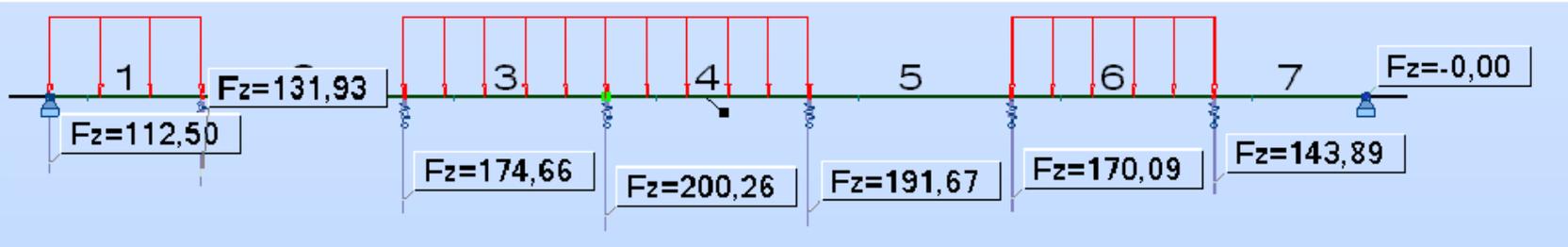
- Momento flector (mt):



- Esfuerzo cortante (t):

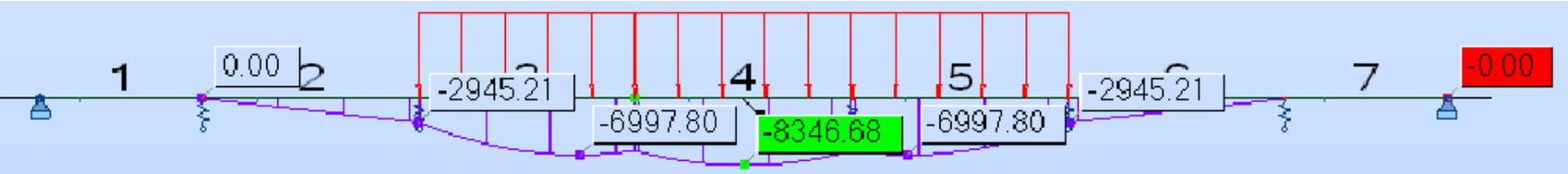


- Reacciones (t):

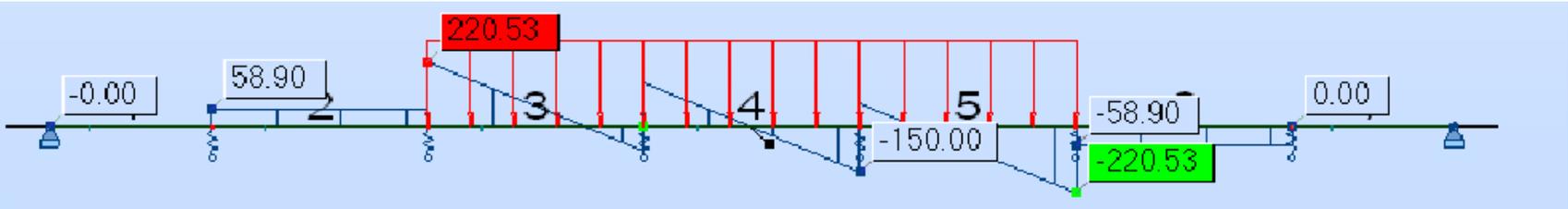


SOBRECARGA DE 0.4 t/m², HIPÓTESIS 4

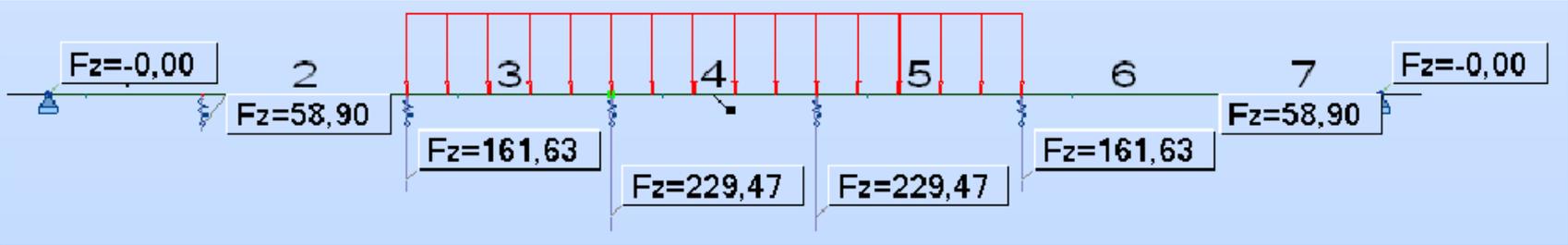
- Momento flector (mt):



- Esfuerzo cortante (t):

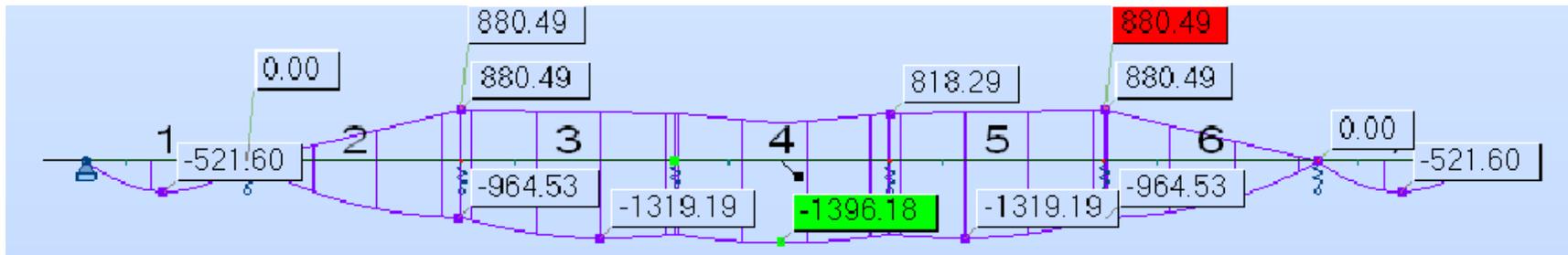


- Reacciones (t):

