

CUADERNOS INTEMAC

**Tubería de acero a presión revestida con dado de hormigón armado.
Análisis de los cálculos realizados en los proyectos del Segundo Anillo**

**Steel pressure pipeline encased in a reinforced concrete block. Analysis of the
calculations performed in the designs for the second ring main**

Rubén Brandán Gordillo
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Jefe del Departamento de Obras Hidráulicas
División de Control de Ejecución de Obra Civil, INTEMAC

Daniel Gálvez Cruz
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Director de Obra, ACUATAJO



METIRE UT SCIAS

INTEMAC

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

N.º 76
4.º TRIMESTRE '09



METIRE UT SCIAS

INTEMAC

INSTITUTO TÉCNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

CONTROL DE PROYECTO

CONTROL DE OBRA

GARANTÍA DE CALIDAD

(O.C.T.) CONTROL PARA EL SEGURO DE DAÑOS

INFORMES DE PATOLOGÍA, REHABILITACIÓN Y REFUERZOS DE CONSTRUCCIONES

OBRAS PÚBLICAS
EDIFICACIÓN
INSTALACIONES



INTEMAC
A U D I T

AUDITORIA TÉCNICO-ECONÓMICA DE CONSTRUCCIONES

- ASESORÍA EN EL PLANTEAMIENTO Y EN LA CONTRATACIÓN DE LA OBRA
- SEGUIMIENTO DE COSTOS Y PLAZOS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN
- VALORACIONES DE TERRENOS, INMUEBLES Y CONSTRUCCIONES
- AUDITORIAS DE TRABAJOS PARCIALES Y DE LIQUIDACIÓN DE LA OBRA



INTEMAC
E C O

AUDITORÍA TÉCNICA MEDIOAMBIENTAL

CONTROL DE IMPACTO AMBIENTAL

Obras Públicas
Edificación
Instalaciones

CONTROL DE CALIDAD AMBIENTAL

Aire
Agua
Ruido

AUDITORIA MEDIOAMBIENTAL

ASESORAMIENTO EN MATERIA DE MEDIO AMBIENTE

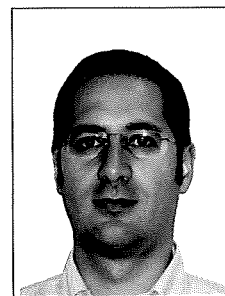
**TUBERÍA DE ACERO A PRESIÓN REVESTIDA CON DADO
DE HORMIGÓN ARMADO. ANÁLISIS DE LOS CÁLCULOS REALIZADOS
EN LOS PROYECTOS DEL SEGUNDO ANILLO**

**STEEL PRESSURE PIPELINE ENCASED IN A REINFORCED CONCRETE
BLOCK. ANALYSIS OF THE CALCULATIONS PERFORMED IN THE DESIGNS
FOR THE SECOND RING MAIN**



Rubén Brandán Gordillo

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Jefe del Departamento de Obras Hidráulicas
División de Control de Ejecución de Obra Civil, INTEMAC
Civil Engineer, Head of the Water Engineering Department
Construction Control for Civil Engineering Works Division, INTEMAC



Daniel Gálvez Cruz

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Director de Obra, ACUATAJO
Civil Engineer
Project Manager, ACUATAJO

Copyright © 2009, INTEMAC

Todos los derechos reservados. Ninguna parte de esta publicación puede ser reproducida o distribuida de ninguna manera ni por ningún medio, ni almacenada en base de datos o sistema de recuperación, sin el previo permiso escrito del editor.

All rights reserved. No part of this publication may be reproduced or distributed in any form or by any means, or stored in a data base or retrieval system, without the prior written permission of the publisher.

ISSN 1133-9365

Depósito legal: M-4699-2010
Infoprint, S.A. - San Vicente Ferrer, 40

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN
2. BASES DE CÁLCULO
 - 2.1. NORMATIVA
 - 2.2. CONCEPTOS DE RIGIDEZ Y FLEXIBILIDAD
 - 2.3. MATERIALES
 - 2.3.1. ACERO
 - 2.3.2. HORMIGÓN
 - 2.3.3. TUBERÍA DE ACERO
 - 2.3.4. REVESTIMIENTOS
 - 2.3.5. FIBRAS
 - 2.3.6. RELLENO
 - 2.4. NIVELES DE CONTROL Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD
 - 2.5. ACCIONES CONSIDERADAS
3. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA
 - 3.1. TIPOLOGÍA DE ZANJA
 - 3.2. TUBERÍA DE ACERO
 - 3.3. MACIZO DE HORMIGÓN
 - 3.3.1. DADO RECTANGULAR
 - 3.3.1. DADO RECTANGULAR CON BORDES ACHAFLANADOS
4. HIPÓTESIS DE CARGA
 - 4.1. TUBERÍA DE ACERO ALOJADA EN ZANJA
 - 4.1.1. ESTADO TENSIONAL
 - 4.1.2. DEFORMACIONES
 - 4.1.3. PANDEO Y COLAPSO
 - 4.2. TUBERÍA CON DADO DE HORMIGÓN
 - 4.2.1. ESTADO TENSIONAL
 - 4.2.2. PRESIÓN INTERNA POSITIVA
 - 4.2.3. ACCIONES EXTERNAS
 - 4.2.4. PANDEO Y COLAPSO
 - 4.2.5. RESISTENCIA A FLEXO-TRACCIÓN PARA HORMIGÓN CON FIBRAS
5. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS
 - 5.1. DESCRIPCIÓN DEL MODELO
 - 5.1.1. GEOMETRÍA
 - 5.1.2. TIPOS DE ELEMENTOS UTILIZADOS
 - 5.1.3. CONDICIONES DE CONTORNO
 - 5.1.4. CONTACTOS
 - 5.1.5. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES
 - 5.1.6. ACCIONES CONSIDERADAS
 - 5.2. DADO DE HORMIGÓN SIN FISURAR
 - 5.3. DADO DE HORMIGÓN FISURADO
6. RESUMEN Y CONCLUSIONES
7. BIBLIOGRAFÍA

CONTENTS

1. INTRODUCTION
2. BASIS FOR THE CALCULATIONS
 - 2.1. STANDARDS
 - 2.2. RIGIDITY AND FLEXIBILITY
 - 2.3. MATERIALS
 - 2.3.1. STEEL
 - 2.3.2. CONCRETE
 - 2.3.3. STEEL PIPELINE
 - 2.3.4. COATINGS
 - 2.3.5. FIBRES
 - 2.3.6. FILL
 - 2.4. CONTROL LEVELS AND SAFETY FACTORS
 - 2.5. ACTIONS AND LOADS TAKEN INTO CONSIDERATION
3. DEFINITION OF THE GEOMETRY
 - 3.1. TRENCH TYPE
 - 3.2. STEEL PIPELINE
 - 3.3. CONCRETE BLOCK
 - 3.3.1. RECTANGULAR BLOCK
 - 3.3.1. RECTANGULAR BLOCK WITH CHAMFERED EDGES
4. DESIGN LOAD
 - 4.1. NON-ENCASED STEEL PIPELINE HOUSED IN A TRENCH
 - 4.1.1. STRESS STATE
 - 4.1.2. DEFORMATIONS
 - 4.1.3. BUCKLING AND COLLAPSE
 - 4.2. PIPELINE WITH CONCRETE BLOCK
 - 4.2.1. STRESS STATE
 - 4.2.2. POSITIVE INTERNAL PRESSURE
 - 4.2.3. EXTERNAL ACTIONS AND LOADS
 - 4.2.4. BUCKLING AND COLLAPSE
 - 4.2.5. BENDING STRENGTH FOR FIBRE-REINFORCED CONCRETE
5. FINITE ELEMENT MODEL
 - 5.1. DESCRIPTION OF THE MODEL
 - 5.1.1. GEOMETRY
 - 5.1.2. TYPES OF ELEMENTS USED
 - 5.1.3. CONTOUR CONDITIONS
 - 5.1.4. CONTACT POINTS
 - 5.1.5. MATERIAL PROPERTIES
 - 5.1.6. ACTIONS AND LOADS TAKEN INTO CONSIDERATION
 - 5.2. UNCRACKED CONCRETE BLOCK
 - 5.3. CRACKED CONCRETE BLOCK
6. SUMMARY AND CONCLUSIONS
7. REFERENCES

ABSTRACT

This document includes the calculation assumptions analyzed in the planning and design stages for the construction of the second ring main to distribute Madrid's water supply (Study of Alternatives, Preliminary Design and Detail Design for segments 1, 2 and 4), and during the actual construction of these segments, as they may serve as the basis for future, similar actions.

The construction consists of laying two main, parallel steel pipelines, 1 600 mm in diameter, over a distance of 103 kilometres, as well as 33 kilometres of branch pipelines.

Three of the nine segments into which the project was divided were laid by the State-owned company Aguas de la Cuenca del Tajo. As these segments formed part of the first stage, they comprise only a single 1 600-mm pipeline encased in a 2,10 x 2,10-m block of reinforced concrete along its entire length.

The calculations were performed by the companies awarded the contracts for drawing up the building designs for these segments: EPTISA (segment 1), CYGSA (segment 2) and APIA XXI (segment 3).

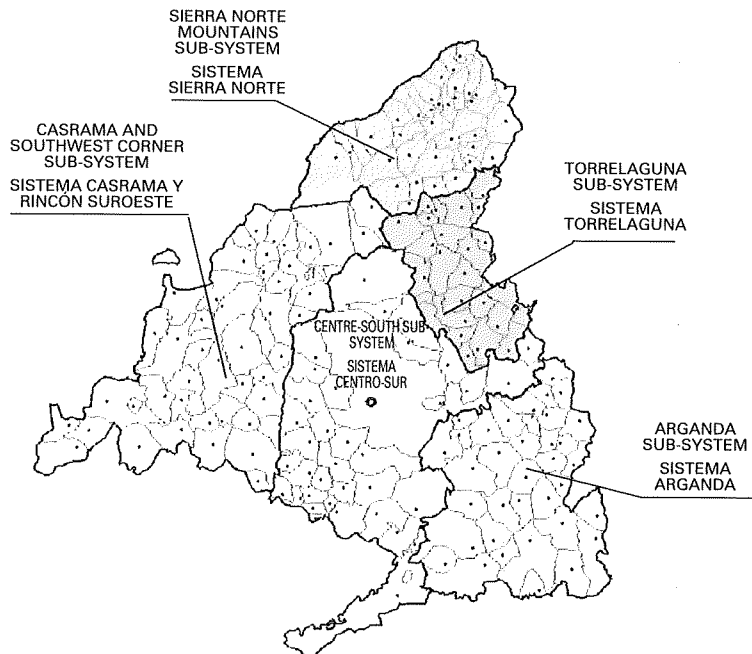
The solution adopted, a steel pipeline encased in a concrete block, is one of a kind.

1. INTRODUCTION

Canal de Isabel II (Madrid waterworks) currently supplies water to five million people, representing 96 % of the total population of the Community of Madrid. The second ring main in the Community of Madrid was designed to reinforce water distribution in the Centre-South system, which uses 90 % of the resources of the supply system as a whole. This system is divided into five sub-systems: a) Sierra Norte Mountains, b) Torrelaguna, c) Guadarrama, d) Centre-South and e) Arganda. Each sub-system is supplied by different sources, although they are all interconnected to ensure continuity of supply.

The key component of Canal de Isabel II's strategic network, which ensures the transport of peak water flows to the Centre-South system, is the "primary ring main", which surrounds the city of Madrid and whose layout is virtually parallel to ring road M-40. It is supplied at each end by a large reservoir (El Goloso and Majadahonda), which receive treated water from the Colmenar Viejo and Valmayor drinking water treatment plants, respectively. This primary ring main is connected to district and municipal distribution networks through a system of outer and inner radial pipelines.

The city of Madrid accounts for a little over half of the demand, and the other half is divided among the western metropolitan ring, the southern/industrial area and the area along radial roads N-I (to S. Agustín de Guadalix), N-II (to Alcalá de Henares) and N-III (to Arganda).



RESUMEN

En el presente documento se recogen las consideraciones de cálculo analizadas en las diferentes fases de planificación y diseño de las obras (Estudio de Alternativas, Anteproyecto, Proyecto de Construcción de los tramos 1º, 2º y 4º) del Segundo Anillo principal de distribución de agua potable a Madrid, y durante la ejecución de las obras de estos tramos, que pueden servir de base para futuras actuaciones similares.

Las obras consisten en la construcción de un tendido principal de dos tuberías paralelas de acero, con una longitud de 103 kilómetros y un diámetro de 1.600 mm, además de 33 kilómetros de ramales.

En las obras ejecutadas por Aguas de la Cuenca del Tajo, correspondientes a la 1ª Fase, se han completado tres de los nueve tramos en los cuales se ha dividido el Proyecto. Dichos tramos, al formar parte de la 1ª Fase, solo incluyen una única conducción de diámetro 1.600 mm, revestida por un macizo de hormigón armado de 2,10 x 2,10 m en toda su longitud.

Los cálculos han sido realizados por las empresas adjudicatarias de la redacción de los Proyectos de Construcción de dichos tramos: EPTISA (Tramo 1º), CYGSA (Tramo 2º) y APIA XXI (Tramo 3º).

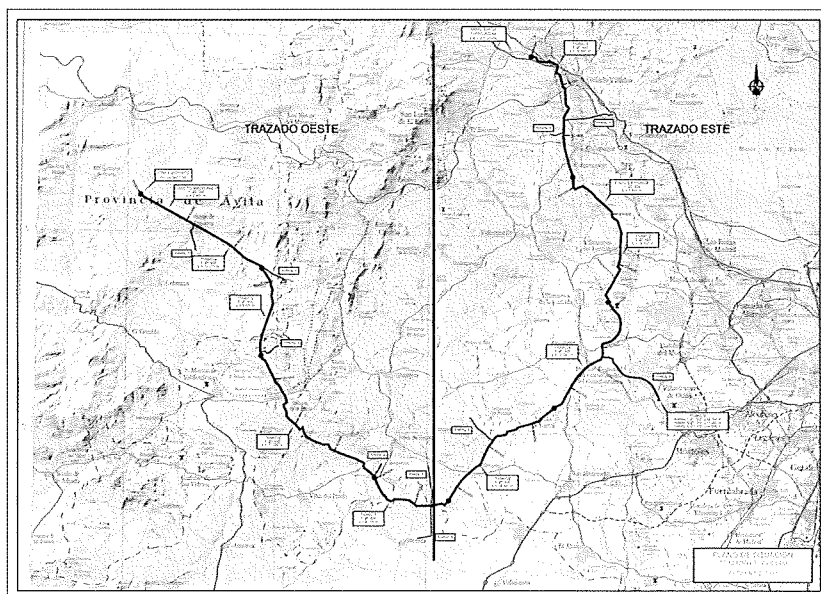
Cabe destacar que la tipología adoptada, -tubería de acero con dado de hormigón-, es única en su tipo.

1. INTRODUCCIÓN

La población abastecida por el Canal de Isabel II en la actualidad es de 5 millones de habitantes, que representa el 96% de la población de la Comunidad de Madrid. Las obras del Segundo Anillo de Distribución de Agua Potable de la Comunidad de Madrid han sido proyectadas para reforzar el sistema denominado Centro-Sur, que consume el 90% de los recursos del sistema general de abastecimiento. Dicho sistema se encuentra dividido en cinco subsistemas: a) Sierra Norte, b) Torrelaguna, c) Guadarrama, d) Centro-Sur y e) Arganda. Las fuentes de suministro están diferenciadas para cada sistema, si bien se interconectan para mayor garantía.

El elemento fundamental de la red estratégica del Canal de Isabel II, que asegura el transporte de los caudales punta de consumo al Sistema Centro-Sur, lo constituye el "Anillo Principal de Distribución" que rodea Madrid capital con un trazado sensiblemente paralelo a la autovía de circunvalación M-40. Está alimentado por sus extremos desde dos grandes depósitos (El Goloso y Majadahonda) que reciben los recursos tratados procedentes de las estaciones de tratamiento de agua potable (ETAP) de Colmenar Viejo y Valmayor, respectivamente. Este "Primer Anillo" se conecta, mediante un conjunto de conducciones radiales interiores y exteriores, con las redes de distribución zonales y municipales.

Madrid Capital representa algo más de la mitad de la demanda y la otra mitad se distribuye entre la corona metropolitana Oeste, la zona Sur-Industrial y a lo largo de las vías radiales N-I (hasta S. Agustín de Guadalix), N-II (hasta Alcalá de Henares) y N-III (hasta Arganda).



At this time, because of the structure and operating conditions in the strategic network, a single-point failure in the primary ring main could result in a low service level for a great many users, until normal operation is re-established in the network. The construction of the second ring main was designed to prevent this.

The construction of the second ring main consists of laying two parallel pipelines with an inner diameter of 1 600 mm, made of 16-mm-thick steel, over a total length of approximately 103 km. These will carry pressurized water from the large Colmenar and Valmayor reservoirs, located at elevations of 773 and 789 m above sea level, respectively, to the areas in the capital's metropolitan ring and the areas of urban development along the main radial arteries in the Community of Madrid's road system.

The first stage, which is currently under construction, includes the first segment of the second ring main and the associated connecting branches. Stage 2, scheduled for a later date, covers the next length of the second ring main and the second connecting branch to the Majadahonda node.

The project is divided into nine segments, three of which have been built by Aguas de la Cuenca del Tajo:

Segment 1: *"Southern branch to Torrelaguna - Inner motorway R-2"*. Here the 1 600-mm-diameter pipeline is 15 kilometres long, running from the collection box at the end of the southern Torrelaguna branch (San Agustín de Guadalix) to the connection with motorway R-2, next to ring road M-50, at Casas de Belvis in Paracuellos del Jarama.

Segment 2: *"Inner motorway R-2 - Henares Corridor motorway"*. This segment is a 14,1-km-long pipeline that starts at the end of the first section, alongside ring road M-50, and ends at the Henares Corridor motorway at San Fernando de Henares.

Segment 4: *"Valmayor drinking water treatment plant and reservoir – connecting branch to Majadahonda node"*. The design calls for a 13,3-km-long pipeline with diameters of 1 600 and 2 000 mm, as well as branch 2, 2,6 km long with a diameter of 1 600 mm. The pipeline begins at the Valmayor drinking water treatment plant (Colmenarejo) and runs parallel to the Valmayor canal, ending at the Majadahonda drinking water treatment plant reservoirs.

2. BASIS FOR THE CALCULATIONS

The solution adopted at the request of Canal de Isabel II, because of operating conditions, is an underground pipeline encased in a concrete block to protect it against external, especially dynamic, loads, and soil corrosivity. The block also raises its buckling strength.

The 1 600-mm-diameter pipeline is made of spiral-welded steel encased in a reinforced concrete block with a 2,10 m x 2,10 m cross-section.

To the dimension the pipeline, internal pressures were assumed to be withstood entirely by the pipeline, without the assistance of the surrounding concrete, while external loads due to soil pressures or traffic were regarded to be borne entirely by the concrete block.

Therefore, the reinforcement necessary in the concrete block was dimensioned to limit the number and size of cracks.

