



**PROYECTO BÁSICO Y DE EJECUCIÓN  
DE NUEVO CAMPO DE FÚTBOL DE HIERBA ARTIFICIAL  
E INSTALACIONES AUXILIARES**

**EN HARZABAL  
(DEBA)**

DOCUMENTO Nº 1: MEMORIA Y ANEJOS

DOCUMENTO Nº 2: PLANOS.

**MARZO - 2004 - MARTXOA**

**ERAGILEA: DEBAKO UDALA**

**TALDE EGILEA: Luciano Pagaegi Bilbao.  
SABAI arkitektoak S.L.**

**PROYECTO** : CAMPO DE FÚTBOL DE HIERBA ARTIFICIAL E  
INSTALACIONES AUXILIARES.

**FASE** : BÁSICO Y DE EJECUCIÓN.

**EMPLAZAMIENTO** : HARZABAL.

**LOCALIDAD** : DEBA.

**PROMOTOR** : AYUNTAMIENTO DE DEBA.

**EQUIPO REDACTOR**

**ESTUDIO DE  
ARQUITECTURA** : SABAI arkitektoak S.L.

Luciano Pagaegi Bilbao, arquitecto autor y director.

Agustín Errea Oiarzabal, arquitecto colaborador.

Luis Ariz Eskisabel, aparejador.

Juan Mari Gurmendi Olabiaga, delineación.

Luis Angel García Aranda, delineación.

Idoia Etxegarai Etxebeste, mecanografía y composición.

Fernando Oroz, informe hidráulico.

INCONOR: Instalaciones.

IKERLUR: Estudio Geotécnico.

**FECHA** : marzo 2004.

# **PROYECTO BÁSICO Y DE EJECUCIÓN DE NUEVO CAMPO DE FÚTBOL DE HIERBA ARTIFICIAL E INSTALACIONES AUXILIARES DE HARZABAL (DEBA)**

## **ÍNDICE DE DOCUMENTACIÓN PRESENTADA.**

<b>DOCUMENTO Nº. 1:</b>	MEMORIA Y ANEJOS.
<b>DOCUMENTO Nº. 2:</b>	PLANOS.
<b>DOCUMENTO Nº 3:</b>	PLIEGO DE CONDICIONES.
<b>DOCUMENTO Nº 4:</b>	MEDICIONES Y PRESUPUESTO.

## **DOCUMENTO Nº. 1:**

---

## **MEMORIA**

## ÍNDICE PORMENORIZADO

<b>1. ANTECEDENTES.</b>	
1.1. Propietario promotor .....	7
1.2. Autor del Proyecto .....	7
1.3. Objeto del Proyecto .....	7
1.4. Imposición de la propiedad .....	8
1.5. Datos respecto a la parcela .....	8
1.5.1. Procedencia del plano de parcela .....	8
1.5.2. Límites de parcela.....	9
1.5.3. Ubicación .....	9
1.5.4. Dimensión superficial.....	9
1.5.5. Descripción de la parcela: configuración, morfología y orientación .....	9
1.5.6. Alineaciones y rasantes .....	9
1.6. Servicios existentes .....	10
1.7. Área de presunción arqueológica .....	10
<b>2. SOLUCIÓN ADOPTADA.</b>	
2.1. Descripción de la solución estructural y de superficie .....	10
2.2. Descripción de la solución y su adaptación al programa .....	11
2.3. Descripción del programa de edificación y su adaptación a la normativa foral 20/1993 de 24 de diciembre .....	12
2.4. Descripción de la solución de la edificación .....	12
2.5. Descripción de la solución de infraestructuras .....	13
2.5.1. Movimiento de tierras.....	14
2.5.2. Accesos. Viales .....	14
2.5.3. Distribución de agua.....	14
2.5.4. Red de Riego.....	16
2.5.5. Red de Saneamiento.....	17
2.5.6. Red de Energía Eléctrica.....	17
2.5.7. Red de alumbrado público.....	20
2.5.8. Red de Telefónica .....	32
2.5.9. Red de gas .....	32
2.6. Descripción del sistema estructural. Estudio Técnico de la Edificación .....	33
2.6.1. Movimientos de tierras.....	33
2.6.2. Cimentación .....	33
2.6.3. Estructura.....	33
2.6.4. Fachadas .....	34
2.6.5. Cubierta .....	35
2.6.6. Particiones .....	35
2.6.7. Instalaciones.....	36
2.6.8. Aislamientos.....	38
2.6.9. Impermeabilizaciones .....	38
2.6.10. Revestimientos .....	38

2.7. Estudio Técnico del campo de fútbol de césped sintético .....	38
2.7.1. Preparación del terreno .....	39
2.7.2. Evacuación de aguas. Bordillos.....	40
2.7.3. Base asfáltica.....	40
2.7.4. Riego.....	40
2.7.5. Césped sintético .....	41
3. JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA.....	43
4. JUSTIFICACIÓN URBANÍSTICA.....	44
5. JUSTIFICACIÓN DE PRECIOS.....	46
6. PRESUPUESTOS.....	46
7. PLAZOS DE EJECUCIÓN DE LAS OBRAS Y PLAZO DE GARANTÍA.....	47
8. CONTROL DE CALIDAD .....	47
9. ESTUDIO DE SEGURIDAD Y SALUD .....	47
10. CUMPLIMIENTO DE LA NBE-CPI-91, NBE-CA-88 Y NBE-CT-79 .....	48
10.1. NBE-CA-88.....	48
10.2. NBE-CT-79.....	48
10.3. NBE-CPI-96	
10.3.1. Compartimentación.....	48
10.3.2. Ocupación.....	49
10.3.3. Evacuación .....	49
10.3.4. Características de las escaleras y pasillos.....	50
10.3.5. Señalización e iluminación .....	50
10.3.6. Detección y alarma .....	50
10.3.7. Extinción de incendios.....	50
10.3.8. Condiciones de los materiales.....	51
10.3.9. Locales de riesgo especial .....	51
11. CUMPLIMIENTO DE LA LEY DE ACCESIBILIDAD.....	51
12. EL PROYECTO Y EL REGLAMENTO GENERAL DE CONTRATACIÓN .....	52
13. DISPOSICIONES APLICABLES .....	53
14. CONCLUSIÓN.....	60
15. ANEXOS .....	61
15.1. Anexo 1. Derribo de instalaciones auxiliares.	
15.2. Anexo 2. Estudio Geotécnico e Hidráulico (Ikerlur).	
15.3. Anexo 3. Cálculo de Estructura.	
15.4. Anexo 4. Instalaciones (Inconor).	
15.5. Anexo 5. Tuberías de hormigón.	
15.6. Anexo 6. Tuberías flexibles.	
15.7. Anexo 7. Sección de firme.	
15.8. Anexo 8. Características técnicas generales y específicas de la construcción del campo de fútbol de hierba artificial.	
15.9. Anexo 9. Cumplimiento ensayos laboratorio sobre el césped sintético.	
15.10. Anexo 10. Cumplimiento ensayos laboratorio sobre el caucho negro coloreado en verde.	
15.11. Anexo 11. Reglamento de la Federación de fútbol.	

## MEMORIA

### 1. ANTECEDENTES.

#### 1.1. PROPIETARIO-PROMOTOR.

El promotor del presente proyecto es el Ayuntamiento de DEBA, quien adoptó encargar dicho proyecto, al arquitecto Luciano Pagaegi Bilbao, en enero de 2004 una vez desestimada la opción de campo de fútbol de hierba natural.

#### 1.2. AUTOR DEL PROYECTO.

Así pues, el encargo del documento titulado como Proyecto Básico y de Ejecución de Nuevo Campo de Fútbol de Hierba Artificial e Instalaciones Auxiliares de Harzabal en Deba recae en el arquitecto Luciano Pagaegi, arquitecto colegiado nº. 148.245 del COAVN el cual ha contado con la colaboración del arquitecto Agustín Errea, en la elaboración del mismo.

También intervienen en la redacción del proyecto los siguientes responsables: Luis Ariz, aparejador, en la redacción del presupuesto, Control de Calidad y Estudio de Seguridad y Salud, Ikerlur en estudio geotécnico e hidráulico, Inconor, en el capítulo de instalaciones técnicas, Juan Mari Gurmendi, Javier Díaz de Ilarraza y Luis Angel García en delineación y Idoia Etxegarai en mecanografía y composición.

#### 1.3. OBJETO DEL PROYECTO.

El proyecto arriba titulado que consiste en la reconstrucción del Campo de Fútbol e Instalaciones Auxiliares de Harzabal, es un proyecto de obras cuya finalidad es llevar a la práctica, en suelo no urbanizable, la realización material de las obras que se describen a lo largo del documento.

De esta forma se constituye en instrumento para el desarrollo de todas las determinaciones que se prevén en cuanto a obras de urbanización tales como vialidad, abastecimiento de agua, alcantarillado, saneamiento, suministro de energía eléctrica, alumbrado público, y otras obras análogas.

Además, ese documento detalla y programa las obras con la precisión necesaria para que pueda ser ejecutada, por cualquier causa, por técnicos distintos a los autores del

proyecto, tal y como se exige desde la propia Ley del Suelo (artículo 67.5 del Reglamento de Planeamiento).

Así pues, el proyecto tiene por objeto la realización de todas aquellas obras a realizar en el suelo, para uso y dominio público (aceras, viales y zonas verdes) de forma que, una vez realizadas, confiera a dicho suelo el carácter y la calificación que debe poseer.

Además, el Proyecto tiene por objeto la adecuación de las instalaciones auxiliares actuales a un programa de un nuevo campo de fútbol de hierba artificial y sus instalaciones auxiliares de vestuarios, botiquín, bar, taquillas, almacén, sede deportiva y graderío, así como mejor de acceso y aparcamientos a la parcela en la que se pretende ubicar. También se pretende la definición genérica de las obras previsibles a realizar para el desarrollo de dicho programa de desarrollo de deportes al aire libre, con el fin de efectuar la valoración económica de los costes que ello suponen.

Por último el proyecto aunque se estudia en conjunto, se estructura en dos fases: obra civil y césped sintético para posibilitar la distinta adjudicación. A su vez el proyecto propone dos formas posibles de construcción del césped para decisión municipal, ambas valoradas, con función de la necesidad, o no, de ejecución de aglomerados.

#### **1.4. IMPOSICIÓN DE LA PROPIEDAD.**

No se presentan condicionantes relevantes por parte de la propiedad. Solamente la necesidad de hacer un pequeño relleno a modo de lezón de tierras de 80 cm. aproximadamente de altura, en el fondo sur similar al que disponen las huertas existentes en el lugar para evitar posibles afecciones de las mareas, en condiciones no habituales sin que sean específicamente los regímenes de avenidas de 20, 50 o 100 años. (Ver anejo II del Estudio Hidráulico).

También se impone la presentación del documento en abril de 2004.

#### **1.5. DATOS RESPECTO DE LA PARCELA.**

##### **1.5.1. Procedencia del plano de parcela.**

El plano es suministrado por el propio Ayuntamiento de Deba. De escala 1/500, es un topográfico que incluye un parcelario y es de buena calidad. Fue levantada en octubre de 2000, por la empresa Geolur S.L..

### **1.5.2. Límites de parcela.**

Se encuentra limitada al norte por propiedad de Iñaki Elosua Elu, al este por el vial de acceso a las huertas y el ferrocarril, al sur con la parcela de Inmaculada Boneta, y al oeste con el río Deba.

### **1.5.3. Ubicación.**

Situado entre el ferrocarril y el río, en los meandros del río Deba, a una distancia de 750 metros medido en línea recta desde el Ayuntamiento.

### **1.5.4. Dimensión superficial.**

La superficie total de este Sistema General donde se pretende reformar este equipamiento deportivo es de 16.905 m<sup>2</sup> aproximadamente.

### **1.5.5. Descripción de la parcela: Configuración, morfología y orientación.**

La parcela donde se ubica el actual campo de fútbol es de forma ligeramente trapezoidal y está ubicada en medio de la zona de huertas del meandro de Harzabal.

La parcela es prácticamente llana, como corresponde a un campo de fútbol. Las cotas de rasante correspondientes a las esquinas del campo actual son +3,57, +3,46, +3,29 y +3,36.

La cota del camino oscila entre +3,91 y +3,89. El borde del río entre +3,45 y +3,74. El ferrocarril en la cota +5,30 m.

La orientación de la parcela en la dirección longitudinal es de Norte a Sur.

### **1.5.6. Alineaciones y rasantes.**

Son las que establecen en el plano nº 6 Superpuesto: Estado Actual y Ordenación Perfiles.

Se refieren a las rasantes +3,60 de las líneas de banda y 3,85 metros en la parte central, lo que en la práctica supone una ligera nivelación del actual terreno.

Los movimientos de tierras deberán realizarse siguiendo escrupulosamente el informe geotécnico en el que se fundamenta este proyecto, tal y como se describe en el capítulo 2.5.1.

## 1.6. SERVICIOS EXISTENTES.

La parcela en la actualidad dispone de las siguientes infraestructuras de servicios a cuenta a acometidas:

- Red de suministro de agua. (P.E.  $\phi$  63 y 5,5 atm de presión)
- Red de suministro eléctrico y alumbrado público.
- Red de alta presión de gas natural (trazado Mutriku-Deba).

Solamente existe un acceso perimetral en el límite oeste y es el camino público de acceso (ver plano nº 2 del Estado Actual del Topográfico).

## 1.7. ÁREA DE PRESUNCIÓN ARQUEOLÓGICA.

Según plano 5.16 de las NN.SS. de Deba que a continuación se adjuntan, área de molino de mareas Errotazahar (ver plano nº 6).

## 2. SOLUCIÓN ADOPTADA.

### 2.1. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ESTRUCTURAL Y DE SUPERFICIE.

La propuesta de reconstrucción del Campo de Fútbol de Harzabal se fundamenta en las siguientes consideraciones:

- a) Derribo de las instalaciones auxiliares y soleras actuales.
- b) Excavación y cajeo general de 50 cms para la eliminación de la arena existente y posterior relleno de encachado de todo uno, nivelando para adaptación a rasantes generales de la losa de cimentación. Conllevará inspección arqueológica.
- c) Realización de campo de fútbol de hierba artificial de 100 x 60 m.
- d) Desplazamiento del actual acotado del campo de fútbol del eje norte sur de 5 metros para cumplimientos de distancias al trazado de la red de Alta Presión del Gas.
- e) Realización de las nuevas instalaciones auxiliares entre el campo de fútbol y el actual camino de acceso y trazado del ferrocarril.
- f) Realización de aparcamientos en batería en torno al camino público de acceso.

Todo ello en suelos de uso y dominio público, en suelo calificado como U-2 en el P.T.S. de Zonas Húmedas (actualmente en trámite).

## 2.2. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN Y SU ADAPTACIÓN DE PROGRAMA.

La ordenación que se plantea viene condicionada por la implantación de un campo de fútbol de hierba artificial y su ubicación dentro de la parcela. La orientación del campo es la Norte-Sur, la cual no es posible modificar por las condiciones geométricas del lugar.

Tras consultar con la Federación Gipuzkoana de Fútbol, se ha optado por un campo de dimensiones de 100 m. x 60 m. que serviría para categorías de Juveniles, Regionales y hasta Segunda División.

Las bandas exteriores se han considerado de 2,50 metros en el lado longitudinal y 3,00 metros detrás de las porterías, formalizándose unas dimensiones totales de 106 x 65 metros.

La cota general de explanación del campo de fútbol se sitúa en la cota +3,85 m. en el centro y +3,60 m. en el lateral con el objeto de lograr una incidencia mínima y equilibrada en la parcela y en el lugar.

Ello produce una cota de referencia similar a la del acceso al campo de fútbol (+3,62) en el extremo Norte y +3,81 en el extremo Sur.

Se deja una banda perimetral de 5 m. de ancho a lo largo del campo de fútbol entre la valla y las gradas y el cierre para posibilitar la visión del juego desde cualquier punto del perímetro y propiciar, a la vez, ejercicios de pista: velocidad, footing, entrenamientos... así como permitir la maniobrabilidad de vehículos de servicio y mantenimiento.

El terreno de juego se delimitará por barandilla metálica metalizada, con cantos y formas circulares.

El ámbito deportivo se delimita con una verja de red de nylon de 8 m. de altura.

La ubicación del campo de fútbol hace que en el resto de la parcela se ordenen una serie de servicios auxiliares, que pivotan alrededor de aquel.

Así de esa forma se sitúan en el fondo Este, los elementos arquitectónicos que sirven como instalaciones auxiliares del campo de fútbol, entre el ferrocarril y camino público y el propio campo de fútbol.

La instalación auxiliar consiste en un conjunto edificatorio situado en la cota +3,60 m. que surgiendo a modo de muro de cierre de la explanación del campo de fútbol dispone de

forma orgánica los usos de bar, taquilla, almacén, sede social del club, botiquín, instalaciones y otras dependencias incluyendo un graderío parcialmente cubierto.

Elementos de arbolado, escultóricos y artísticos además de tratamientos de vegetación y pavimentación en integración paisajística, culminarán el proceso de proyecto.

### 2.3. DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA DE EDIFICACIÓN Y SU ADAPTACIÓN A LA NORMATIVA FORAL 20/1993 DE 24 DE DICIEMBRE.

	<b>Superficies S/Proyecto</b>	<b>Superficies s/NF.20/1993-24dic</b>
1) Botiquín.....	9,64 m2	8,00 m2
2) Local de instalaciones técnicas .....	25,95 m2	10,00 m2
3) Almacén de material de limpieza .....	8,33 m2	4,00 m2
4) Almacén de material deportivo .....	38,00 m2	20,00 m2
5) Sede social del club .....	24,69 m2	----
6) Taquillas.....	4,80 m2	----
7) Bar y almacén .....	45,24	----
8) Vestuario para árbitros.....	16,60 m2	18,00 m2
9) Vestuario usuarios (Local) .....	67,44 m2	130,00 m2
.....		
10) Vestuario usuarios (Visitante).....	67,44 m2	----
11) Graderío.....	182,00 m2	----
12) Aseo público hombres .....	24,82 m2	----
13) Aseo público mujeres.....	23,52 m2	----

### 2.4. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN DE LA EDIFICACIÓN.

La edificación que acoge el programa anteriormente descrito se plantea desde temas funcionales, estructurales, compositivos y paisajísticos.

Su ubicación responde a un acceso directo y cómodo desde el vial que llega desde la C.N. 634 y dirige al lugar, de modo y manera que accede al recinto deportivo por un único lugar. La formalización del campo de fútbol en torno, a la cota +3,70, conforma en su punto desfavorable (el más cercano al vial) un desnivel de 41 cm. de altura. El lugar pensado para la implantación de las instalaciones auxiliares es la que sugiere la arquitectura a realizarse, en el sentido de producir la aparición de un muro de cierre, que sea paralelo al vial y al ferrocarril y separado de este por el aparcamiento y una zona ajardinada y arbolada. Ello

constituye desde el exterior la aparición de un muro de hormigón que se forra de tablero de madera, de altura constante de 3,50 m. de altura. Dicho muro alberga la pendiente de una larga cubierta vegetal que alberga en su interior diversos usos (almacén, instalaciones, graderío, sede social, bar, taquillas, etc...).

Dicho muro es a su vez la génesis de diversas formas arquitectónicas que surgen de él, con alineaciones vinculadas al trazado del campo de fútbol y aunque en el suelo no urbanizable no tienen sentido, al no estar sometidas a ordenanzas de traza urbana, son generadas por las propias condiciones del lugar.