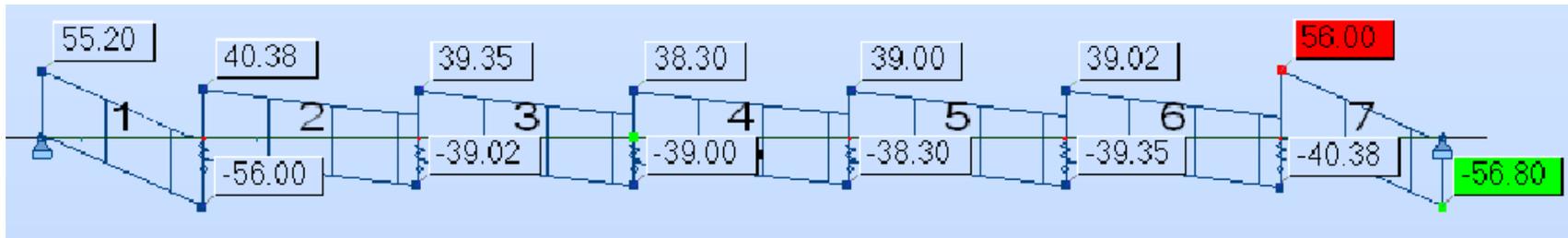


PASO DEL VEHÍCULO DE 60 t

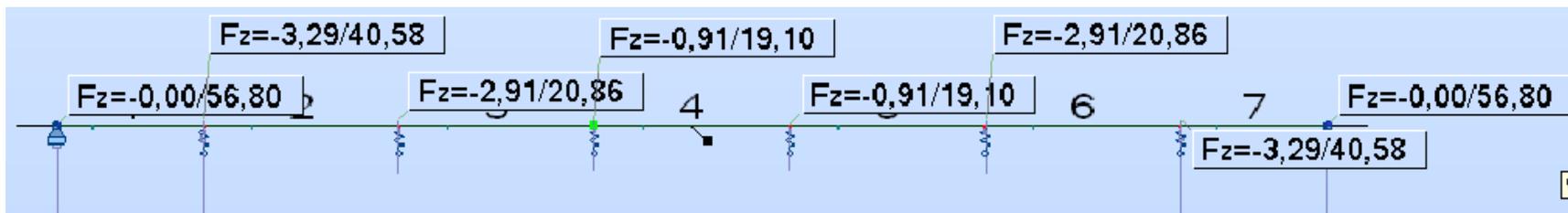
- Envolvente de momento flector (mt):



- Envolvente de esfuerzo cortante (t):

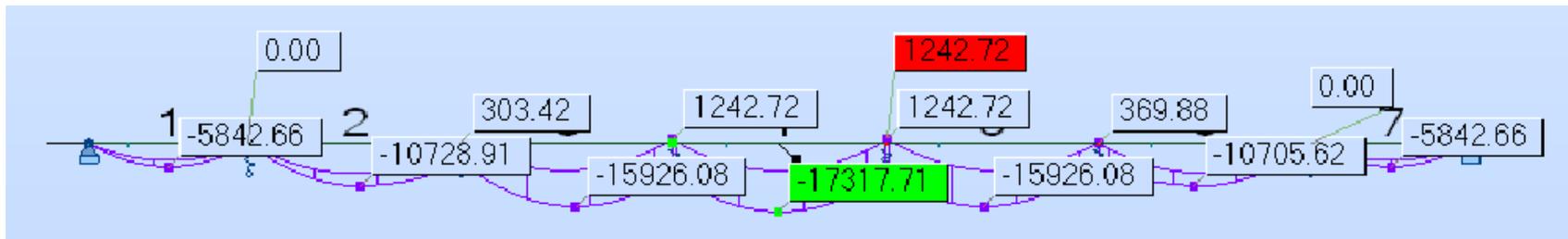


- Reacciones máximas y mínimas (t):

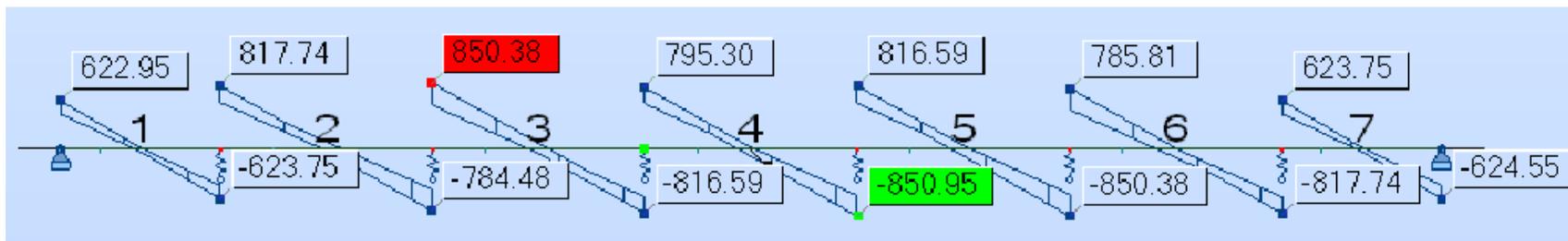


ENVOLVENTE DE ESFUERZOS

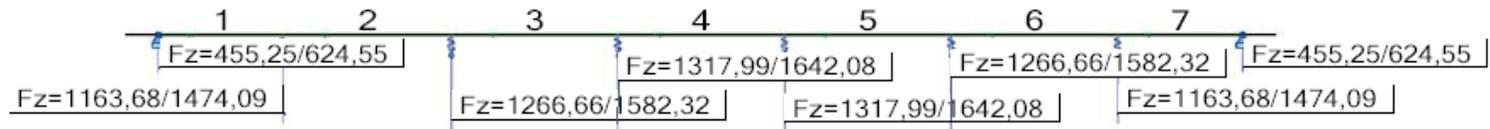
- Envolvente de momento flector:



- Envolvente de esfuerzo cortante:



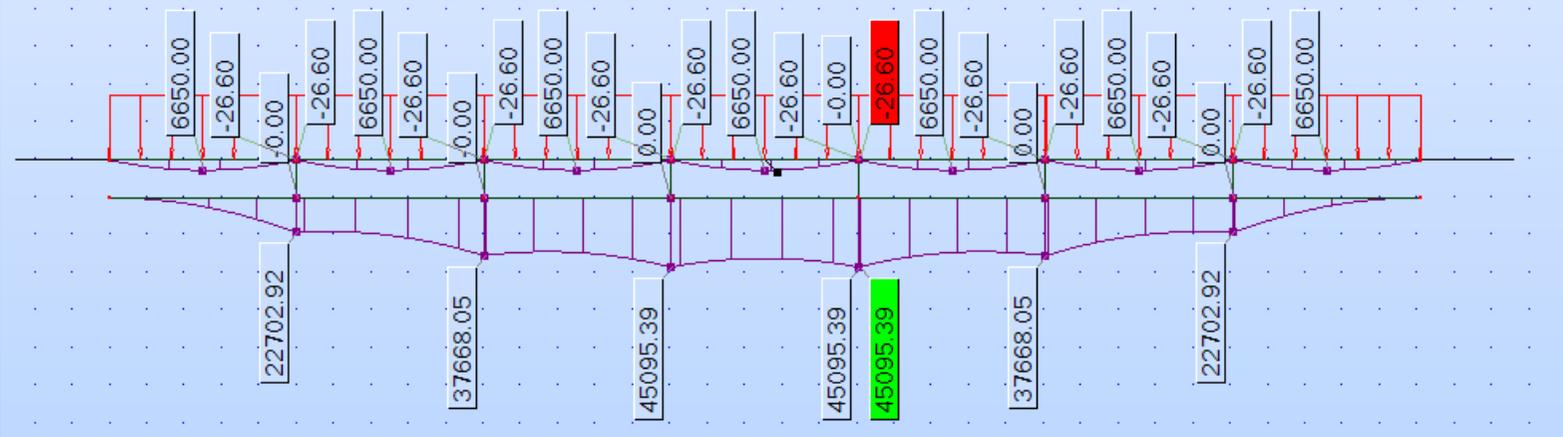
- Reacciones máximas y mínimas:



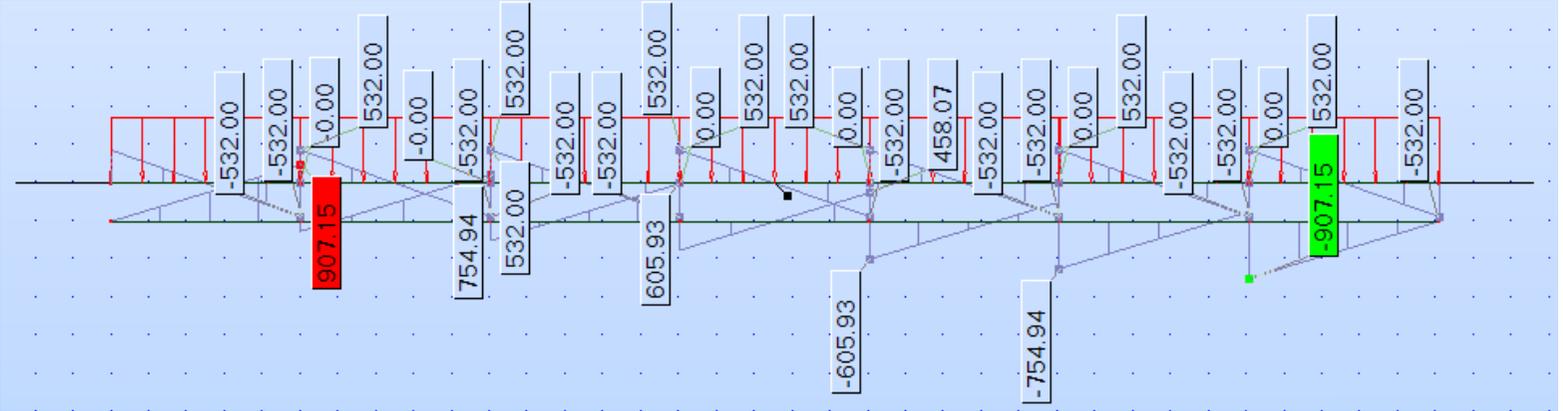
**EJEMPLO 2: TABLERO A BASE DE TRAMOS ISOSTÁTICOS SOBRE UN
ÚNICO CAJÓN CONTINUO**

PESO PROPIO DEL TABLERO

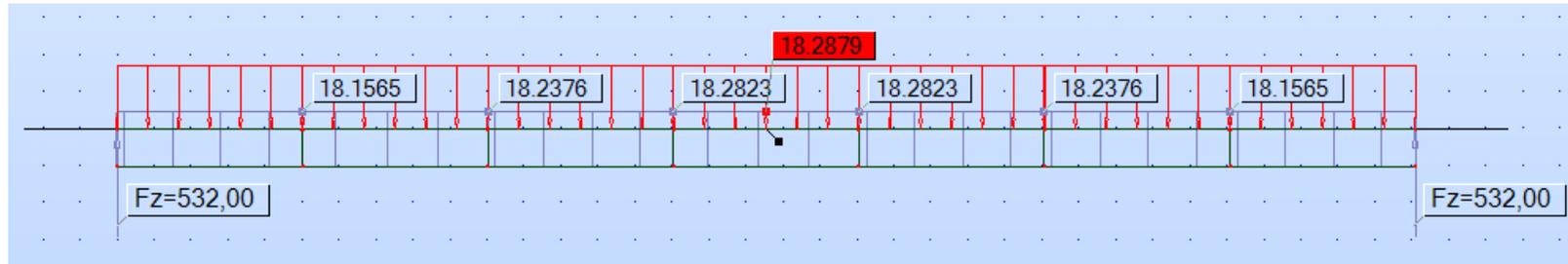
- Momento flector (mt):



- Esfuerzo cortante (t):

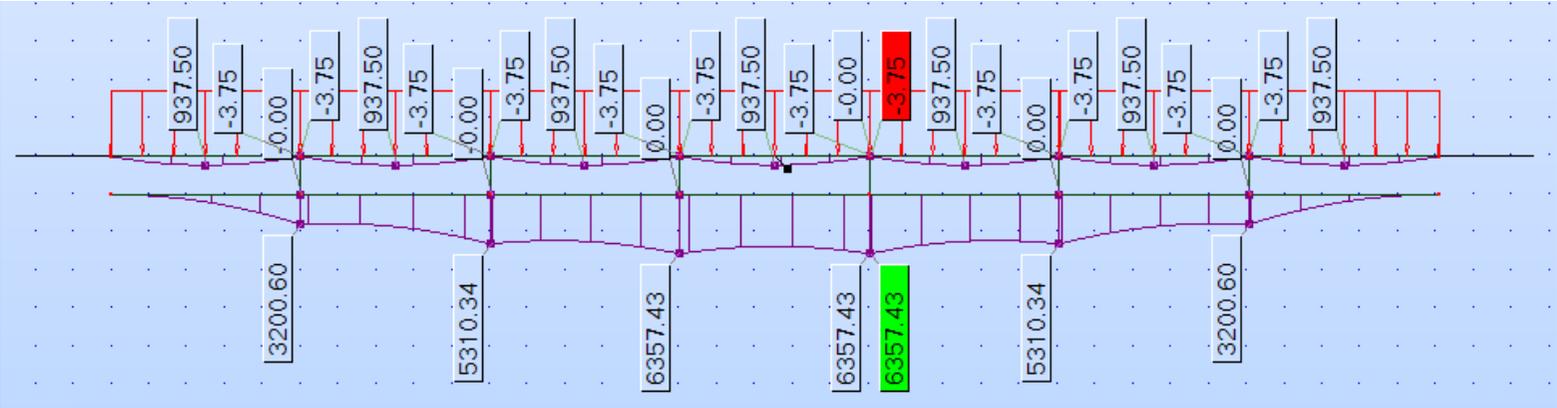


- Reacciones (t):