To check pipeline buckling, the concrete block was assumed to behave like a stiff structure that tends to limit pipeline deformation when subjected to external pressure. It was also assumed that the pipeline would collapse if the stresses exceeded the elastic limit of the steel in the pipes.

2.1. STANDARDS

- General technical specifications for water supply pipes (1974).
- Optional specifications for water supply pipes, Ministry of Public Works and Urban Development (Spanish acronym MOPU).
- AWWA Manual M11, 3rd edition, 1989.
- Technical Guide on Pipelines for Transporting Pressurized Water (CEDEX – Centre for Study and Experimentation in Public Works).

En el momento actual, y dada la estructura y condiciones de funcionamiento de la red estratégica, un fallo puntual en el "Primer Anillo" podría ocasionar un bajo nivel de servicio a un gran número de usuarios, hasta el restablecimiento de la operación normal de la red, por lo que se han previsto las obras del denominado "Segundo Anillo".

Las obras del "Segundo Anillo" consisten en el tendido de dos tuberías paralelas de diámetro interior 1.600 mm, de acero de 16 mm de espesor, y de longitud total aproximada de 103 km, que conducirán agua a presión desde los grandes depósitos de Colmenar y de Valmayor,- situados a las cotas 773 y 789 m.s.n.m. respectivamente-, hasta las zonas de demanda de la corona metropolitana de la capital y las áreas de desarrollo urbano asentadas a lo largo de los ejes radiales del sistema viario de la Comunidad.

La 1ª Fase de estas obras, que incluye la primera rama del "Segundo Anillo" y los ramales de conexiones asociados como obras complementarias, es la que se encuentra actualmente en ejecución. La 2ª Fase, de programación posterior, corresponde a la segunda rama del "Segundo Anillo" y a la segunda rama de la conexión al nudo de Majadahonda.

El proyecto se ha dividido en nueve tramos, de los que Aguas de la Cuenca del Tajo ha ejecutado tres:

1º Tramo: "Ramal Sur a Torrelaguna-Arteria R-2 Interna". Consiste en el tendido de una tubería de una longitud de 15 kilómetros y un diámetro de 1.600 mm, que comienza en la arqueta final del Ramal Sur de Torrelaguna (San Agustín de Guadalix) y concluye con la conexión a la arteria R-2, junto a la M-50, a la altura de Casas de Belvis, en Paracuellos del Jarama.

2º Tramo: "Arteria R-2 Interna-Arteria del Corredor del Henares". Las obras consisten en la instalación de una conducción de 14,1 kilómetros. Comienza en el final del primer tramo, junto a la M-50, y termina en la arteria del corredor del Henares, en San Fernando de Henares.

4º Tramo: "ETAP y Depósito Valmayor-ramal de conexión al nudo de Majadahonda". Se instalará una tubería de 13,3 kilómetros de longitud y un diámetro de 1.600 mm y 2.000 mm, y se construirá el ramal 2, de 2,6 kilómetros y 1.600 mm de diámetro. El trazado comienza en la ETAP de Valmayor (Colmenarejo) y discurre, en paralelo al canal de Valmayor, para terminar en los depósitos de la ETAP de Majadahonda.

2. BASES DE CÁLCULO

La solución adoptada por condiciones operativas, a solicitud del Canal de Isabel II, se corresponde a una tubería enterrada, embutida en un macizo de hormigón que sirve de protección a ésta frente a las cargas externas, especialmente frente a las cargas dinámicas, y también frente a la posible agresividad del terreno desde el punto de vista de la probable corrosión del acero, así como para mejorar su resistencia frente a su posible colapso por pandeo.

La tubería será de acero helicoidado de diámetro 1.600 mm, y estará recubierta con un dado de hormigón armado de sección transversal de 2,10 m x 2,10 m.

Para el dimensionamiento de la tubería, se ha considerado que las presiones internas son resistidas enteramente por la tubería, sin la colaboración del hormigón que la envuelve, y que las cargas externas debidas al empuje del terreno o al tráfico son soportadas enteramente por el macizo de hormigón.

Por lo tanto, la armadura necesaria del dado de hormigón se dimensiona con el fin de limitar el número y dimensiones de las fisuras.

Para la comprobación del pandeo de la tubería, se supondrá que el macizo de hormigón se comporta como una estructura rígida que tiende a coartar las deformaciones de la tubería cuando está sometida a presiones externas, y se supondrá también que el colapso de la tubería se produce si las tensiones superan el límite elástico del material de los tubos.

2.1. NORMATIVA

- Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para tuberías de abastecimiento de agua (1974).
- Pliego General de Condiciones Facultativas para tuberías de abastecimiento de agua del MOPU.
- Manual de la AWWA M11, 3ª Edición, 1989.
- Guía Técnica sobre Tuberías para el Transporte de Agua a Presión (CEDEX).

- Guidelines for the Design of Buried Steel Pipe, ASCE, 2001.
- Canal de Isabel II's water supply standards.
- Code IAP-98 on the actions and loads to be taken into consideration in designing road bridges.
- UNE-EN ISO Standards.
- UNE 83-500-89 Part 1: Concrete with steel and/or polypropylene fibres. CLASSIFICATION AND DEFINITIONS. Polypropylene fibres for reinforcing concrete
- UNE 83-500-89 Part 2: Concrete with steel and/or polypropylene fibres. CLASSIFICATION AND DEFINITIONS. Polypropylene fibres for reinforcing concrete
- UNE 83-501-86: Concrete with steel and/or polypropylene fibres. TAKING FRESH CONCRETE SAMPLES
- UNE 83-502-88: Concrete with steel and/or polypropylene fibres. LABORATORY MANUFACTURE
- UNE 83-504-90: Concrete with steel and/or polypropylene fibres. MANUFACTURE OF TEST PIECES FOR LABORATORY TESTS
- UNE 83-507-86: Concrete with steel and/or polypropylene fibres. COMPRESSION FAILURE
- UNE 83-509-88: Concrete with steel and/or polypropylene fibres. FLEXURAL FAILURE
- UNE 83-510-88: Concrete with steel and/or polypropylene fibres. DETERMINATION OF FIRST CRACK TOUGHNESS AND STRENGTH
- EN 14651: Test method for metallic fibered concrete - Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual)
- CNR-DT 204/2006: Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Strutture di Calcestruzzo Fibrorinforzato
- Structural Concrete Code (EHE). Approved by Royal Decree 2661/1998 of 11 December 1998.
- EN 10224:2002. Non-alloy steel tubes and fittings for the conveyance of aqueous liquids including water for human consumption. Technical delivery conditions.
- API SPECIFICATION 5L (SPEC 5L). Specification for Line Pipe

2.2. RIGIDITY AND FLEXIBILITY

Before proceeding to the structural engineering, pipeline behaviour in terms of its deformation in relation to its load carrying capacity had to be defined.

Pipes can be classified as:

- **Rigid:** pipes whose load capacity is limited by the failure strength of the material, with no significant deformations of their cross-section appearing beforehand.
- **Semi-rigid:** pipes whose load capacity may be limited either by failure strength or transverse deformation of the material.
- **Flexible:** pipes whose load capacity is limited by their allowable deformation.

Pipe flexibility is usually measured by the parameter S , derived from the following equation:

$$S = \frac{E \cdot I}{D^3}$$

- Guidelines for the Design of Buried Steel Pipe, ASCE 2001.
- Normas para el abastecimiento del agua del Canal de Isabel II.
- Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera IAP-98.
- Normas UNE.EN.ISO.
- UNE 83-500-89 Parte 1: Hormigones con fibras de acero y/o polipropileno. CLASIFICACIÓN Y DEFINICIONES. Fibras de polipropileno para el refuerzo de hormigones
- UNE 83-500-89 Parte 2: Hormigones con fibras de acero y/o polipropileno. CLASIFICACIÓN Y DEFINICIONES. Fibras de polipropileno para el refuerzo de hormigones
- UNE 83-501-86 Hormigones con fibras de acero y/o polipropileno. TOMA DE MUESTRAS DE HORMIGÓN FRESCO
- UNE 83-502-88 Hormigones con fibras de acero y/o polipropileno. FABRICACIÓN EN LABORATORIO
- UNE 83-504-90 Hormigones con fibras de acero y/o polipropileno. FABRICACIÓN DE PROBETAS PARA LOS ENSAYOS DE LABORATORIO
- UNE 83-507-86 Hormigones con fibras de acero y/o polipropileno. ROTURA POR COMPRESION
- UNE 83-509-88 Hormigones con fibras de acero y/o polipropileno. ROTURA POR FLEXOTRACCION
- UNE 83-510-88 Hormigones con fibras de acero y/o polipropileno. DETERMINACION DEL ÍNDICE DE TENACIDAD DE RESISTENCIA A PRIMERA FISURA
- EN 14651 Test method for metallic fibered concrete - Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual)
- CNR-DT 204/2006 Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Strutture di Calcestruzzo Fibrorinforzato
- Instrucción de Hormigón Estructural (EHE). Aprobado por Real Decreto 2661/1998, de 11 de diciembre.
- EN 10224:2002. Tubos y accesorios en acero no aleado para el transporte de líquidos acuosos, incluido agua para consumo humano. Condiciones técnicas de suministro.
- API SPECIFICATION 5L (SPEC 5L). Specification for Line Pipe

2.2. CONCEPTOS DE RIGIDEZ Y FLEXIBILIDAD

Previamente a entrar en los cálculos estructurales de la conducción, es necesario definir el comportamiento de la misma respecto a la relación entre las deformaciones y su capacidad de carga.

Las tuberías se pueden clasificar en:

- **Rígidas:** aquellas cuya capacidad de carga está limitada por la rotura, sin que previamente aparezcan deformaciones significativas en su sección transversal.
- **Semirrígidas:** aquellas cuya capacidad de carga puede estar limitada bien por la rotura o bien por la deformación transversal.
- **Flexibles:** aquellas cuya capacidad de carga está limitada por la deformación admisible.

El grado de flexibilidad de una tubería se suele medir mediante el parámetro S deducido de la expresión siguiente:

$$S = \frac{E \cdot I}{D^3}$$

Where:

- S is the ring stiffness of the pipe in N/mm²
- E is the material's modulus of elasticity in N/mm²
- I is the pipe's moment of inertia in mm⁴/mm
- D is the pipe diameter, in mm

According to A. Howard, the criterion for rigidity would be:

- S < 0,1 Flexible pipes
- 0,1 ≤ S ≤ 0,2 Semi-rigid pipes
- S > 0,2 Rigid pipes

According to the aforementioned criterion, a pipe with a diameter of 1 600 mm can be regarded to be flexible if it is less than 28 mm thick.

Another way to approach rigidity or flexibility is outlined in draft European standard prEN 1295-3:2001. This document introduces a classification criterion based on the parameter S_c , obtained with the following equation:

$$S_c = \frac{E_s}{8 \cdot S \cdot (1 - \nu^2)}$$

Where:

- S_c is relative stiffness
- E_s is soil modulus of deformation in N/mm²
- ν is Poisson's ratio for the soil, for which a value of 0,3 is generally used.
- S is the ring stiffness of the pipe in N/mm²

The pipe is considered to exhibit rigid behaviour when $S_c \leq 9$ and flexible behaviour when $S_c > 9$. However, pipes whose relative stiffness is between 9 and 24 are usually known as semi-rigid or semi-flexible pipes, and their characteristic feature is their elliptical shape when deformed.

According to this criterion, for soil moduli of deformation on the order of 7,0 MPa or higher, pipes can be considered to be flexible as long as they are less than 36 mm thick.

In the case of a steel pipeline encased in a concrete block, the stiffness provided by the block is reduced by the appearance of internal pressure-induced cracks.

2.3. MATERIALS

2.3.1. STEEL

The properties of the corrugated steel used for passive reinforcement of the block are as follows:

- Type of steel B-500 S
- Density $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$
- Modulus of elasticity: $E = 2,1 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$
- Poisson's ratio $\nu = 0,300 - 0,320$
- Elastic limit: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

2.3.2. CONCRETE

The properties of the concrete used to encase the steel pipeline are as follows:

- Type of concrete HA-25
- Modulus of elasticity 27 000 – 27 200 MPa
- Density: 25 KN/m³
- Characteristic compressive strength $f_{yk} = 25 \text{ MPa}$
- Poisson's ratio 0,2

donde:

- S, rigidez anular de la tubería en N/mm²
- E, módulo de elasticidad del material, en N/mm²
- I, momento de inercia de la tubería, en mm⁴/mm
- D, Diámetro de la tubería, en mm

Según A. Howard, el criterio de rigidez sería:

- S < 0,1 Tuberías Flexibles
- 0,1 ≤ S ≤ 0,2 Tuberías semirrígidas
- S > 0,2 Tuberías rígidas

Según el criterio mencionado, la tubería puede ser considerada como flexible siempre que su espesor sea inferior a 28 mm para un diámetro de 1.600 mm.

Otra forma de enfocar la rigidez o flexibilidad de un tubo es el proyecto de norma europea prEN 1295-3:2001. Dicho documento introduce un criterio de clasificación a partir del parámetro S_c obtenido de la expresión siguiente

$$S_c = \frac{E_s}{8 \cdot S \cdot (1 - \nu^2)}$$

donde:

- S_c, rigidez relativa
- E_s, módulo de deformación del suelo, en N/mm²
- ν, módulo de Poisson del suelo para el que generalmente se utiliza el valor 0,3.
- S, rigidez anular de la tubería, en N/mm²

Se considera que la tubería se comporta como rígida cuando S_c ≤ 9 y como flexible cuando S_c > 9. Sin embargo, aquellos casos en los que la rigidez relativa está comprendida entre 9 y 24 se suelen denominar tuberías semirrígidas, o tuberías semiflexibles, caracterizadas porque su deformada mantiene una forma elíptica.

De acuerdo con este criterio, para módulos de deformación del terreno del orden de 7,0 MPa o más, las tuberías pueden ser consideradas como flexibles siempre que su espesor sea inferior a 36 mm.

En el caso de tubería de acero cubierta con un dado de hormigón, la rigidez que aporta el dado de hormigón se reduce por efecto de la aparición de fisuras en el mismo debidas a la presión interna.

2.3. MATERIALES

2.3.1. ACERO

El tipo de acero corrugado de la armadura pasiva del dado tiene las siguientes características:

- Tipo de acero B-500 S
- Densidad γ = 78,5 kN/m³
- Módulo de elasticidad: E = 2,1x10⁸ kN/m²
- Módulo de Poisson ν = 0,300 - 0,320
- Límite elástico: f_{yk} = 500 MPa

2.3.2. HORMIGÓN

El hormigón utilizado para el dado de la alternativa de tubería de acero con dado de hormigón tiene las siguientes características:

- Tipo de hormigón HA-25
- Módulo de elasticidad 27.000 – 27.200 MPa
- Densidad: 25 KN/m³
- Resistencia característica a compresión f_{yk} = 25 MPa
- Módulo de Poisson 0,2

- Coefficient of thermal expansion: $1,0 \times 10^{-5}$

The properties of the blinding concrete used as a bed for the concrete block are as follows:

- Type of concrete: HM-20
- Modulus of elasticity: 25 800 MPa
- Characteristic compressive strength: 20 MPa
- Poisson's ratio: 0,2
- Coefficient of thermal expansion: $1,0 \times 10^{-5}$

2.3.3. STEEL PIPELINE

In all cases, S275JR steel with an elastic limit of 275 MPa was used, assuming a maximum working pressure of 50 % of that limit, i.e., 137,5 MPa; this yields a safety factor of 2 in the calculations of internal pressure. The properties of this steel are:

- Type of steel: S 275 JR
- Modulus of elasticity: 200 000 – 206 010 MPa
- Elastic limit: $f_{yk} = 275$ MPa
- Ultimate strength: > 410 MPa
- Coefficient of thermal expansion: $1,2 \times 10^{-5}$

2.3.4. COATINGS

Pipe surfaces were prepared by blasting after inspection to ensure that it was dry and contaminant-free (oil, grease, temporary corrosion protection, etc.). Any surface defects, such as rolling defects or weld remnants, were eliminated mechanically.

Only steel grit or an operating mix of grit and shot, predominantly grit, was used as the abrasive, to obtain a roughness profile ensuring optimum adhesion of the coatings to be applied.

The outer surfaces of the pipe were cleaned to Sa2 1/2 as described in international standard ISO 8501/1, and the inner surfaces to Sa3.

The acceptable roughness profile (R_2) range for both inner and outer surfaces was 50 to 100 microns.

Only hot-applied coatings using multi-component equipment that mixes the components at the spray nozzle were accepted.

Adhesion was measured in accordance with the method defined in European standard EN 24624. The minimum acceptable value For the exterior coating was 7 MPa, and for the interior, 3,5 MPa.

Interior coating

An epoxy resin (100% solids) with a dry-film thickness of 400 pm was used, pursuant to standard ANSI AWWA C210-97 specifications.

The product had also to comply with Spanish technical and health regulations:

- Royal Decree 1125/1985 (approving the technical and health regulations for the manufacture, transit and sale of polymer materials for use with foodstuffs), amended by Royal Decree 668/1990
- Resolution of 4 November 1982, amended by the Order dated 3 July 1985
- Royal Decree 118/2003, amended by Order SC0/983/2003

The surface was prepared by blasting to Sa3 (UNE-EN ISO 8501-1:2002), with roughness 50 to 100 pm.

- Coeficiente de dilatación térmica: $1,0 \times 10^{-5}$

El hormigón de limpieza utilizado para asiento del dado de hormigón tiene las siguientes características:

- Tipo de hormigón HM-20
- Módulo de elasticidad 25.800 MPa
- Resistencia característica a compresión: 20 MPa
- Módulo de Poisson 0,2
- Coeficiente de dilatación térmica: $1,0 \times 10^{-5}$

2.3.3. TUBERÍA DE ACERO

En todos los casos se ha utilizado acero S275JR de límite elástico 275 Mpa, considerando una presión máxima de trabajo del 50% de dicho límite, es decir, 137,5 Mpa, consiguiendo así un coeficiente de seguridad de 2 en los cálculos a presión interna. Las características de este acero son:

- Tipo de acero S 275 JR
- Módulo de elasticidad 200.000 – 206.010 MPa
- Límite elástico $f_{yk} = 275$ MPa
- Límite de rotura > 410 MPa
- Coeficiente de dilatación térmica: $1,2 \times 10^{-5}$

2.3.4. REVESTIMIENTOS

La superficie del tubo se prepara por granallado, previa comprobación de que estén libres de contaminantes (aceite, grasa, protección anticorrosiva temporal) y se encuentren secas. Los defectos superficiales, tales como hoja de laminación, restos de soldaduras, se eliminan por medios mecánicos.

El abrasivo utilizado, únicamente granalla de acero angular o una mezcla operativa entre angular y esférica, donde predomina la angular, para obtener un perfil de rugosidad que asegure el mejor anclaje físico de los recubrimientos a aplicar.

Las superficies se limpian hasta el grado Sa2 1/2 de ISO 8501/1 en el exterior de la tubería y Sa3 en el interior.

El perfil de rugosidad, R_2 , tanto para exteriores como para interiores no debe ser inferior en ningún caso, a 50 micras, ni superior a 100.

La aplicación se lleva a cabo, exclusivamente, con equipos multicomponente, mezcla en boquilla de pulverización y en caliente.