El movimiento de tierras consistirá en la excavación general de una profundidad de 50 cms para retirar las arenas existentes y poder cimentar sobre el lecho arcilloso. **Queda terminante prohibido rebajar la rasante arcillosa, tanto en estructura como en zanjas de instalaciones.** (Ver Anejo 15.2. Estudio Geotécnico).

El sistema estructural que se propone es de muros y pilares de hormigón armado. (Ver Anejo 15.3.).

La cimentación es superficial en base a losa de cimentación (ver Anejo 15.3.), en función de los datos del estudio geotécnico.

La cubierta, de zinc en el frente del graderío y vegetal en el resto.

La carpintería se plantea como metálica (en acceso al recinto deportivo y el almacén de gas) y el resto en madera de iroko.

Los suelos se constituyen todos en losas o solares de hormigón con acabado pulido y tratamiento antipolvo, excepto las zonas húmedas (baños, vestuarios y aseos) que llevarán cerámica de gres antideslizante. Así mismo, se pretende que las paredes sean cerámicas, talochadas y pintadas excepto las zonas húmedas que disponen de alicatado blanco 15 x 15 hasta una altura de 2,50 metros.

Todo el hormigón de la obra será "in situ".

## **2.5. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN DE INFRAESTRUCTURAS.**

La solución de infraestructuras presentadas en este proyecto aparecen indicadas en los planos del mismo, pudiéndose añadir el comentario de que todas las redes, independientemente de las acometidas son de nuevo trazado.

Las obras de infraestructura principales a realizar son básicamente las de saneamiento, sobre todo drenajes y pluviales. Además, se deberá acometer el resto de instalaciones (distribución de agua, saneamiento de fecales, suministro eléctrico o telefónico) a los edificios auxiliares.

### **2.5.1. Movimiento de tierras.**

Según Informe Geotécnico. (Anejo 15.2). Ver planos 3 y 6. Se prevé un cajeo generalizado de 40 cms hasta el firme arcilloso, el cual se mantendrá intacto e inalterable en todo momento.

Del informe hidráulico se observa la posibilidad de realizar un “leazón” de tierras para defensas de inundaciones de hasta 10 años de avenidas, hasta 1,4 metro de altura. Ello es posible en la servidumbre de protección, tal y como se regula en el artículo 9 del Reglamento de la Ley de Costas que establece que :

“(…) Los propietarios de los terrenos amenazados por la invasión del mar o de las arenas de las playas, por causas naturales o artificiales, podrán construir obras de defensa, previa autorización o concesión, siempre que no ocupen playa ni produzcan fenómenos perjudiciales en ésta o en la zona marítimo-terrestre, ni menoscaben las limitaciones y servidumbres legales correspondientes (...)”.

El Área de Presunción Arqueológica, precisará cuánto menos la notificación previa al Departamento de Cultura de la Diputación Foral y la inspección continua de técnico competente en Arqueología.

### **2.5.2. Accesos viales.**

No se prevén nuevos viales. Solamente la mejora del actual.

En cualquier caso se ha tenido en cuenta y se cumple con el R.D. de 23/3/1981 sobre Normativa para la Supresión de Barreras Urbanísticas, garantizándose el acceso y recorrido a todas y cada una de las partes del Sistema General de Equipamiento Deportivo.

### **2.5.3. Distribución de aguas.**

La red de distribución de agua que se proyecta para el Campo de Fútbol se refleja en el Anejo 4 y planos del proyecto.

Se trata de una red que acomete a la tubería de abastecimiento proveniente del depósito de Istiña. La actual tubería es de polietileno de 63 mm de diámetro siendo la presión de 5,5 Kg/cm<sup>2</sup>.

El esquema es muy sencillo debido a que la mayor demanda corresponde a la red de riego del campo de fútbol de hierba artificial.

Efectivamente este aspecto que requiere gran demanda de agua es el riego de la hierba artificial del campo de fútbol. Sin embargo, y debido a reducir al máximo el consumo de agua para riego del campo, se ha previsto un sistema de reciclaje del agua de riego, que se explica a continuación. Pese a ello la comitada de agua para el consumo del campo se prevé efectuarla con tubería de 100 mm. de diámetro. (P.E.).

Volviendo a la demanda de agua del campo de fútbol, ésta se divide por un lado en la necesaria para duchas, vestuarios, aseos y bar-cafetería de las instalaciones, y por el otro para el riego de la hierba artificial. Ambas demandas disponen de contadores independientes, siendo de 50 mm. de diámetro el de las instalaciones del campo y de 75 mm. de diámetro el del agua de riego.

El riego de la hierba artificial se justifica debido a la necesidad de enfriar la superficie del tejido al alcanzar estas altas temperaturas por su exposición continuada al sol. De no hacerlo el rozamiento que se produce por las caídas y demás lances del juego unido a la temperatura elevada del tejido provocaría quemaduras y lesiones en la piel de los deportistas. De ahí la necesidad constante de regar la superficie que además de enfriar la capa superficial mantiene siempre una humedad constante en arena del tejido.

La necesidad de utilizar estos campos constantemente tanto para la competición deportiva como para los entrenamientos, hace a su vez necesario una constante demanda de agua, que salvo los períodos de juego es prácticamente ininterrumpida.

Debe tenerse en cuenta que el consumo de agua es alto y conviene regularse a través de un depósito, por otra parte necesario para el suministro de agua toda vez que la actual red dispone de una presión de 5,5 atmósferas, siendo necesaria una presión de 7 atmósferas.

Esto se consigue recogiendo perimetralmente el agua de lluvia, en un depósito situado en una de las bandas del campo, almacenándola. De este depósito se bombea el agua a los aspersores o cañones del campo. Ello comporta las siguientes ventajas:

- El consumo de agua se reduce al llenado del depósito y al relativo a las pérdidas por evaporación.
- Se aprovecha el agua de lluvia, tanto para el riego como para la renovación del agua almacenada.
- Se evita parte de la canalización de aguas pluviales.

- Al evitarse excesivos consumos de agua el sistema es respetuosos con el medio ambiente.

La capacidad total del depósito es de 36 m<sup>3</sup> suficiente para el riego ininterrumpido durante 2 horas sin contar el retorno. Calculando una pérdida por evaporación de un 40%, la disponibilidad del depósito, sin aporte de agua exterior, sería de unas 3 horas.

Las características de la red de riego se observan en el capítulo siguiente.

#### **2.5.4. Red de Riego.**

Se realizará según se propone en el Anejo 4 y planos del proyecto.

Se proyecta una red de riego automática compuesta por 6 cañones TORO TWIN 101 PLUS situados en cada uno de los córners y en el centro de las bandas laterales. Estos cañones se colocarán encastados en un dado de hormigón de 0,60 x 0,60 x 0,60, que quedará enrasado con la capa de aglomerado asfáltico, sobresaliendo sobre ésta el cuello del cañón y el brazo giratorio. La conexión con la red se realizará mediante arquetas de las mismas dimensiones rellenas de arena y rematadas mediante solera de hormigón de 7 cm. armado con mallazo de 15 x 15 x 0,4. Las arquetas llevarán un refuerzo exterior en todo su perímetro de hormigón de 15 cm. de espesor para evitar la rotura durante la compactación de la base.

El sistema de riego estará automatizado mediante equipo programador de 6 estaciones Hunter PRO C para el control eléctrico de las electroválvulas situadas cada una de ellas en propio cuerpo del aspersor. Cada una de las estaciones del equipo programador (de la 1 a la 6) pondrá en funcionamiento un cañón, con un tiempo de riego aproximado de 2 minutos/estación.

Las canalizaciones serán de tubo de polietileno de PE100  $\phi$ 90 y 10 Atm para el anillo principal. La acometida será del mismo tipo de tubo pero de  $\phi$ 125, quedando el anillo perimetral por el exterior del campo y los cañones dentro del mismo lo más cerca posible de la canaleta.

Se prevé la colocación de un grupo de impulsión para un caudal de 45 m<sup>3</sup>/h compuesto de 2 bombas montadas en paralelo. (ver características en el punto de esta memoria).

La hierba artificial precisa ser regada antes de efectuar cualquier actividad, ya sea un partido o un entrenamiento, para que alcance el grado de lubricación necesario para el desarrollo del juego.

El volumen de agua necesario para un ciclo completo de riego es el siguiente.

- Período de riego de cada estación: 2/3 minutos
- Nº de cañones por estación: 1
- Tiempo total de ciclo de riego (6 estaciones): 12 minutos
- Caudal suministrado por el equipo de impulsión: 45 m<sup>3</sup>/hora (0,75m<sup>3</sup>/min)
- Volumen de agua por aspersor durante 1 minuto: 0,75 x 3 = 2,25 m<sup>3</sup>
- Volumen total de agua por ciclo completo de riego: 15 x 0,75=11,25 m<sup>3</sup>

### 2.5.5. Red de saneamiento.

La red de saneamiento que se propone se recoge en el Anejo IV y planos del proyecto.

El saneamiento se efectúa según un colector general que recoge el saneamiento de aguas residuales de las instalaciones (aseos, vestuarios ...) del campo de fútbol.

El colector previsto para evacuación de las aguas residuales de los vestuarios y demás dependencias del campo de fútbol, es de P.V.C. de 300 mm. de diámetro, y se recogerá en una estación de depuración (pozo decantador y filtro biológico) conduciéndose a través de un lecho filtrante, al terreno natural.

La red de pluviales se recoge en sendas arquetas que conducen a las zanjas. En el depósito y a través del rebosadero, el excedente de dichas aguas se conecta al colector que al Sur del campo evacua las aguas que a través de una tajea descienden desde Istiña y se dirigen a la ría.

### 2.5.6. Red de Energía Eléctrica.

El diseño de estas redes y el suministro a la edificación proyectada se recoge en el Anejo 4.

El abastecimiento de electricidad al Complejo Deportivo se efectúa desde el transformador, situado al Oeste del mismo, a partir del cual se distribuye la energía eléctrica en B.T. a los nuevos edificios anejos al campo de fútbol.

La red de distribución proyectada se realiza íntegramente en tendido subterráneo bajo tubos de hormigón centrifugado de 10 cm de diámetro para B.T. con arquetas de registro y derivaciones del tipo "A" y "B" siguiendo las normas e indicaciones de Iberdrola S.A.

Los tubos descansarán en una cama de arena y se recubrirán de la misma hasta 20 cm, por encima de la clave.

La ejecución deberá tener en cuenta la siguiente normativa:

- \* Normas de Iberdrola.
  - Normas UNE e internacionales sobre racionalización
  - Reglamento Electrónico de B.T.
  - Reglamento de Líneas Eléctricas de Alta Tensión
  - Normas tecnológicas NTE-IEB
  - Reglamento de Verificaciones Eléctricas y Regularidad en el suministro.

A continuación se establecen una serie de normas para conducciones eléctricas a tener en cuenta en el desarrollo de la obra:

## NORMAS PARA CONDUCCIONES ELÉCTRICAS SUBTERRÁNEAS DE TENSIÓN NOMINAL INFERIOR A 30 KV.

---

La canalización llevará una profundidad de 0,60 m., de la rasante del terreno a la parte superior del tubo, en aceras y jardines, y de 0,80 m. en las calzadas.

Estará compuesta por tubos de P.V.C. rígidos (Une 53112) de 110 f x 2,2 mm y de 160 f x 3,2 mm.

El asiento de los tubos se realizará sobre un lecho de arena u hormigón de 5 cm. de espesor, estarán separados entre sí, 2 cm tanto en su proyección horizontal como vertical por medio de separadores, así como 5 cm. a los laterales de la zanja, cubriéndolos con 10 cm con el mismo material.

El trazado deberá ser lo más recto posible y las curvas serán abiertas para poder facilitar el tendido, así mismo no deberá alterarse la posición de los tubos en la canalización.

Deberá colocarse una cinta señalizadora de polietileno de 15 cm de ancho en la parte superior de la canalización, en una franja comprendida entre los 10 cm de la rasante y los 30 cm de la parte superior del tubo.

Los registros serán de hormigón en calzada y de ladrillo en acera, y zonas de tránsito de vehículos ligeros, según plano facilitado por Iberdrola. Las tapas y marcos para los registros se entregarán en los almacenes de Iberdrola. Por ellos no pasará ningún otro servicio que no sea de Iberdrola.

Antes de iniciar la obra, el contratista deberá ponerse en contacto con el inspector autorizado de Iberdrola, por el cual, será supervisada, y al que se le facilitará cuantos datos y aclaraciones solicite.

En caso de contradicción entre los planos en poder del contratista y las instrucciones que reciba del personal facultado por los servicios técnicos de Iberdrola, prevalecerá lo decidido por éstos últimos.

### 2.5.7. Red de Alumbrado público.

Se efectuará según se propone en el Anejo 4 y planos del proyecto.

Según las especificaciones dictadas por el presente documento, el alumbrado público, se efectuará por medio de farolas-báculo con las siguientes características:

- La iluminación de la edificación a base de fluorescentes.
- La farola normalizada de poliuretano de baja densidad del tipo Escofet con mastil de madera.
- Iluminación media; 16 lúmenes.
- Lámpara de vapor de sodio de Alta Tensión (70 W y 50 W, según los casos).

Del transformador existente en el exterior del recinto se obtiene la corriente en B.T., la cual se transporta en canalización subterránea a los dos cuadros de distribución y control (ubicado el primero en un añadido al edificio de los vestuarios de donde se suministra al campo de fútbol y a la edificación y al segundo cuadro de distribución, ubicado junto al almacén final al Sur.

El nivel mínimo de iluminación de los viales será de 25 lux de iluminación media, con un factor de uniformidad de 0,30.

La alimentación eléctrica se realiza en tendido subterráneo, con cableado de cobre y cubierta de PVC f 80, a 0,40 m. de profundidad, en el parterre, conductores de cobre 4 x 10 mm<sup>2</sup> con aislamiento de PVC -0,61/1 Kv y cable desnudo de 1 x 16 mm<sup>2</sup> Cu para toma de tierra de protección.

El encendido y apagado de las lámparas se controla por medio del centro de mando, antes mencionado, constituido por un armario de poliéster y fibra de vidrio, con dos secciones separadas para control de la instalación y para alojamiento del equipo de medida. En el interior se aloja el aparellaje eléctrico de protección y maniobra, disyuntores, contactores de potencia y auxiliares, conmutadores, etc. y contadores de energía eléctrica.

A continuación se establecen una serie de normas para conducciones eléctricas a tener en cuenta en el desarrollo de la obra:

## 2.5.5.1 ESTUDIO Y CÁLCULO DE LA ILUMINACIÓN: ÍNDICE

### 1.- REGLAMENTOS Y NORMAS UTILIZADAS EN EL PROYECTO.

### 2.- ESTUDIO DE LA ILUMINACIÓN.

#### 2.1.- CRITERIOS DE ELECCIÓN, DISEÑO Y CÁLCULO.

- 2.1.1.- Calidad de iluminación.
- 2.1.2.- Criterios para el cálculo.
- 2.1.3.- Lámparas.
- 2.1.4.- Luminarias.
- 2.1.5.- Equipo auxiliar de encendido.
- 2.1.6.- Soportes de las luminarias.

### 3.- SISTEMA PARA AHORRO DE ENERGÍA.

- 3.1.- EQUIPO LUMITER PLUS.
- 3.2.- PROGRAMADOR ASTRONÓMICO.

### 4.- ESTUDIO DE LA INSTALACIÓN ELÉCTRICA.

- 4.1.- CRITERIOS DE ELECCIÓN, DISEÑO Y CÁLCULO.
- 4.2.- DESCRIPCIÓN GENERAL.
- 4.3.- CRITERIOS PARA EL CÁLCULO.
- 4.4.- SISTEMAS DE PROTECCIÓN ADOPTADOS EN LA INSTALACIÓN.
- 4.5.- POTENCIA ELÉCTRICA PREVISTA.
- 4.6.- INSTALACIÓN DE ENLACE CON IBERDROLA S.A.
  - 4.6.1.- Descripción general.
  - 4.6.2.- Caja general de protección.
  - 4.6.3.- Derivación individual.
  - 4.6.4.- Conjunto de Medida.
- 4.7.- TOMA GENERAL Y PUESTA A TIERRA DE LAS MASAS METÁLICAS.
- 4.8.- CUADRO GENERAL DE PROTECCIÓN Y CONTROL.

#### 2.5.5.1.1. REGLAMENTOS Y NORMAS UTILIZADAS EN EL PROYECTO.

En el desarrollo de este Proyecto, se han tenido en cuenta los Reglamentos y Normas siguientes:

- Reglamento Electrotécnico de Baja Tensión publicado en año 2002.
- Normas e Instrucciones de la Delegación Territorial de Industria de Gipuzkoa.

- Normas de Iberdrola S.A. para Instalaciones de Enlace.
- Publicación C.I.E. nº 12.2. de 1977.
- Orden 9.1.1.C de Marzo de 1964, del Ministerio de Obras Públicas sobre "Alumbrado de Carreteras".
- Orden 248/74C y 74 E de Noviembre de 1974, del Ministerio de Obras Públicas, sobre "Disminución del consumo de energía eléctrica en las Instalaciones de Alumbrado Público.
- Normas e Instrucciones de la Gerencia de Urbanismo del Ministerio de la Vivienda, sobre "Alumbrado Urbano".

#### 2.5.5.1.2. ESTUDIO DE LA ILUMINACIÓN.

##### 2.1. CRITERIOS DE ELECCIÓN, DISEÑO Y CALCULO.

Se definen a continuación, los criterios utilizados en el estudio luminotécnico, así como los adoptados para la elección de las luminarias, lámparas, soportes, etc.

###### 2.1.1. Calidad de iluminación.

Los criterios que verdaderamente definen la calidad de una iluminación vial vienen determinados por los valores obtenidos en luminancias con sus correspondientes uniformidades y deslumbramientos.

No obstante, y como criterio de calidad complementario, debe tenerse en cuenta los niveles de iluminancia y sus correspondientes uniformidades.

El objeto de una instalación de alumbrado público es lograr la máxima seguridad, rapidez y comodidad en la circulación vial. ello implica que la iluminación de calzadas tiene que proporcionar una información visual suficiente, que permita al usuario poder reaccionar ante cualquier eventualidad de forma adecuada y en el momento idóneo.

Esto se consigue si la instalación de alumbrado público proporciona:

- Fiabilidad de percepción.
- Comodidad visual.

Los parámetros que influyen en la fiabilidad de percepción son los siguientes:

- Luminancia media.
- Uniformidad global.
- Deslumbramiento perturbador.

Los parámetros que influyen en la comodidad visual son los siguientes:

- Uniformidad longitudinal.
- Guía visual.

La Orden 9.1.1C, del 31 de Marzo de 1964, del M.O.P., establece, en función del tipo de vía a iluminar, los valores mínimos recomendados de las iluminancias y sus uniformidades, para obtener una iluminación de calidad.

La C.I.E., en su Publicación 12.2. del año 1.977 refrendada por la revisión del año 1990, establece también en función del tipo de vía a iluminar, los valores de las luminancias y sus uniformidades así como el valor del deslumbramiento perturbador.

Por otro lado, la Orden 248/74E de Noviembre de 1974, del M.O.P., establece, igualmente en función del tipo de vía a iluminar, el valor máximo que se deberá fijar para la iluminancia media con el fin de reducir el consumo de Energía Eléctrica en instalaciones de Alumbrado Público.

En el párrafo siguiente, se describen los valores adoptados para la iluminación de la calle en cuestión, teniendo en cuenta las Normas citadas anteriormente.