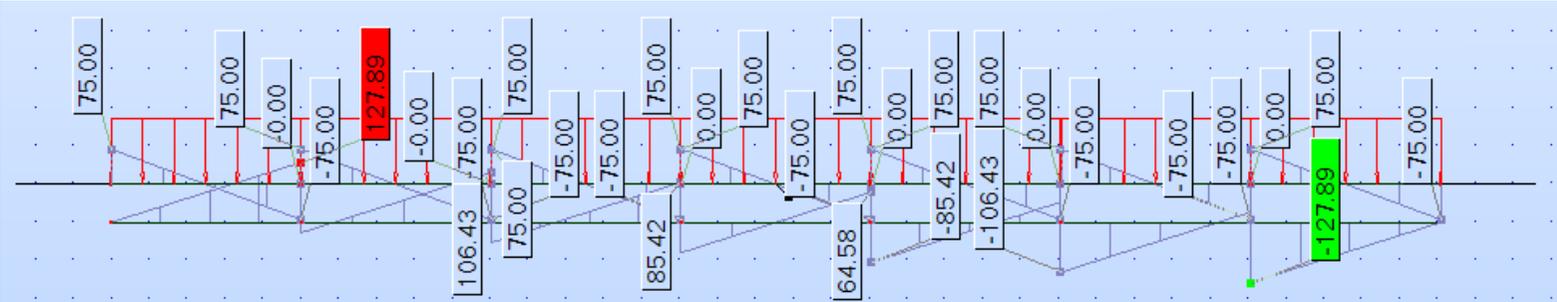


SOBRECARGA PERMANENTE

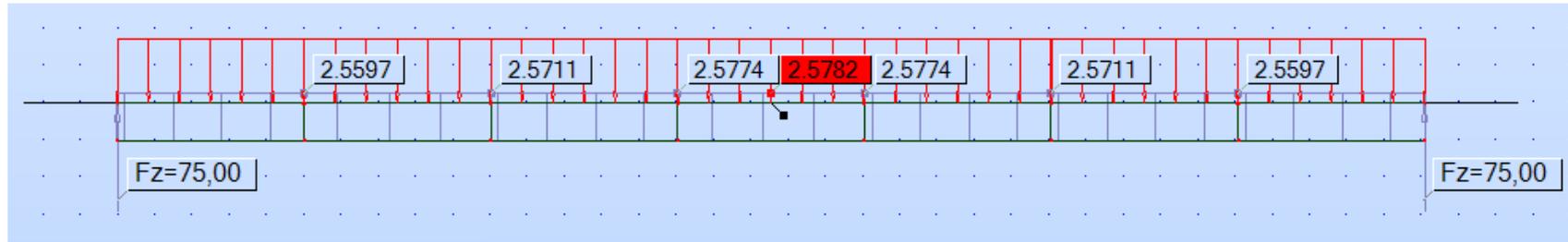
- Momento flector (mt):



- Esfuerzo cortante (t):

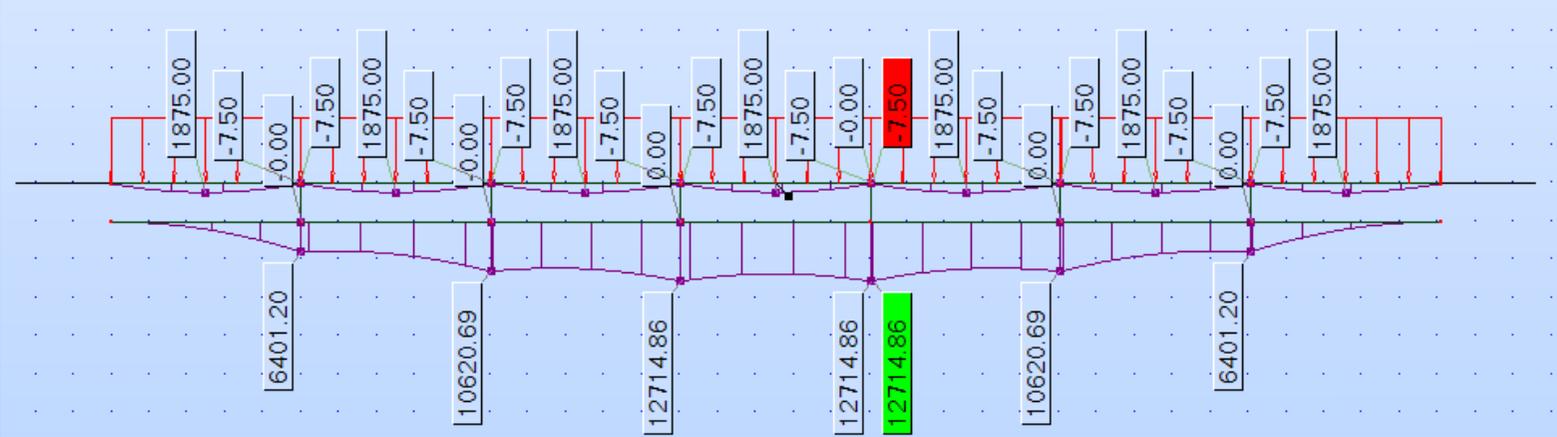


- Reacciones (t):

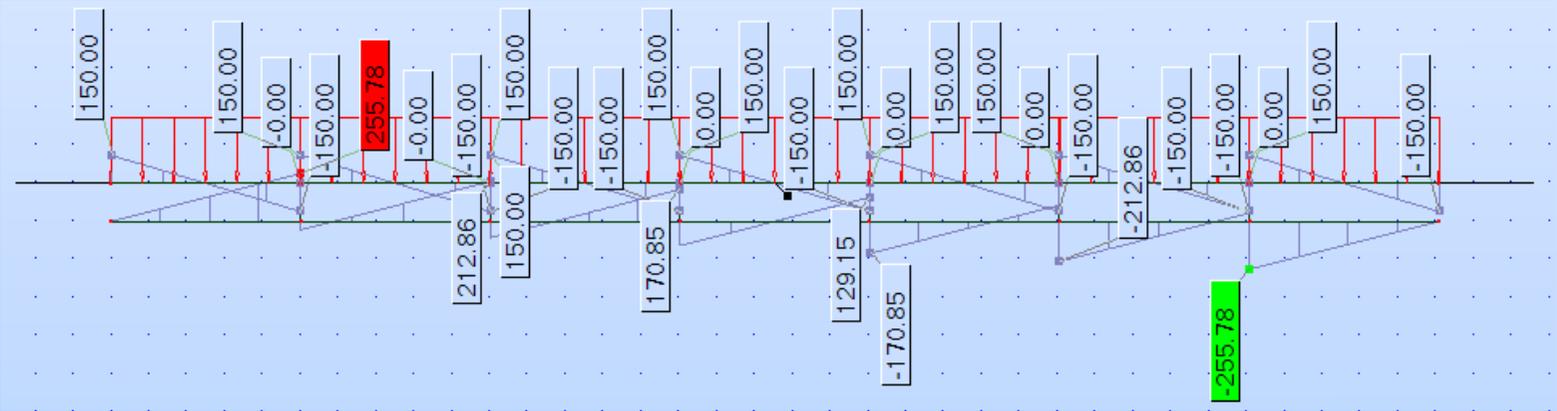


SOBRECARGA DE 0.4 t/m² EN TODA LA LONGITUD

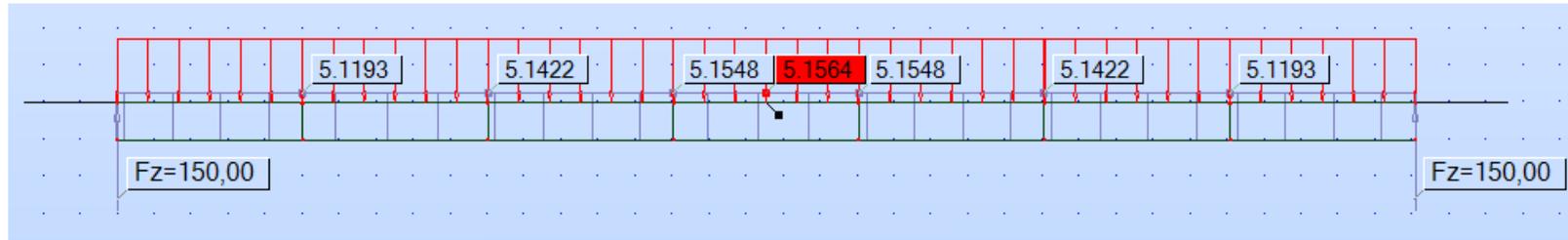
- Momento flector (mt):