La adherencia se mide de acuerdo con el método definido en EN 24624. Para el revestimiento exterior, el valor mínimo aceptable será de 7 MPa, y para el interior de 3,5 MPa.

Revestimiento interior

Se utilizará una resina epoxi (100% sólidos) con espesor de 400 pm de película seca, ajustándose a las exigencias de la norma ANSI AWWA C210-97.

Además el producto cumplirá la reglamentación Técnico Sanitaria española:

- Real Decreto 1125/1985 (por el que se aprueba la Reglamentación Técnico - Sanitaria para la elaboración circulación y comercio de materiales poliméricos en relación con los productos alimenticios y alimentarios), modificado por el Real Decreto 668/1990
- Resolución de 4 de noviembre de 1982, modificada por Orden de 3 de julio de 1985
- Real Decreto 118/2003, modificado por Orden SC0/983/2003

Preparación de la superficie mediante granallado grado Sa3 (UNE-EN ISO 8501-1:2002) y rugosidad 50 a 100 pm.

Exterior coating

An aromatic polyurethane coating (100 % solids) was used, comprising a polyol and an isocyanate, each a different colour to provide an easily visible means of verifying final product uniformity and proper blending.

The product was required to meet the specifications laid down in standards European and German prEN 10290:2001, DIN 30671:1992 and DIN EN 10290.

The nominal dry film thickness (NDFT) was 800 microns.

2.3.5. FIBRES

One of the solutions proposed by the construction contractors was to replace the reinforcement in the concrete block with steel fibres, HE 75/50 (ARCELOR) or similar, with a dosage rate of 30 kg/m³, while modifying the cross-section, increasing block height by 5 cm so its dimensions would be 2,10 m x 2,15 m.

This configuration assumed the stress distribution in the cross-section of the steel-fibre-reinforced concrete shown in the figure below:

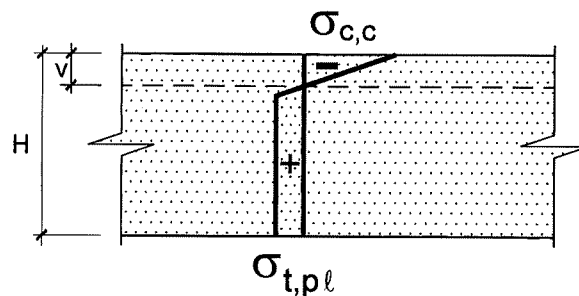


Figure 1: Stress distribution in concrete block cross-section (BR 7)

Where:

Depth of the compressed area

$$v = \frac{2 \cdot \sigma_{t,pl} \cdot \sigma_{c,c} \cdot H}{(\sigma_{t,pl} + \sigma_{c,c})^2} = 3,46 \text{ cm}$$

Stress in the compressed area

$$\sigma_{c,c} = 0,85 \cdot f_{ck} = 25,50 \text{ N/mm}^2$$

Depth of the area under tensile stress

$$H - v = 30 - 3,46 = 26,54 \text{ cm}$$

Yield stress

$$\sigma_{t,pl} = 1,67 \text{ N/mm}^2$$

2.3.6. FILL

For the fill material in the trenches, a saturated unit weight of 20,5 kN/m, an internal angle of friction of 30° and zero cohesion were assumed.

The modulus of soil reaction is known to be a key factor in limiting the deformation of flexible pipes. This modulus depends on soil geotechnical properties and degree of compaction.

Revestimiento exterior

Se utiliza un revestimiento de poliuretano aromático (100% sólidos), constituido por un polioli y un isocianato, de diferente color para verificar la corrección de la mezcla y uniformidad del color del producto mezclado.

El producto deberá cumplir con los requerimientos de las Normas prEN 10290:2001, DIN 30671:1992 y DIN EN 10290.

El espesor nominal (NDFT) será de 800 micras.

2.3.5. FIBRAS

Una de las soluciones propuestas por los contratistas adjudicatarios de las obras fue la sustitución de la armadura en el dado de hormigón por fibras de acero, tipo HE 75/50 (ARCELOR), en concentración de 30 Kg/m³, pero modificando la sección del dado, ya que se incrementa su altura en 5 cm, de modo que las dimensiones resultantes serían 2,10 m x 2,15 m.

Con esta configuración, se ha supuesto una distribución de tensiones en la sección de hormigón reforzada con fibras de acero como se muestra en la siguiente figura:

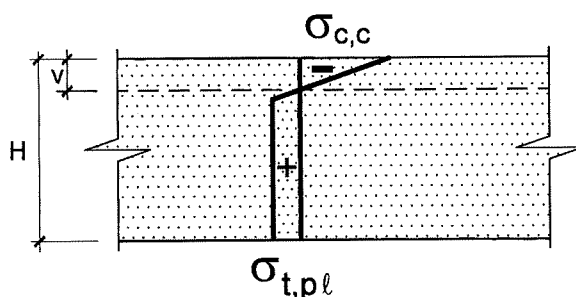


Figura1: Esquema de distribución de tensiones (RB.7)

siendo:

Profundidad de la zona comprimida

$$v = \frac{2 \cdot \sigma_{t,pl} \cdot \sigma_{c,c} \cdot H}{(\sigma_{t,pl} + \sigma_{c,c})^2} = 3,46 \text{ cm}$$

Tensión en la zona comprimida

$$\sigma_{c,c} = 0,85 \cdot f_{ck} = 25,50 \text{ N/mm}^2$$

Profundidad de la zona traccionada

$$H - v = 30 - 3,46 = 26,54 \text{ cm}$$

Tensión plástica última de tracción

$$\sigma_{t,pl} = 1,67 \text{ N/mm}^2$$

2.3.6. RELLENO

Para el material de relleno de las zanjas se ha supuesto un peso específico saturado de 20,5 kN/m, un ángulo de rozamiento interno de 30°, y una cohesión nula.

Con respecto al modulo de reacción del terreno, es sabido que es fundamental para limitar la deformación de las tuberías de comportamiento flexible, el cual a su vez depende de las características geotécnicas de éste y de su grado de compactación.

	Light compaction SP<85%	Moderate compaction 85%<SP<95%	Heavy compaction SP>95%
Fine-grained soils. Sils and clays (LL>50). Soils with medium to high plasticity (CH, MH, CH-MH).	A specific study of the required parameters must be conducted for soils in this category.		
Fine-grained soils. Sils and clays (LL<50). Soils with medium to low plasticity (CL, ML, ML-CL, CL-CH, ML-MH) with less than 25 % coarse particles.	200 psi 1,4 MPa	400 psi 2,8 MPa	1000 psi 6,9 MPa
Fine-grained soils. Silts and clays (LL<50). Soils with medium to low plasticity (CL, ML, ML-CL, CL-CH, ML-MH) with greater than 25 % coarse particles.	400 psi 2,8 MPa	1000 psi 6,9 MPa	2000 psi 13,8 MPa
Coarse-grained soils. Sands and gravels with greater than 12 % fine particles (GM, GC, SM, SC) Coarse-grained soils with little or no fines. Gravels and sands with less than 12 % fine particle content (GW, GP, SW, SP).	1000 psi 6,9 MPa	2000 psi 13,8 MPa	3000 psi 20,7 MPa
Crushed stone	3000 psi 20,7 MPa	3000 psi 20,7 MPa	3000 psi 20,7 MPa

Table 1: Modulus of soil reaction

(Table 14.1 Table of E prime and other parameter values for Reclamation Equation – BR 10)

According to the Table above, the average modulus of soil reaction values for the characteristic soil types in question with a high degree of compaction were 6,9, 13,8 and 20,7 MPa, respectively.

Based on the above results, all the calculations performed assumed soil with a modulus of reaction of 2 000 psi (or 14 MPa).

In summary, the properties of the soil to be used for fill in the trench were:

- Unit weight 20,5 kN/m 3
- Internal angle of friction 30°
- Compaction conditions Heavy (95 % Proctor or 70 % relative density)
- Modulus of fill soil reaction 13,8 MPa

2.4. CONTROL LEVELS AND SAFETY FACTORS

The safety factors used to determine pipeline thicknesses were as recommended in the publication “*Recomendaciones para el proyecto, instalación y mantenimiento de tuberías para el transporte de agua a presión*” [Recommendations for the design, installation and maintenance of pipelines for transporting pressurized water] (BR 11). According to this publication, the stresses in the pipeline under the internal MDP, calculated using the formula for thin pipes, may not be greater than 50 % of the elastic limit of the material. The MDP, maximum design pressure, is defined to be the most unfavourable static or uniform or transitory pressure that may act inside the pipeline.

The buckling safety factor required by the CEDEX publication is 2,5 or 3,0, depending on the h/D ratio.

- Allowable stress safety factor: 2,00
- Safety factor against buckling: 2,50 If h/D > 2
3,00 If h/D < 2

	Compactación ligera PN<85%	Compactación moderada 85%<PN<95%	Alta compactación PN>95%
Suelos de granulometría fina. Limos y arcillas (LL>50). Suelos con media o alta plasticidad (CH, MH, CH-MH).	Los suelos en esta categoría requieren un estudio específico de los parámetros exigibles.		
Suelos de granulometría fina. Limos y arcillas (LL<50). Suelos con media o baja plasticidad (CL, ML, ML-CL, CL-CH, ML-MH) con menos del 25% de partículas gruesas.	200 psi 1,4 MPa	400 psi 2,8 MPa	1000 psi 6,9 MPa
Suelos de granulometría fina. Limos y arcillas (LL<50). Suelos con media o baja plasticidad (CL, ML, ML-CL, CL-CH, ML-MH) con más del 25% de partículas gruesas.	400 psi 2,8 MPa	1000 psi 6,9 MPa	2000 psi 13,8 MPa
Suelos de granulometría gruesa. Arenas y gravas con más del 12% de partículas finas (GM, GC, SM, SC) Suelos de granulometría gruesa con pocos o ningún fino. Gravas y arenas con menos del 12% de contenido en partículas finas (GW, GP, SW, SP).	1000 psi 6,9 MPa	2000 psi 13,8 MPa	3000 psi 20,7 MPa
Roca triturada	3000 psi 20,7 MPa	3000 psi 20,7 MPa	3000 psi 20,7 MPa

Tabla 1: Módulo de reacción del terreno

(Tabla 14.1 Table of E. Prime value and other parameters for Reclamation Equation – RB.10)

De acuerdo con la Tabla anterior, los valores medios del módulo de reacción para los terrenos tipo que se tienen, con un grado de compactación alto, son 6,9, 13,8 y 20,7 MPa, respectivamente.

A tenor de los resultados expuestos se considera un terreno de modulo de reacción 2000 psi, o lo que es lo mismo, 14 Mpa para todos los cálculos realizados.

En resumen las características del terreno a emplear en el relleno de la zanja son:

- Peso específico 20,5 kN/m³
- Angulo de rozamiento interno 30°
- Condiciones de compactación Alta (95% Proctor o 70% D₁)
- Modulo de reacción del relleno 13,8 Mpa

2.4. NIVELES DE CONTROL Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Los coeficientes de seguridad para el dimensionamiento de los espesores de la tubería serán los recomendados en la publicación "Recomendaciones para el proyecto, instalación y mantenimiento de tuberías para el transporte de agua a presión" (RB.11). De acuerdo con esta publicación, las tensiones en la tubería bajo presión interna MDP, calculadas mediante la fórmula de los tubos delgados, no serán superiores al 50% del límite elástico del material. Como presión MDP se define la presión más desfavorable, estática o en régimen uniforme o transitorio, que puede actuar en el interior de la tubería.

Para la comprobación del pandeo, la publicación del CEDEX exige un coeficiente de seguridad de 2,5 o 3,0 en función de la relación h/D.

- Coeficiente de minoración de tensión admisible: 2,00
- Coeficiente de seguridad frente a pandeo: 2,50 si h/D > 2
3,00 si h/D < 2

2.5. ACTIONS AND LOADS TAKEN INTO CONSIDERATION

The actions and loads considered in each case studied are listed below. Where pipelines were placed directly in trenches, the values for the concrete were, naturally, omitted.

- Self-weight of the concrete, with a unit weight of 25 kN/m³
- Weight of the soil, with a saturated unit weight of 20 - 20,5 kN/m³
- Hydrostatic action of ground water, with a unit weight of 10 kN/m³
- Lateral earth pressure for granular fill with a medium or low internal friction coefficient such as the one used (30°). In the calculations performed for this item, in one case, only the at-rest pressure was considered, on the assumption that as a buried pipeline subjected to symmetrical pressure with no possibility of deformation (which would prevent active pressure from developing), the use of active pressure was inappropriate. In the rest, both the active and at-rest pressure was taken into consideration. The pressure coefficient values for the fill material described are as follows:
 - At rest: Vertical wall: $\lambda = 0,50$
 Wall at 45° $\lambda = 1,06$
 - Active: Vertical wall: $\lambda = 0,33$
 Wall at 45° $\lambda = 0,91$
- Traffic live load. For soil depths over 0,60 m, the live load recommended in the IAP (“Instrucción de Acciones a considerar en el Proyecto de puentes de Carretera” [Code for actions and loads to be taken into consideration in designing road bridges]. Ministry of Public Works. Article 3.2.3.1.3 Live load on embankments adjacent to the bridge), 10 kN/m², was used.

With cover depths of 0,60 m, the following simultaneous actions were taken into consideration:

Uniform live load: 4 kN/m²
600 kN vehicle consisting of six 100-kN loads

The load from this vehicle’s wheel was replaced by the uniform pressure resulting from distributing its load over the area of the tread on the upper surface of the block. That area was calculated by widening the tread at the road surface at a rate of 1:2 across the 0,60-m depth of the cover. The resulting pressure was:

$$p = 4 + 104,2 = 108,2 \text{ kN/m}^2$$

Water in the pipeline. The pipeline was assumed to be full of water with an internal pressure equal to the service pressure in the segment.

3. DEFINITION OF THE GEOMETRY

The geometry of the characteristic cross-section used was similar for encased and non-encased pipelines placed in a trench, inasmuch as the depth, slope and minimum soil cover were practically the same in both, because they primarily depended on the alignment and on the segment where the trench was excavated.

3.1. TRENCH TYPE

For pipelines placed in a trench with no concrete block, the cross-section was as proposed in the Preliminary Design, shown below. This type was not used.

2.5. ACCIONES CONSIDERADAS

Las acciones consideradas en cada caso estudiado,- quitando en el caso de tubería alojada en zanjas las correspondientes al hormigón-, han sido las siguientes:

- Peso propio del hormigón, con un peso específico de 25 KN/m³
- Peso del terreno, con un peso específico saturado de 20 – 20,5 KN/m³
- Acción hidrostática del agua del nivel freático, con un peso específico de 10 KN/m³
- Empuje horizontal de terreno para un relleno granular con un coeficiente de rozamiento interno medio o bajo como el que se ha adoptado (30°). En este punto es conveniente mencionar que en los cálculos realizados, en un caso se ha considerado solo el empuje al reposo, argumentando que la adopción del empuje activo no era correcta al tratarse de un elemento enterrado, sometido a una presión simétrica, sin posibilidad de deformación, lo que impediría que se desarrolle el empuje activo. En el resto, se han considerado ambos empujes, activo y de reposo. Los valores del coeficiente de empuje para el material de relleno descrito son los siguientes:
 - Al reposo: pared vertical: $\lambda = 0,50$
pared a 45° $\lambda = 1,06$
 - Activo: pared vertical: $\lambda = 0,33$
pared a 45° $\lambda = 0,91$
- Sobrecarga debida a tráfico. Para alturas de tierras mayores de 0,60 m se ha considerado la sobrecarga que indica la IAP (Instrucción de Acciones a considerar en el Proyecto de puentes de Carretera. Ministerio de Fomento. Artículo 3.2.3.1.3 Sobrecarga en terraplenes adyacentes al puente), de 10 KN/m².

Con recubrimientos de 0,60 m se considera la actuación simultánea de:

Sobrecarga uniforme: 4KN/m²
Vehículo de 600 KN formado por 6 cargas de 100 KN

La acción de la rueda de este vehículo se sustituye por la presión uniforme resultante de repartir su carga por el área de la huella a nivel de la cara superior del macizo abriendo la huella con talud 1/2 en el espesor del terreno. De esta forma la presión resultante es:

$$p = 4 + 104,2 = 108,2 \text{ kN/m}^2$$

- Agua en la tubería. Se considera la tubería llena de agua con una presión interna igual a la de servicio en el tramo considerado.

3. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA

La definición geométrica de la sección tipo adoptada es similar tanto en el caso de la tubería alojada en zanja como en el de tubería embebida en dado de hormigón alojado en zanja, ya que la profundidad, pendiente de los taludes y la cobertura mínima de tierras es prácticamente la misma, porque dependen fundamentalmente del trazado y del tramo en el cual se ejecuta la zanja.

3.1. TIPOLOGÍA DE ZANJA

En el caso de tubería alojada en zanja, sin dado de hormigón, la sección es la que se había propuesto en el Anteproyecto, y que a continuación se representa. Dicha tipología no se ha ejecutado en obra.

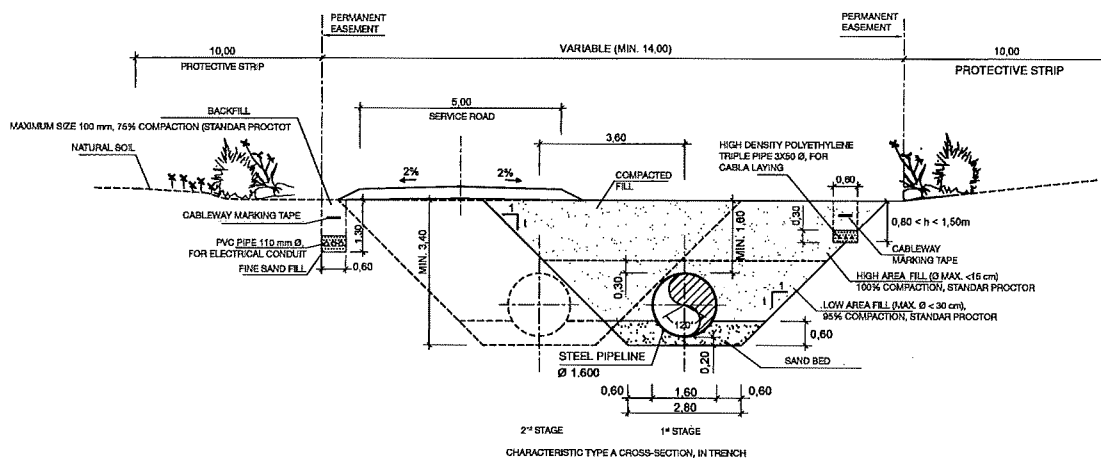


Figure 2: Characteristic cross-section, trench without concrete block (BR 2)

The Figure below is a schematic representation of the second case, i.e., pipelines encased in a concrete block. The dotted lines show the second pipeline to be built in the second stage, under the service road.