#### 2.1.2. Criterios para el cálculo

Para realizar los cálculos lumínicos se han establecido las hipótesis siguientes:

##### VALORES DE LA LUMINANCIA

- Iluminancia media en servicio: 18-22 Lux.
- Uniformidad media: 50-55%
- Factor de depreciación: 0,7

##### VALORES DE LA LUMINANCIA

- Luminancia media en servicio: 1-1,5 cd/m<sup>2</sup>
- Uniformidad global. 40-50%
- Uniformidad longitudinal: 60-70%
- Deslumbramiento perturbador:<30
- Factor de depreciación: 0,7

Iluminancia y Luminancia en servicio, significa que los valores adoptados se cumplirán, como mínimo, durante la vida media de la lámpara, para lo cual se ha tendido en cuenta el factor de depreciación.

### 2.1.3. Lámparas.

Por razones de tipo económico, en la actualidad se utilizan como fuente de luz las lámparas de vapor de sodio alta presión que sustituyen a las ya conocidas lámparas de vapor de mercurio.

En este caso, dadas las características del ámbito a iluminar, altura de implantación de las luminarias, tipo de luminaria, etc., se ha determinado que la lámpara más adecuada es la vapor de sodio de alta presión de 2 x 58 w, 26 w, 22 w y 10 w según los casos.

La lámpara de vapor de sodio, aún siendo monocromática, proporciona una calidad cromática de luz suficientemente aceptable para la iluminación de carreteras, pero tiene la ventaja sobre otras de que reproduce notablemente el contorno de los objetos que ilumina destacándolos sobre su fondo y produciendo un contraste muy visible: esto hace que los elementos extraños que puedan encontrarse en la carretera puedan verse con mucha más facilidad y evitar así posibles accidentes.

No obstante, la ventaja más notable de esta lámpara sobre la de vapor de mercurio está en que su rendimiento lumínico es muy superior como podemos ver a continuación:

- Vapor de mercurio 250 w: 52 lm/w
- Vapor de sodio 150 w: 93 lm/w.

Es decir, tiene casi el doble de eficacia lumínica con 100 W menos de potencia. Por esta razón se ha adoptado la lámpara de vapor de sodio alta presión para la iluminación que nos ocupa.

### 2.1.4. Luminarias

Para la elección del tipo de luminaria, existen en la actualidad dos grandes criterios que determinan inicialmente el carácter de la luminaria a colocar, como son:

- Luminaria de tipo funcional.
- Luminaria de tipo decorativo.

Se pueden definir como funciones vitales en un Alumbrado Público diciendo que, son las exigencias que deberá cumplir una luminaria para garantizar la calidad de dicho Alumbrado, siendo éstas, y por el orden establecido, las siguientes:

- Máximo rendimiento fotométrico (fotometría de la luminaria), lo que permite una mayor calidad de iluminación y una sensible economía en de gastos de primera inversión y explotación.
- Seguridad constructiva (tipo de envolvente, grado de protección y tipo de cierre del sistema óptico de la luminaria) lo cual evita el riesgo de accidentes y supone una sensible economía en los gastos de explotación.
- Estética (forma de la luminaria), lo cual contribuye a mantener o enriquecer el aspecto natural del entorno, lo cual en algunos casos puede ser muy importante.

En el primer caso, la luminaria responde principalmente a las funciones vitales en un Alumbrado Público dejando un segundo termino el aspecto decorativo de la misma, aunque cumpliendo ésta con un mínimo de condiciones estéticas.

En el segundo caso, la luminaria responde principalmente al aspecto decorativo de la misma para encajar en el entorno de su colocación, sacrificando las otras exigencias. En este caso se puede decir que el orden de las exigencias que deberá cumplir la luminaria es el siguiente:

- Estética.
- Seguridad constructiva.
- Máximo rendimiento lumínico.

Una vez determinado, en función de los dos criterios citados, el tipo de luminaria, se determina la marca, modelo, etc., según sea el tipo de vial a iluminar y en función de los criterios de rendimiento, seguridad, etc. ya mencionados en los párrafos anteriores.

En el caso que nos ocupa, se ha escogido la luminaria marca PRISMA de Escofet, la cual cumple con el segundo de los criterios definidos.

#### 2.1.5. Equipo auxiliar de encendido.

El equipo auxiliar de encendido estará compuesto por reactancia, arrancador de impulsos independientes, y condensador para corregir el factor de potencia.

Este equipo irá alojado en el interior de la luminaria descrita anteriormente.

El factor de potencia del equipo no será inferior a  $\cos.\phi = 0,95$ .

### 2.1.6. Soportes de las luminarias.

Se ha escogido la columna de hormigón pulido de la marca Escofet de 3,2 m. de altura y de 1,00 m. de altura para las balizas.

Las columnas se fijarán a la acera por medio de un prima recto de base cuadrada, fabricado con hormigón en masa de 250 Kg/m<sup>3</sup>, y de dimensiones 0,5 x 0,5 x 0,8 m. Los pernos de anclaje serán de 18 mm. de diámetro por 700 mm. de longitud.

## 2.2.5.1.3. SISTEMA PARA AHORRO DE ENERGÍA

### 3.1. Equipo ESDONI.

A partir de cierta hora de la noche, debido a que desciende el flujo de vehículos y peatones, no se considera necesario que las calles estén iluminadas con el mismo nivel de luz que en las horas diurnas. Por tanto, se pueden reducir el nivel de iluminación y conseguir un ahorro de energía eléctrica.

Siguiendo las directrices del M.O.P., sobre ahorro de energía en el Alumbrado Público, se opta por la colocación de un sistema de ahorro de energía de la marca TENDATA, tipo ESDONI.

El citado sistema consiste en un equipo central que proporciona una salida de tensión estabilizada con dos o más niveles de tensión, seleccionables a voluntad. En el momento de la conexión del equipo a la red, un sistema temporizado de varios minutos permite disminuir la sobrecarga de arranque.

El equipo realiza, fundamentalmente, las funciones siguientes:

- Estabiliza la tensión de salida al 2,5% max. de la tensión nominal.
- Cada vez que se conecta el equipo inicia un proceso de arranque a tensión reducida, es decir al 90% de la tensión nominal.
- Uno o más niveles de tensión de salida estabilizada, gobernadas a voluntad, descienden la tensión de salida para lograr un ahorro de energía de hasta un 40%.
- Los cambios del nivel de iluminación se realizan sin brusquedad y de forma proporcional, con una velocidad de 1 a 10 voltios por minuto, consiguiendo que las tensiones, presiones y temperatura de los arcos de descarga se acomoden lo más posible a las variaciones de intensidad provocadas por el cambio de nivel.

### 3.2. Programador astronómico.

Para el control del encendido y apagado del alumbrado se utilizará “Programador Astronómico Universal”, el cual se coloca en el cuadro general que controla el alumbrado.

El “Programador Astronómico” es un dispositivo electrónico programado astronómicamente de forma perpetua y que funciona automáticamente en el encendido y apagado del alumbrado público.

Dispone además, de la posibilidad de adelantar o retrasar voluntariamente, desde uno hasta cincuenta y nueve minutos, el encendido o el apagado del alumbrado. Esto facilita su adaptación a las condiciones particulares de cada instalación.

El ahorro energético se obtiene gracias a su fiabilidad de funcionamiento en cuanto a las horas de apagado y encendido se refiere.

El Programador permite también la selección de un encendido y apagado voluntario, dentro del período de encendido y apagado astronómico. con ello se puede gobernar el equipo ESDONI para que, reduciendo esta la tensión de salida, produzca el consiguiente ahorro de energía eléctrica.

#### 2.2.5.1.4. ESTUDIO DE LA INSTALACIÓN ELÉCTRICA.

##### 4.1. Criterios de elección, diseño y cálculo.

Se definen a continuación los criterios utilizados en el estudio de la instalación eléctrica, necesaria para el correcto funcionamiento el Alumbrado Público descrito en los párrafos anteriores.

Dicha instalación cumplirá con todo lo dispuesto al respecto en el Reglamento Electrotécnico de Baja Tensión, además de las Normas particulares mencionadas en el punto nº 1 y que sean de su incumbencia.

##### 4.2. Descripción general.

Para realizar el cálculo de los equipos de medida, apartamiento de protección y sección de los conductores, se han tenido en cuenta los datos siguientes:

- Tensión de alimentación:
- Circuito monofásico: 220 V.

- Circuito trifásico: 380 V.
- Factor de potencia considerado: 0,95.
- Factor de sobreintensidad: 1,8.
- Caída de tensión máxima admisible: 3%.
- Material conductor: Cobre.
- Conductividad de cobre: 56
- Sección mínima del conductor: 6 mm<sup>2</sup>.

#### 4.3. Sistemas de protección adoptados en la instalación.

Para protección de las personas y de las instalaciones eléctricas, se han adoptado los sistemas que se definen a continuación.

- Protección contra contactos directos.
- Protección contra contactos indirectos.
- Puesta a tierra de las masas metálicas.
- Protección contra sobreintensidades y cortocircuitos.

#### 4.4. Potencia eléctrica prevista.

Se han proyectado dos circuitos, con protección independiente contra sobreintensidades y cortocircuitos.

Además se dispone un circuito más de reserva para el caso de realizar una ampliación del Alumbrado.

Las razones por las cuales se proyectan varios circuitos son las siguientes:

- Razón técnica: Por la relación existente entre la longitud, potencia, sección y caída de tensión de un circuito eléctrico.
- Razón de calidad: para evitar que, ante un defecto accidental en la instalación, al desconectarse un elemento de protección se produzcan zonas extensas sin luz.

La potencia eléctrica de cada uno de los circuitos y su total es la siguiente:

Circuito nº 1 Cuadro General y cuadro club .....	150 Kw.
Circuito nº 2 Riego.....	24 Kw.
Circuito nº 3 Cuadro Servicios exteriores.....	51,5 Kw.

---

POTENCIA A CONSIDERAR (Ver Anejo IV)..... 225,5 Kw.

#### 4.5. Instalación de enlace con Iberdrola S.A.

##### 4.5.1. Descripción general.

La instalación de enlace entre Iberdrola S.A. y el Cuadro General del Abonado cumplirá con la Norma para Instalaciones de Enlace de a citada empresa, y estará constituida por los elementos siguientes:

- Caja General de Protección.
- Derivación individual.
- Conjunto de Medida.

El conjunto de Medida se colocará en el interior del armario de hormigón previsto para el Cuadro General.

##### 4.5.2. Caja general de protección

Se parte de una caja general de protección tipo CP5EU, de 160 A, con fusibles de alto poder de corte.

##### 4.5.3. Derivación individual.

Estará constituida por un cable tripolar con conductores de cobre y aislamiento tipo VV-0,6/1 KV., de 3,5 x 16 mm<sup>2</sup> de sección, en instalación subterránea.

La longitud de esta derivación individual será de 20 m. aproximadamente.

##### 4.5.4. Conjunto de Medida.

Se colocará un armario de material aislante, tipo CPM2-D4 (M), para suministro tráfico hasta 63 A (activa, reactiva y reloj) simple, doble, o triple tarifa, sin transformadores de intensidad.

#### 4.6. Toma general y puesta a tierra de las masas metálicas.

La toma general de tierra se realizará mediante electrodos tipo pica, de material acero-cobre, de 2 m. de longitud y 14,3 de diámetro, unidos entre sí con cable de cobre desnudo de 35 mm<sup>2</sup> de sección.

Para la conexión del cable al electrodo se utilizará una abrazadera de bronce, protegiendo dicha conexión por medio de cinta aislante autovulcanizable.

Se colocarán los electrodos necesarios para que el valor de la toma de tierra sea igual o inferior a 10 ohmios.

La línea principal de tierra será, también, de cable de cobre desnudo y de 35 mm<sup>2</sup> de sección.

El Punto de Puesta a Tierra, estará situado en el Cuadro General.

Se pondrán a tierra todas las columnas metálicas de la instalación.

Para la puesta a tierra de las columnas (masas metálicas), se unirán los electrodos y las columnas entre sí por medio de un conductor de cobre desnudo de 16 mm<sup>2</sup> de sección. La toma de tierra de la columnas se realizará con el mismo tipo de conductor.

#### 4.7. Cuadro General de Protección y Control.

Estará constituido por un armario fabricado de poliéster y fibra de vidrio, de dimensiones 1.320 x 1.300 x 395 mm., marca ORMAZABALL tipo HORMA-13.

En él, se instalará la aparamenta eléctrica necesaria para la protección de las personas y de toda la instalación eléctrica. También se instalará la aparamenta necesaria para el control del alumbrado.

Los interruptores magnetotérmicos tendrán un poder de corte simétrico de 6 KA como mínimo.

En el esquema del Cuadro, se puede ver el número de circuitos proyectados, las secciones de los conductores y el calibre de la aparamenta de protección.

El equipo ESDONI, con su propio armario de acero inoxidable pintado, irá colocado junto al armario citado.

## 4.8. Instalación de la red de alimentación

### 4.8.1. Descripción general.

La red de alimentación estará constituida por los conductores, tubos de protección y cofres de fusibles.

Cada punto de luz estará protegido individualmente contra sobreintensidades y cortocircuitos, por medio de cartuchos fusibles calibrados situados en los cofres de derivación de las columnas.

Los empalmes o derivaciones de los conductores, tanto para los puntos de luz como para los diferentes ramales de la instalación, se realizarán siempre en los cofres instalados en el interior de las columnas.

### 4.8.2. Instalación subterránea.

#### 4.8.2.1. Conductores.

Podrán ser cables unipolares o multipolares, con conductores de cobre y aislamiento de P.V.C. para 1.000 V de tensión nominal. serán del tipo VV-0,6/1KV, según UNE 21123.

Las secciones de los conductores se corresponderán con los valores obtenidos en el cálculo correspondiente. No obstante tendrán como mínimo 6 mm<sup>2</sup> de sección.

Los cables se instalarán bajo tubo de P.V.C. flexible tipo canalización, de 80 mm de diámetro, y se colocarán en zanjas apropiadas a 0,4 m. de profundidad como mínimo, considerando para ello la generatriz superior del tubo.

Según las normas establecidas por el Ayuntamiento de Deba, se deberán colocar dos tubos por toda la canalización. No obstante, existe la posibilidad de discutir la cuestión con los Técnicos del Ayuntamiento.

En cualquier caso, en los pasos de calzadas se colocarán dos tubos del tipo citado, dejando uno de ellos como reserva.

#### 4.8.2.2. Cofres de derivación y de fusibles.

En el interior de cada columna, se colocará un cofre de derivación con fusibles.

Desde este cofre, se alimentará al punto de luz con un cable del tipo citado en el punto anterior y de 2,5 mm<sup>2</sup> de sección mínima.

El cofre deberá incluir en su interior un fusible para la protección individual del punto de luz, al cual se conectará la fase del cable correspondiente a la derivación. Los fusibles serán cilíndricos, de un tipo homologado, y calibrados a 6A de intensidad.

### **2.5.8. Red de Telefonía**

No existe red de telefonía actualmente.

Se han realizado los contactos pertinentes con la empresa suministradora C.N.T.E. y se han seguido sus indicaciones.

Las líneas aéreas que atraviesan el ámbito del proyecto de urbanización se transforman en subterráneas. A continuación la acometida general se realizará desde una arqueta registro, de acuerdo con la C.N.T.E. se establece la red de cable telefónico, realizándose las correspondientes derivaciones y enganches, para que, mediante canalización subterránea con tubos de P.V.C. de 100 mm. de diámetro tenga la posibilidad de efectuar la acometida correspondiente. Las arquetas de distribución tipo "D" se han establecido según las indicaciones recibidas de la Cía. Telefónica. (Ver Anejo 15.4).

### **2.5.9. Red de gas.**

Por el borde de la parcela, pasa la red de Alta Presión de gas del trazado Mutriku-Deba.

Se han realizado las consultas pertinentes con la empresa suministradora Naturgas siguiéndose sus instrucciones, ya que no permite ninguna acometida desde dicha red.

Así pues, se realizará un depósito autónomo exterior de gas oil que derivará hasta el lugar reservado para los cuartos de instalaciones. (Ver anejo 15.4).

## **2.6. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL. ESTUDIO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN.**

### **2.6.1. Movimientos de tierra.**

Explicado en el capítulo 2.5.1. y anejo 15.2. (Estudio Geotécnico e hidráulico) consisten en la excavación, desmonte del material de relleno y arenas del orden de 50 cms,

hasta llegar a la capa de arcilla, para adecuación del perfil edificatorio y rasantes de cimentación al terreno previo encachado y mejora del terreno. No se prevé aporte seleccionado de tierras sino al contrario, el desmonte se llevará a vertedero. Tampoco se prevén la apertura de zanjas para instalaciones, pues la capa de arcilla no se debe desmontar bajo ningún concepto y las instalaciones se prevén entre ésta, y la cota inferior de la losa de cimentación. Derivado del informe hidráulico se prevé un lezón de aproximadamente 90 cms de altura (20 cm sobre el punto más alto del campo de fútbol) con el objeto de prever algunas influencias de mareas y arenidas, en base al artículo 9 del Reglamento de Costas, antes citado (capítulo 2.5.1.) .

### **2.6.2. Cimentación.**

Se proyectan en losas de 40 y 50 cm de hormigón armado.

El hormigón a emplear será de H-30, de 300 Kp/cm<sup>2</sup> de resistencia característica dada la proximidad del mar y el acero a emplear es B 500 S de dureza natural y 5100 Kp/cm<sup>2</sup> de resistencia característica. Ante el riesgo de la presencia de sulfatos se emplearán de acuerdo a la nomenclatura actual (RC79), cementos especiales del tipo CEM III o bien CEM II/B 42,5/SR.

### **2.6.3. Estructura.**

Se plantea una estructura porticada de muros, pilares y vigas de hormigón armado.

#### *2.6.3.1. Hormigón.*

El hormigón empleado en la estructura es el H-30, de 300 Kp/cm<sup>2</sup> de resistencia característica dada la proximidad del mar y consistencia plástica tanto en vigas, como en pilares y muros.

#### *2.6.3.2. Armaduras.*

Las armaduras empleadas en el hormigón de toda la estructura son de acero corrugado del tipo AEH 500 N de 5100 Kp/cm<sup>2</sup> de resistencia.

#### *2.6.3.3. Losas.*

Se emplean losas de hormigón armado de 20 cms de espesor en vestuarios y 16 cms en cubierta de graderío.

## **2.6.4. Fachadas.**

### *2.6.4.1. Fábricas.*

Se trata de una hoja interior y exterior de 1 asta (24 cms) de ladrillo doble hueco raseada y talochada exteriormente con un mortero de cemento (e=20 mm) preparada para pintar. Dispondrá un zócalo de piedra caliza de 3 cms de espesor y de 1 metro de altura en todo su perímetro, embebido en la línea de fachada según detalles del proyecto. En ese ámbito, para lograr el zócalo diseñado, se realizará en base a 1/2 asta y machetón (19 cms) y la citada piedra caliza (e= 3 cms) dejando 2 cms para mortero de agarre y por el interior, indistintamente según el uso se ejecutará en raseo de mortero talochado o preparado para alicatado.

La hoja interior, se realizará a base de ½ asta (12 cms) ladrillo hueco doble, con idénticos acabados que en el caso anterior.

Ambas hojas serán apoyadas en la estructura sobre una pestaña en voladizo sobre la cara exterior de pilares. El canto o frente de los pilares se ejecutará con rasilla, colocándose en su caso mallazos de P.V.C. para eliminación de posibles fisuras en el comportamiento de la hoja exterior.

### *2.6.4.2. Carpintería exterior.*

La carpintería exterior se propone de madera de iroko con rotura de puente térmico, con un acristalamiento doble del tipo climalit 6/6 con 12 mm. de cámara desecada.