- Esfuerzo cortante (t):

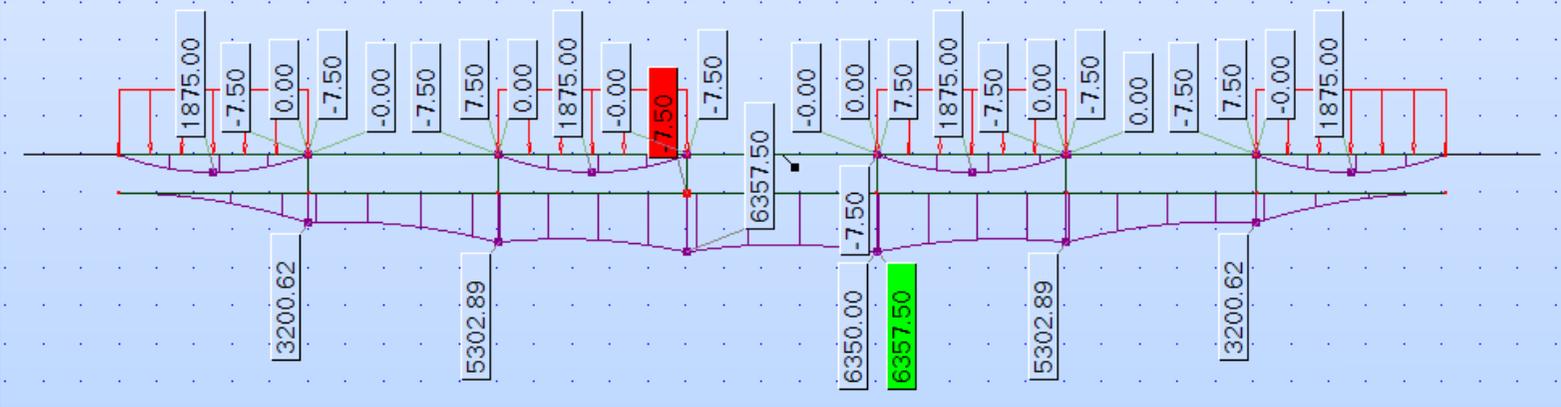


- Reacciones (t):

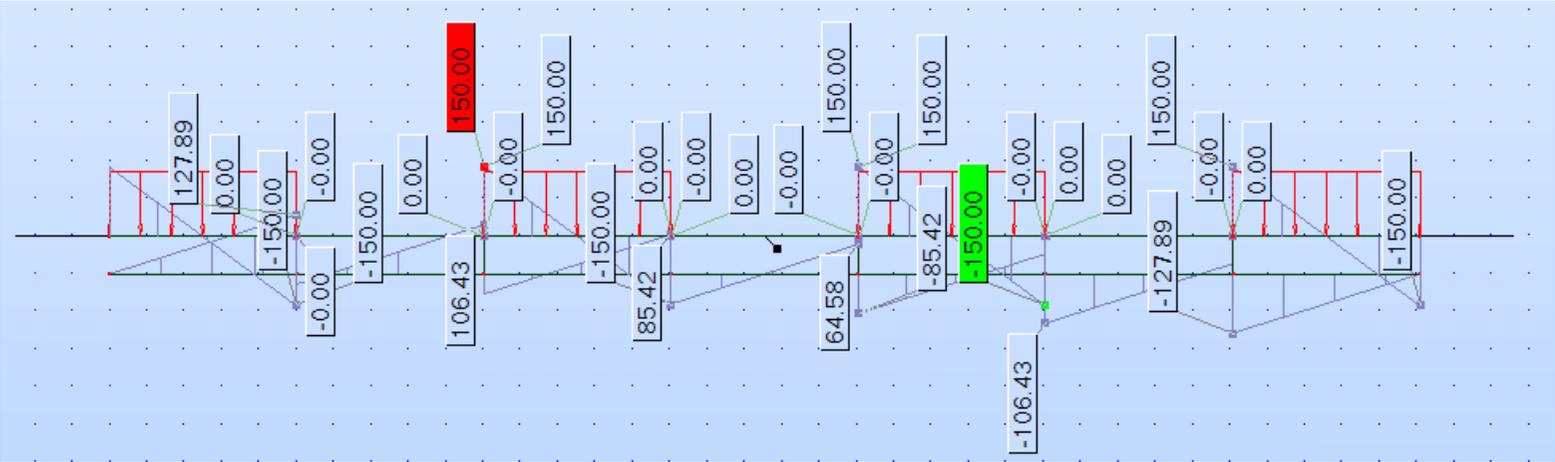


SOBRECARGA DE 0.4 t/m², HIPÓTESIS 1

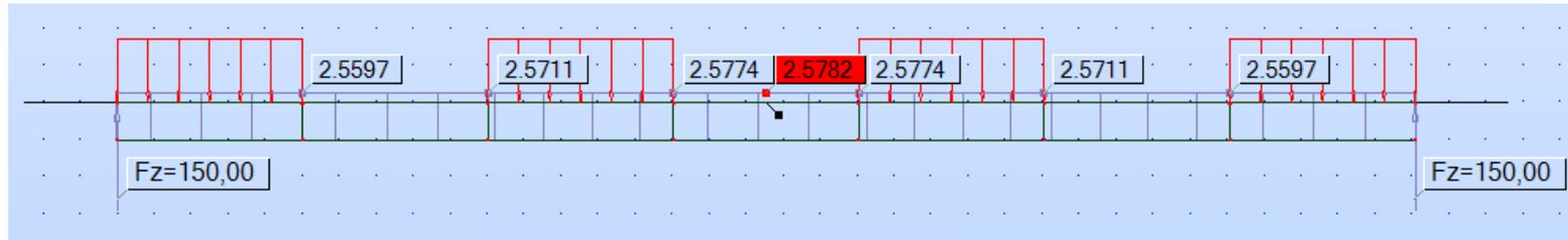
- Momento flector (mt):



- Esfuerzo cortante (t):