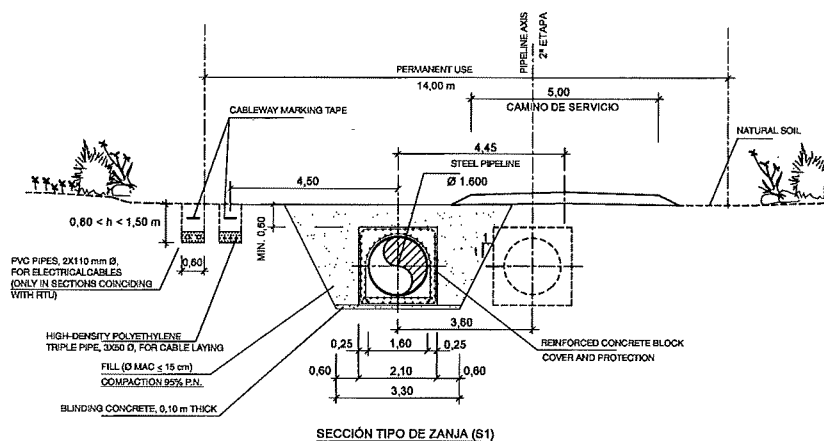


Figure 3: Characteristic cross-section in trench with concrete block (BR 3)

The slope on the trench walls varied with the type of soil in the area of the alignment from 1:1 (H:V) to 1:3; trenches with slopes closer to the vertical were shored.

Trenches can be typed according to their relative dimensions.

According to Marston's theory (BR 12), pipelines behave differently under external loads depending on whether they are placed in a wide or a narrow trench. A pipeline with an outer diameter (D) is considered to be installed in a narrow trench when the ratio between the width of the trench at the uppermost longitudinal axis on the pipeline (b) and the depth of the fill over it (h) fulfils any of the following conditions:

$$b \leq 2.D \text{ and } h \geq 1,5.b$$

$$2.D < b < 3.D \text{ and } h \geq 3,5.b$$

Accordingly, the present project envisaged **wide trenches**.

3.2. STEEL PIPELINE

Spiral-welded steel pipe was used throughout, with a nominal diameter, ND (outer diameter, OD) of 1 626 mm. The inner diameter (ID) for each section in the calculations depended on the thickness of the plate necessary for the pipe.

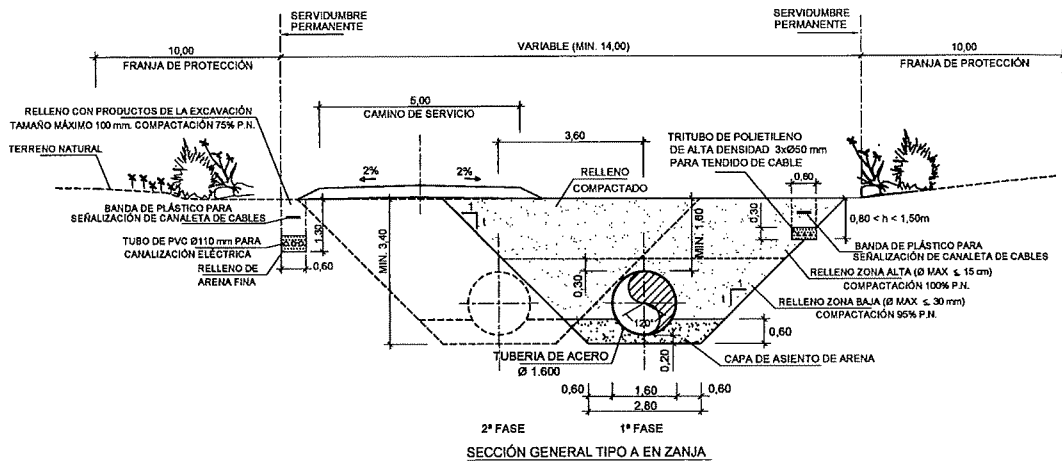


Figura 2: Sección general tipo zanja sin dado de hormigón (RB.2)

En la Figura siguiente se representa esquemáticamente el segundo caso, con el dado de hormigón. En líneas punteadas se observa la segunda tubería a construir en segunda fase, por debajo del trazado del camino de servicio.

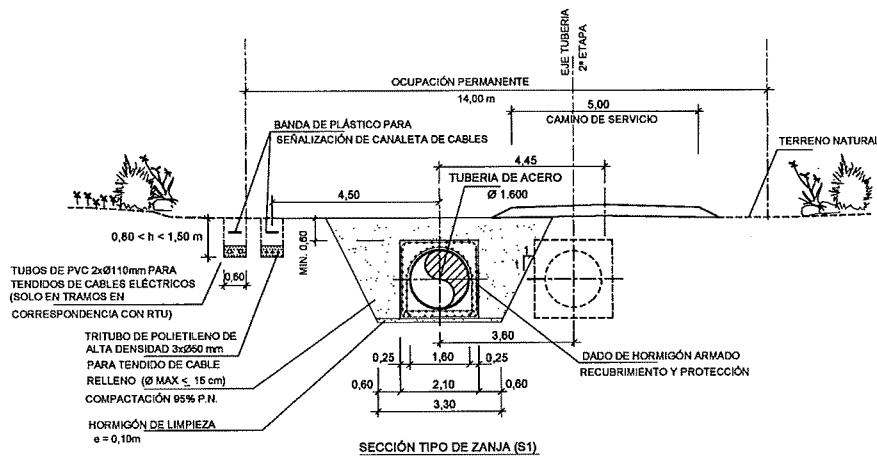


Figura 3: Sección tipo en zanja con dado de hormigón (RB.3)

La pendiente de los taludes dependerá del tipo de terreno en la zona del trazado, pudiendo variar entre 1:1 (H:V) y 1:3; para taludes más rectos se recurre a zanja entibada.

Con los tipos de zanja antes descritos, y en función de sus dimensiones geométricas, es posible definir la tipología de zanja.

De acuerdo con la teoría de Marston (RB.12) el comportamiento de las tuberías frente a las cargas externas es diferente según que la tubería se halle instalada en una zanja ancha o estrecha. Se considera que una tubería de diámetro exterior D está instalada en una zanja estrecha cuando la relación entre la anchura de la misma al nivel de la generatriz superior de la tubería (b) y la altura del relleno sobre la misma (h) cumple algunas de las siguientes condiciones:

$$b \leq 2.D \text{ y } h \geq 1,5.b$$

$$2.D < b < 3.D \text{ y } h \geq 3,5.b$$

De acuerdo con este criterio, puede comprobarse que la zanja cumple con las condiciones de la clasifican dentro del tipo de **zanja ancha**.

3.2. TUBERÍA DE ACERO

La tubería utilizada es de acero helicoidado de diámetro nominal (diámetro exterior OD) DN 1.626 mm. El diámetro interior (ID) resultará finalmente para cada tramo de los cálculos en función del espesor de chapa necesario para el tubo.

3.3. CONCRETE BLOCK

As mentioned earlier, the concrete block encasing the steel pipeline was designed to measure 2,10 m on each side. In the calculations performed, two types of cross-sections were analyzed, whose main difference lies in the block's top edges, which may form a right angle or a slight chamfer.

3.3.1. RECTANGULAR BLOCK

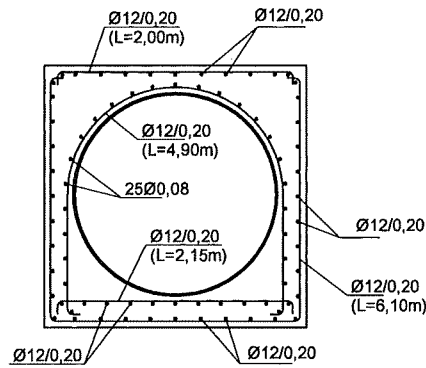


Figure 4: Concrete block with right-angled corners. Characteristic cross-section, with reinforcement (BR 4)

3.3.2. RECTANGULAR BLOCK WITH CHAMFERED EDGES

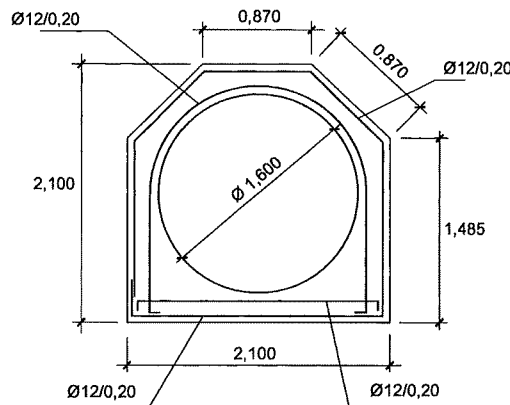


Figure 5: Concrete block with chamfered corners. Characteristic cross-section, with reinforcement (BR 8)

4. DESIGN LOAD

The following sections summarize the design loads for the two cases analyzed, i.e., a nude steel pipeline and a concrete-encased pipeline, both in trenches of the type defined in Section 3.1.

4.1. NON-ENCASED STEEL PIPELINE HOUSED IN A TRENCH

4.1.1. STRESS STATE

Stress state was verified from the formula for thin pipes.

$$\sigma = \frac{P \cdot D}{2 \cdot e}$$

Where:

σ (N/mm²) is the hoop stress in the steel

P (N/mm²) is the maximum working pressure

3.3. MACIZO DE HORMIGÓN

Como se ha citado anteriormente, el dado de hormigón que recubre a la tubería de acero tiene 2,10 m de lado, y se han analizado en los diferentes cálculos dos tipos de secciones, cuya principal diferencia radica en los bordes superiores del macizo, que pueden ser en ángulo o formando un pequeño chaflán.

3.3.1. DADO RECTANGULAR

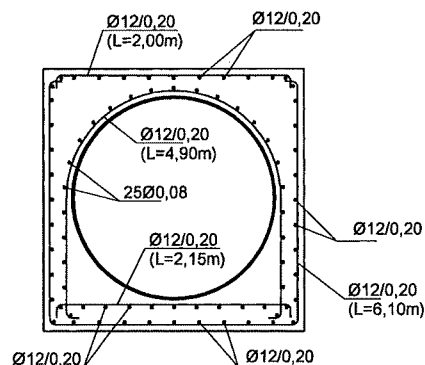


Figura 4: Sección tipo del dado de hormigón con su armadura (RB.4)

3.3.2. DADO RECTANGULAR CON BORDES ACHAFLANADOS

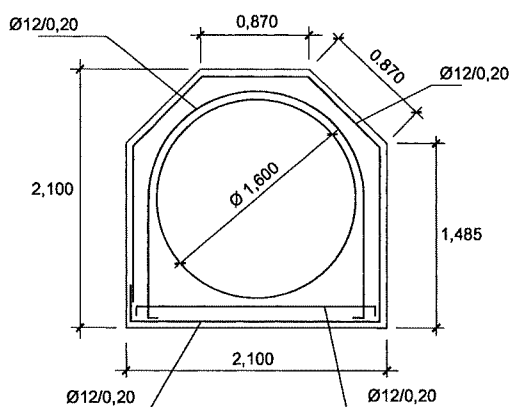


Figura 5: Sección tipo del dado de hormigón con chaflán y su armadura (RB.8)

4. HIPÓTESIS DE CARGA

En los siguientes apartados se resumen las hipótesis de cargas para los dos casos considerados, es decir, tubería de acero alojada en zanja, y tubería recubierta con dado de hormigón también alojada en zanja, con las tipologías definidas en el Apartado 3.1.

4.1. TUBERÍA DE ACERO ALOJADA EN ZANJA

4.1.1. ESTADO TENSIONAL

La comprobación se realiza según la conocida fórmula de tubos delgados.

$$\sigma = \frac{P \cdot D}{2 \cdot e}$$

donde:

σ (N/mm²) tracción circunferencial en el acero

P (N/mm²) presión máxima de trabajo

D (mm) is the outer diameter of the pipe
e (mm) is the thickness of the pipe

The resulting value was compared to the allowable tensile stress for the pipe, according to the type of steel. A value of 50 % of the minimum elastic limit for the type of steel selected was adopted.

The internal working pressures used for the calculations, including surge pressures due to water hammer, were 10, 16, 25 and 40 atm.

4.1.2. DEFORMATIONS

Spangler's Iowa formula (1941) as set out in AWWA Manual M11,1987, was used to calculate the deformations caused by external actions and loads:

$$\Delta x = D_1 \frac{K(W_c + W_l) \cdot r^3}{(E \cdot I + 0,061 \cdot E' \cdot r^3)}$$

Where:

Δx (m) is pipe deformation

D_1 is the empirical deflection lag factor, which makes provision for the reduction in volume taking place in the soil on the sides over time. It can range from 1 to 1,5. A mean value of 1,25 was adopted for the calculations.

K is the bedding constant; for K = 90°, its value is 0,096

W_c (kN/m) is the load generated by the weight of the soil

Applying Marston's theory with no reduction coefficient, the soil load value used was:

$$W_c = \gamma \cdot H \cdot D$$

Where:

γ (kN/m³) is the unit weight of the soil (20,5 kN/m³ was used)

H (m) is the depth of the soil over the crown of the pipe

D (m) is the outer diameter of the pipe

According to the data gathered from geological studies in most segments, the proposed alignment runs through the type of soil known as "miga" and "tosquiza" sand, which primarily consists of clayey (SC) to silty (SM) sands.

Further to AWWA Manual M11, the modulus of reaction for this soil is over 6,9 MPa when moderately compacted (85 % - 95 % of the standard Proctor) and greater than 13,8 MPa when compaction is over 95 % of the standard Proctor.

W_1 (kN/m) is the traffic-induced load over the pipe. It is calculated as a simplification of a generic Boussinesq equation, assuming a 35° distribution angle in the shape of a truncated pyramid across the thickness of the soil fill. The 60-t truck load stipulated in Code IAP-98 was used, and an impact coefficient with the following value was applied:

$$CI = 1 + \frac{0,30}{H} \quad \text{for road traffic}$$

r (m) is the mean radius of the pipe

E (kN/m²) is the modulus of elasticity of the steel

I (m⁴/m) is the moment of inertia of the pipe wall

E' (kN/m²) is the modulus of soil reaction for the type of material and degree of compaction

Failure of the steel pipe normally occurs with deformations of around 25 % of the pipe diameter; however, for functional reasons, the maximum deformations were limited to 4 % of the diameter.

D (mm) diámetro exterior del tubo
e (mm) espesor del tubo

La tensión resultante se compara con la tracción admisible del tubo, en función del tipo de acero. Se ha adoptado como el 50% del límite elástico mínimo del tipo de acero seleccionado.

Se han tomado para los cálculos como presiones internas de trabajo, incluyendo las sobre presiones debidas a golpe de ariete, valores de 10, 16, 25 y 40 atm.

4.1.2. DEFORMACIONES

Para el cálculo de las deformaciones producidas por las acciones exteriores se ha seguido la formulación de Spangler (1941), establecida en el manual AWWA M11, 1987 como:

$$\Delta x = D_1 \frac{K(W_c + W_1) \cdot r^3}{(E \cdot I + 0,061 \cdot E' \cdot r^3)}$$

donde:

Δx (m) deformación en el tubo

D_1 coeficiente empírico de deformación diferida, que considera la reducción del volumen que a lo largo del tiempo presentará el terreno de los laterales. Oscila entre 1 y 1,5 y se ha tomado con un valor de 1,25 como valor medio.

K coeficiente de factor de apoyo que para $K = 90^\circ$ toma el valor 0,096

W_c (kN/m) carga debida al peso de tierras

Según la teoría de Marston, y sin aplicar coeficiente reductor, se toma como valor de la carga de tierras:

$$W_c = \gamma \cdot H \cdot D$$

donde:

γ (kN/m³) peso específico del terreno (se adopta 20,5 kN/m³)

H (m) altura de tierra sobre la clave del tubo

D (m) diámetro exterior del tubo

De acuerdo a los datos recogidos de los estudios geológicos de la mayoría de los tramos del trazado planteado, el mismo discurre por el tipo de terreno denominado arena de miga y arena tosquiza, que consiste principalmente en arenas arcillosas (SC) a limosas (SM).

Según el Manual M11 de las AWWA, dicho suelo alcanzará un modulo de reacción superior a 6,9 MPa si la compactación a la que se le solicita es moderada (85% - 95% PN) y será superior a 13,8 MPa con compactaciones superiores al 95% PN.

W_1 (kN/m) carga debida al tráfico sobre el tubo: se calcula, como simplificación de la formulación genérica de Boussinesq, considerando un ángulo de reparto de 35° en forma de tronco de pirámide a través del espesor de relleno de tierras. Se adopta el tren de cargas de 60 t de la instrucción IAP-98. Se aplica un coeficiente de impacto valorado como:

$$CI = 1 + \frac{0,30}{H} \quad \text{para tráfico carretero}$$

r (m) radio medio de la tubería

E (kN/m²) módulo de elasticidad del acero

I (m⁴/m) momento de inercia de la pared del tubo

E' (kN/m²) módulo de reacción del suelo, según el tipo de material y el grado de compactación

La rotura de la tubería de acero se alcanza normalmente para deformaciones del orden del 25% del diámetro del tubo, pero por razones funcionales se han limitado las deformaciones máximas al 4% del diámetro del tubo.

4.1.3. BUCKLING AND COLLAPSE

The buckling safety factor was verified for situations involving the joint action of external loads and negative internal pressure:

$$CDS = \frac{P_{crit}}{q_a} \geq 2,563,0$$

The DSF, design safety factor, value is 2,5 for soil depths greater than twice the pipe diameter (measured over the crown), and 3,0 for lower soil fill depths.

The critical buckling load was found with Luscher's equation (AWWA M11 or M45):

$$P_{crit} = \sqrt{32 \cdot R_w \cdot B' \cdot E' \cdot \frac{E \cdot I}{D_m^3}}$$

Where:

P_{crit} (kN/m²) is the critical buckling load

E (kN/m²) is the steel modulus of elasticity

I (m⁴/m) is the moment of inertia of the pipe wall

D (m) is the mean pipe diameter

E' (kN/m²) is the modulus of soil reaction for the type of material and degree of compaction (AWWA manual M11, 1987)

B' is the empirical coefficient of elastic support, which, according to the *Guidelines for the Design of Buried Steel Pipe* (BR 13), takes the following form:

$$B' = \frac{1}{1 + 4 \cdot e^{\left(-0,065 \cdot \frac{H}{D}\right)}}$$

Where:

H (m) is the depth of the soil over the crown of the pipe

D (m) is the mean pipe diameter

R_w is the water buoyancy factor

$$R_w = 1 - 0,33 \cdot \frac{H_w}{H}$$

H_w (m) is the distance between the top of the pipe and the ground water table. In conducting this analysis, the most unfavourable case was assumed in using a water depth equal to the depth of the soil over the uppermost longitudinal axis on the pipeline.

To determine the external actions and loads, q (kN/m²), several load combinations were established to address the action of the soil weight, ground water table, traffic live load and drops in internal pressure. Three different hypotheses were considered, as follows:

Hypothesis IIIa: In this hypothesis, a drop in internal pressure of 50 % was assumed in addition to the soil weight and the depth of the ground water table.

$$q_{a1} = \gamma_w \cdot H_w + R_w \cdot \frac{W_c}{D} + \alpha \cdot P_v$$

4.1.3. PANDEO Y COLAPSO

Se ha comprobado el coeficiente de seguridad frente al pandeo ante la acción conjunta de las cargas externas y de las presiones internas negativas:

$$CDS = \frac{P_{crit}}{q_a} \geq 2,563,0$$

El CDS, o coeficiente de diseño, toma el valor 2,5 para alturas de tierras, sobre la clave, mayores de dos veces el diámetro del tubo y 3,0 para menores rellenos de tierra.