Se reciben a la fábrica mediante unos premarcos de madera.

También se dispone de un cierre de celosía de madera de iroko sobre bastidores dentados de madera de iroko, en graderío y pórtico de acceso.

### *2.6.4.3. Defensas.*

Se proponen contraventanas de madera.

Perimetralmente el campo de fútbol dispone de un cierre metálico de hasta 2 metros de altura. Dispondrá de dos puertas metálicas de acceso para vehículos y mantenimiento.

Se suplementará con red de nylon hasta una altura de 8 metros sujetos a postes de hormigón cada 10 metros.

#### 2.6.4.4. Vidrios.

El acristalamiento empleado en la carpintería exterior está formado por doble luna pulida incolora de 6 y 6 mm. de espesor, conformando una cámara de aire deshidratada de 12 mm. y sellada en todo su perímetro.

Se reciben a la carpintería por medio de junquillos y perfiles de neopreno.

En el interior el acristalamiento será de luna de 6 mm.

#### 2.6.5. Cubierta.

Se diseñan dos tipos de cubierta:

- a) sobre los vestuarios, cubierta verde en base a lucido del acabado de la losa (1 cm), doble tela asfáltica polimérica (0,5 cms), poliestireno extruido (25 Kg/m<sup>3</sup>) de 3 cms. geotextil (100 gr/m<sup>2</sup>) canto rodado (8 cms) Poliestireno extruido 25 Kg/m<sup>3</sup> de 3 cms, tierra vegetal (30 cms), tierra negra (10 cms) y posterior plantación de hierba.
- b) sobre el graderío y visera de protección, cubierta de zinc sobre doble rastrel y aislamiento incorporado.

El canalón y las bajantes también se prevén de zinc. La bajante sur se acometerá al depósito.

#### 2.6.6. Particiones.

##### 2.6.6.1. Tabiquería.

Los tabiques de separación entre estancias del mismo o de distinto uso dentro del equipamiento son, indistintamente, de ½ asta ladrillo doble hueco.

##### 3.6.6.2. Carpintería interior.

La carpintería interior es de madera para pintar, con herrajes y manillas de poliuretano.

Las dimensiones son todas de 90 cm. de hoja y se prevén puertas correderas en acceso a la cocina y al estar.

## **2.6.7. Instalaciones.**

### *2.6.7.1. Antena.*

No se prevé

### *2.6.7.2. Telefonía.*

En caso de que la promoción opte por su instalación se preverá un armario para acometida y conexiones a la vivienda. Dicho armario se ubicará en la fachada Este, donde acometerá la línea de Telefónica. Se tendrá en cuenta el Decreto 183/1993 mencionado en el apartado anterior.

### *2.6.7.3. Calefacción.*

Se contempla en el proyecto una instalación de calefacción nueva compuesta por caldera, tendido de tuberías y aparatos radiadores. (Ver Anejo de Instalaciones 15.4)

### *2.6.7.4. Electricidad. Redes.*

La acometida al edificio se realiza desde el vial de acceso frente a la fachada Este de la edificación.

La caja general y contadores se sitúan en esta fachada, en la pared del muro de cierre exterior de la parcela ver plano correspondiente y Anejo de Instalaciones.

### *2.6.7.5. Electricidad. Circuitos.*

Circuito de alumbrado exterior.

Circuito de alumbrado interior.

Circuito de varios.

Circuito de tomas de corriente.

### *2.6.7.6. Fontanería. Agua fría y caliente.*

Se prevé la colocación de contadores, en la fachada Este en la pared del muro de cierre de la parcela. De ahí se derivará a la instalación general.

La tubería de distribución interior en el equipamiento es de cobre, calorifugada con armaflex, de instalación vista.

La tubería de distribución de agua caliente es de cobre encoquillada.

Ver el Anejo de Instalaciones (15.4.)

#### 2.6.7.7. Gas.

Se prevé un suministro individualizado de gas-oil.

Ver el Anejo de Instalaciones (15.4.)

#### 2.6.7.8. Protección contra el fuego.

Su instalación se ha proyectado cumplimentando la Norma NBE-CPI-96, tal y como se justifica en el anexo a esta memoria.

#### 2.6.7.9. Salubridad. Saneamiento.

El sistema de evacuación consiste en una nueva red que acomete a una estación depuradora que consiste en un pozo decantador y un filtro biológico cuyo efluente depurado se conducirá a un lecho filtrante dispuesto en el exterior.

Las bajantes de pluviales de cubierta son de zinc de 125 mm. de diámetro y descienden por los lugares previstos en fachada, acometiendo a arquetas dispuestas a pie de bajante unidas mediante la red proyectada.

En el interior de la edificación, los desagües de los aparatos son de PVC con sifones incorporados.

Los tramos de la red de evacuación que discurren desde el inodoro hasta la bajante y son mayores de 1 m de longitud se disponen con una pendiente mínima de 2,5%.

**Toda la red de saneamiento, se dispondrá en la zona de enchado bajo la losa de cimentación y sobre la capa o nivel de arcilla.**

#### 2.6.7.10. Salubridad. Ventilación.

Los aseos y vestuarios disponen de ventilación natural.

La cocina dispondrá de tres conductos para extracción forzada con salida independiente al exterior (humos y gases) de 400 cm<sup>2</sup> de sección mínima cada conducto en piezas cerámicas

o de hormigón. Así mismo se dispondrá de conductos de extracción en la sala de depósito del gas.

Igualmente para ventilación de duchas se prevén sendas salidas.

### 2.6.8. Aislamientos.

Los aislamientos previstos en el Proyecto de Ejecución son los siguientes:

- *Aislamiento acústico en medianeras*: no existen medianeras.
- *Aislamiento térmico en cámaras*: no existen cámaras.
- *Calorifugado de tuberías*: Coquillas de espuma de goma.
- *Aislamiento de cubierta*: Poliestireno extruido de 50 mm. de espesor.
- *Aislamiento de suelos y solera*: Poliestireno extruido de 30 mm de espesor.
- *Aislamiento en techo de aterpe*: poliestireno extruido de 30 mm de espesor.

### 2.6.9. Impermeabilizaciones.

- *Losa de aterpe* : betonfinish o similar. .
- *Fachada* : 1/2 caña de tela asfáltica o pintura de PVC impermeabilizante en fondo de cámara de aire.
- *Sellados de junta* : mastic elástico y mastic de silicona.
- *Cubierta vegetal* : doble tela asfáltica.

### 2.6.10. Revestimientos.

#### 2.6.10.1. Suelos y gradas.

- *Hall de acceso* : pavimento de hormigón estampado.
- *Porche longitudinal* : pavimento de caliza flambeada.
- *Gradas* : de hormigón prefabricado.  
Pasamanos y barandilla de acero inoxidable.
- *Vestuarios, cocinas* : Embaldosado de gres.
- *Almacén, oficinas, botiquín* : Embaldosado de gres.

#### 2.6.10.2. Techos.

- Zona vestuarios y almacén : Hormigón visto.
- Aleros : Hormigón visto.

### 2.6.10.3. Paredes.

- *Duchas* : Alicatado hasta 1,80 metros y raseo talochado.
- *Vestuarios* : Alicatado hasta 1,80 metros y raseo talochado.
- *Almacén, botiquín* : Raseo talochado.
- *Cocinas* : Alicatado hasta 1,80 metros y raseo talochado.
- *Baños* : Alicatado hasta 1,80 metros y raseo talochado.
- *Pinturas en general* : Acrílica sobre raseos talochados, lacada sobre maderas interiores, esmaltada en carpintería exterior y pintura plástica sobre talochados interiores.

## 2.7. ESTUDIO TÉCNICO DEL CAMPO DE FÚTBOL DE CÉSPED SINTÉTICO.

### 2.7.1. Preparación del terreno.

Inicialmente se comenzará por desmontar las porterías de fútbol, y banderines de esquinas que se pondrán a disposición de la Propiedad, por si fuera previsible una reutilización. Asimismo se procederá a la demolición de los banquillos de reserva y su transporte a vertedero autorizado.

Se seguirá reperfilando el terreno existente, con el objeto de regularizar y dar al mismo una pendiente de aproximadamente el 0,8% a dos vertientes. Después de llevar a cabo los desmontes exigidos por el terreno para crear la plataforma, se fijarán los niveles a obtener en los diferentes puntos del terreno, clavando estacas de madera cada 5 metros, de modo que la pendiente resultante sea del 0,7% a dos vertientes.

Tomando como base las citadas estacas, se efectuará el reperfilado de la superficie del terreno con máquina motoniveladora y se compactará el terreno con un rulo vibrante autopropulsado.

A continuación, se creará la subbase granular, que estará formada por una capa de zahorras compactadas, de 20 cm. de espesor medio, con la misma pendiente del 0,7% a dos vertientes.

Se ensayará la subbase resultante, mediante la comprobación por un laboratorio homologado de la densidad en ocho puntos del terreno. La densidad resultante no será inferior en ningún punto al 92% P.M. y el valor medio será igual o superior al 98% P.M.

Finalmente, se regará toda la superficie del terreno con un herbicida integral que evite la aparición posterior de malas hierbas.

### **2.7.2 - Evacuación de aguas – Bordillos.**

Dado que la evacuación de aguas se hará por superficie, se instalarán en los dos costados del campo de fútbol unas canaletas de hormigón polímero.

Las aguas verterán desde las canaletas a los colectores de alivio, que se construirán paralelos a aquellas, a través de arquetas prefabricadas de hormigón polímero que conectarán con arquetas de decantación. De aquí, por medio de un colector general, las aguas se conducirán al depósito de agua existente.

### **2.7.3 - Base asfáltica.**

La base asfáltica estará compuesta por dos capas de aglomerado asfáltico en caliente que corresponden a los tipos G 20 y S-12. Previamente, se habrá efectuado un riego de la subbase con imprimación bituminosa y entre las dos capas se extenderá el correspondiente riego de adherencia.

### **2.7.4 – Riego.**

El riego se efectuará mediante 6 cañones de retorno lento, con un alcance aproximado de 45 metros. Dos de estos cañones se instalarán en los costados del campo y tendrán por tanto un ángulo de trabajo de 180°. Los cañones restantes se instalarán en las cuatro esquinas del terreno y su ángulo de trabajo será de 90°.

El inicio del riego y la secuencia y duración del mismo serán regulados por un programador electrónico de 8 estaciones.

Se prevé la instalación de un grupo de presión, accionado por un motor eléctrico de 30 cv., capaz de aportar 50 m<sup>3</sup>/h a una presión de 70 m.c.a.

Se propone también la construcción de un nuevo depósito enterrado de hormigón de 25 metros cúbicos de capacidad.

## **2.7.5 CÉSPED SINTÉTICO.**

### **2.7.5.1.- Generalidades.**

Se oferta la instalación de un césped sintético, construido con fibra recta monofilamento de altas prestaciones. Tras la instalación del césped se incorpora posteriormente un relleno de arena de sílice y granulada de color verde.

### **2.7.5.2. Procedimiento de instalación.**

El procedimiento de instalación del césped sintético será el siguiente:

Se comenzará instalando el rollo correspondiente al centro del campo, que llevará incorporada la línea de marcaje central. A continuación se procederá a la instalación de los restantes rollos en sentido transversal.

Las uniones de fin de rollo con el siguiente y con los rollos de los costados se harán por encolado sobre una lámina de tejido especial, que lo aislará de las capas inferiores.

Las líneas de juego principales del campo de fútbol y de los campos fútbol-7 se confeccionarán mediante corte y encolado "in situ", de bandas de césped sintético de las mismas características y color blanco y amarillo respectivamente..

Posteriormente, se extenderá sobre la superficie del césped una mezcla de recebo, formada por arena, de forma redonda y granulometría 0,2/0,8 mm. y granulada de E.P.D.M. negro 0,5/1,5 mm. y se introducirá la mezcla entre la fibra mediante cepillado con los medios mecánicos necesarios.

### **2.7.5.3.Césped sintético monofilamento**

Se propone la instalación del césped, constituido con fibra recta monofilamento de altas prestaciones. Este césped es homologado por la Federación Española de Fútbol hasta 2ª División B.

Este césped, compuesto de fibra monofilamento de altas prestaciones, está constituida por un copolímero de bloqueo (combinación de polipropileno, polietileno, aditivos y pigmentos). Esta composición permite obtener, mediante trefilado, una fibra plana de 135 micras de espesor máximo y 1,2 mm. de anchura. Las fibras planas así obtenidas se agrupan antes de proceder al "tuftado" de las mismas para la construcción del tapiz. La fibra de esta manera está completamente libre del efecto de "desfibrilación".

*Características técnicas del césped*

- **Fibra** : Fibra monofilamento de alta lubricación
- **Calibre fibra**: 8.800 Dtex
- **Calidad (DIN 61151)**: Alfombra tuftada.
- **Tejido soporte(DIN 61151)** : 100% Polipropileno, resistente a los rayos U.V.
- **Emulsión (DIN 61151)**: Látex a base de caucho de estireno - butadieno.
- **Composc. hilo(DIN 61151)** : 100% copolímero de bloqueo, de 115/135 micras de espesor, lubricado.
- **Altura de la fibra** : 60 mm.
- **Altura total** : 63 mm.
- **Peso de la fibra** : Aproximadamente 1.040 gr/m<sup>2</sup>
- **Peso del soporte**: Aproximadamente 1.290 gr/m<sup>2</sup>
- **Peso total (DIN 53854)** : Aproximadamente 2.330 gr/m<sup>2</sup>
- **Resistencia del color**: 7 - 8  
(DIN 54004)
- **Permeabilidad al agua**: - Con arena: 30 litros/min/m<sup>2</sup>  
- Sin arena: 90 litros/min/m<sup>2</sup>
- **Inflamabilidad (NEN 1775)**: TI

### 3. JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA.

La justificación de la solución adoptada debe entenderse en función de la unión resultante a la hora de establecer una serie de criterios como pueden ser los urbanístico-paisajístico, estéticos, compositivos y constructivos. Además se justifica por la implantación de un área deportiva de campo de fútbol y servicios auxiliares en un terreno de meandros de río. Ello debe considerarse unido, al interés permanente de posibilitar el acceso a la totalidad de los servicios, a los minusválidos (Decreto 16/1984, de 19 de Diciembre, sobre "Normativa para la Supresión de Barreras Arquitectónicas").

Desde la redacción del documento se ha considerado siempre la ordenación del conjunto como la voluntad de conseguir su perfecta adecuación sobre el entorno actual con un tratamiento superficial, evitando en todo momento los asentamientos que implicaran obras de urbanización excesivas, proponiéndose una imagen de parque deportivo por considerarlo como más adecuado a las características de lugar que presenta su localización en el término municipal, proponiéndose alternativamente una urbanización de generosa vegetación y amplias zonas verdes, llenas ambas de contenidos, paisajísticos y conceptuales.

En el presente proyecto se define el tratamiento del suelo (materiales y diseño) de la pavimentación para la totalidad del Área, cuyas alineaciones se concretan en los diferentes planos:

- Viales: No se realizan aperturas de nuevos viales. El acceso se fundamenta en el actual vial de servidumbre a las huertas, tal y como funciona en la actualidad.
- Aceras: No existen. El vial actual de acceso es entendido de convivencia.
- Zonas Verdes: Se refiere básicamente al área entre el río y el campo de fútbol y que se destinará a parque y recuperación del humedal. El tratamiento sigue los criterios, antes comentados y se realiza, por un lado, como la implantación del arbolado, juncales y cañizales, y por otro el tratamiento blando de una zona de estancia, cumpliendo las directrices de los P.T.S. de Ordenación de Cauces, Zonas Húmedas y Ley de Costas.

El campo de fútbol es de hierba artificial "con arena", marcado para fútbol reglamentario de 100 x 60.

La edificación se terminará en raseo talochado y pintado.

Por otra parte, el mobiliario urbano, se ha tratado de manera íntegra y con un carácter duradero. Los elementos, en general se realizan en madera (pedestales, balizas, farolas,

bancos corridos, fuentes, etc...). Dicho aspecto da un carácter escultórico, a dichos elementos, en el espacio, de acuerdo con la tradición artesanal vasca que se proyecta tras el desarrollo industrial y postindustrial, en la escultura.

#### 4. JUSTIFICACIÓN URBANÍSTICA.

En enero de 2004, se formuló un Proyecto Básico del presente documento y previo trámite municipal fue enviado al Departamento de Medio Ambiente del Gobierno Vasco, solicitando el informe pertinente para la ejecución y desarrollo de las obras que aquí se describen.

El presente documento, titulado como Proyecto de Reconstrucción del Campo de Fútbol e Instalaciones Auxiliares de Harzabal, se encuentra calificado como S.U. en el P.T.S. de Zonas Humedadas, actualmente en trámite, y cumple lo previsto en el artículo 53 de la Ley del Suelo.

También cumple con lo dispuesto en los artículos 69 y 70 del Reglamento de Planeamiento en cuanto a documentación exigida se refiere.

Por otro lado el presente documento se verá sometido a la tramitación regulada en el artículo 117 de la Ley del Suelo de 30 de junio de 1992.

El proyecto cumple con la Ley y Reglamentos de Costas, así como los P.T.S. de Ordenación de Cauces y Arroyos y Zonas Húmedas (éste en trámite).

En la actualidad, la parcela pertenece al suelo clasificado como NO URBANIZABLE.

Con anterioridad la Comisión de Ordenación del Territorio del País Vasco emitió informe desfavorable a la Modificación de NN.SS. de Deba referidas a la definición de un Sistema General de Equipamiento Deportivo en el nuevo **suelo urbanizable** (Sector 2) Harzabal, redactado en 2002 y tramitado en 2003, en base a un supuesto incumplimiento de P.T.S. de Zonas Húmedas (actualmente en trámite).

Previamente se redactó en 1999 y se tramitó en el año 2000 una primera Modificación de NN.SS. de Deba referida a la definición y ampliación de un Sistema General de Equipamiento Deportivo en suelo **no urbanizable** (Istiña) informado desfavorablemente por la citada C.O.T.P.V. en aquella ocasión, por supuesto incumplimiento del P.T.S. de Ordenación de Cauces y Arroyos.

Ambos proyectos de Modificación, dispusieron de informes favorables de la Dirección de Costas, administración competente en el ámbito.

En estas condiciones se ha resuelto por parte del Ayuntamiento de Deba la reconversión del actual campo para el que se redacta el presente proyecto, solicitando informe del Departamento de Medio Ambiente del Gobierno Vasco sobre la idoneidad de realizar el campo de fútbol en hierba artificial, en el mismo lugar que el actual y su ajuste al planeamiento sectorial, así como la necesidad o no de realización y trámite de Estudio de Impacto Ambiental. Dicha solicitud de informe fue enviado a :

- Jefatura del Servicio de Calidad Medio Ambiental.
- Dirección de calidad Medio Ambiental.
- Dirección de Aguas.

El texto enviado el 4 de febrero de 2004 fue el siguiente:

Con motivo del Informe desfavorable de la Sección 8/2003 de la Sección de Planeamiento Urbanístico de Gipuzkoa de la Comisión de Ordenación del Territorio del País Vasco, de 5 de diciembre de 2003, sobre la **Modificación de NN.SS. de Planeamiento Municipal de Deba**, referida al Sistema General de Equipamiento Deportivo Campo de Fútbol Harzabal (Nuevo Sector 2) y del resultado de las posteriores reuniones, de representantes municipales con responsables de los Departamentos de Medio Ambiente y Ordenación del Territorio, se presenta documento de Proyecto Básico de Reforma del actual Campo de Fútbol de Harzabal para readecuación de instalaciones auxiliares y transformación en campo de fútbol de hierba artificial, para inicio de trámite oportuno y solicitud de:

1. Informe sobre idoneidad del lugar, para uso de campo de fútbol de hierba **artificial**.
2. Necesidad o no de redacción y trámite de Estudio de Impacto Ambiental del Proyecto que se pretende.