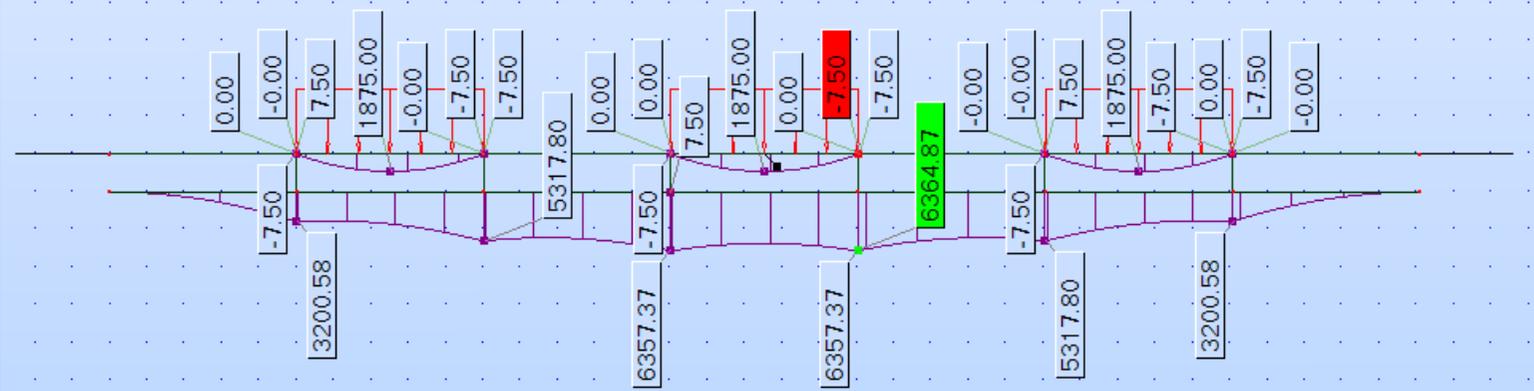


- Reacciones (t):

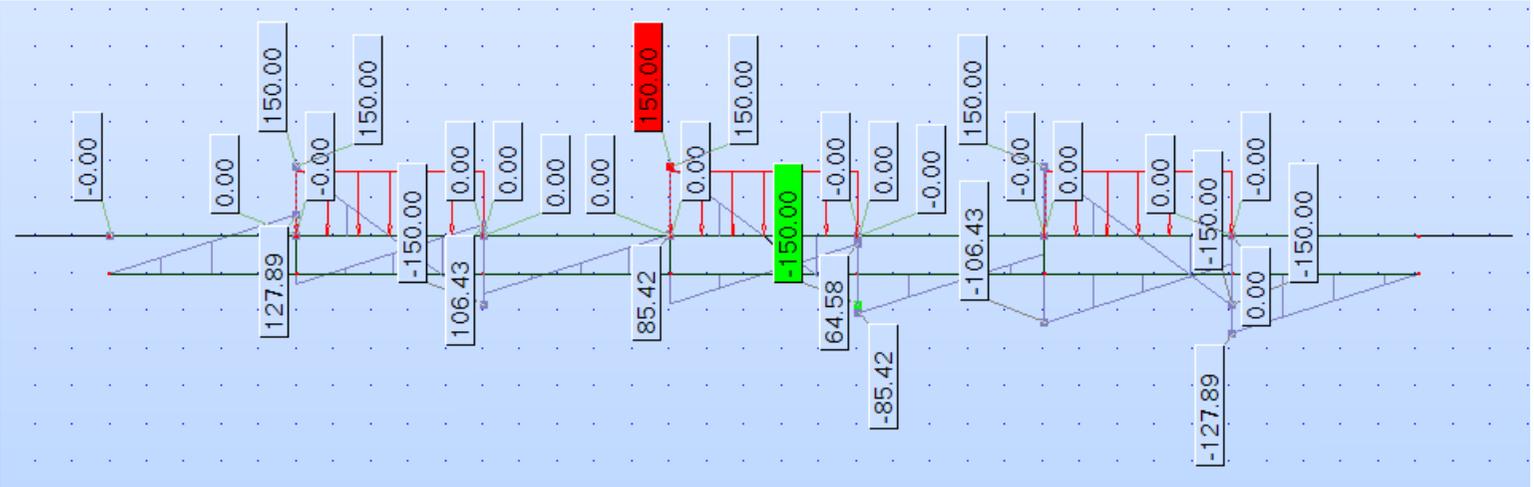


SOBRECARGA DE 0.4 t/m², HIPÓTESIS 2

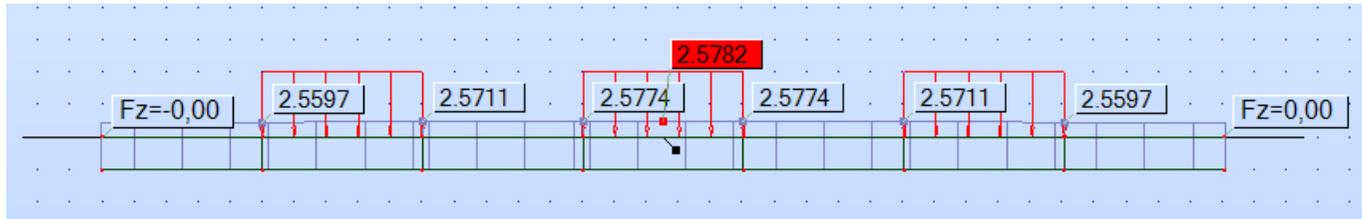
- Momento flector (mt):



- Esfuerzo cortante (t):

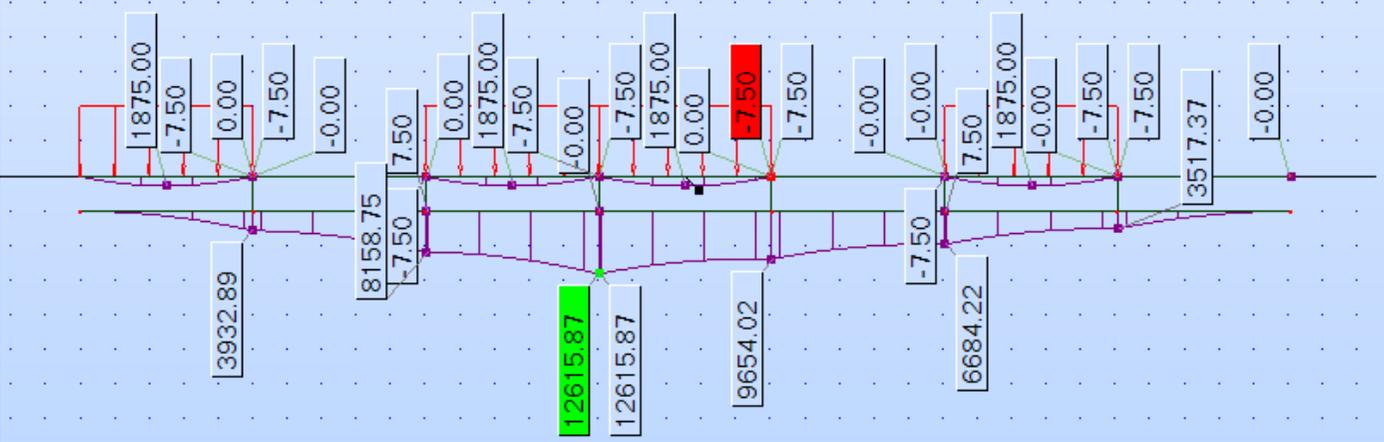


- Reacciones (t):