La carga crítica de pandeo se calcula según la formulación de Luscher (AWWA M11 ó M45):

$$P_{crit} = \sqrt{32 \cdot R_w \cdot B' \cdot E' \cdot \frac{E \cdot I}{D_m^3}}$$

donde:

P_{crit} (kN/m²) carga crítica de pandeo

E (kN/m²) módulo de elasticidad del acero

I (m⁴/m) momento de inercia de la pared del tubo

D (m) diámetro medio del tubo

E' (kN/m²) módulo de reacción del suelo, según el tipo de material y el grado de compactación (manual AWWA M11, 1987)

B' coeficiente de origen empírico, que según *Guidelines for the Design of Buried Steel Pipe* (RB.13) toma la forma:

$$B' = \frac{1}{1 + 4 \cdot e^{\left(-0,065 \cdot \frac{H}{D}\right)}}$$

donde:

H (m) altura de tierras por encima de la clave del tubo

D (m) diámetro medio del tubo

R_w factor de flotación

$$R_w = 1 - 0,33 \cdot \frac{H_w}{H}$$

H_w (m) altura del nivel freático sobre el tubo. En el desarrollo de este estudio se ha considerado la opción más pesimista al hacer coincidir la altura de tierras sobre la generatriz superior de la tubería.

Para la determinación de las acciones exteriores q , (kN/m²) se establecen varias combinaciones de cargas donde se tiene en cuenta la actuación del peso de las tierras, nivel freático, la sobrecarga de tráfico y la depresión interna, considerándose tres hipótesis distintas en la siguiente forma:

Hipótesis IIIa: En esta hipótesis se considera además del peso de las tierras y del nivel freático, una depresión interna del 50 %.

$$q_{a1} = \gamma_w \cdot H_w + R_w \cdot \frac{W_c}{D} + \alpha \cdot P_v$$

Hypothesis IIIb: This hypothesis was similar to the above except that the pressure drop was replaced by traffic-induced live loads.

$$q_{a2} = \gamma_w \cdot H_w + R_w \cdot \frac{W_c}{D} + \frac{W_1}{D}$$

Where:

- γ_w (kN/m³) is the unit weight of the water
- W_c (kN/m) is the total vertical load from the weight of the soil, according to the formula described earlier
- W_1 (kN/m) is the total vertical load from traffic over the pipe, according to the formula described earlier
- D (m) is the pipe diameter
- P_v (kN/m²) is the absolute vacuum pressure in the pipeline (101,13 kN/m²)
- α is the partial vacuum percentage, 50 %.

The absolute vacuum pressure situation, in which only the pressure of external water acts on the pipeline, was ruled out as the elements that dissipate air prevent this hypothesis from occurring. Furthermore, if the pipeline were to crack, it would do so at a specific, localized spot, without affecting the rest of the pipeline. Consequently, making provision for this hypothesis would have overly handicapped the design.

Hypothesis IIIc: The Guía Técnica sobre Tuberías para el Transporte de Agua a Presión [Technical Guide on Pipelines for Transporting Pressurized Water] (BR 14) was used as a complementary hypothesis and a means of verifying the results. This guide recommends calculating buckling or collapse from an equation for above-ground pipelines, using the resulting thickness if greater than found with the preceding two hypotheses. Specifically, the equation used was Levy's formula:

$$P_{crit} = \frac{2 \cdot E}{(1 - \nu^2)} \left(\frac{e}{D_m} \right)^3$$

Where:

- P_{crit} (kN/m²) is the critical buckling load
- E (kN/m²) is the steel modulus of elasticity
- D_m (m) is the mean pipe diameter
- e (m) is the pipe thickness
- ν is Poisson's ratio for the pipe material

4.2. PIPELINE WITH CONCRETE BLOCK

4.2.1. STRESS STATE

The analysis of the cross-section was undertaken assuming that the two elements—steel pipeline and concrete block—work independently of each other.

For the whole to work together, a series of connectors would have to be fitted along the contact surface between them so that stresses could be directly transferred. This solution was not feasible because of construction complexity and cost. With the aforementioned connectors, the pipeline's outer protection would have had to be eliminated; that would have entailed a risk, as would have exposed the pipeline to corrosive elements if the concrete block cracked. While this system would transfer the stresses borne by the pipeline to the concrete, such transfer would be insignificant for two primary reasons: a) the stresses involved are minor and would be transferred to the concrete as tensile stress. Given the low tensile strength of concrete, its contribution in this regard would be negligible. And b) the protection around the steel pipe reduces the friction between the pipeline and concrete. Therefore, it makes sense to conduct a separate analysis for the two components.

As a result, the spiral-welded steel pipeline encased in reinforced concrete was dimensioned on the assumption that the two elements work independently of one another. The following hypotheses were used in their analysis:

Hipótesis IIIb: Esta hipótesis es semejante a la anterior, pero en vez de considerar la depresión, se considera la sobrecarga de tráfico.

$$q_{a2} = \gamma_w \cdot H_w + R_w \cdot \frac{W_c}{D} + \frac{W_1}{D}$$

donde:

- γ_w (kN/m³) peso específico del agua
- W_c (kN/m) cargas verticales totales debidas al peso de las tierras, según la formulación ya descrita
- W_1 (kN/m) cargas verticales totales debidas al tráfico sobre el tubo, según la formulación ya descrita
- D (m) diámetro del tubo
- P_v (kN/m²) Presión de vacío absoluto en la tubería (101,13 kN/m²)
- α Porcentaje de vacío parcial, 50%.

La situación de Presión de Vacío absoluto, en la que sobre la tubería actúa solamente el empuje de agua externo, se ha descartado puesto que los elementos de disipación del aire actúan impidiendo dicha hipótesis. Además, ha de considerarse la fisura de la tubería, de producirse, lo haría en un punto concreto y localizado, sin afectar al resto de la conducción, por lo que contemplar esta hipótesis penalizaría el diseño en exceso.

Hipótesis IIIc: Como hipótesis complementaria y para la comprobación de los resultados, se ha seguido la Guía Técnica sobre Tuberías para el Transporte de Agua a Presión (RB.14) que recomienda realizar el cálculo del pandeo o colapso por alguna expresión correspondiente a tuberías aéreas, escogiendo el espesor calculado si resultara mayor que el anterior. En concreto, se recomienda la fórmula de Levy:

$$P_{crit} = \frac{2 \cdot E}{(1 - \nu^2)} \left(\frac{e}{D_m} \right)^3$$

donde:

- P_{crit} (kN/m²) carga crítica de pandeo
- E (kN/m²) módulo de elasticidad del acero
- D_m (m) diámetro medio del tubo
- e (m) espesor del tubo
- ν coeficiente de Poisson del material de la tubería

4.2. TUBERÍA CON DADO DE HORMIGÓN

4.2.1. ESTADO TENSIONAL

El estudio de la sección se aborda considerando que ambos elementos, tubería de acero y dado de hormigón, trabajan de manera independiente.

Para que el conjunto trabaje solidariamente, sería necesario disponer una serie de conectores a lo largo de la superficie de contacto entre ellos que hiciese capaz la transmisión directa de esfuerzos. Esta solución resulta poco viable por su complicada ejecución y elevado coste. Al disponer de los mencionados conectores, la protección exterior de la tubería tendría que ser eliminada, con el consiguiente riesgo que esto supone, ya que el hormigón del dado en el caso de fisurarse podría llegar a dejar paso a elementos corrosivos que atacasen la tubería. Aunque de este modo se logre transmitir los esfuerzos que sufre la tubería al hormigón, esta transmisión no resulta relevante, debido a dos motivos fundamentales: a) las tensiones son reducidas y hacen trabajar a tracción al hormigón, por lo que la ayuda del mismo a resistirlos puede considerarse despreciable, y b) al disponerse de protección alrededor de la tubería de acero, esta provoca que el rozamiento en el contacto tubería-hormigón sea menor, hecho que justifica la opción de realizar el estudio separado de ambos componentes de este tipo de sección.

Por tanto, la tubería de acero helicosoldado con dado de hormigón armado, se dimensionará teniendo en cuenta que ambos trabajan independientemente, utilizando para su estudio las siguientes hipótesis:

	Combination of actions	Element	Predominant loading	
			Pipeline	Block
Hypothesis I	Internal pressure	Pipeline	Stress state	Crack control
Hypothesis II	External actions and loads	Block	—	Stress state
Hypothesis III	Negative internal pressure	Pipeline and block	Collapse	—

4.2.2. POSITIVE INTERNAL PRESSURE

The design dimensions were such that the internal pressures are borne entirely by the steel pipe, without the assistance of the reinforced concrete. Thus, this hypothesis would be the same as for the steel pipeline on a bed of sand.

4.2.3. EXTERNAL ACTIONS AND LOADS

The concrete block was dimensioned for the external action and load hypothesis, assuming that it bears both loads from traffic and the pressure of the soil, as shown in subsequent calculations. The thickness of the steel pipe is not modified under this hypothesis, which provides the reinforcement necessary in the concrete block to limit the number and size of any cracks that may develop. This calculation was performed using finite element modelling.

In these calculations, elasticity was the sole property of the concrete considered.

While the results obtained logically indicated that the stresses caused in the concrete were negligible, additional parameters were entered in the models to reflect the reduction in concrete block stiffness due to cracks from internal pressure.

Moreover, the model results showed the stresses caused in the pipeline by the external loads and its sensitivity to the stiffness of the sides and top of the concrete block.

4.2.4. BUCKLING AND COLLAPSE

Calculations were performed using Luscher's equation with 50 % vacuum pressure, the same as for a steel pipeline on a bed of sand, to err on the side of safety, because the concrete block stiffens the pipeline, largely limiting any possible buckling. Therefore, in this case, the surrounding fill was assumed to be compacted to at least 34,5 MPa (5 000 psi) for verification purposes, to represent the stiffening effect of the concrete block.

For the same reason, i.e., the considerable stiffness of the concrete block, the verification performed with Levy's formula for a steel pipeline on a bed of sand was not used for this cross-section.

The procedure proposed in the Technical Guide on Pipelines for Transporting Pressurized Water (CEDEX) was used. Nonetheless, the most unfavourable conditions in the calculations were defined to be absolute vacuum pressure and a water depth equal to the depth of the soil. Under such circumstances, the absolute vacuum pressure hypothesis was ruled out because the resulting calculations would have overdimensioned the pipe thickness beyond reason.

4.2.5. BENDING STRENGTH FOR FIBRE-REINFORCED CONCRETE

Experimental verification of the tensile and flexural strength of the material actually used in construction is essential.

According to RILEM Recommendations (2003), tensile strength values for the cross-sectional calculation of steel-fibre-reinforced structural concrete members can be derived from compressive strength using the following formulas:

$$f_{fctm,ax} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3}$$

	Combinación de acciones	Elemento resistente	Solicitud predominante	
			Tubería	Dado
Hipótesis I	Presión interna	Tubería	Estado tensional	Control de la fisuración
Hipótesis II	Acciones externas	Dado	—	Estado tensional
Hipótesis III	Presión interna negativa	Tubería y dado	Colapso	—

4.2.2. PRESIÓN INTERNA POSITIVA

Se dimensiona de tal manera que las presiones internas las soporte la tubería de acero íntegramente, sin ayuda del hormigón armado. Así pues, esta hipótesis sería la misma que para la tubería de acero con cama de arena.

4.2.3. ACCIONES EXTERNAS

El dado de hormigón se dimensiona para la hipótesis de acciones externas suponiendo que es éste el que soporta, como más adelante se demuestra en los cálculos, tanto la carga de tráfico como los empujes del terreno. Así, el espesor de la tubería de acero no resulta modificado por dicha hipótesis, la cual dimensiona la armadura necesaria del dado de hormigón con el fin de limitar el número y dimensiones de las fisuras que puedan aparecer. Este cálculo se realiza con una modelización mediante elementos finitos.

Los cálculos han sido desarrollados con la consideración de un hormigón con características brutas elásticas.

Si bien los resultados obtenidos lógicamente indican que los esfuerzos provocados en el hormigón son despreciables, se introduce en los modelos de cálculo algún parámetro que recoja la reducción de rigidez del dado de hormigón debido a las fisuras provocadas por la presión interna.

Asimismo, se muestran las tensiones inducidas en la tubería por las cargas externas y su sensibilidad frente a la rigidez de los hastiales y dinteles del dado de hormigón.

4.2.4. PANDEO Y COLAPSO

Se realiza el cálculo por el método de Luscher con el 50% de presión de vacío, al igual que en tubería de acero con cama de arena, ya que siempre se encontrará en el lado de la seguridad, debido a que el dado de hormigón rigidiza la tubería, restringiendo en gran medida el posible pandeo de la misma. Por tanto en este caso para la comprobación se considera un relleno circundante de al menos 34,5 MPa (5.000 psi) que pretende representar el efecto rigidizador de dicho dado de hormigón.

Por el mismo motivo, la elevada rigidez del dado de hormigón, para esta sección no se realiza la comprobación por Levy que se emplea en el caso de tubería de acero con cama de arena.

Éste se realiza pues, mediante el procedimiento propuesto en la Guía técnica sobre tuberías para el transporte de agua a presión (CEDEX). Si bien cabe destacar que la hipótesis más penalizada recogida en los cálculos es en la que actúan la presión de vacío absoluto y una altura de agua igual a la altura de tierras. Cabe destacar en este caso que la hipótesis de presión de vacío absoluto se ha descartado debido a que los cálculos que arroja sobredimensionan enormemente el espesor de la tubería y no se corresponden con la realidad.

4.2.5. RESISTENCIA A FLEXO TRACCIÓN PARA HORMIGÓN CON FIBRAS

Resulta indispensable la comprobación experimental de la resistencia a tracción - flexotracción del material efectivamente empleado en la obra.

Según las Recomendaciones de RILEM (2.003), para el cálculo seccional de elementos estructurales de hormigón reforzado con fibras de acero, los valores de la resistencia a tracción pueden deducirse de la resistencia a compresión a partir de las siguientes expresiones:

$$f_{ctm,ax} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3}$$

$$f_{tctk,ax} = 0,7 \cdot f_{fctm,ax}$$

$$f_{fcl,ax} = 0,6 \cdot f_{fcl,tl}$$

$$f_{tctk,tl} = 0,7 \cdot f_{fctm,tl}$$

Where:

f_{fck}	Characteristic compressive strength
$f_{fctm,ax}$	Mean axial tensile strength
$f_{fctk,ax}$	Characteristic axial tensile strength
$f_{fcl,ax}$	Axial tensile strength
$f_{fcl,tl}$	Flexural strength
$f_{fctm,tl}$	Mean flexural strength
$f_{fctk,tl}$	Characteristic flexural strength

The direct and indirect tensile strength of steel fibre-reinforced H25 concrete (25 N/mm² characteristic strength) would be determined by:

$$f_{fctm,ax} = 0,3 \cdot (25)^{2/3} = 2,6 \text{ MPa}$$

$$f_{fctm,tl} = \frac{f_{fctm,ax}}{0,6} = \frac{2,56 \text{ MPa}}{0,6} = 4,3 \text{ MPa}$$

Therefore, the tensile strength values calculated for the concrete used were clearly higher than the maximum tensile stress in the ultimate limit state in situation 2 ($\sigma_t = 1,0 \text{ MPa}$).

5. FINITE ELEMENT MODEL

5.1. DESCRIPTION OF THE MODEL

The analysis performed by APIA XXI in "Anejo N° 8, Cálculos mecánicos de la tubería del Proyecto de Construcción del 4º Tramo del Segundo Anillo" [Annex No. 8, Mechanical calculations for the pipeline, to the construction design for the fourth section of the second ring main] (BR 4) used a finite element model to study the combined behaviour of the concrete block and the steel pipeline.

The sections that follow summarize the main considerations of these calculations.

5.1.1. GEOMETRY

The 1 600-mm pipeline is encased in a block measuring 2,10 m on each side, and therefore, 0,25 m thick in the areas with the smallest depth.

The block is centred on a 10-cm-thick bed of plain concrete, which in turn rests on the original soil. The original soil is shown to a width of 8 m on each side of the excavated area and to a depth of 10 m under the concrete bed. The trench is 6,5 m deep and 3,10 wide at the base, and its slopes have a gradient of 2,5:1.

5.1.2. TYPES OF ELEMENTS USED

The natural soil, the fill and the block are represented by two-dimensional rectangular elements and the pipe by beam-like elements, which depict one pipeline unit length. Plane strain finite element modelling was conducted.

5.1.3. CONTOUR CONDITIONS

In the model, the nodes on the lower edge were vertically and horizontally constrained, but the nodes on the side edges horizontally only, to prevent the soil from constraining their vertical movement.

$$f_{tctk,ax} = 0,7 \cdot f_{fctm,ax}$$

$$f_{fcl,ax} = 0,6 \cdot f_{fcl,tl}$$

$$f_{tctk,tl} = 0,7 \cdot f_{fctm,tl}$$

donde:

f_{fck}	valor característico de la resistencia a compresión
$f_{fctm,ax}$	valor medio de la resistencia a tracción
$f_{fctk,ax}$	valor característico de la resistencia a tracción
$f_{fcl,ax}$	resistencia a tracción
$f_{fcl,tl}$	resistencia a flexo tracción
$f_{fctm,tl}$	valor medio de la resistencia a flexo tracción
$f_{fctk,tl}$	valor característico de la resistencia a flexo tracción

De esta manera, la resistencia a tracción, directa e indirecta, de un hormigón H25 (25N/mm² de resistencia característica) reforzado con fibras de acero, vendría dada por:

$$f_{fctm,ax} = 0,3 \cdot (25)^{2/3} = 2,6 \text{ MPa}$$

$$f_{fctm,tl} = \frac{f_{fctm,ax}}{0,6} = \frac{2,56 \text{ MPa}}{0,6} = 4,3 \text{ MPa}$$

Por lo tanto, los valores de resistencia a tracción deducidos para el hormigón de referencia son claramente superiores a la tensión de tracción máxima en ELU en la situación 2 ($\sigma_t = 1,0 \text{ MPa}$).

5. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

5.1. DESCRIPCIÓN DEL MODELO

El análisis realizado en el Anejo N° 8 Cálculos mecánicos de la tubería del Proyecto de Construcción del 4º Tramo del Segundo Anillo (RB.4), realizado por APIA XXI, se ha efectuado con un modelo en elementos finitos para estudiar el comportamiento conjunto del dado de hormigón y la tubería de acero.

En los siguientes apartados se resumen las principales consideraciones de dichos cálculos.

5.1.1. GEOMETRÍA

La tubería de 1600 mm está embebida en un dado de 2,10 m de lado y por tanto de 0,25 m de espesor en los puntos de menor canto.

El dado descansa centrado sobre una cama de hormigón en masa de 10 cm de espesor, que a su vez descansa sobre el terreno original. El terreno original se representa con un sobre ancho con respecto al contorno de la excavación de 8 m, hacia los laterales y de 10 m bajo la cama de hormigón. La zanja tiene una profundidad de 6,5 m, un ancho en la base de 3,10 m y taludes de inclinación 2,5:1.