Se adjunta Proyecto Básico de Reforma de Campo de Fútbol e Instalaciones Auxiliares de Harzabal.

A continuación se adjuntan los informes emitidos por los Departamentos Competentes del Gobierno Vasco, de fecha 7 de mayo de 2004

Referente al informe favorable condicionado a la no realización de “dique” alguno, decir que la propuesta no lleva en ningún caso el concepto de “dique”, sino que el informe hidráulico habla de “lezón” de defensa como las actuales huertas. No obstante, el proyecto ha buscado el punto de equilibrio entre la adecuación y nivelación del campo a las rasantes generales del lugar y su encuentro con el vial de acceso (cota +3,60 + 3,80) renunciando al lezón del cálculo que supondría elevar hasta la cota +4,82.

## 5. JUSTIFICACIÓN DE PRECIOS.

El Proyecto de Ejecución es un DOCUMENTO que incluye el estudio de precios que corresponden a las unidades de obras definidas en este Proyecto con las definiciones e importes.

Los precios unitarios se han fijado en función de los costes actuales de los materiales y maquinaria y del vigente CONVENIO para la mano de obra en Gipuzkoa.

El proyecto, aunque estudiado de forma unitaria se desglosa en 2 fases:

FASE 1: Obra civil del campo de fútbol.

FASE 2: Césped sintético y complementos auxiliares.

## 6. PRESUPUESTOS.

### 6.1. FASE 1: OBRA CIVIL DEL CAMPO DE FÚTBOL.

**6.1.1. PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL** a partir de las mediciones de todos los elementos que se proyectan se han compuesto los presupuestos parciales, que resumen los importes de ejecución material de los capítulos correspondientes a las partes definidas de las obras de este proyecto, EL PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL asciende a: **1.209.505,12 Euros.**

**6.1.2. PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN POR CONTRATA** a partir del presupuesto de ejecución material y estimando unos gastos generales, financieros y fiscales del 13% y beneficio industrial del 6% obtenemos un presupuesto de **1.390.930,89 Euros.**

**6.1.3. PRESUPUESTO TOTAL** que se obtiene añadiendo a esta cantidad el porcentaje correspondiente al IVA (16%), así resulta que el PRESUPUESTO TOTAL asciende a la cantidad de **1.613.479,83 Euros.**

### 6.2. FASE 2: CÉSPED SINTÉTICO Y COMPLEMENTOS AUXILIARES.

**6.1.1. PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN DE CONTRATA** a partir de las mediciones de todos los elementos que se proyectan se han compuesto los presupuestos parciales, que resumen los importes de ejecución material de los capítulos correspondientes a las partes definidas de las obras de este proyecto, EL PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL asciende a: **260.819,68 Euros.**

**6.1.2. PRESUPUESTO TOTAL** que se obtiene añadiendo a esta cantidad el porcentaje correspondiente al IVA (16%), así resulta que el **PRESUPUESTO TOTAL** asciende a la cantidad de **302.550,83 Euros**.

## **7. PLAZOS DE EJECUCIÓN DE LAS OBRAS Y PLAZO DE GARANTÍA.**

El plazo de ejecución previsto para la total terminación de las obras se determina en función del Plan de Etapas del P.E. y se ejecutará en una fase, según el desarrollo de las mismas dispuestas en el presente documento y se prevén 5 meses, plazo que deberá fijar y establecer el Pliego de Condiciones de Adjudicación.

En cuanto al plazo de garantía, se propone un plazo de un (1) año a partir de la fecha de recepción provisional de la urbanización.

## **8. CONTROL DE CALIDAD.**

- Con fecha 5 de septiembre de 1991, entró en vigor el Decreto 467/91, de 30 de Agosto, por lo que se regula el Control de Calidad en la Construcción, para los proyectos que se desarrollen en la Comunidad Autónoma Vasca.
- El presente proyecto utiliza materiales y técnicas constructivas especiales, por lo que se considera necesario plantear controles excepcionales, en las estructuras de cimentación, bases, sub-bases aglomerados e implantación de hierba artificial sobre todo.
- Las características y requisitos que deberán cumplir los materiales y unidades de obra integrantes del presente proyecto, estarán de acuerdo con las determinaciones de todas las normas de obligado cumplimiento en la Comunidad Autónoma del País Vasco.
- Los criterios para la recepción de los materiales, vendrán especificados en el "Programa de Control de Calidad", que será redactado y dirigido por otro técnico competente, independiente de los arquitectos autores del proyecto de edificación y que se presentará como documento independiente al proyecto.

## **9. SEGURIDAD Y SALUD.**

De acuerdo con el Real Decreto 1627/1997 por el que se implanta la obligatoriedad por parte del promotor de nombrar el coordinador de seguridad y salud en fase de proyecto para la

redacción del Estudio de Seguridad y Salud en el trabajo, se señala, que el citado Estudio de Seguridad y Salud va a ser redactado y dirigido por técnico competente independiente de los Arquitectos autores del proyecto de edificación, y se presentará como documento independiente.

## **10. CUMPLIMIENTO DE LA NBE-CA-88 NBE-CT-79 Y NBE-CPI-96.**

### **10.1 NBE-CA-88.**

Según el artículo 1 de la NBE-CA-88 (Condiciones Acústicas de los Edificios) el campo de aplicación es:

Residencial privado.

Residencial público

Administrativo

Sanitario y Docente por lo que los edificios de uso no incluido en la anterior clasificación (que es el caso del presente documento) se regirán por su regulación específica.

### **10.2. NBE-CT-79.**

Por otro lado el artículo 2 de la Norma NBE-CT-79 excluye de su campo de aplicación aquellos edificios que deban permanecer abiertos.

Al tratarse de edificaciones abiertas, tanto los graderíos como vestuarios, no es aplicable dicha Norma.

### **10.3. NBE-CPI-96**

Ver anejo 4.

#### **10.3.1. Compartimentación.**

El edificio entero constituye un único sector de incendio al ser su superficie construida menor de 2.500 m<sup>2</sup>.

### 10.3.2. Ocupación.

En función de los diferentes usos que se dan en las dependencias del campo de fútbol obtenemos el siguiente grado de ocupación.

#### 2.1. Recintos de densidad elevada.

Espectadores sentados. 182 m<sup>2</sup> a 0,5 persona/m<sup>2</sup>.

Total: 300 personas.

Vestuarios 151,48 m<sup>2</sup> a 1 persona/2 m<sup>2</sup>

Total: 76 personas.

#### 2.2. Recintos de densidad baja.

Oficinas club 24,69 m<sup>2</sup> a 1 persona /10 m<sup>2</sup>

Total 3 personas.

Almacenes 72,28 m<sup>2</sup> a 1 persona/40 m<sup>2</sup>

Total 2 personas.

Bar 45,24 m<sup>2</sup> a 1 persona/20 m<sup>2</sup>

Total 3 personas.

Ocupación total a efectos de Norma : 384 personas.

### 10.3.3. Evacuación.

Todas las dependencias comunican directamente con espacio exterior seguro o con pasillo de anchura mínima de 2 metros.

Los recintos de densidad elevada comunican directamente con el exterior.

La altura máxima de evacuación es de 1,35 metros correspondiente a una entreplanta.

El número de personas a evacuar de dicho ámbito es de  $182:3=61$  personas (último escalón de graderío).

#### **10.3.4. Características de las escaleras y pasillos.**

La escalera tiene una anchura de un metro, por lo que se considera suficiente, teniendo en cuenta el número de personas a evacuar, dado que hay 3 escaleras al graderío, una central y 2 laterales, evacuando 20 personas por cada una de ellas.

Incluso el propio graderío se constituye en ámbito de evacuación, en su totalidad.

La dimensión mínima de los pasillos para la evacuación es de dos metros, siendo las puertas de los recintos de anchura superior a 80 cm.

Todas las dimensiones de los elementos de evacuación son suficientes pues a excepción de los recintos de densidad elevada que evacuan directamente al exterior, la ocupación total del resto de las dependencias se reduce a 8 personas a efectos de esta Norma.

#### **10.3.5. Señalización e iluminación.**

Las salidas de los diferentes recintos del campo de fútbol se encuentran señalizados con el rótulo IRTEERA-SALIDA. La señalización se extiende a su vez a la salida de la planta primera y del campo de fútbol.

Los letreros son visibles y fácilmente identificables desde cualquier punto de los pasillos.

Tanto los almacenes como los pasillos cuentan con una instalación de alumbrado de emergencia.

#### **10.3.6. Detección y alarma.**

No se precisa de esta instalación, al no haber recintos con ocupación superior a 500 personas (Art.20.4)

#### **10.3.7. Extinción de incendios.**

Se dispone en los recorridos de evacuación de un extintor de eficacia 21A-113B colocado cada 15 m. pudiendo ser sustituido por otros de eficacia 13A-89B en tanto en cuanto no se actualice la relación de normas UNE contenidas en el Reglamento de Instalaciones de Protección contra Incendios.

En los almacenes se disponen asimismo de extintores de eficacia 21A o 55B.

**10.3.8. Condiciones de los materiales.**

Elemento	Comportamiento ante el fuego	Exigido
Estructuras vigas	EF-90	EF-60
Estructuras soportes	EF-90	EF-60
Estructura forjados/losas	RF-120	EF-60
Fachadas	RF-240	RF-120
Cubiertas	RF-120	RF-60

**10.3.9. Locales de riesgo especial.**

Existen en el proyecto locales de riesgo especial y se refiere al depósito de gas-oil. Las paredes son de ladrillo hueco doble RF-240 y las puertas de RF-120.

**11. CUMPLIMIENTO DE LA LEY DE ACCESIBILIDAD. (Ley 20/1997)**

En el presente proyecto se cumple la normativa vigente en cuanto a la accesibilidad y comunicaciones de las instalaciones con la vía pública, así como con los elementos comunes y vestuarios ya que permiten su utilización de forma autónoma.

Así pues, el proyecto cumple la normativa del Real Decreto 556/1989 en cuanto a la accesibilidad del edificio, como para las medidas mínimas de accesibilidad (Ley 20/1997 de 4 de diciembre del Gobierno Vasco para Promoción de la accesibilidad) y el Decreto 68/2000 de 11 de abril que desarrolla dicha Ley.

## 12. EL PROYECTO Y EL REGLAMENTO GENERAL DE CONTRATACIÓN.

### 12.1. DECLARACIÓN DE OBRA COMPLETA.

En cumplimiento del último párrafo del artículo 64 del Reglamento General de Contratación del Estado, se manifiesta que el Proyecto tanto para la Fase 1 como para la Fase 2 constituye una obra completa en el sentido exigido en el artículo 58 del citado reglamento por comprender todos y cada uno de los elementos que son precisos para la utilización de las obras y ser susceptibles de ser entregados al uso general.

### 12.2. CLASIFICACIÓN DEL CONTRATISTA.

Tipo de obra:

- A) Movimiento de tierras y perforaciones:
  - 1. Desmontes y vaciados.
  - 2. Explanaciones.
  - 3. Derribos
  
- C) Edificaciones:
  - 2. Estructuras de fábrica u hormigón.
  - 4. Albañilería, revocos, revestidos.
  - 5. Cantería y marmolería.
  - 6. Pavimentos, solados y alicatados.
  - 7. Aislamientos e impermeabilizaciones.
  - 8. Carpintería de madera.
  - 9. Carpintería metálica.
  
- I) Instalaciones eléctricas (Sin calificación de Grupo):
  - 1. Alumbrados, iluminaciones y balizamientos luminosos.
  
- J) Instalaciones mecánicas (Sin calificación de Grupo):
  - 4. De fontanería y sanitarias.
  
- K) Especiales (Sin calificación de Grupo):
  - 4. Pinturas y metalizaciones.
  - 6. Jardinería y plantaciones.

Dada la naturaleza de la obra y su cuantía presupuestaria, la categoría del contrato de ejecución de obra determinada por su anualidad media será la d) (entre 360.601 y 841.417 euros), se propone que el contratista deberá acreditar la siguiente clasificación:

GRUPO A	SUBGRUPO A-3
GRUPO C	SUBGRUPO C-2-9

No obstante serán las Cláusulas Administrativas de licitación quienes establezcan con carácter definitivo los plazos contractuales y la procedencia o no de las propuestas de clasificación de Contratistas.

### 12.3. REVISIÓN DE PRECIOS

Al no ser el plazo de ejecución superior a 6 meses no se prevé revisión de precios, en los términos expresados en el Pliego de Condiciones.

### 13. DISPOSICIONES APLICABLES.

Además de lo establecido en el Pliego, serán de aplicación subsidiaria, entre otras, las siguientes disposiciones:

- "Instrucción de Hormigón Estructural (EHE)"(Real Decreto 2661/1998, de 11 de Diciembre)
- "Fabricación y empleo de elementos resistentes para pisos y cubiertas" (Decreto 1630/1.980, de 18 de Julio) (B.O.E. 8 de Agosto de 1.980) (Modificación de los modelos de fichas técnicas B.O.E. 16 de Diciembre de 1.989)
- "Alambres trefilados lisos y corrugados para mallas electrosoldadas y viguetas semiresistentes de hormigón armado para la construcción". (Decreto 2702/1.985) (B.O.E. 28 de Febrero de 1.986)
- "Norma Básica de la Edificación NBE-FL-90 (Muros resistentes de fábrica de ladrillo)" (Decreto 1723/1.990, 20 de Diciembre) (B.O.E. 4 de Enero de 1.991)
- NTE/CCM Norma Tecnológica de la Edificación.

### “Cimentaciones. Contenciones. Muros”

- “Pliego general de condiciones para la recepción de los ladrillos cerámicos en las obras de construcción RL-88” (Orden de 27 de Julio de 1.988) (B.O.E. 3 de Agosto de 1.988)
- “Pliego general de condiciones para la recepción de bloques de hormigón en las obras de construcción RB-90” (Orden de 4 de Julio de 1.990) (B.O.E. 11 de Julio de 1.990)
- "Pliego de prescripciones técnicas generales para la recepción de cemento (R.C. 93) (Decreto 823/1993) (B.O.E., de 22 de Junio de 1993) (Corrección de errores B.O.E. 2 de Agosto de 1.993).
- “Declaración de la obligatoriedad de homologación de los cementos para la fabricación de hormigones y morteros para todo tipo de obras y productos prefabricados (Decreto 1313/1988, de 28 de Octubre) (B.O.E. 28 de Octubre) (Modificación B.O.E. 30 de Junio de 1.989, B.O.E. 29 de Diciembre de 1.989, B.O.E. 3 de Julio de 1.990; B.O.E. 11 de febrero de 1.992)
- “Certificación de conformidad a normas como alternativa de la homologación de los cementos para la fabricación de hormigones y morteros para todo tipo de obras y productos prefabricados” (Orden del Ministerio de Industria y Energía del 17 de Enero de 1.989) (B.O.E. 25 de Enero de 1.989)
- "Instrucción para la fabricación y suministro de hormigón preparado" (EHPRE 72). Orden de Presidencia de Gobierno de 5 de Mayo de 1.972. (B.O.E. del 11 y 26 de Mayo de 1.972)
- “Norma Básica de la Edificación NBE-EA-1.995 sobre estructuras de acero”. (Decreto 1829/1.995, de 10 de Noviembre) (B.O.E. 18 de Enero de 1.996)
- “Recubrimiento galvanizado en caliente sobre productos, piezas y artículo diversos construidos o fabricados con acero u otros materiales férricos”. (Decreto 2351/1.985, de 18 de Diciembre) (B.O.E. 3 de Enero de 1.986)

- Norma NBE-AE/88 – Acciones en la Edificación (Decreto 1370/1988, de 11 de noviembre) (B.O.E. 17 de Noviembre de 1.988)
- Norma de construcción sismoresistente: parte general y edificación. (NCSE-94) (Decreto 2543/1.994, de 29 de Diciembre) (B.O.E. del 8 de Febrero de 1.995)
- Instrucción relativa a las acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Carreteras (O.M. de 28 de Febrero de 1972).
- "Pliego de prescripciones técnicas generales para las obras de carreteras y puentes" de la Dirección General de Carreteras (P.G. 3/75), aprobado por orden de 6 de Febrero de 1.976 (B.O.E. de 7 de Julio), y modificaciones posteriores a la misma. (Ordenes de 21 de Enero de 1.988 y 8 de Mayo de 1.989).
- "Instrucción para la recepción de cales en obras de estabilización de Suelos" (RCA-92) (Orden del Ministerio de Obras Públicas y Transporte del 18 de Diciembre de 1.992) (B.O.E. 26 de Diciembre de 1.992)
- Manual de Control de Fabricación y puesta en obra de mezclas bituminosas 1.978. Dirección General de Carreteras M.O.P.U.
- Firmes flexibles y firmes rígidos. Orden de 12 de Marzo de 1.976.
- Norma de Carreteras 8.1-IC sobre señalización vertical (Orden Ministerial del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo)
- Norma de Carreteras 8.2-IC sobre marcas viales (Orden Ministerial del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo)
- Ley de Carreteras. (Ley 25/1.988, de 29 de Julio) (B.O.E. 30-7-88)
- Reglamento General de Carreteras (Decreto 1812/1.994, de 2 de Septiembre)

- Normativa para la supresión de barreras urbanísticas del Gobierno Vasco (Decreto 59/1.981 de 23 de Marzo y texto refundido) y demás normativa concordante.
- Pliego de Condiciones Técnicas de Urbanización del Gobierno Vasco (Febrero de 1.994)
- Normas provisionales para la Redacción de Proyectos de Abastecimientos y Saneamientos de Poblaciones (Edición del M.O.P.U. Diciembre de 1.977).
- "Pliego de prescripciones técnicas generales para tuberías de abastecimiento de agua" (O.M. de 28 de Julio de 1.974, B.O.E. de 2 de Octubre de 1.974) (Corrección de errores B.O.E. 30 de Octubre de 1.974).
- Normas Básicas para instalaciones interiores de suministro de agua (O.M. de 9 de Diciembre de 1.975) (Corrección de errores B.O.E. 12-02-76; complemento B.O.E. 7-03-80)
- Contadores de agua fría (Orden de 28 de Diciembre de 1.988) (B.O.E. 6-03-89)
- Contadores de agua caliente (Orden de 30 de Diciembre de 1.988) (B.O.E. 30-01-89)
- "Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Tuberías de Saneamiento de Poblaciones" (O.M. de 15 de Septiembre de 1.986).
- Normas de emisión, objetivo de calidad y métodos de medición sobre vertidos de aguas residuales (Ordenes del Ministerio de Obras Públicas y Transporte) (B.O.E. 12-11-87/20-03-89/27-02-91/02-03-91/08-07-91)
- Reglamento Electrotécnico para Baja Tensión. Decreto 842/2002. Instrucciones complementarias al mismo y demás normativa concordante: ITC / BT 01 a BT 51.
- Reglamento sobre acometidas eléctricas y reglamento correspondiente". (B.O.E. 12-11-82/04-12-82/29-12-82/21-02-83/14-02-85; Decreto 2949/1.982 del Ministerio de Industria y Energía).