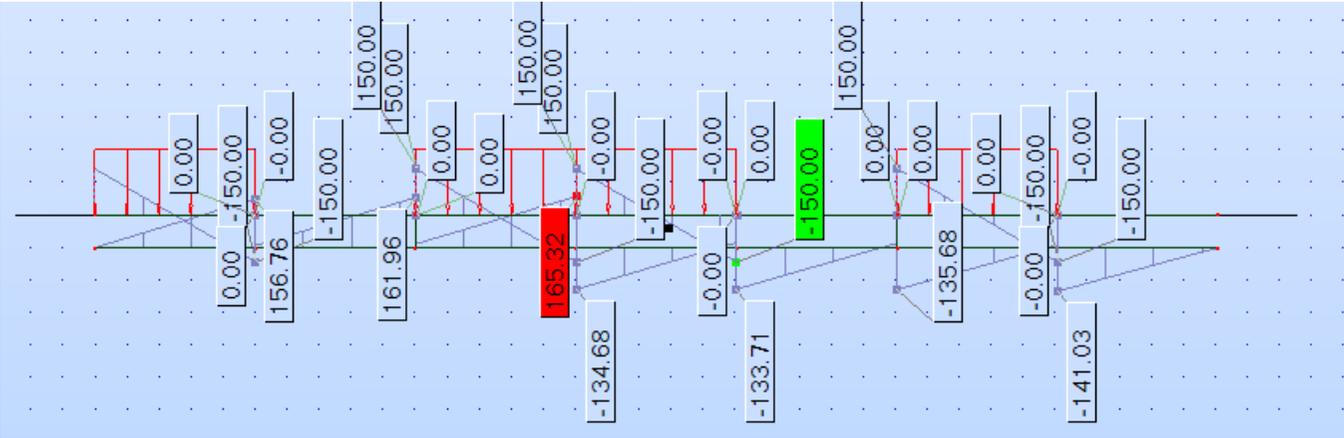


SOBRECARGA DE 0.4 t/m², HIPÓTESIS 3

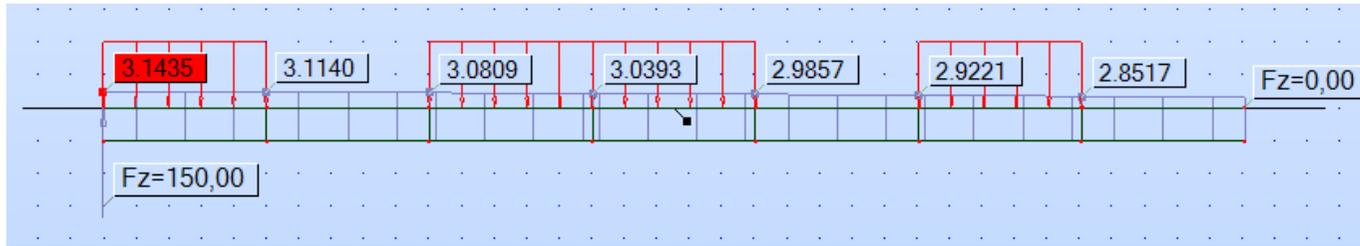
- Momento flector (mt):



- Esfuerzo cortante (t):

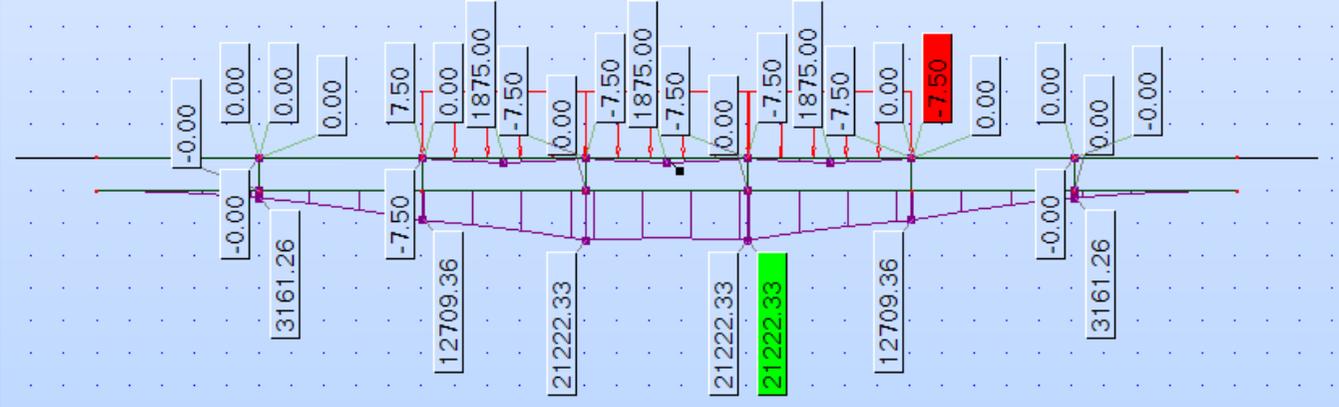


- Reacciones (t):