5.1.2. TIPOS DE ELEMENTOS UTILIZADOS

El terreno natural, el relleno y el dado se representan mediante elementos bidimensionales tipo rectángulo y el tubo mediante elementos tipo viga que representan una longitud unitaria de la tubería. El modelo de comportamiento adoptado es el de deformación plana.

5.1.3. CONDICIONES DE CONTORNO

Los nudos del contorno exterior están coaccionados en sentido vertical, mientras que los laterales en sentido horizontal para evitar que el terreno se cuele de los contornos laterales.

5.1.4. CONTACT POINTS

- **Block – pipe.** A model was chosen in which the block and pipeline nodes concurred.
- **Block – fill – original soil.** A model was chosen in which the nodes in these elements also concurred. The possibility of sliding at the contact points was accommodated in the modelling for the plastic deformation of the soil. Note, however, that the differences between a fill material with Mohr-Coulomb plastic behaviour and fill with linear-elastic behaviour are insignificant.

5.1.5. MATERIAL PROPERTIES

The properties adopted for the materials involved were the following:

Material	Behaviour	E (Mp/m ²)	γ (Mp/m ²)	ν
HA-25 concrete (block)	Elastic	2,7 x 10 ⁶	2,5	0,2
HA-12,5 concrete (bed)	Elastic	2,3 x 10 ⁶	2,3	0,2
S275 Steel pipe	Elastic	2,1 x 10 ⁷	7,85	0,3
Original soil	Elastic	15 000	0,0	0,2
Type 1 fill	Elastic	700	2,0	0,2
Type 2 fill	Elastic	1 400	2,0	0,2
Type 3 fill	Elastic	2 100	2,0	0,2

The original soil was modelled with elastic behaviour, bearing in mind that the action of the fill essentially involves reloading after the unloading caused by the excavation. Furthermore, no density was assigned to it, as it induces no deformations in the fill or the structure, which were subsequent to the excavation. For this reason, the weight of the soil was not included as a load to be taken into consideration.

5.1.6. ACTIONS AND LOADS TAKEN INTO CONSIDERATION

The actions and loads taken into consideration in the model were:

- Self-weight of the fill
- Internal pressure
- Exceptional 60-MPa live-load vehicle

5.2. UNCRACKED CONCRETE BLOCK

The most relevant model findings were:

1. With the exception of the internal pressure transmitted by the pipeline, which is one order of magnitude higher, all the actions and loads on the block, including the live-load vehicle, were negligible.

The external actions and loads (self-weight of the fill and the vehicle) induced frame-like behaviour in the block. Tensile stresses with nearly insignificant values were obtained at the inner faces of the "lintel" and "sole plate" and on the face of the "side walls". By contrast, the internal pressure caused almost continuous tensile hoop stresses in the block (except at the corner areas), producing greater tensile stress on the outer than on the inner faces.

Therefore, the block was dimensioned to withstand the stresses and deformations caused by the internal pressure.

5.1.4. CONTACTOS

- **Dado – tubo.** Se ha elegido un modelo en el que los nudos del dado son coincidentes con los nudos de la tubería.
- **Dado – relleno – terreno original.** Se ha elegido también un modelo con los nudos coincidentes entre ambos. La posibilidad de deslizamiento en los contactos se recoge en la propia plastificación del terreno. Pero hay que hacer notar en este punto que no existen diferencias significativas entre un relleno plástico del tipo Mohr-Coulomb y un relleno elástico lineal.

5.1.5. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Las características adoptadas para los materiales han sido las siguientes:

Material	Comportamiento	E (Mp/m ²)	γ (Mp/m ²)	ν
Hormigón Dado HA-25	Elástico	2,7 x 10 ⁶	2,5	0,2
Hormigón Cama HA-12,5	Elástico	2,3 x 10 ⁶	2,3	0,2
Acero Tubo S275	Elástico	2,1 x 10 ⁷	7,85	0,3
Terreno original	Elástico	15.000	0,0	0,2
Relleno tipo 1	Elástico	700	2,0	0,2
Relleno tipo 2	Elástico	1.400	2,0	0,2
Relleno tipo 3	Elástico	2.100	2,0	0,2

El terreno original se modeliza con un comportamiento elástico teniendo en cuenta que la acción del relleno supone, en esencia, una recarga tras la descarga producida por la excavación. Además, no se le asigna densidad puesto que no produce deformaciones inducidas sobre el relleno y la estructura, por ser éstos posteriores a la excavación. Debido a ello, no se introduce el peso del terreno con una acción a considerar.

5.1.6. ACCIONES CONSIDERADAS

Las acciones consideradas en el modelo han sido:

- Peso propio del relleno
- Presión interna
- Carro o vehículo excepcional de 60 MPa

5.2. DADO DE HORMIGÓN SIN FISURAR

Entre los resultados obtenidos del modelo se pueden destacar los siguientes aspectos:

1. Todas las acciones sobre el dado, incluida el carro, son despreciables excepto la presión interna transmitida por la tubería, que es de un orden de magnitud superior.

Las acciones externas (peso propio del relleno y el carro) hacen trabajar al dado como un marco. Se obtienen tracciones, de valor casi despreciable en la cara interior del "dintel", en la cara interior de la "solera" y en la cara de las "paredes laterales". En cambio, la presión interna origina en el dado tensiones circunferenciales de tracción casi continuas (excepto en las zonas esquinadas), produciendo mayores tracciones en las caras externas que en las internas.

El dado se dimensionará, por tanto, para soportar las tensiones y deformaciones producidas por la tensión interna.

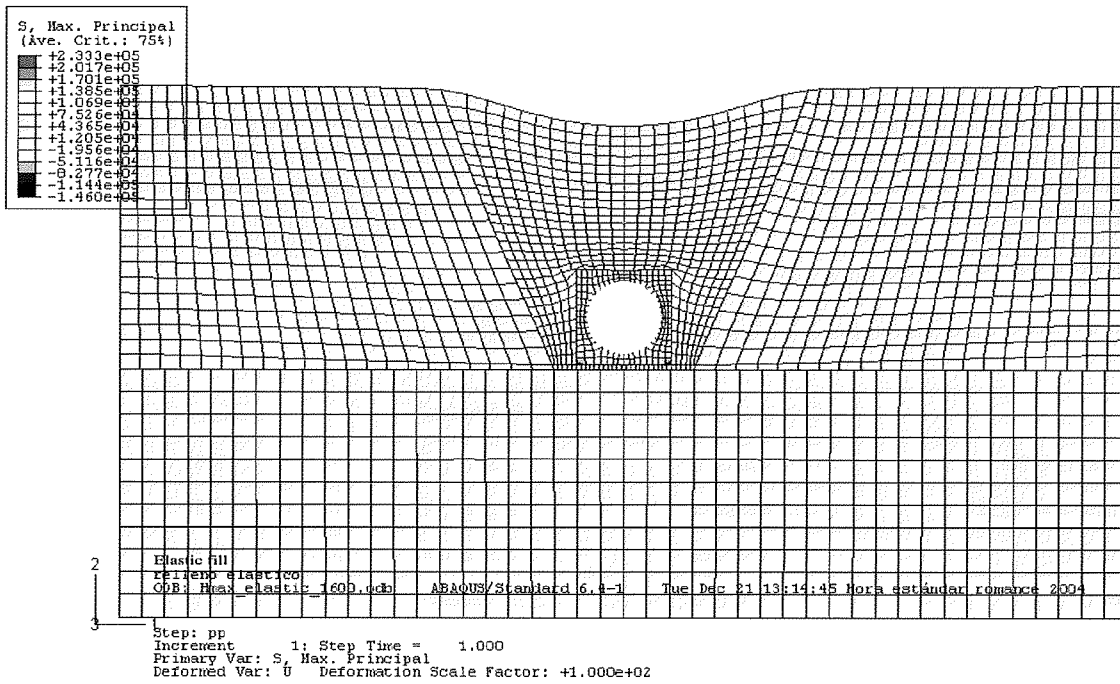


Figure 6: Self-weight of the fill with maximum cover (BR 4)
Figura 6: Peso propio del relleno con recubrimiento máximo (RB.4)

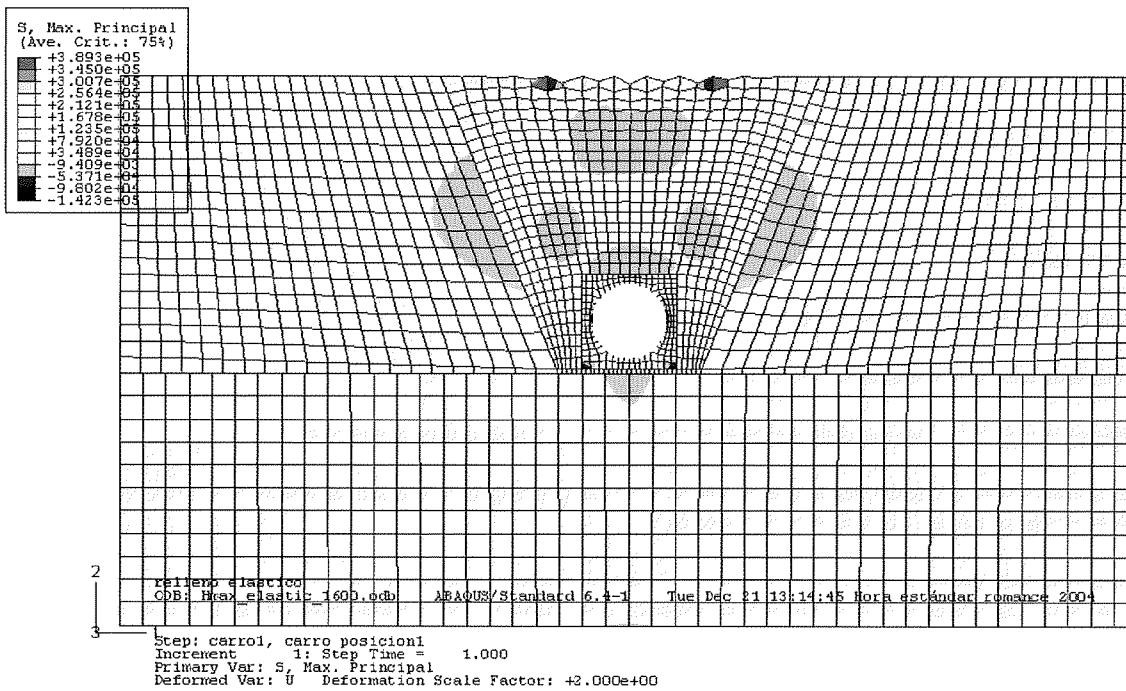


Figure 7: Live-load vehicle weight for maximum cover. Vehicle positioned perpendicularly to pipe axis (3 axes) (BR 4)
Figura 7: Peso del carro para recubrimiento máximo. Carro en posición transversal al eje de la tubería (3 ejes) (RB.4)

2. The deformation induced in the pipeline by external actions and loads (weight of the fill and live-load vehicle) was negligible. The axial tensile stress generated on the pipe by these loads was not over 4 Mp (333 Kp/cm²).
3. The internal pressure of the pipeline generated severe tensile hoop stress on the block. In response to this action, the block behaved much like a concentric ring, except in the four corner areas. These areas, in turn, induced

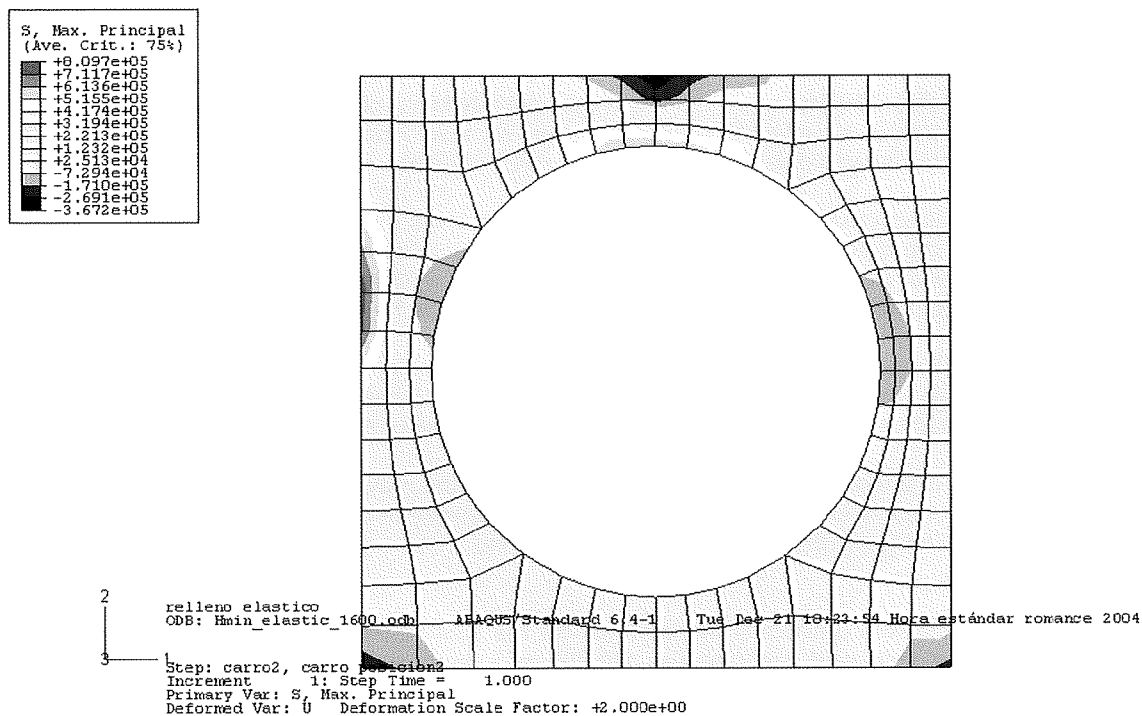


Figura 8: Tensión máxima principal para el dado de hormigón. Peso del carro para recubrimiento mínimo. Carro en posición longitudinal al eje de la tubería (2 ejes, descentrado) (RB.4)
Figure 8: Maximum primary stress for concrete block. Live-load vehicle weight for minimum cover. Vehicle positioned parallel to pipe axis (four-wheel, off-centre) (BR 4)

2. La deformación inducida en la tubería por las acciones externas (peso del relleno y carro) es despreciable. El axil de tracción al que está sometido el tubo debido a estas cargas no supera los 4 Mp (333 Kp/cm²)
3. La presión interna de la tubería produce una fuerte tensión circunferencial de tracción sobre el dado. Bajo esta acción el dado trabaja de forma asimilable a un anillo concéntrico excepto en las cuatro zonas esquinadas. Dichas zonas hacen que el dado tenga también un leve comportamiento como viga. Por este motivo, las tensiones en las fibras externas del dado son mayores que en las internas.

En la sección de mayores tensiones de tracción en el hormigón (sección que corta al dado por un plano medio horizontal), obtenemos un axil de aproximadamente de 130 Mp, que para una tensión de servicio de $\sigma_s = 2000$ Kp/cm² en la hipótesis de sección fisurada, se necesita una cuantía de acero de 64,5 cm²/cm.

Esto no es posible ya que se sabe que el hormigón se fisurará antes de poder absorber todas las tracciones debidas a la deformación del tubo. El hormigón se fisura con una tensión $f_{ct,m}$ de 25,6 Kp/cm², que para un espesor de sección de 0,25 m resulta un axil de 64 Mp. Debido a ello, habrá que realizar el calculo en la sección fisurada, con una inercia fisurada del hormigón.

Entonces, la cuantía de acero que se va a disponer en el dado será, al menos, la necesaria para absorber las deformaciones impuestas. Esto es, será de 7 cm²/m que es la cuantía geométrica mínima. En resumen, se dispondrán tanto en la cara exterior como en la cara interior del dado cercos de Φ 12 a 15 (As = 7,54 cm²).

El siguiente paso ahora, será comprobar que la abertura de fisura está por debajo de los valores máximos permitidos según la clase de ambiente a la que se encuentre expuesto el dado. En este caso la clase de ambiente es IIa, con lo que la abertura de fisura según la Norma EHE es $w_k = 0,30$ mm.

5.3.- Dado de hormigón fisurado

La inercia fisurada es prácticamente la correspondiente a las barras de acero de la armadura y será de 8.498 cm⁴, mientras que la inercia del hormigón sin fisurar resulta 130.208 cm⁴; por tanto tenemos una inercia fisurada quince veces menor que la que resulta con el hormigón sin fisurar.

slightly beam-like behaviour in the block. For this reason, the outer fibres in the block were more heavily stressed than the inner reinforcement.

An axial stress of approximately 130 Mp was obtained in the concrete block cross-section under the greatest tensile stress (a section taken across a mid-horizontal plane); this, for a service stress of $\sigma_s = 2\,000\text{ Kp/cm}^2$ in the cracked cross-section hypothesis, would call for a steel ratio of $64,5\text{ cm}^2/\text{cm}$.

That is an impossible value, however, because the concrete would crack before being able to absorb all of the tensile stresses caused by the deformation of the pipe. Concrete cracks at a stress level, $f_{ct,m}$, of $25,6\text{ Kp/cm}^2$, which yields an axial stress of 64 Mp for a cross-section thickness of $0,25\text{ m}$. Therefore, the calculation would have to be performed for the cracked cross-section with the cracked inertia for the concrete.

The steel ratio for the block would then be at least the value required to absorb the imposed deformations. In other words, the actual value would be $7\text{ cm}^2/\text{m}$, the minimum geometric ratio. In summary, stirrups with a Φ of 12 to 15 ($A_s = 7,54\text{ cm}^2$) would be placed on both the outer and inner faces of the block.

The next step was to verify that the crack opening was narrower than the maximum allowed limits for the type of environment to which the block is exposed. In this case, the environmental category is IIa; therefore, the maximum crack opening, according to the EHE standard, is $w_k = 0,30\text{ mm}$.

5.3. Cracked concrete block

The inertia for cracked concrete was practically the same as for the steel reinforcement bars, namely $8\,498\text{ cm}^4$, while the inertia found for the uncracked concrete was $130\,208\text{ cm}^4$; therefore, the cracked inertia is fifteen times smaller than the figure for the uncracked concrete.