- “Normas de ventilación y acceso a ciertos centros de transformación” (Resolución de la Dirección General de Energía del 19 de junio de 1.984) (B.O.E. 26 de Junio de 1.984)
- Reglamento Técnico de Líneas Eléctricas Aéreas de Alta Tensión. Decreto 3.151/1968 de 28 de Noviembre de 1.968.
- Normas e instrucciones para la energía eléctrica:
  - Normativa del Ministerio de Industria y Energía.
  - Normativa de la Consejería de industria, Pesca y Alimentación del Gobierno Vasco.
  - Normativa de Iberdrola, S.A.
- Normas e instrucciones para el alumbrado público:
  - Instrucciones MIE BT 009-Instalaciones Alumbrado público. M.I.E.
  - Instrucción MIE BT 039-Puestas a tierra. M.I.E.
  - O.M. de 11 de Julio de 1.986de aprobación de las especificaciones técnicas que deben cumplir candelabros metálicos (báculos y columnas de alumbrado exterior y señalización). M.I.E.
  - Real Decreto 154/1.995 de 3 de Febrero (B.O.E. Nº53 de 3 de Marzo de 1.995)
- Normas e instrucciones para la red de teléfonos:
  - Normativa de Telefónica, S. A.
  - Normativa de Euskaltel.
- Reglamento de Redes y Acometidas de Combustibles Gaseosos, aprobado por la Orden del 18 de Noviembre de 1974 (B.O.E. del 6-12-74) y modificado por la Orden del 26 de Octubre de 1.983 (B.O.E. del 8-11-83) y por la Orden del 6 de Julio de 1.984 (B.O.E. del 23-7-84) y corrección de errores y modificación (B.O.E. del 23-7-84) y modificación (B.O.E. 21-3-94).
- Normas básicas de instalaciones de gas de edificios habitados, aprobados por la Orden de la Presidencia de 29 de Marzo de 1.974 (B.O.E. del 30-3-74) y corrección de errores (B.O.E. 11-04-74 y B.O.E. 27-04-74)

- Reglamento de instalaciones de gas en locales destinados a usos domésticos, colectivos o comerciales (Decreto 1853/1.993, de 22 de Octubre) (B.O.E. 24-11-93)
- Reglamento de aparatos que utilizan combustibles gaseosos, aprobado por el Decreto 165/1974 de 7 de Marzo (B.O.E. del 20-6-74).
- Instrucción sobre documentación y puesta en servicio de las instalaciones receptoras de gases combustibles y la Instrucción sobre Instaladores Autorizados de Gas y Empresas instaladoras, aprobada por la Orden de 17 de Diciembre de 1.985 (B.O.E. del 9-1-86).
- Reglamento del Ministerio de Industria para Estaciones de Transformación, aprobación por O.M. de 23 de Febrero de 1.949.
- Normativa de Naturgas, S. A.
- Normas de ensayo de los Laboratorios de Transporte y Central de materiales del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo de Madrid.
- Ley de Desechos y Residuos Sólidos Urbanos 42/1975 de 19 de Noviembre.
- Ordenanza General para la Seguridad e Higiene en el Trabajo (O. M. 9-03-71) (B.O.E. 16-3-71)
- Estatuto de los Trabajadores (Ley 8/1980, de 10 de Marzo). (B.O.E. 14-3-1980).
- Plan Nacional de Higiene y Seguridad en el Trabajo (O.M. 9-3-1971).
- Comités de Seguridad e Higiene en el Trabajo (Decreto 432/1971, 11 de Marzo). (B.O.E. 16-3-1971).
- Reglamento de los Servicios Médicos de Empresa, (O.M. 27-11-1959).
- Homologación de medios de protección personal de los trabajadores. (Normas Técnicas Reglamentarias MT-O.M. 17-5-1979).

- Reglamento sobre Condiciones Técnicas y Garantías de Seguridad en Centrales Eléctricas, Subestaciones y Centros de Transformación (Real Decreto 3275/1982, de 10 de Noviembre). (B.O.E. 1-12-1982). Instrucciones Técnicas Complementarias MIE-RAT (O.M. 6-7-1984). (B.O.E. 1-8-1984).
- Reglamento de Seguridad e Higiene del Trabajo en la Industria de la Construcción y Obras Públicas. (O.M. 20-5-1952). (B.O.E. 15-6-1952).
- Ley 31/1.995, de 8 de Noviembre, de Prevención de Riesgos Laborales.
- Real Decreto 1.997, de 17 de Enero, por el que se aprueba el Reglamento de Servicios de Prevención.
- Real Decreto 1.627/1.997, de 24 de Octubre, en el que se establecen las disposiciones mínimas de seguridad y salud en las obras de construcción.
- Normas UNE del Instituto Español de Normalización.
- R.D. 1.403/1986 de 9 de Mayo. "Normas sobre Señalización de Seguridad en los centros y locales de trabajo" (B.O.E. de 8-7-1986).
- R.D. 1.495/1986 de 26 de Mayo. "Reglamento de Seguridad en las máquinas". (B.O.E. de 21-7-1986).
- Convenio Colectivo Provincial de la Construcción o Siderometalúrgica. (Según que el Contratista adjudicatario sea un Constructor o un Instalador).
- Normas para señalización de obras de Carreteras. (O.M. 14-3-60). (B.O.E. 23-3-1960).
- Reglamento General de Normas Básicas de Seguridad Minera (R.D. 863/85, 2-4-85) y Ordenes posteriores aprobando las Instrucciones Técnicas Complementarias (B.O.E. 12-6-1985).
- El Contratista está obligado al cumplimiento de la Reglamentación Nacional del Trabajo para la Construcción y Obras Públicas, legislación de Accidentes de

Trabajo, de Seguridad Social y de previsión y, en general, todas y cada una de las disposiciones laborales vigentes o que en lo sucesivo se dicten.

- Normas N.B.E. y N.T.E. que sean de aplicación. Si estas normas son modificadas, derogadas o sustituidas con posterioridad a la aprobación de este Proyecto, se entenderá que son de aplicación los nuevos, siempre que su entrada en vigor posibilite tal sustitución.
- Normativa Municipal sobre Ruidos y Vibraciones.
- Protección de Medio Ambiente (Todas las normativas vigentes sobre residuos sólidos, líquidos, contaminación atmosférica, contaminación acústica y protección contra incendios).

También serán aplicables cuantas prescripciones figuren en los Reglamentos, Normas e Instrucciones Oficiales que guarden relación con las obras del presente proyecto, con sus instalaciones complementarias o con los trabajos necesarios para realizarlos.

La Dirección de la Obra, dentro del marco de la Ley, arbitrará en todo momento la aplicación de cualquier norma que considere necesario utilizar. Asimismo, en caso de discrepancias entre alguno de los documentos de este proyecto, podrá adoptar, en beneficio de las obras, la solución más restrictiva de entre los discrepantes.

#### **14. CONCLUSIÓN.**

Constando el presente documento de todos los documentos precisos para su completa definición, se entrega al Ayuntamiento de Deba para su aprobación, si procede.

Pasaia, marzo de 2004  
Los Arquitectos

Luciano Pagaegi Bilbao

Agustín Errea Oiarzabal

---

## **15. ANEXOS.**

## **ANEJO Nº. 15.1**

---

### **PROYECTO DE DERRIBO DE LAS INSTALACIONES AUXILIARES DEL CAMPO DE FÚTBOL DE DEBA**

## **15.1. DERRIBO DE LA EDIFICACIÓN COLINDANTE**

- I. MEMORIA.
- II. DOCUMENTACIÓN GRÁFICA.
- III. ESTUDIO BÁSICO DE SEGURIDAD Y SALUD DEL DERRIBO.

## **INDICE**

I. MEMORIA.....	66
I.1. Introducción.....	66
I.2. Objeto.....	66
I.3. Promotor.....	66
I.4. Equipo redactor.....	67
I.5. Descripción de la Edificación.....	67
I.6. Características del derribo.....	70
I.7. Condiciones generales del derribo.....	71
I.7.1. Condiciones generales.....	71
I.7.2. Demolición elemento a elemento.....	72
I.7.3. Por empuje.....	73
I.7.4. Demolición por impacto de bola o por explosivo.....	73
I.7.5. Retirada de los materiales de derribo.....	73
I.8. Procedimiento del derribo.....	74
I.8.1. Procedimiento de ejecución de las obras selectivo y manual..	74
I.8.2. Condiciones de seguridad de la obra de derribo.....	76
I.8.2.1. Antes de la demolición.....	76
I.8.2.2. Durante la demolición.....	76
I.8.2.3. Criterio de mantenimiento.....	78
I.9. Justificación del derribo.....	78

### **15.1.1. DERRIBO DE LA EDIFICACIÓN**

#### **I. MEMORIA**

### **15.I.1. INTRODUCCIÓN.**

El presente proyecto está integrado por los siguientes documentos:

- I. MEMORIA.
- II. DOCUMENTACIÓN GRÁFICA.
- III. ESTUDIO BÁSICO DE SEGURIDAD Y SALUD DEL DERRIBO.
- IV. PLIEGO DE CONDICIONES (junto al Pliego de Condiciones General).
- V. PRESUPUESTO (junto al Presupuesto General).

El conjunto de estos cinco documentos constituye un PROYECTO DE DERRIBO.

Dado su contenido “es suficiente para solicitar, una vez obtenido el preceptivo visado colegial, la licencia municipal u otras autorizaciones administrativas”. La edificación es propiedad del Ayuntamiento de Deba.

Por ello se presenta al Excelentísimo Ayuntamiento de Deba, para proceder al derribo de la edificación conforme al presente proyecto de derribo introduciendo, en su caso, las modificaciones o correcciones a que ésta haya quedado condicionada.

### **15.I.2. OBJETO.**

La presente documentación recoge la propuesta de derribo del edificio descrito en la documentación gráfica del Proyecto.

Tal derribo viene claramente obligado o motivado para el correcto y adecuado desarrollo de la ampliación y transformación de la actividad deportiva, actualmente existente en el lugar.

El presente Proyecto tiene por objeto primordial la definición de las características de carácter técnico a ser consideradas para tales demoliciones, cuya ejecución ha de ser previa a la nueva construcción del campo de fútbol.

### **15.I.3. PROMOTOR.**

La promoción es pública: Ayuntamiento de Deba, quien encarga al arquitecto Luciano Pagaegi, arquitecto colegiado nº 148.245, perteneciente a SABAI Arkitektoak S.L., dentro del proyecto de Nuevo campo de Fútbol de Hierba Artificial e Instalaciones Auxiliares.

**15.1.4. EQUIPO REDACTOR.**

Se configura de la siguiente forma:

Luciano Pagaegi Bilbao, arquitecto.

Agustín Errea Oyarzabal, arquitecto.

Luis Angel García Aranda, delineación.

Idoia Etxegarai, mecanografía y composición.

**15.1.5. DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN.****UNIDADES /USO**

	Unidades		Usos
Planta	1	Dif. Jerárquica	
P.B.	G/V/B/AP	Planta baja	1+1+1+1
P.1	I.A.	Planta alta	1
TOTAL			5

**DATOS DEL EDIFICIO (alturas y superficies).**

En m <sup>2</sup> .	I-A	B-AP	Graderío
Altura de la Edificación (a cornisa)	5,17 m.	2,72 m.	
Superficie Ocupada en planta	84,42 m.	30,33 m.	
Superficie Total Edificada	96,32	41,49	51,86
Volumen Edificado	465,22	112,53	31,5

**DEFINICIÓN.**

**V.** Vacío para elevación de forjado.

**I.A.** Instalaciones auxiliares (vestuarios, duchas, aseos).

**G.** Graderío.

**B.** Bar.

**A.P.** Aseos Públicos.

## HABITANTES/ OCUPACIÓN/ RÉGIMEN DE PROPIEDAD.

	Ocupación		Régimen de Propiedad
Planta	1	TOTAL	
P.B.	O	Ocupado	Propiedad pública
P.1.	O	Ocupado	Propiedad pública

## TIPO DE HABITANTES.

Existe actualmente una temporal ocupación de los usos anteriormente descritos (semanal).

CATEGORÍA DEL EQUIPAMIENTO: Malas.

SUPERFICIE APROXIMADA DEL EQUIPAMIENTO: 189,67 m<sup>2</sup>

CONDICIONES HIGIÉNICAS: Malas.

## CONSTRUCCIÓN.

**1. Sistema Estructural en su conjunto.** Cubierta inclinada a un agua de chapa metálica sobre estructura metálica, sobre fábrica perimetral de bloques en P.1.. El resto de la edificación en Estructura de hormigón armado en P.B.

**2. Fachada.**

Desarrollo: Bipartito (PB, P1) básicamente.

Balcones/Planta: No existen. Solo el graderío en P.B..

Machones: Mayores que los huecos en P.1..

Remate: Cornisa de raseo. Alero de chapa.

Jerarquías: Altura: PB<P1.

Plástico cromático: Raseos talochados, sobre bloque de hormigón.

Ornato: *Balcones* No dispone de balcones.

*Molduras:* No dispone de molduras.

*Carpintería:* de madera pintada.

**3. Planta primera.** Elevado unos 1,50 cm. de la cota rasante del terreno el conjunto edificatorio a derribar dispone de una entrada a través de una escalera central. El criterio de composición es distinto en PB-P1.

**PUERTA DE ACCESO:** De madera de 2 hojas móviles, y dos laterales fijos.  
Madera de color verde.

**4. Observaciones de la fachada.** Las bajantes de cubierta están deterioradas por lo que no se realiza la evacuación correcta de las aguas pluviales. Hay partes de la cubierta que se encuentran rotas y otras que no se encuentran en las debidas condiciones.

**5. Escalera.** De 1 tramo.

Hueco central: no existe.

Peldaños: hormigón "in situ".

Barandilla: Pasamanos metálico.

Ventilación: Ventana a fachada.

**ESTADO DE CONSERVACIÓN.**

Grietas exteriores. No se aprecian grietas exteriores ni grandes desconchados.

Grietas interiores. No se aprecian grietas importantes debido a que la estructura es de hormigón armado en planta baja.

Humedades. No se aprecian humedades importantes.

Pandeos: No se aprecian.

Desplomes. No existen.

Cedimientos: No se aprecian.

Deterioros: Leves.

#### **15.I.6. CARACTERÍSTICAS DEL DERRIBO.**

Las operaciones de derribo se efectuarán con las precauciones necesarias para lograr unas condiciones de seguridad suficientes y evitar daños, realizándose los trabajos de forma que se produzcan la menor molestia posible a los ocupantes de las huertas próximas.

Cuando se dificulte el paso, se dispondrán a lo largo del cerramiento luces rojas, a distancias no mayores de 10 metros y en las esquinas. Se protegerán los elementos de servicio público que puedan ser afectados por la demolición.

Como paso previo se deberá proceder a la desratización y desinfectación de la edificación.

Antes de iniciar la demolición se neutralizarán las acometidas de las instalaciones de acuerdo con las Compañías Suministradoras y los Servicios Técnicos del Ayuntamiento de Deba. Se taponará el alcantarillado y se revisarán los locales del edificio, comprobando la no existencia de almacenamiento en el edificio, de materiales combustibles o peligrosos, ni otras derivaciones de instalaciones que no procedan de las tomas del edificio, así como si se han vaciado todos los depósitos y tuberías. En este aspecto se requerirá el Visto Bueno, no solo de la Dirección Técnica, sino asimismo de las entidades competentes en el suministro o distribución de los servicios que se vean afectados por la demolición, sean indistintamente de titularidad pública o privada.

El orden de la demolición será de arriba hacia abajo de tal forma que la demolición se realice prácticamente al mismo nivel, sin que haya personas situadas en la misma vertical ni en la proximidad de elementos que se abaten o vuelquen.

Como norma general se iniciará desde la cubierta como primer elemento significativo, forjado de techo de planta principal y posteriormente forjado suelo de dicha planta. Las instalaciones y sus elementos se podrán eliminar previamente a la demolición de elementos constructivos o estructurales.

No se suprimirán los elementos atirantados o de arriostramiento que pudiesen aparecer en tanto no se supriman o contrarresten las tensiones que inciden sobre ellos. En elementos metálicos en tensión se tendrá presente el efecto de oscilación al realizar el corte o suprimir las tensiones.

Como característica general, se desmontarán sin trocear los elementos que puedan producir cortes o lesiones, como vidrios, aparatos sanitarios, etc.... El troceo de un elemento se realizará por piezas de tamaño manejable por una sola persona. El corte o desmontaje de un elemento, no manejable por una sola persona, se realizará manteniéndolo suspendido o apuntalado, evitando caídas bruscas y vibraciones que se transmitan al resto del edificio o al mecanismo de suspensión.

El abatimiento de un elemento se realizará permitiendo el giro, pero no el desplazamiento de sus puntos de apoyo, mediante mecanismo que trabaje por encima de la línea de apoyo del elemento y permita el descenso lento.

El vuelco sólo podrá realizarse para elementos despiezables, no empotrados. Será necesario previamente, atirantar y/o apuntalar el elemento, rozar inferiormente 1/3 de su espesor o anular los anclajes, aplicando la fuerza por encima del centro de gravedad del elemento. Se dispondrá, en el lugar de caída, de suelo consistente y una zona de lado no menor a la altura del elemento más la mitad de la altura donde se lanza.

Las cargas se comenzarán a elevar lentamente, con el fin de observar si se producen anomalías, en cuyo caso se subsanarán después de haber descendido nuevamente la carga de su lugar inicial.

Al finalizar la jornada no deben quedar elementos del edificio en estado inestable, de forma que el viento, las condiciones atmosféricas u otras causas puedan provocar su derrumbamiento, debiéndose proteger de la lluvia mediante lonas o plásticos las zonas o elementos del edificio que puedan ser afectados por aquéllas.

Se evitará la formación de polvo regando frecuentemente y ligeramente los elementos y/o escombros.

### **15.I.7. CONDICIONES GENERALES DEL DERRIBO.**

#### **15.I.7.1 CONDICIONES GENERALES.**

Las operaciones de derribo se efectuarán con las precauciones necesarias para lograr unas condiciones de seguridad suficientes y evitar daños en las construcciones próximas, de acuerdo con lo que sobre el particular ordene la Dirección Facultativa , quien designará los elementos que se hayan de conservar intactos.

Los trabajos se realizarán de forma que produzcan la menor molestia posible a los ocupantes de las zonas próximas a la obra.

Se protegerán los elementos de servicio público que puedan ser afectados por la demolición, como bocas de riego, tapas y sumideros de alcantarillas, árboles, farolas.

No se permitirán hogueras dentro del edificio, las exteriores estarán protegidas del viento y vigiladas. En ningún caso se utilizará el fuego con propagación de llama como medio de demolición.

Antes de iniciar la demolición, se neutralizarán las acometidas de las instalaciones de acuerdo con las Compañías Suministradoras. Se taponará el alcantarillado y se revisarán los locales del edificio, comprobando que no existe almacenamiento de materiales combustibles o peligrosos, ni otras derivaciones de instalaciones que no procedan de las tomas del edificio, así como si se han vaciado todos los depósitos y tuberías.

Se dejarán previstas tomas de agua para el riego, en evitación de formación de polvo durante los trabajos.

### 15.1.7.2 DEMOLICIÓN ELEMENTO A ELEMENTO.

El orden de demolición se efectuará, en general, de arriba hacia abajo de tal forma que la demolición se realice prácticamente al mismo nivel, sin que haya personas situadas en la misma vertical ni en la proximidad de elementos que se abatan o vuelquen.

No se suprimirán los elementos atirantados o de arriostamiento en tanto no se supriman o contrarresten las tensiones que inciden sobre ellos.