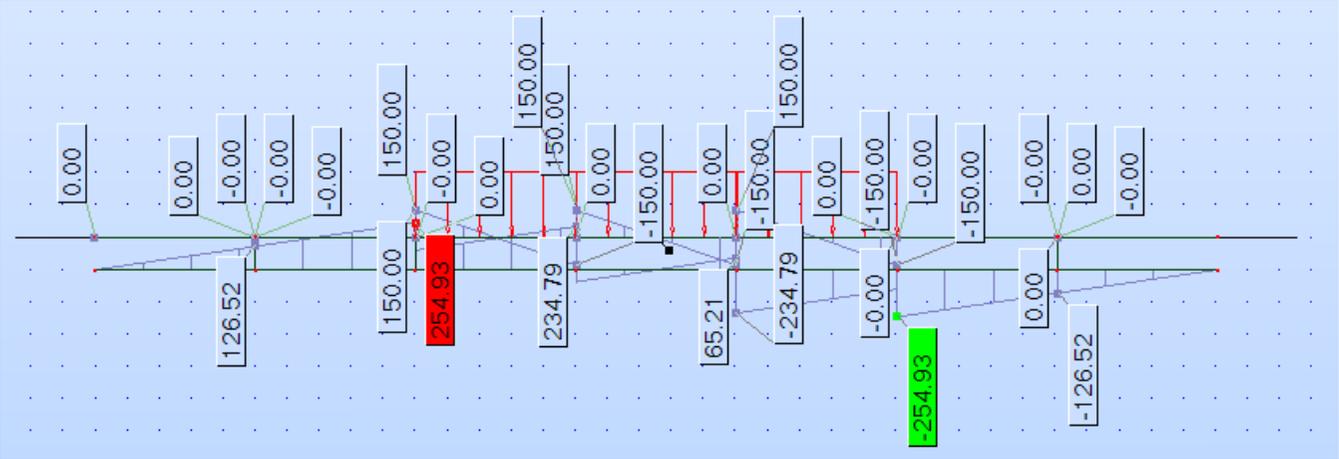


SOBRECARGA DE 0.4 t/m², HIPÓTESIS 4

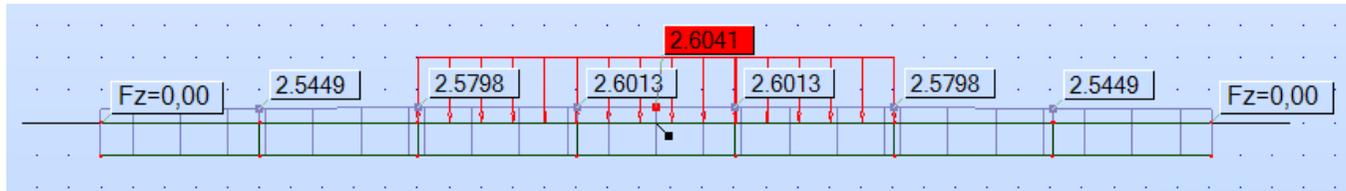
- Momento flector (mt):



- Esfuerzo cortante (t):

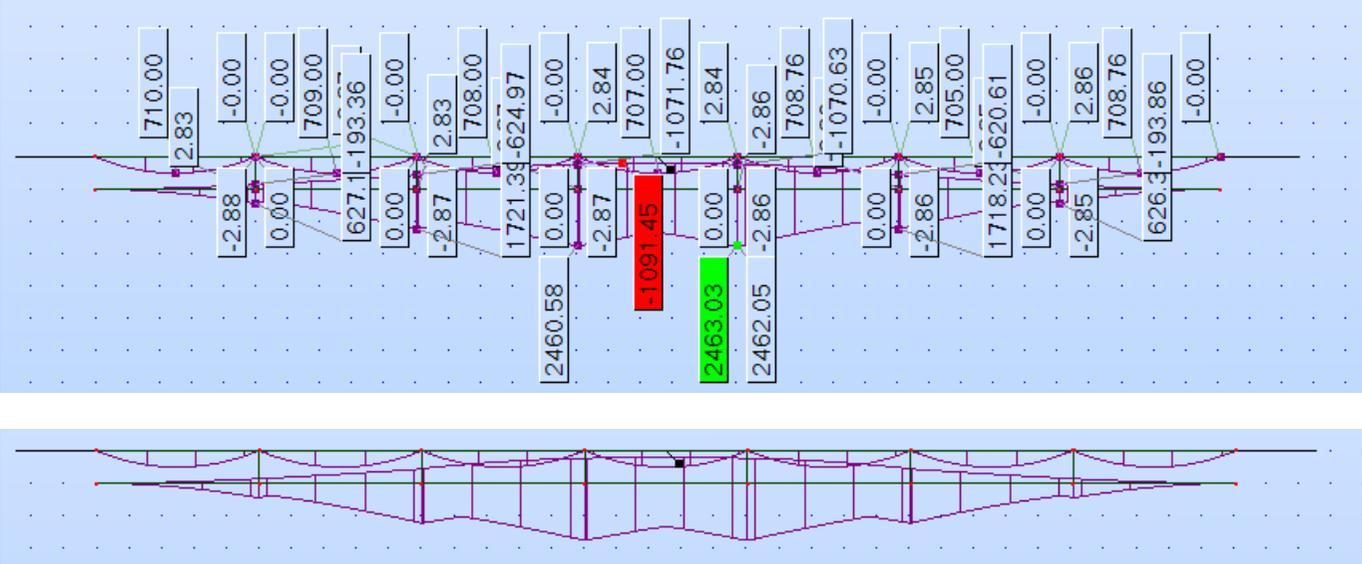


- Reacciones (t):

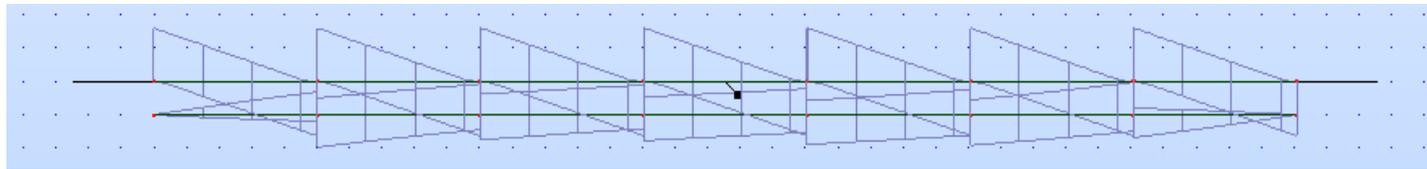
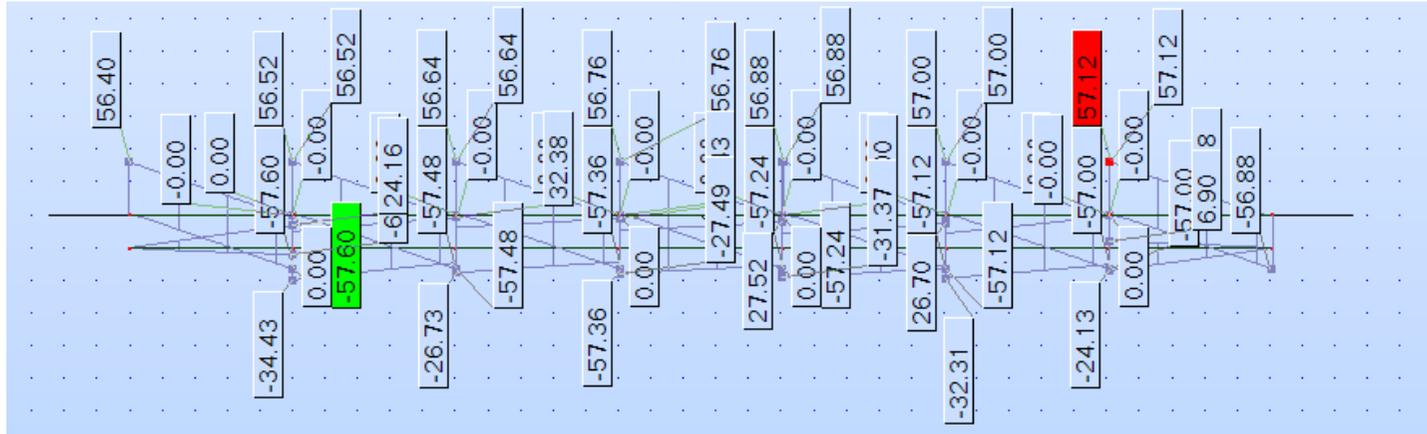


PASO DEL VEHÍCULO DE 60 t

- Envolvente de momento flector (mt):



- Esfuerzo cortante (t):



- Reacciones (t):