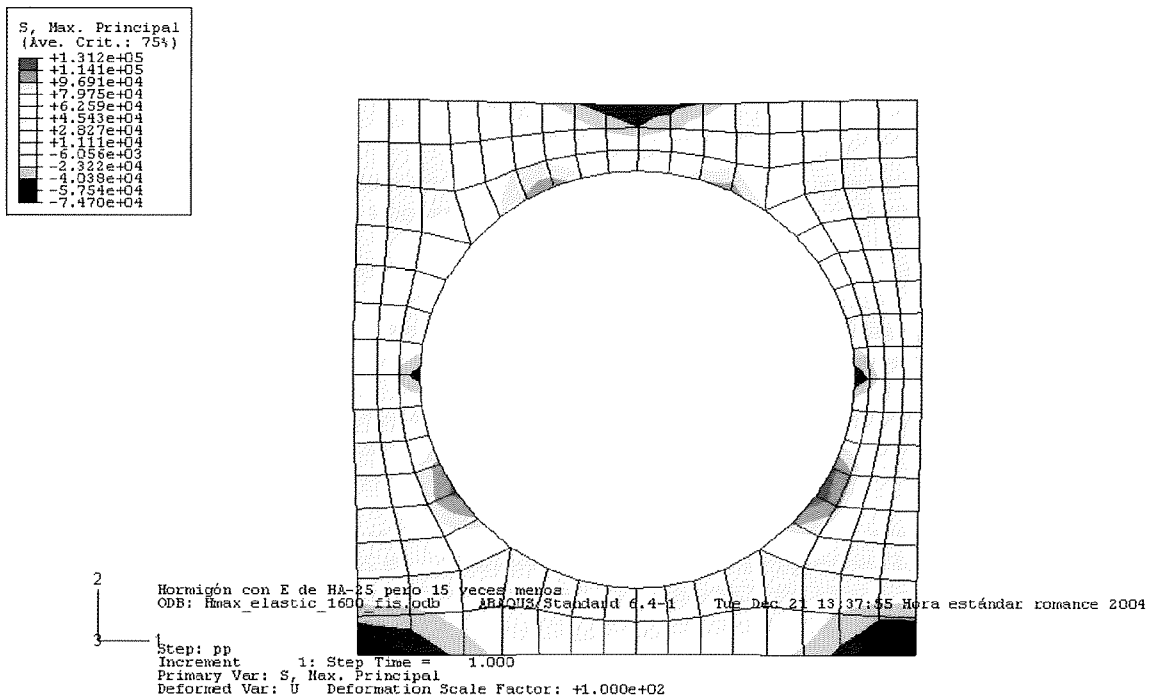
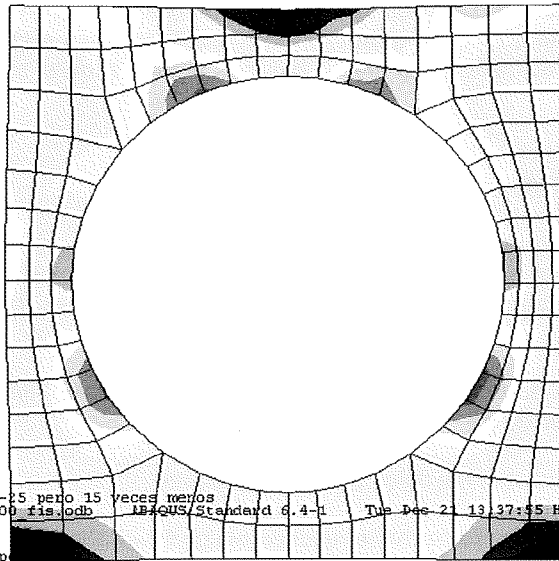
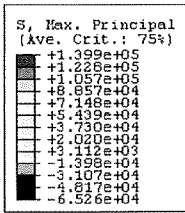


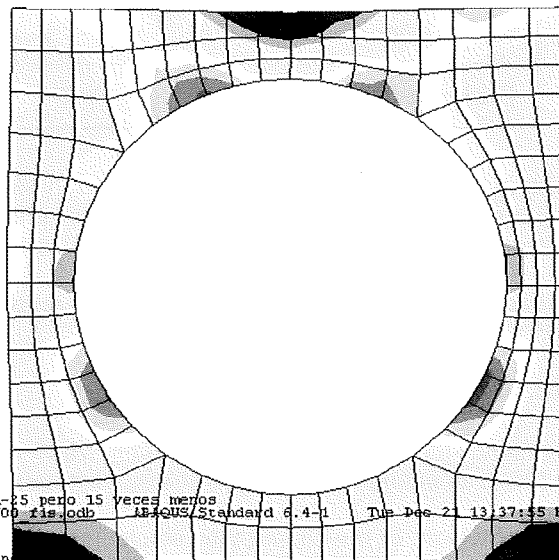
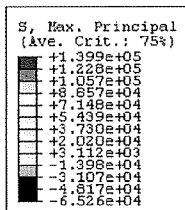
Figure 9: Self-weight of the fill with maximum cover (BR 4)
 Figura 9: Peso propio del relleno con recubrimiento máximo (RB.4)



Hormigón con E de HA-25 pero 15 veces menos
 ODB: Hmax_elastic_1600_fis.odt 1840US/Standard 6.4-1 Tue Dec 2 13:37:55 Hora estándar romana 2004

Step: carrol, carro p
 Increment 1: Step Time = 1.000
 Primary Var: S, Max. Principal
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +1.000e+02

Figura 10: Peso del carro para recubrimiento máximo. Carro en posición transversal al eje de la tubería (3 ejes) (RB.4)
Figure 10: Live-load vehicle weight for maximum cover. Vehicle positioned perpendicularly to pipe axis (6-wheel) (BR 4)



Hormigón con E de HA-25 pero 15 veces menos
 ODB: Hmax_elastic_1600_fis.odt 1840US/Standard 6.4-1 Tue Dec 2 13:37:55 Hora estándar romana 2004

Step: carrol, carro p
 Increment 1: Step Time = 1.000
 Primary Var: S, Max. Principal
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +1.000e+02

Figura 11: Peso del carro para recubrimiento mínimo.
Carro en posición longitudinal al eje de la tubería (2 ejes, descentrado) (RB.4)
Figure 11: Live-load vehicle weight for minimum cover.
Vehicle positioned parallel to pipe axis (4-wheel, off-centre) (BR 4)

With the cracked concrete, the axial service stress in the most heavily loaded concrete cross-section would be 28 MP, yielding a stress level, σ_s , of 1 857 Kp/cm² in the reinforcement.

Crack width ($w_k = \beta \cdot s_m \cdot \epsilon_m$) was calculated assuming that the distance between cracks, s_m , was 326 mm and the average elongation of the reinforcement, ϵ_m (taking the contribution of the concrete between cracks into consideration), was $3,14 \times 10^{-4}$. Therefore, the crack width, w_k , was 0,196 mm, which is lower than the ceiling specified in the EHE standard.

6. SUMMARY AND CONCLUSIONS

This Document discusses the hypotheses and engineering models used to analyze the behaviour of a spiral-welded steel pipeline with a nominal diameter of 1 600 mm, both with and without (the more usual arrangement) a 2,10x2,10-m reinforced concrete block. In both cases, the pipelines are placed in a trench excavated in natural soil.

The results of entering the same data but with concrete reinforced with HE 75/50 steel fibres instead of the usual B500-S reinforcement are also discussed.

Finally, the finite element model used in the calculations is described.

The following conclusions can be reached from the results obtained with the calculations:

- Pipeline with no concrete block

This alternative was found to be valid for mechanical calculation purposes, but was ruled out for operational reasons.

The combinations of actions and stresses taken into consideration in the calculations determined the pipe thickness, but did not in themselves lead to the rejection of this solution. The thicknesses obtained for a soil depth over the block of less than 10,7 m, according to the working pressure range, were:

Pressure (atm)	10 – 16	16 – 20
Thickness (mm)	12,8	17,5

The Canal de Isabel II (CYII) Water Supply Standard was also considered in the calculations. This standard establishes a minimum thickness for steel pipelines and stipulates 8 per mille as the minimum value for the thickness:diameter ratio. Therefore, a pipe with a diameter of 1 600 mm should be at least 12,7 mm thick.

Where both external actions and loads and negative internal pressure were taken into consideration, buckling or collapse as calculated using Levy's formula was a limiting factor.

- Pipeline with concrete block (uncracked)

With the exception of the internal pressure transmitted by the pipeline, which was one order of magnitude higher, all the actions and loads on the block, including the live-load vehicle, were negligible.

The external actions and loads (self-weight of the fill and the vehicle) induced frame-like behaviour in the block. Tensile stresses with nearly insignificant values were obtained at the inner face of the upper and lower areas and on the outer face of the side walls.

By contrast, the internal pressure caused almost continuous tensile hoop stresses in the block (except at the corner areas), generating greater tensile stress on the outer faces than on the inner ones.

Therefore, the block was dimensioned to withstand the stresses and deformations caused by the **internal pressure**.

The deformation induced in the pipeline by external actions (weight of the fill and live-load vehicle) was negligible. The axial tensile stress generated in the pipe by these loads was not over 4 Mp (333 Kp/cm²).

Con el hormigón fisurado se obtiene un axil de servicio en la sección de hormigón más solicitada de 28 Mp, con lo que resulta una tensión en la armadura σ_s de 1.857 Kp/cm².

Para el cálculo de la fisura ($w_k = \beta \cdot s_m \cdot \epsilon_m$) se tiene que la distancia entre fisuras s_m es igual a 326 mm y el alargamiento medio de las armaduras ϵ_m (teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisura) es $3,14 \times 10^{-4}$. Con lo que resulta una abertura de fisura w_k de 0,196 mm, inferior a la abertura máxima especificada por la norma EHE.

6. RESUMEN Y CONCLUSIONES

Se han presentado en este Documento las hipótesis y los modelos de cálculo adoptados para analizar el comportamiento de una tubería de acero helicSoldado de diámetro nominal 1.600 mm recubierta con un dado de hormigón armado de 2,10 x 2,10 m, así como el caso más usual, de la misma tubería sin recubrir, en ambos casos alojada en zanja excavada en terreno natural.

Adicionalmente, y como caso singular, se han comentado los mismos datos para el caso de utilizar fibras de acero HE 75/50 en lugar de la armadura normal de acero B500-S.

Se ha comentado finalmente el modelo de elementos finitos utilizado en los cálculos.

De los resultados obtenidos en los cálculos se pueden obtener las siguientes conclusiones:

- Tubería sin dado de hormigón

La alternativa, a efectos de cálculos mecánicos, resulta válida, pero se ha descartado por razones de índole operativo.

Las combinaciones de acciones y sollicitaciones consideradas en los cálculos determinan el espesor del tubo, pero en ningún caso descartan esta solución. Los espesores obtenidos, según el rango de presión de trabajo, y para una altura de tierra sobre el dado menor de 10,7 m, resultan:

Presión (atm)	10 – 16	16 – 20
Espesor (mm)	12,8	17,5

Se ha tenido en cuenta además la Norma de Abastecimiento de Agua (CYII) que establece un espesor mínimo para las tuberías de acero, estipulando como valor mínimo de la relación espesor/diámetro un 8 por mil. Para una tubería de diámetro 1.600 mm, el espesor debe ser por tanto de al menos 12,7 mm

En el caso de la combinación de acciones resultante de sumar las acciones externas y la presión interna negativa, resulta limitante el pandeo o colapso por la fórmula de Levy.

- Tubería con dado de hormigón (sin fisurar)

Todas las acciones sobre el dado, - incluida el carro-, son despreciables excepto la presión interna transmitida por la tubería, que es de un orden de magnitud superior.

Las acciones externas (peso propio del relleno y el carro) hacen trabajar al dado como un marco. Se obtienen tracciones, de valor casi despreciable, en la cara interior de la parte superior, en la cara interior de la parte inferior, y en la cara exterior de las paredes laterales.

En cambio, la presión interna origina en el dado tensiones circunferenciales de tracción casi continuas (excepto en las zonas esquinadas), produciendo mayores tracciones en las caras externas que en las internas.

El dado se dimensiona, por tanto, para soportar las tensiones y deformaciones producidas por la **presión interna**.

La deformación inducida en la tubería por las acciones externas (peso del relleno y carro) es despreciable. El axil de tracción al que está sometido el tubo debido a estas cargas no supera los 4 Mp (333 Kp/cm²).

- Pipeline with concrete block (cracked)

With the cracked concrete, the axial service stress in the most heavily loaded concrete cross-section was 28 MP, yielding a stress level, σ_s , of 1 857 Kp/cm² in the reinforcement.

Crack width ($w_k = \beta \cdot s_m \cdot \epsilon_m$) was calculated assuming that the distance between cracks, s_m , was 326 mm and the average elongation of the reinforcement, ϵ_m (taking the contribution of the concrete between cracks into consideration), was $3,14 \times 10^{-4}$. Therefore, the crack width, w_k , was 0,196 mm, which is **lower** than the ceiling specified in the EHE standard.

- Concrete block with steel fibres

The concrete block encasing the pipeline can be built with H25 concrete reinforced solely with 30 kg/m³ of HE 75/50 steel fibres, as long as a geotextile or similar element is placed between the pipeline and the block.

In theory, if the block cracked due to unforeseeable or incalculable actions, the short, discrete, randomly oriented steel fibres would not enable corrosion to spread to the inside of the concrete block, and therefore to the pipeline it encases.

The considerations that led to the choice of the solution adopted can be summarized as follows:

- To prevent possible adverse effects in other nearby infrastructure, the Canal de Isabel II Water Supply Standard stipulates that steel pipelines must be encased in a concrete block.
- The pipeline is near urban areas or those where future urban development is possible.
- This solution mitigates the effect of external actions that may primarily impact the maintenance of the facility as a whole.
- Less steel is used, as smaller pipe thicknesses are necessary in each case.

- Tubería con dado de hormigón (fisurado)

Con el hormigón fisurado se obtiene un axil de servicio en la sección de hormigón más solicitada de 28 Mp, con lo que resulta una tensión en la armadura σ_s de 1.857 Kp/cm².

Para el cálculo de la fisura ($w_k = \beta \cdot s_m \cdot \epsilon_m$) se tiene que la distancia entre fisuras s_m es igual a 326 mm y el alargamiento medio de las armaduras ϵ_m (teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras) es $3,14 \times 10^{-4}$. Con lo que resulta una abertura de fisura w_k de 0,196 mm, **inferior** a la abertura máxima especificada por la Norma EHE.

- Dado de hormigón con fibras de acero

Es posible ejecutar el dado de hormigón de recubrimiento de la tubería con un hormigón H25 armado únicamente con 30 Kg/m³ de fibras de acero HE 75/50 siempre que se disponga algún elemento tipo geotextil que genere un espacio entre el tubo y el dado.

Teóricamente, las fibras de acero, cortas, discretas y orientadas al azar, en caso de producirse fisuración por acciones imponderables, no permitirían la propagación de la corrosión al interior de la masa de hormigón y por tanto a la tubería alojada en su interior.

Las consideraciones que han determinado la elección de la solución adoptada se resumen a continuación:

- Por la posible afección a otras infraestructuras cercanas a la traza, la Norma de Abastecimiento de Agua del Canal de Isabel II estipula que las tuberías de acero vayan embebidas en un dado de hormigón.
- Por la cercanía a zonas urbanas o susceptibles de ser urbanizadas en un futuro.
- Disminución de la afección de acciones externas que pueden incidir de modo predominante sobre el mantenimiento de toda la instalación.
- Menor cuantía de acero al ser inferiores los espesores de tubería necesarios en cada caso.

7. REFERENCES

- *Estudio de Alternativas y Estudio de Impacto Ambiental del Segundo Anillo Principal de Distribución de Agua Potable de la Comunidad de Madrid.* Aguas de la Cuenca del Tajo. (UTE Control y Geología, S.A. y Mediterráneo, S.A., 2.003)
- *Anteproyecto y Análisis y Ordenación Ambiental de las Obras del Segundo Anillo Principal de Distribución de Agua Potable de la Comunidad de Madrid, Primera Fase.* Aguas de la Cuenca del Tajo. (UTE Control y Geología, S.A. y Mediterráneo, S.A., 2.003)
- *MEMORIA y Anejo N° 7.- Cálculo mecánico e hidráulico de lo conducción.* Proyecto de Construcción del 2º Tramo del Segundo Anillo Principal de Distribución de Agua Potable de la Comunidad de Madrid. (CYGSA, 2.005)
- *MEMORIA y Anejo N° 8 – Cálculos mecánicos de la tubería.* Proyecto de Construcción del 4º Tramo del Segundo Anillo Principal de Distribución de Agua Potable a la Comunidad de Madrid. (1ª Fase). "ETAP y Depósito de Valmayor – Ramal de conexión al nudo de Majadahonda. (APIA XXI, 2.005).
- *MEMORIA.* Proyecto de Construcción del 1º Tramo del Segundo Anillo Principal de Distribución de Agua Potable a la Comunidad de Madrid. 1ª Fase. "Ramal Sur a Torrelaguna – Arteria R-2 Interna". TT.MM.: San Agustín de Guadalix, El Molar, Colmenar Viejo, Fuente del Saz de Jarama, Algete, San Sebastián de los Reyes, Paracuellos del Jarama. Aguas de la Cuenca del Tajo. (EPTISA, 2.005)
- *Propuesta de ejecución de tubería de hormigón con fibras de acero. Documento 4* (AEPO, S.A. Ingenieros Consultores, diciembre 2.006).
- *Verificación del cálculo del dado de hormigón reforzado con fibras de acero para la protección de una tubería.* Departamento de Ingeniería de la Construcción. Universitat Politècnica de Catalunya. Informe parcial. (G. Ramos Schnelder, B. E. Barragán, febrero 2.007).
- *Cálculo estructural del conjunto tubería – macizo de hormigón.* (AEPO, S.A. Ingenieros Consultores, 2.007).
- *Cálculo estructural de una sección de tubería de acero rodeada de un dado de hormigón.* Universidad Politécnica de Madrid. (M. Cegarra Plané, P. de la Fuente Martin, abril de 2.007).
- *Pipeline Installation.* (Amster Howard, 2.002)
- *Recomendaciones para el proyecto, instalación y mantenimiento de tuberías para el transporte de agua a presión.* (CEDEX, 2.003)
- *The Theory of External Loads on Closed Conduits in the Light of the Latest Experiments.* (A. Marston, 1.930).
- *Guidelines for the Design of Buried Steel Pipe.* (ASCE 2001)
- *Guía Técnica sobre Tuberías para el Transporte de Agua a Presión.* (CEDEX, mayo 2.003)

NOTE: The references included in parentheses throughout the text of the document indicate that the table or figure corresponds to the bibliographic reference (BR) with the same number.

7. BIBLIOGRAFÍA

- *Estudio de Alternativas y Estudio de Impacto Ambiental del Segundo Anillo Principal de Distribución de Agua Potable de la Comunidad de Madrid.* Aguas de la Cuenca del Tajo. (UTE Control y Geología, S.A. y Mediterráneo, S.A., 2.003)
- *Anteproyecto y Análisis y Ordenación Ambiental de las Obras del Segundo Anillo Principal de Distribución de Agua Potable de la Comunidad de Madrid, Primera Fase.* Aguas de la Cuenca del Tajo. (UTE Control y Geología, S.A. y Mediterráneo, S.A., 2.003)
- *MEMORIA y Anejo N° 7.- Cálculo mecánico e hidráulico de la conducción.* Proyecto de Construcción del 2º Tramo del Segundo Anillo Principal de Distribución de Agua Potable de la Comunidad de Madrid. (CYGSA, 2.005)
- *MEMORIA y Anejo N° 8 – Cálculos mecánicos de la tubería.* Proyecto de Construcción del 4º Tramo del Segundo Anillo Principal de Distribución de Agua Potable a la Comunidad de Madrid. (1ª Fase). "ETAP y Depósito de Valmayor – Ramal de conexión al nudo de Majadahonda. (APIA XXI, 2.005).
- *MEMORIA.* Proyecto de Construcción del 1º Tramo del Segundo Anillo Principal de Distribución de Agua Potable a la Comunidad de Madrid. 1ª Fase. "Ramal Sur a Torrelaguna – Arteria R-2 Interna". TT.MM.: San Agustín de Guadalix, El Molar, Colmenar Viejo, Fuente del Saz de Jarama, Algete, San Sebastián de los Reyes, Paracuellos del Jarama. Aguas de la Cuenca del Tajo. (EPTISA, 2.005)
- *Propuesta de ejecución de tubería de hormigón con fibras de acero. Documento 4* (AEPO, S.A. Ingenieros Consultores, diciembre 2.006).
- *Verificación del cálculo del dado de hormigón reforzado con fibras de acero para la protección de una tubería.* Departamento de Ingeniería de la Construcción. Universitat Politècnica de Catalunya. Informe parcial. (G. Ramos Schnelder, B. E. Barragán, febrero 2.007).
- *Cálculo estructural del conjunto tubería – macizo de hormigón.* (AEPO, S.A. Ingenieros Consultores, 2.007).
- *Cálculo estructural de una sección de tubería de acero rodeada de un dado de hormigón.* Universidad Politécnica de Madrid. (M. Cegarra Plané, P. de la Fuente Martín, abril de 2.007).
- *Pipeline Installation.* (Amster Howard, 2.002)
- *Recomendaciones para el proyecto, instalación y mantenimiento de tuberías para el transporte de agua a presión.* (CEDEX, 2.003)
- *The Theory of External Loads on Closed Conduits in the Light of the Latest Experiments.* (A. Marston, 1.930).
- *Guidelines for the Design of Buried Steel Pipe.* (ASCE 2001)
- *Guía Técnica sobre Tuberías para el Transporte de Agua a Presión.* (CEDEX, mayo 2.003)

NOTA: Las referencias incluidas entre paréntesis en el texto del documento indican que la tabla o figura corresponde a la referencia bibliográfica (RB) con el número de referencia correspondiente.