En elementos metálicos en tensión, se tendrá presente el efecto de oscilación al realizar el corte o suprimir las tensiones.

Se apuntalarán los elementos en voladizo antes de aligerar sus contrapesos.

En general, se desmontarán sin trocear los elementos que puedan producir cortes o lesiones, como vidrios, aparatos sanitarios, etc.

El troceo de un elemento se realizará por piezas de tamaño manejable por una sola persona.

El corte o desmontaje de un elemento, no manejable por una sola persona, se realizará manteniéndolo suspendido o apuntalado, evitando caídas bruscas y vibraciones que se transmitan al resto del edificio o al mecanismo de suspensión.

El abatimiento de un elemento se realizará permitiendo el giro, pero no el desplazamiento de sus puntos de apoyo, mediante mecanismo que trabaje por encima de la línea de apoyo del elemento y permita el descenso lento.

El vuelco sólo podrá realizarse para elementos despiezables, no empotrados, situados en fachadas hasta una altura de dos plantas y todos los de planta baja. Será necesario previamente, atirantar y/o apuntalar el elemento, rozar inferiormente 1/3 de su espesor o anular los anclajes, aplicando la fuerza por encima del centro de gravedad del elemento. Se dispondrá, en el lugar de caída, de suelo consistente y de una zona de lado no menor a la altura del elemento más la mitad de la altura donde se lanza.

Las cargas se comenzarán a elevar lentamente, con el fin de observar si se producen anomalías, en cuyo caso se subsanarán después de haber descendido nuevamente la carga a su lugar inicial.

Se evitará la formación de polvo regando ligeramente los elementos y/o escombros.

Al finalizar la jornada no deben quedar elementos del edificio en estado inestable, de forma que el viento, las condiciones atmosféricas u otras causas no puedan provocar su derrumbamiento. Se protegerán de la lluvia, mediante lonas o plásticos, las zonas o elementos del edificio que puedan ser afectados.

#### **15.I.7.3. POR EMPUJE.**

La altura del edificio o parte del edificio a demoler, no será mayor de 2/3 de la altura alcanzable por la máquina.

La máquina avanzará siempre sobre el suelo consistente y los frentes de ataque no aprisionarán a la máquina, de forma que ésta pueda girar siempre 360°.

No se empujará, en general, contra elementos no demolidos previamente de acero ni de hormigón armado. Se habrán demolido anteriormente, elemento a elemento, las partes del edificio que estén en contacto con medianerías, dejando aislado el tajo de la máquina.

Se empujará en el cuarto superior de la altura de los elementos verticales, y siempre por encima de su centro de gravedad.

Cuando existan planos inclinados, como faldones de cubierta que puedan deslizar sobre la máquina, deberán demolerse previamente.

#### **15.I.7.4. DEMOLICIÓN POR IMPACTO DE BOLA O POR EXPLOSIVO.**

La utilización de estos sistemas requerirá un estudio especial en cada caso.

#### **15.I.7.5. RETIRADA DE LOS MATERIALES DE DERRIBO.**

La Dirección Facultativa suministrará una información completa sobre el posterior empleo de los materiales procedentes de las demoliciones que sea preciso ejecutar.

Los materiales de derribo que hayan de ser utilizados en la obra se limpiarán, acopiarán y transportarán en la forma y a los lugares que señale la Dirección Facultativa.

## **I.8. PROCEDIMIENTO DEL DERRIBO.**

El conjunto edificatorio cuyo derribo se plantea, corresponde a los vestuarios del campo de fútbol de Deba. El conjunto presenta un frente edificatorio de 48 metros en planta baja y con un fondo edificado variable desde 7 metros hasta los 12 metros.

La estructura general de la Edificación como se ha descrito anteriormente es de hormigón armado y los forjados son aligerados y unidireccionales en la entreplanta.

La cubierta es a un agua, de chapa metálica sobre estructura metálica.

Las fachadas son de bloque de hormigón.

El estado general de conservación de la edificación es irregular presentando un leve estado de deterioro por antigüedad, no habiéndose efectuado en mucho tiempo labor alguna de mantenimiento. Los usos actuales se limitan a vestuarios en planta primera, bar, aseos y graderío en entreplanta.

### **15.I.8.1. PROCEDIMIENTO DE EJECUCIÓN DE LAS OBRAS SELECTIVO Y MANUAL.**

La demolición se realizará manualmente, elemento a elemento, y con carácter general de arriba a abajo; de tal forma que la demolición se realice prácticamente al mismo nivel, sin que haya personas situadas en la misma vertical ni en la proximidad de elementos que se abatan o vuelquen.

El orden de los trabajos será el siguiente:

1. Demolición elemento a elemento de equipos de calefacción, electricidad, aparatos sanitarios, etc.

2. Demolición de cubierta

- Demolición de cuerpos que sobresalen del faldón de cubierta.
- Cuando vaya a ser troceado se demolerá de arriba hacia abajo, permitiendo volcarlo sobre la cubierta.
- Demolición de material de cobertura.
- Se levantará por zonas de faldones opuestos, empezando por la cumbre.
- Desmontaje de estructura metálica comenzando por la cumbre.

### 3. Demolición de tabiques

- Se realizarán antes de derribar el forjado superior.
- Cuando el forjado ha cedido no se quitarán los tabiques sin apuntalarlo previamente.

### 4. Demolición de revestimientos de suelos

- Se levantarán antes de proceder al derribo del elemento en el que están.

### 5. Demolición de forjados

- Se demolerán después de haber suprimido todos los elementos situados por encima de los mismos.
- Se quitarán, en general, los voladizos en primer lugar, cortándolos a haces exteriores del elemento resistente en el que se apoyan.
- Los cortes del forjado no dejarán elementos en voladizo sin apuntalar.

### 6. Demolición de soportes

- Se habrán demolido previamente los elementos que acometen superiormente a ellos como vigas y forjados.
- Se suspenderán o atirantarán los soportes y posteriormente se cortarán o desmontarán inferiormente.

### 7. Demolición de techos suspendidos

- Los cielos rasos se quitarán previamente a la demolición del forjado.

### 8. Demolición de muros

#### 8.a- Muros de carga

No existen como tales, aunque el cerramiento (bloque) funciona como tal dado la escasa sobrecarga de la cubierta.

#### 8.b- Muros de cerramiento

Se demolerán, en general, después de haber demolido el forjado superior o cubierta, y antes de derribar las vigas y pilares del nivel en que se trabaja.

En ambos casos:

- Los cargaderos en huecos no se quitarán hasta haber aligerado la carga que sobre ellos gravita.
- A medida que avance la demolición del muro se irán levantando los cercos, antepechos e impostas.

- **Al interrumpir la jornada no se dejarán muros ciegos sin arriostrar de altura superior a 7 veces su espesor.**

#### 9. Demolición de vigas.

- En general se habrán demolido previamente todos los elementos de la planta superior, incluso muros, pilares y forjados quedando libre de cargas.
- Se suspenderá previamente la parte de la viga que vaya a levantarse cortando o desmontando seguidamente sus extremos.
- No se dejarán vigas, o partes de éstas en voladizo, sin apuntalar.

#### 10. Demolición de carpintería y cerrajería de huecos y particiones así como ventanas y barandillas.

- **Cuando se retiren carpinterías no se afectará la estabilidad del elemento estructural en el que estén situados**
- Se dispondrán en los huecos que dan al vacío protecciones provisionales.

### 15.I.8.2. CONDICIONES DE SEGURIDAD DE LA OBRA DE DERRIBO.

#### 15.I.8.2.1. Antes de la demolición.

Se protegerán los elementos de Servicio Público que puedan ser afectados por la demolición, como bocas de riego, tapas y sumideros de alcantarillas, árboles y farolas.

Se proporcionará en cada caso el equipo indispensable al operario.

**No se permiten hogueras dentro del edificio y las exteriores estarán vigiladas.**

Antes de iniciar la demolición se neutralizarán las acometidas de las instalaciones, de acuerdo con las Compañías suministradoras.

Se dejarán previstas tomas de agua para el riego en evitación de formación de polvo, durante los trabajos.

#### 15.I.8.2.2. Durante la demolición

**Siempre que la altura de trabajo del operario sea superior a 2 m. utilizará cinturones de seguridad anclados a puntos fijos o se dispondrán andamios.**

Se apuntalarán los elementos en voladizo antes de aligerar sus contrapesos.

Se desmontarán sin trocear los elementos que puedan producir cortes o lesiones como vidrios, aparatos sanitarios. El troceo de un elemento se realizará por piezas de tamaño manejable por una sola persona.

El corte o desmontaje de un elemento no manejable por una sola persona, se realizará manteniéndolo suspendido o apuntalado, evitando vibraciones que se transmitan al resto del edificio.

El abatimiento de un elemento se realizará permitiendo el giro pero no el desplazamiento de sus puntos de apoyo.

Durante la demolición de los elementos de madera, se arrancarán o doblarán las puntas y clavos.

#### La evacuación de escombros puede realizarse en las siguientes formas

- Apertura de huecos en forjados, coincidentes en vertical con el ancho de un entrevigado y longitud de 1 a 1,5 m. distribuidos de tal forma que permitan la rápida evacuación de los mismos . Este sistema sólo podrá emplearse cuando los escombros sean de tamaño manejable por una persona.
- Se evitará la formación de polvo regando ligeramente los elementos y/o escombros.
- En todos los casos el espacio donde cae el escombros estará acotado y vigilado.
- No se acumularán escombros con peso superior a  $100 \text{ Kg/m}^2$  sobre forjados, aunque estén en buen estado.
- Al terminar la jornada no deben quedar elementos del edificio en estado inestable que el viento, las condiciones atmosféricas u otras causas puedan provocar su derrumbamiento.
- Una vez alcanzada la cota cero las vallas, sumideros, arquetas, pozos y apeos quedarán en perfecto estado de servicio.
- Se cumplirán además, todas las disposiciones generales que sean de aplicación de la Ordenanza General de Seguridad e Higiene en el Trabajo y de las Ordenanzas Municipales.

**15.I.8.2.3. Criterio de mantenimiento.**

En tanto se efectúe la consolidación definitiva se conservarán las contenciones, apuntalamientos y apeos realizados para la sujeción de la edificaciones medianeras, así como las vallas y cerramientos.

En la superficie del solar se mantendrá el desagüe necesario para impedir la acumulación de agua de lluvia, que pueda perjudicar a locales y cimentaciones de fincas colindantes.

**15.I.9. JUSTIFICACIÓN DEL DERRIBO.**

La demolición propuesta se justifica en la necesidad de proceder a la misma con el fin de posibilitar la transformación y ampliación del Campo de Fútbol de Deba, tal y como se recoge en el documento de Revisión de NN.SS. de Deba.

Pasaia, marzo de 2004

Los arquitectos

Luciano Pagaegi

Agustín Errea

### **15.1.2. DERRIBO DE LA EDIFICACIÓN COLINDANTE**

#### **II. DOCUMENTACIÓN GRÁFICA.**









### **15.1.3. DERRIBO DE LA EDIFICACIÓN COLINDANTE**

## **III. ESTUDIO BÁSICO DE SEGURIDAD Y SALUD.** **(ESPECÍFICO PARA EL DERRIBO)**

### **15.1.3.1. DATOS DE LA OBRA.**

---

**PROYECTO:** PROYECTO DE DERRIBO DEL EDIFICIO DE INSTALACIONES AUXILIARES DEL CAMPO DE FÚTBOL DE DEBA.

**PROMOTOR:** DEBAKO UDALA.

**EMPLAZAMIENTO:** HARZABAL.

**ARQUITECTO:** SABAI ARKITEKTOAK S. L. (LUCIANO PAGAEGI BILBAO, AGUSTÍN ERREA OIARZABAL).

### **ESTUDIO BÁSICO Y DE SEGURIDAD Y SALUD.**

El presente Estudio Básico de Seguridad y Salud lo redactan los arquitectos Luciano Pagaegi Bilbao y Agustín Errea Oiarzabal, en aplicación de lo dispuesto en el Real Decreto 1627/1997 de 24 de Octubre que establece las disposiciones mínimas de seguridad y salud en las obras de construcción. También será de aplicación el Estudio de Seguridad y Salud del conjunto de la obra.

### **CARACTERÍSTICAS DE LA OBRA.**

- El presupuesto de contrata del derribo es inferior a 450.800 euros.
- Aún estimándose una duración superior a 30 días laborables, en ningún momento resulta necesaria la concurrencia de más de 20 trabajadores simultáneamente.
- En condiciones normales, la suma de los días de trabajo del total de los trabajadores no tiene por qué alcanzar la cifra de 500 días.

**Por todo ello, tan solo es preceptiva la elaboración del Estudio Básico de Seguridad y Salud, para el caso específico del derribo, por si interesa al Ayuntamiento la licitación única del derribo independiente de la obra del campo de fútbol.**

### **15.1.3.2. ANÁLISIS Y PREVENCIÓN DE RIESGOS.**

---

#### **15.1.3.2.1. INTRODUCCIÓN.**

El presente Estudio Básico de Seguridad y Salud establece, durante la ejecución de esta obra, las normas de prevención de riesgos de accidentes y enfermedades profesionales, así como previsiones e informaciones útiles para efectuar en su día, en las debidas condiciones de seguridad y salud, los previsibles trabajos posteriores de mantenimiento. Servirá para dar unas directrices básicas a la empresa constructora que debe llevar a término sus obligaciones en el terreno de los riesgos profesionales, facilitando su desarrollo, de acuerdo con el Real Decreto 1627/97 de 24 de octubre, por el que se establecen las disposiciones mínimas de seguridad y salud en las obras de construcción.

En base al artículo 7, en aplicación de este estudio básico de seguridad y salud, el contratista elaborará un plan de seguridad y salud en el trabajo, en el que se analicen, estudien, desarrollen y complementen las previsiones contenidas en el presente documento, en función de su propio sistema de ejecución de la obra.

El plan de seguridad y salud deberá ser aprobado, antes del inicio de la obra, por el coordinador en materia de seguridad y salud durante la ejecución de la obra, o cuando no sea necesaria la designación de coordinador, por la dirección facultativa. En el caso de las Administraciones públicas se elevará para su aprobación a la Administración pública que haya adjudicado la obra.

Se recuerda la obligatoriedad de que en cada centro de trabajo exista un libro de incidencias para seguimiento del plan.

También se recuerda que de conformidad con el artículo 15 del Real Decreto, los contratistas y subcontratistas deberán garantizar que los trabajadores reciban una información adecuada de todas las medidas que hayan de adaptarse en lo que se refiere a su seguridad y salud en la obra.

Durante la ejecución de la obra serán de aplicación los principios de acción preventiva recogidos en el artículo 15 de la “Ley de Prevención de Riesgos Laborales” y, en particular, en las siguientes tareas o actividades:

Artículo 10. Principios generales aplicables durante la ejecución de la obra.

1. El mantenimiento de la obra en buen estado de orden y limpieza.

2. La elección del emplazamiento de los puestos y áreas de trabajo, teniendo en cuenta sus condiciones de acceso, y la determinación de las vías o zonas de desplazamiento o circulación.
3. La manipulación de los distintos materiales y la utilización de los medios auxiliares.
4. El mantenimiento, el control previo a la puesta en servicio y el control periódico de las instalaciones y dispositivos necesarios para la ejecución de la obra, con objeto de corregir los defectos que pudieran afectar a la seguridad y salud de los trabajadores.
5. La delimitación y el acondicionamiento de las zonas de almacenamiento y depósito de los distintos materiales, en particular si se trata de materias o sustancias peligrosas.
6. La recogida de los materiales peligrosos utilizados.
7. El almacenamiento y la eliminación o evacuación de residuos y escombros.
8. La adaptación, en función de la evolución de la obra, del período de tiempo efectivo que habrá de dedicarse a los distintos trabajos o fases de trabajo.
9. La cooperación entre los contratistas, subcontratistas y trabajadores autónomos.
10. Las interacciones e incompatibilidades con cualquier otro tipo de trabajo o actividad que se realice en la obra o cerca del lugar de la obra.

Antes del comienzo de los trabajos, el promotor deberá efectuar un aviso a la autoridad laboral competente. El aviso previo se redactará con arreglo a lo dispuesto en el anexo III del Real Decreto 1627/97.

La comunicación de apertura del centro de trabajo a la autoridad competente deberá incluir el plan de seguridad y salud.

El coordinador en materia de seguridad y salud durante la ejecución de la obra o cualquier otra persona integrada en la dirección facultativa, en el caso de observar un riesgo grave e inminente para la seguridad y salud de los trabajadores, podrá disponer la paralización de los tajos, o en su caso, de la totalidad de la obra; comunicándolo a la Inspección de Trabajo y Seguridad Social, al contratista, subcontratista y representantes de los trabajadores.

Las responsabilidades de los coordinadores, de la dirección facultativa y del promotor no eximirán de sus responsabilidades a los contratistas y subcontratistas (artículo 11).

### **15.1.3.2.2. IDENTIFICACIÓN DE RIESGOS.**

Sin perjuicio de las disposiciones mínimas de Seguridad y Salud aplicables a las obras establecidas en el anexo IV del Real Decreto 1627/97 de 24 de octubre, se enumeran a continuación los riesgos particulares de los diferentes trabajos de la obra, teniendo en cuenta que algunos de ellos se pueden dar durante todo el proceso de ejecución de la obra o ser extrapolables a otros trabajos.

Se deberá cuidar especialmente los riesgos más usuales en las obras tales como: caídas, "cortes", quemaduras y "golpes" adoptando en todo momento la postura más adecuada para el trabajo que se realiza.

Además se ha de tener en cuenta las posibles repercusiones a los edificios vecinos, en particular minimizar en todo momento el riesgo de incendio.

#### **15.1.3.2.2.1. Medios auxiliares y maquinaria (en toda fase de la obra).**

- Atropellos, choques con otros vehículos y atrapamientos.
- Interferencias con instalaciones de suministro público (agua, luz, gas, etc.).
- Desplome de maquinaria de obra (silos, grúas, etc.)
- Riesgos derivados del funcionamiento de las grúas.
- Caída de la carga transportada.
- Generación excesiva de polvo o emanación de gases tóxicos.
- Caídas de altura y/o desde elementos provisionales de acceso (escaleras, plataformas).
- Golpes y tropezones.
- Caída de material, rebote.
- Ambiente excesivamente ruidoso.
- Contactos eléctricos directos o indirectos.
- Accidentes derivados de las condiciones atmosféricas.

#### **15.1.3.2.2.2. Trabajos Previos.**

- Interferencias con instalaciones de suministro público (agua, luz, gas, etc.).
- Caídas de altura y/o desde elementos provisionales de acceso (escaleras, plataformas).
- Golpes y tropezones.
- Caída de material, rebote.
- Sobreesfuerzos por posturas incorrectas.
- Vuelco de material apilado.

**15.1.3.2.2.3. Derribos.**

- Interferencias con instalaciones de suministro público (agua, luz, gas, etc.).
- Generación excesiva de polvo o emanación de gases tóxicos.
- Proyección de partículas durante el trabajo.
- Caídas de altura y/o desde elementos provisionales de acceso (escaleras, plataformas).
- Contacto con materiales agresivos.
- Cortes y lesiones por objetos punzantes.
- Golpes y tropezones.
- Caída material, rebote.
- Ambiente excesivamente ruidoso.
- Sobreesfuerzos por posturas incorrectas.