Relación de Personal Titulado de INTEMAC

Arquitectos

Benito Díez, María Pilar
Fernández Sáez, Ana María
Fraile Mora, Serafín
González Balseyro, María José
López-Nava Muñoz, Alberto Ignacio
Luzón Cánovas, José M^a
Nieto Esteban, Eva
Sánchez Arroyo, Jesús M^a
Sicilia Mañá, Beatriz
Vergara Pérez, Carlos

Ingenieros Aeronáuticos

Alonso Gordo, Ana
Hernández Pamplona, Juan Vicente
* París Loreiro, Angel
Moreno Toriz, Juan José

Ingenieros de Caminos

Baena Alonso, Eva
* Barrios Corpa, Jorge
Barrios Corpa, Roberto
Brandán Gordillo, Rubén
* Calavera Ruiz, José
Calderón Bello, Enrique
Castillo Fernández, Luis Javier
Corbacho Vicioso, José Angel
Cortés Bretón, Juan María
Corral Folgado, Claudio
De la Cuerda del Olmo, Francisco Javier
De la Fuente Gómez, Ana Isabel
Dávila Sánchez-Toscano, Suyapa
Díaz Heredia, Elena
Díaz Lorenzo, Lucía
Díaz Lozano, Justo
Díaz Pavón Cuaresma, Eduardo
* Fernández Gómez, Jaime Antonio
Fernández Montes, David Constantino
García de Diego Cano, Eva María
González González, Juan José
González Reyero, Carlos
* González Valle, Enrique
* Hostalet Alba, Francisco
* Izquierdo Bernaldo de Quirós, José M^a
Jiménez Ortiz, Gonzalo
León Bello, Raúl
* Ley Urzaiz, Jorge
López Dormal, Mariano
Menéndez Martínez, Laura
Misol Moyano, Carolina
Pérez Blanco, José Luis
Pérez García, Noemí
Rodríguez Escribano, Raúl Rubén
* Rodríguez Romero, Jesús M^a
Rueda Contreras, Jorge Ladislao
Ruiz Jiménez-Alfaro, Felipe
Sanz Pérez, Lorenzo
Tapia Menéndez, José

Torre Cobo, María Carmen
Valdés Fernández de Alarcón, Pablo
Villanueva Ramírez, Santiago

Ingeniero en Cartografía y Geodesia

López-Canti Casas, Elisa

Ingenieros Civiles

Almeida da Silva, Pedro Miguel
Giarrizzo, Roberto
Teixeira Martins, Hermano Tiago

Ingenieros Geólogos

Catalán Navarro, Antonio
Hernández Alvarez, José Luis

Ingeniero I.C.A.I.

Marín Estévez, Gonzalo

Ingenieros Industriales

* Alvarez Cabal, Ramón Amado
Argüelles Galán, Manuel
Arroyo Arroyo, José Ramón
Bayonne Sopo, Enrique
Borraz López, Alfonso
De la Cruz Morón, Diego
Estrada Gómez, Rafael
Gasca Martínez, Antonio
González Carmona, Manuel
Ibañez Mayayo, Miguel
Liébana Ramos, Miguel Angel
Mainar Durán, Alejandro
Martos Ojanguren, Víctor
Pou Esquiús, Carles
Ramírez de la Pinta, Rubén
Suárez Fernández, Antonio
* Valenciano Carles, Federico

Ingeniero de Minas

Ramos Sánchez, Adelina

Ingeniero de Montes

Carrillo Bobillo, Oliva

Dra. en Geografía e Historia

Calavera Vayá, Ana María

Licenciada en Administración y Dirección de Empresas

Perales Gómez, Natalia

Licenciado en Ciencias Ambientales

Gil Esteban, Luis Miguel

Licenciado en C. Económicas y Empresariales

González Chavero, Antonio

Licenciado en Ciencias Físicas

Salas Roa, Luis David

Licenciada en Ciencias Políticas y de la Administración

Estébanez Morer, Ana María

Licenciados en Ciencias Químicas

Abril Fort, M^a Inmaculada
Grandes Velasco, Sylvia María
López Sánchez, Pedro
Morgado Sánchez, José Carlos

Licenciado en Derecho

Jarillo Cerrato, Pedro

Licenciados en Geología

Blanco Zorroza, Alberto
Casado Chinarro, Alejandro
Catalán Navarro, Antonio
Lara Avila, Carlos
López Velilla, Oscar
Martín López, Jesús Heliodoro
Tello Gay, Marta
Usillos Espín, Pablo

Licenciada en Filología Hispánica

Valentín Sierra, M^a Consuelo

Licenciada en Psicología

Catalá Pellón, Diana

Master of Science in Civil Engineering

Hoogendoorn, Peter Paul

Arquitectos Técnicos

Carrato Moñino, Rosa M^a
Díaz Lorenzo, Lucía
Jiménez Salado, Borja
Montejano Jiménez, María del Carmen
Muñoz Mesto, Angel
Vicente Minguela, Francisco

Ingeniero Técnico Aeronáutico

Mainar Durán, Alejandro

Ingeniero Técnico Forestal

Carrillo Bobillo, Oliva

Ingeniero Técnico en Informática de Gestión

Esteban Pérez, Ramón

Ingenieros Técnicos Industriales

Alcubilla Villanueva, Rubén
Ases Rodríguez, Cristóbal
Jiménez Rodríguez, José Antonio
Madueño López, Javier
Madueño Moraño, Antonio

Moratilla Gómez, José Manuel

Muñoz Gonzalo, Elena
Pérez Berenguer, José Gil
Remacha Mangado, Mikel
Rodríguez Luque, Ana María
Ruiz Rivera, Rafael
Villar Riñones, Jesús

Ingeniero Técnico de Minas

Fernández Terán, Francisco Javier
Sillero Arroyo, Andrés

Ingenieros Técnicos Obras Públicas

Agudo Cordobés, José Manuel
Carrero Crespo, Rafael
González Isabel, Germán
González Nuño, Luis
Llort Mac Donald, Daniel
Martínez Vicente, Cristina
Mata Soriano, Juan Carlos
Montiel Sánchez, Ernesto
Muñoz Mesto, Angel
Muriel León, Carlos
Ortiz del Campo, Natalia
Pardo de Agueda, Juan Luis
Rivera Jiménez, Marta
Romero García, Daniel
Rosa Moreno, José Andrés
Rozas Hernando, José Juan
Sánchez Tomé, Elena
Sanz Ruiz, Idoya
Sillero Olmedo, Rafael
Vicente Girón, Susana

Ingenieros Técnicos Topógrafos

Amador Orensa, Germán
Barragán Bermejo, M^a Vicenta
Carreras Ruiz, Francisco
López de Castro, Daniel
López Jiménez, Luis
Martínez Ochando, Eduardo
Sánchez Martín, María de la O
Torés Campos, Ana M^a

Técnicos en Administración de Empresas

Cebrián Sobrino, M^a José
González del Olmo, M^a de la Peña de F.

Técnico en Publicidad

Blanco Armas, Cristina

Topógrafo

Alquézar Falceto, Ricardo

*NOTA: Todo el personal de INTEMAC trabaja en dedicación completa y exclusiva, con la excepción de las personas arriba indicadas con * a las que se autoriza la dedicación a la Enseñanza Universitaria en régimen de dedicación parcial.

CUADERNOS INTEMAC

CUADERNOS INTEMAC es una publicación trimestral, bilingüe en español e inglés, en forma de monografías que recogen trabajos realizados por los técnicos del Instituto o presentados en los Cursos y Conferencias organizados por el mismo.

Los temas tratados cubren tanto el campo de las Obras Públicas como el de la Edificación y sus Instalaciones.

Precio de la suscripción Año 2010: 35 €



ÚLTIMOS TÍTULOS PUBLICADOS

Cuaderno N° 75

“Varias experiencias de tramos de ensayo en pederplenes y rellenos todo-uno”

Autor: **Francisco Fernández de la Llave, Juan José González y J. Andrés de la Rosa**

Cuaderno N° 76

“Tubería de acero para abastecimiento de agua a presión revestida con dado de hormigón armado”.

Autores: **Rubén Brandán Gordillo, Daniel Gálvez Cruz**

CUADERNOS DE PRÓXIMA APARICIÓN

Cuaderno N° 77

“El muro de contención para el nuevo Museo de Colecciones Reales”.

Autores: **Alberto Blanco Zorroza y Roberto Barrios Corpa**

Cuaderno N° 78

“Interpretación de ensayos ultrasónicos (Cross-Hole) en pilotes”.

Autor: **Jorge Ley Urzáiz**

Consulte lista completa de la Colección

MONOGRAFÍAS INTEMAC

Publicación de INTEMAC con un carácter eminentemente práctico destinada a tratar temas muy concretos que, o bien presentan un nivel de problemas acusado en la práctica, o bien están insuficientemente cubiertos por la Normativa y la documentación técnica correspondientes.

MONOGRAFÍA INTEMAC N° 5

“Mantenimiento y reparación de paramentos de hormigón”.

Autores: **R. Barrios Corpa, C. Beteta Cejudo, E. Díaz Heredia, Prof. J. Fernández Gómez, J. M^a. Rodríguez Romero.**

Precio de la Monografía 38 €

MONOGRAFÍA INTEMAC N° 6

“Patología, técnicas de intervención y limpieza de fábricas de ladrillo”.

Autores: **P. López Sánchez, J. M^a. Luzón Cánovas, I. Martínez Pérez, A. Muñoz Mesto, A. Fernández Sáez.**

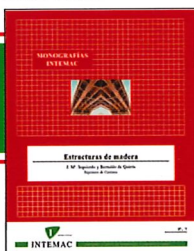
Precio de la Monografía 38 €

MONOGRAFÍA INTEMAC N° 7

“Estructuras de madera”.

Autores: **J. M^a. Izquierdo y Bernaldo de Quirós.**

Precio de la Monografía 38 €



NOTAS DE INFORMACIÓN TÉCNICA NIT

Con independencia de la serie de Cuadernos de INTEMAC, de los que se publica un número trimestral, bilingüe en español e inglés, en INTEMAC se producen, con acentuada frecuencia notas de información sobre aspectos concretos que pensamos que no solamente tienen una utilidad interna, sino que pueden resultar interesantes para muchos Técnicos de la Construcción.

Las Notas se envían únicamente por correo (pago por transferencia o tarjeta de crédito).

NIT-5 (06)

Influencia de la oxidación y de las manchas de mortero sobre la adherencia de armaduras de hormigón

J. Calavera Ruiz, A. Delibes, J. M^a. Izquierdo y Bernaldo de Quirós, G. González Isabel.

Edición en español, en color. 12 páginas
Precio 14 €



NIT-6 (07)

El previsible descenso de la seguridad en pilares con la entrada en vigor del Eurocódigo EC-2, y la necesidad de un control estricto de la calidad del hormigón en pilares

J. Calavera Ruiz.

Edición en español, en color. 10 páginas

Precio 12 €

VÍDEOS TÉCNICOS Y DVD'S

Fabricación y ensayo de probetas de hormigón.

N° 2001 (1-1)

Contempla de forma completa y detallada el proceso de toma de muestras de hormigón fresco en obra, la medida de la consistencia con el Cono de Abrams, fabricación de probetas, curado en obra, transporte al laboratorio, curado en cámara, refrentado y ensayo a compresión.

Esta nueva versión del vídeo 8801 (1), introduce las modificaciones de EHE y un sistema de estudio de la distribución de presiones de la prensa sobre la probeta así como los aspectos particulares del ensayo de hormigones de alta resistencia.

30 minutos - 25 €

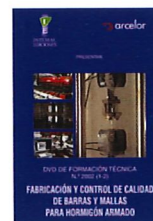


Fabricación y control de calidad de barras y mallas para hormigón armado.

N° 2002 (1-2)

Muestra el proceso de laminación en fábrica de las barras y alambres, la fabricación de mallas y los ensayos de tracción, doblado, arrancamiento de nudos y determinación de las características geométricas del corrugado y el ensayo de Beam-test para la determinación de las características de adherencia.

30 minutos - 25 €



Compresión centrada en hormigón armado.

N° 2002 (1-4)

Contempla la rotura de siete pilares a escala real, variando resistencias de hormigón desde 25 Mpa a 70 Mpa, las cuantías de armaduras, la separación de estribos y la velocidad de carga conectando todo ello con las fórmulas de cálculo.

35 minutos - 25 €

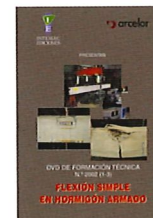


Flexión simple en hormigón armado.

N° 2002 (1-3)

Incluye el ensayo a rotura de cinco vigas a escala real, con diferentes cuantías y diferentes desarrollos de adherencia conectando todo ello con las fórmulas de cálculo.

35 minutos - 25 €

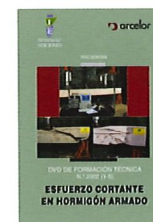


Esfuerzo cortante en hormigón armado.

N° 2002 (1-5)

Muestra el ensayo a rotura de cinco vigas a escala real, con diferentes formas de rotura por corte (Tracción diagonal, corte flexión, compresión diagonal, etc.) conectando todo ello con las fórmulas de cálculo.

25 minutos - 25 €



BOLETÍN BIBLIOGRÁFICO

INTEMAC viene realizando desde su fundación un BOLETÍN BIBLIOGRÁFICO para uso interno, que ofrece, en una lectura rápida, un panorama general de todas las publicaciones técnicas disponibles. Desde 1991, esta publicación bimestral, ha sido puesta a disposición del público.

EL BOLETÍN BIBLIOGRÁFICO incluye:

Fotocopia del índice y de los resúmenes de los artículos contenidos en las 105 revistas técnicas que se reciben en el Instituto referentes a los campos de la Edificación, Instalaciones, Obras Públicas y Urbanismo. Una sección de Normativa reciente, nacional y extranjera. Secciones de Bibliografía y Cursos.

Una sección de Congresos, Reuniones Técnicas y Ferias de próxima celebración en todo el mundo.

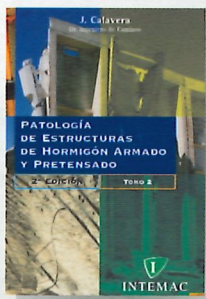
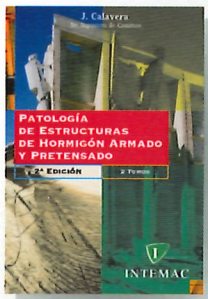
Tarifa de suscripción anual (6 números) 200 €



Consulte otras publicaciones

www.intemac.es

PUBLICACIONES



Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado 2ª edición (2 tomos)

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 135 €

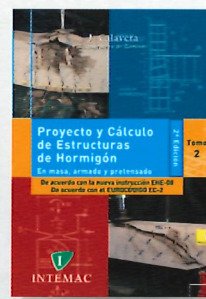
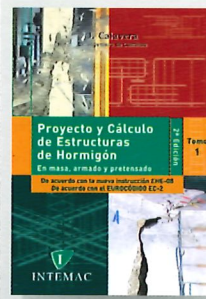


Fichas de ejecución de obras de hormigón 3ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 68 €

Nueva publicación



Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón 2ª edición (2 tomos)

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 180 €

Nueva edición



Nueva edición

Manual para la redacción de informes técnicos en construcción 2ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 90 €



Manual de Ferralla 3ª edición

J. Calavera, E. González Valle, J. Fernández Gómez, F. Valenciano

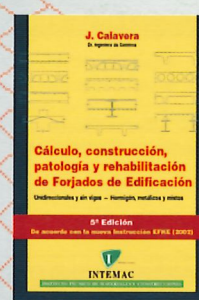
Precio: 45 €



Proyecto de estructuras de hormigón con armaduras industrializadas

J. Calavera, E. González Valle, J. Fernández Gómez, F. Valenciano

Precio: 50 €



Cálculo, construcción, patología y rehabilitación de forjados de edificación 5ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 113 €



Evaluación de la capacidad resistente de estructuras de hormigón

J. Fernández Gómez, G. González Isabel, F. Hostalet Alba, J. M. Izquierdo, J. Ley Urzaiz

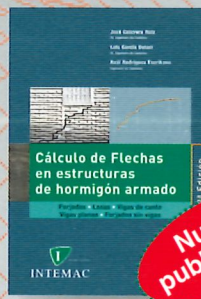
Precio: 64 €



Muros de contención y muros de sótano 3ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 80 €



Cálculo de flechas en estructuras de hormigón armado 2ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos), L. García Dutari (Ingeniero Civil), R. Rodríguez (Ingeniero de Caminos)

Precio: 110 €

Nueva publicación

El libro y el CD-ROM pueden adquirirse conjuntamente o por separado

Software asociado en ficheros de AutoCAD

Manual de detalles constructivos en obras de hormigón armado

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

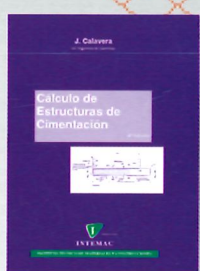
Libro: 123 € CD-ROM: 198 €



Ejecución y control de estructuras de hormigón

J. Calavera, P. Alaejos Gutiérrez, J. Fernández Gómez, E. González Valle, F. Rodríguez García

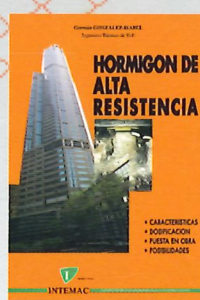
Precio: 133 €



Cálculo de estructuras de cimentación 4ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 80 €



Hormigón de alta resistencia

G. González-Isabel (Ingeniero Técnico de O. P.)

Precio: 47 €



Tecnología y propiedades mecánicas del hormigón

A. Delibes (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 57 €