**15.1.3.2.2.4. Movimientos de tierras y excavaciones.**

- Interferencias con instalaciones de suministro público (agua, luz, gas, etc.).
- Generación excesiva de polvo o emanación de gases tóxicos.
- Caídas de altura y/o elementos provisionales de acceso (escaleras, plataformas).
- Golpes y tropezones.
- Desprendimiento y/o deslizamiento de tierras y rocas.
- Caída de materiales, rebote.
- Ambiente excesivamente ruidoso.
- Desplome de edificaciones contiguas.
- Accidentes derivados de las condiciones atmosféricas.
- Sobreesfuerzos por posturas incorrectas.

**15.1.3.2.2.5. Cimentación**

- Interferencias con instalaciones de suministro público (agua, luz, gas, etc.).
- Proyección de partículas durante el trabajo.
- Caídas de altura y/o desde elementos provisionales de acceso (escaleras, plataformas).
- Contactos con materiales agresivos.
- Cortes y lesiones por objetos punzantes.
- Golpes y tropezones.
- Caída de material, rebote.
- Ambiente excesivamente ruidoso.
- Desplome de los muros de contención, pozos y zanjas.
- Desplome de edificaciones contiguas.

- Desprendimiento y/o deslizamiento de tierras y rocas.
- Contactos eléctricos directos o indirectos.
- Sobreesfuerzos por posturas incorrectas.
- Hundimiento, rotura o reventón de encofrados.
- Generación excesiva de polvo o emanación de gases tóxicos.
- Vuelco de material apilado.

#### **15.1.3.2.2.6. Estructura.**

- Interferencias con instalaciones de suministro público (agua, luz, gas, etc.).
- Proyección de partículas durante el trabajo.
- Caídas de altura y/o desde elementos provisionales de acceso (escaleras, plataformas).
- Contactos con materiales agresivos.
- Cortes y lesiones por objetos punzantes.
- Golpes y tropezones
- Caída de material, rebote.
- Ambiente excesivamente ruidoso.
- Contactos eléctricos directos o indirectos.
- Sobreesfuerzos por posturas incorrectas.
- Hundimiento, rotura o reventón de encofrados.
- Generación excesiva de polvo o emanación de gases tóxicos.
- Vuelco de material apilado.

#### **15.1.3.2.2.7. Albañilería.**

- Generación excesiva de polvo o emanación de gases tóxicos.
- Proyección de partículas durante el trabajo.
- Caídas de altura y/o desde elementos provisionales de acceso (escaleras, plataformas).
- Contactos con materiales agresivos.
- Cortes y lesiones por objetos punzantes.
- Golpes y tropezones
- Caída de material, rebote.
- Ambiente excesivamente ruidoso.
- Sobreesfuerzos por posturas incorrectas.
- Vuelco de material apilado.

**15.1.3.2.2.8. Cubierta.**

- Interferencias con instalaciones de suministro público (agua, luz, gas, etc.).
- Proyección de partículas durante el trabajo.
- Caídas de altura y/o desde elementos provisionales de acceso (escaleras, plataformas).
- Contactos con materiales agresivos.
- Cortes y lesiones por objetos punzantes.
- Golpes y tropezones
- Caída de material, rebote.
- Ambiente excesivamente ruidoso.
- Sobreesfuerzos por posturas incorrectas.
- Generación excesiva de polvo o emanación de gases tóxicos.
- Caídas de palos y antenas.

**15.1.3.2.2.9. Revestimientos y acabados.**

- Generación excesiva de polvo o emanación de gases tóxicos.
- Proyección de partículas durante el trabajo.
- Caídas de altura y/o desde elementos provisionales de acceso (escaleras, plataformas).
- Contactos con materiales agresivos.
- Cortes y lesiones por objetos punzantes.
- Golpes y tropezones
- Caída de material, rebote.
- Sobreesfuerzos por posturas incorrectas.

**15.1.3.2.2.10. Instalaciones.**

- Interferencias con instalaciones de suministro público (agua, luz, gas, etc.).
- Caídas de altura y/o desde elementos provisionales de acceso (escaleras, plataformas).
- Cortes y lesiones por objetos punzantes.
- Golpes y tropezones
- Caída de material, rebote.
- Emanación de gases en la apertura de fosas sépticas.
- Contactos eléctricos directos o indirectos.
- Sobreesfuerzos por posturas incorrectas.
- Caídas de palos y antenas.

### **15.1.3.2.3. CONCURRENCIA DE ACTIVIDADES QUE IMPLICAN RIESGOS ESPECIALES PARA LA SEGURIDAD Y SALUD DE LOS TRABAJADORES, SEGÚN ANEJO II DEL REAL DECRETO.**

Anexo II: Relación no exhaustiva de trabajos que implican riesgos especiales para la seguridad y salud de los trabajadores.

1. Trabajos con riesgos especialmente graves de sepultamiento, hundimiento o caída de altura, por las particulares características de la actividad desarrollada, los procedimientos aplicados, o el entorno del puesto de trabajo.
2. Trabajos en los que la exposición a agentes químicos o biológicos suponga un riesgo de especial gravedad, o para los que la vigilancia específica de la salud de los trabajadores sea legalmente exigible.
3. Trabajos con exposición a radiaciones ionizantes para los que la normativa específica obliga a la delimitación de zonas controladas o vigiladas.
4. Trabajos en la proximidad de líneas eléctricas de alta tensión.
5. Trabajos que expongan a riesgo de ahogamiento por inmersión.
6. Obras de excavación de túneles, pozos y otros trabajos que supongan movimientos de tierra subterráneos.
7. Trabajos realizados en inmersión con equipo subacuático.
8. Trabajos realizados en cajones de aire comprimido.
9. Trabajos que impliquen el uso de explosivos. 10. Trabajos que requieran montar o desmontar elementos prefabricados pesados.

### **15.1.3.2.4. MEDIDAS DE PREVENCIÓN Y PROTECCIÓN.**

Como criterio general se dará preferencia a las protecciones colectivas frente a las individuales.

Se deberán mantener en buen estado de conservación los medios auxiliares, la maquinaria y herramientas de trabajo. Los medios de protección deben estar homologados según la normativa vigente.

#### **15.1.3.2.4.1. Medidas de protección colectiva.**

- Organización y planificación de los trabajos para evitar interferencias entre las distintas faenas y circulaciones dentro de la obra.
- Señalización de las zonas de peligro.
- Prever el sistema de circulación de vehículos y su señalización, tanto en el interior de la obra como en relación con los viales exteriores.
- Dejar una zona libre entorno a la zona excavada para el pase de la maquinaria.
- Inmovilización de los camiones mediante calces y/o topes durante las tareas de carga y descarga.
- Respetar las distancias de seguridad con las instalaciones existentes.
- Los elementos de las instalaciones deben permanecer con sus protecciones aislantes.
- Cimentación correcta de la maquinaria de obra.
- Montaje de grúas realizado por una empresa especializada, con revisiones periódicas, central de carga máximo, delimitación del radio de acción, frenado, bloqueo, etc.
- Revisión periódica y mantenimiento de la maquinaria y equipos de obra.
- Sistema de riego que impida la emisión de polvo en grandes cantidades.
- Adecuación de los procedimientos de ejecución al estado real de los elementos (subsuelo, edificaciones vecinas).
- Comprobación de apuntalamientos, condiciones de estriado y pantallas de protección de zanjas
- Utilización de pavimentos antideslizantes.
- Colocación de barandillas de protección en lugares con peligro de caída.
- Colocación de mallazos en huecos horizontales.
- Protección de huecos y fachadas para evitar la caída de objetos (redes, mallas, lonas).
- Uso de conductos para la evacuación de escombros correctamente instalados.
- Uso de escaleras de mano, plataformas de trabajo andamios.

#### **15.1.3.2.4.2. Medidas de protección Individual.**

- Utilización de pantallas faciales y gafas homologadas contra el polvo y proyección de partículas.
- Utilización de calzado de seguridad.
- En todas las zonas elevadas en las que no existen sistemas fijos de protección, deberán disponerse puntos de anclaje seguros para poder sujetar el cinturón de seguridad homologado, cuyo uso será obligatorio.

- Utilización de guantes homologados para evitar el contacto directo con materiales agresivos y minimizar el riesgo de cortes y lesiones por objetos punzantes.
- Utilización del casco.
- Utilización de protectores auditivos homologados en ambientes excesivamente ruidosos.
- Utilización de delantales
- Sistemas de sujeción permanente y de vigilancia de los trabajos con peligro de intoxicación por más de un operario. Utilización de equipos de suministro de aire.

#### **15.1.3.2.4.3. Medidas de protección a terceros.**

- Vallado, señalización y iluminación de la obra.
- En el caso de que el vallado invada la calzada se ha de prever un pasadizo protegido para el paso de viandantes. El vallado ha de impedir que entren a la obra las personas ajenas a ella.
- Prever el sistema de circulación de vehículos tanto en el interior de la obra, como su relación con viales exteriores.
- Inmovilización de los camiones mediante calces y/o topes durante las tareas de carga y descarga.
- Adecuación de los procedimientos de ejecución al estado real de los elementos (subsuelo, edificios vecinos).
- Protección de huecos y fachadas para evitar la caída de objetos (redes, mallas, lonas).
- Vuelco del material apilado.

#### **15.1.3.2.5. PRIMEROS AUXILIOS.**

- Se dispondrá de un botiquín conteniendo el material especificado en la normativa vigente.
- Se informará al inicio de la obra, de la situación de los diferentes centros médicos a los que se deberán trasladar los accidentados.
- Es conveniente disponer en la obra, en un lugar bien visible, una lista con los teléfonos y direcciones de los centros asignados para urgencias, ambulancias, taxis, etc. para garantizar el rápido traslado de los accidentados.

### **15.1.3.3. NORMAS DE SEGURIDAD Y SALUD EN EL TRABAJO APLICABLES A LA OBRA.**

---

Relación de normas y reglamentos aplicables: Fecha de actualización 18 Diciembre 1997

#### **15.1.3.3.1. LEGISLACIÓN VIGENTE.**

- Directiva 92/57/CEE de 24 de Junio (DO:26/08/92)  
Disposiciones mínimas de seguridad y de salud que deben aplicarse en las obras de construcción temporales o móviles.
- Real Decreto 1627/1997 de 24 de octubre (BOE: 25/10/97)  
Disposiciones mínimas de Seguridad y de Salud en las obras de construcción  
Transposición de la Directiva 92/57/CEE.  
Deroga el Real Decreto 555/86 sobre obligatoriedad de inclusión de un Estudio de Seguridad e Higiene en los proyectos de edificación y obras públicas.
- Ley 31/1995 de 8 de noviembre (BOE: 10/11/95)  
Ley de Prevención de riesgos laborales.

Desarrollo de la ley a través de las siguientes disposiciones:

- Real Decreto 39/1997 de 17 de enero (BOE: 31/01/97)  
Reglamento de los Servicios de Prevención.
- Real Decreto 485/1997 de 14 de abril (BOE: 23/04/97)  
Disposiciones mínimas en materia de señalización, de seguridad y salud en el trabajo.
- Real Decreto 486/1997 de 14 de abril (BOE:23/04/97)  
Disposiciones mínimas de seguridad y salud en los lugares de trabajo.  
En el capítulo 1 se excluyen las obras de construcción, para el R.D. 1627/1997 lo menta en cuanto a escaleras de mano.  
Modifica y deroga algunos capítulos de la Ordenanza de Seguridad e Higiene en el trabajo (Orden 9/03/71).
- Real Decreto 487/1997 de 14 de abril (BOE: 23/04/97)  
Disposiciones mínimas de seguridad y salud relativas a la manipulación manual de cargas que entrañe riesgos, en particular dorsolumbares, para los trabajadores.
- Real Decreto 488/97 de 14 de abril (BOE: 23/04/97)

Disposiciones mínimas de seguridad y salud relativas al trabajo con equipos que incluyen pantallas de visualización.

- Real Decreto 664/1997 de 12 de mayo (BOE: 24/05/97)  
Protección de los trabajadores contra los riesgos relacionados con la exposición a agentes biológicos durante el trabajo.
- Real Decreto 665/1997 de 12 de mayo (BOE: 24/05/97)  
Protección de los trabajadores contra los riesgos relacionados con la exposición a agentes cancerígenos durante el trabajo.
- Real Decreto 773/1997 de 30 de mayo (BOE: 12/06/97)  
Disposiciones mínimas de seguridad y salud, relativas a la utilización por los trabajadores de equipos de protección individual.
- Real Decreto 1215/1997 de 18 julio (BOE: 07/08/97)  
Disposiciones mínimas de seguridad y salud para la utilización por los trabajadores de los equipos de trabajo.  
Transposición de la Directiva 89/655/CEE sobre utilización de los equipos de trabajo.  
Modifica y deroga algunos capítulos de la Ordenanza de Seguridad e Higiene en el trabajo (O. 9/03/71).
- Orden de 20 de mayo de 1952 (BOE: 15/06/52).  
Reglamento de Seguridad e Higiene del Trabajo en la industria de la Construcción.  
Modificaciones: Orden de 10 de diciembre de 1953 (BOE: 22/12/53).  
Orden de 23 de septiembre de 1966 (BOE: 01/10/66).  
Art. 100 a 105 derogado por Orden de 20 de enero de 1956.
- Orden de 31 de enero de 1949. Andamios: Cap. VII, art. 74<sup>a</sup> (BOE: 03/02/40)  
Reglamento general sobre Seguridad e Higiene.
- Orden de 28 de agosto de 1970. Art. 1 a 4<sup>o</sup>, 183<sup>o</sup> a 291<sup>o</sup> y Anexos I y II (BOE: 05/09/70; 09/09/70)  
Ordenanza del trabajo para las industrias de la Construcción, vidrio y cerámica.  
Corrección de errores: (BOE: 17/10/70)
- Orden de 20 de septiembre de 1986 (BOE: 13/10/86)  
Modelo de libro de incidencias correspondiente a las obras en que sea obligatorio el estudio de Seguridad e Higiene.  
Corrección de errores: (BOE: 31/10/86)

- Orden de 16 de diciembre de 1987 (BOE: 29/12/87)  
Nuevos modelos para la notificación de accidentes de trabajo e instrucciones para su cumplimiento y tramitación.
- Orden de 31 de agosto de 1987 (BOE: 18/09/87)
- Señalización, balizamiento, limpieza y terminación de obras fijas en vías fuera de poblado.
- Orden de 23 de mayo de 1977 (BOE: 14/06/77)  
Reglamento de aparatos elevadores para obras.  
Modificación: Orden de 7 de marzo de 1981 (BOE: 14/03/81)
- Orden de 28 de junio de 1988 (BOE: 07/07/88)  
Instrucción Técnica Complementaria MIE-AEM 2 del Reglamento de Aparatos de elevación y manutención referente a grúas-torre desmontables para obras  
Modificación: Orden de 16 de abril de 1990 (BOE: 24/04/90)
- Orden de 31 de octubre de 1984 (BOE: 07/11/84)  
Reglamento sobre seguridad de los trabajos con riesgo de amianto.
- Orden de 7 de enero de 1987 (BOE: 15/01/87)  
Normas complementarias de Reglamento sobre seguridad de los trabajos con riesgo de amianto.
- Real Decreto 1316/1989 de 27 de octubre (BOE: 02/11/89)  
Protección a los trabajadores frente a los riesgos derivados de la exposición al ruido durante el trabajo.
- Orden de 9 de marzo de 1971 (BOE: 16 y 17/03/71)  
Ordenanza General de Seguridad e Higiene en el trabajo  
Corrección de erratas: BOE: 06/04/71  
Modificación: BOE: 02/11/89  
Derogados algunos capítulos por: Ley 31/1995, Real Decreto 485/1997, Real Decreto. 486/1997, Real Decreto. 664/1997, Real Decreto. 665/1997, Real Decreto. 773/1997 y Real Decreto. 1215/1997.  
Parte II Art. 19.- Escaleras de mano.  
Art. 21.- Aberturas de pisos.  
Art. 22.- Aberturas en las paredes.  
Art. 23.- Barandillas y plintos.  
Art. 25 a 28.- Iluminación.

- Art. 31.- Ruidos, vibraciones y trepidaciones.
- Art. 36.- Comedores.
- Art. 38 a 43.- Instalaciones Sanitarias y de Higiene.
- Art. 51.- Protecciones contra contactos en las instalaciones y equipos eléctricos.
- Art. 58.- Motores Eléctricos.
- Art. 59.- Conductores eléctricos.
- Art. 60.- Interruptores y cortocircuitos de baja tensión.
- Art. 70. Protección personal contra la electricidad.
- Art. 82.- Medio de Prevención y extinción de incendios.
- Art. 83 a 93.- Motores, transmisiones y máquinas.
- Art. 94 a 96.- Herramientas portátiles.
- Art. 100 1 107.- Elevación y transporte.
- Art. 124. Tractores y otros medios de transportes automotores.
- Art. 145 a 151. Protecciones personales.

- Resoluciones aprobatorias de Normas Técnicas Reglamentarias para distintos medios de protección personal de trabajadores.
- MT1.- Cascos de seguridad no metálicos. R. de 14 de diciembre de 1974. BOE 30.12.74
- MT2.- Protecciones auditivas. R. de 28 de julio de 1975. BOE 1.9.75
- MT-3: Pantallas para soldadores. R. de 28 de julio de 1975. BOE: 2.9.75
- MT4.- Guantes aislantes de la electricidad. R. de 28 de julio de 1975. BOE: 3.9.75. Modificación: BOE: 25.10.75
- MT5.- Calzado de seguridad contra riesgos mecánicos. R. de 28 de julio de 1975. BOE: 4.9.75. Modificación: BOE: 27.10.75
- MT-6: Banquetas aislantes de maniobras. R. de 28 de julio de 1975. BOE: 5.9.75. Modificación: BOE: 28.10.75
- MT7.- Equipos de protección personal de vías respiratorias. Normas comunes y adaptadores faciales. BOE 2.9.77. R. de 28 de julio de 1975 (BOE: 06/09/75). Modificación: BOE: 29/10/75
- MT-8: Equipos de protección personal de vías respiratorias: filtros mecánicos. R. de 28 de julio de 1975 (BOE: 08/09/75). Modificación: BOE: 30/10/75
- MT-9: Equipos de protección personal de vías respiratorias: mascarillas autofiltrantes. R. de 28 de julio de 1975 (BOE: 09/09/75). Modificación: BOE: 31/10/75
- MT-10: Equipos de protección personal de vías. R. de 28 de julio de 1975 (BOE: 10/09/75). Modificación: BOE: 01/11/75
- MT13.- Cinturones de sujeción. BOE 2.9.77
- MT16.- Gafas de montura universal para protección contra impactos. BOE 17.8.78.
- MT17.- Oculares de protección contra impactos. BOE 7.2.79
- MT21.- Cinturones de suspensión. BOE 16.3.81
- MT22.- Cinturones de caída. BOE 17.3.81

- MT25.- Plantillas de protección frente a riesgos de perforación. BOE 13.10.81
- MT26.- Aislamiento de seguridad de las herramientas manuales en trabajos eléctricos de baja tensión. BOE 10.10.81
- MT27.- Bota impermeable al agua y a la humedad. BOE 22.12.81.

Reglamento de los servicios médicos de empresa. BOE 27.11.59.

Reglamento de Régimen interno de la Empresa Constructora si correspondiera.

#### **15.1.3.3.2. NORMATIVA DE ÁMBITO LOCAL.**

Ordenanzas Municipales en cuanto se refieren a la Seguridad e Salud del Trabajo y que no contradiga la normativa vigente de rango superior.

#### **15.1.3.3.3. REGLAMENTOS TÉCNICOS DE LOS ELEMENTOS AUXILIARES.**

- Reglamento Electrotécnico de Baja tensión.
- Reglamento de aparatos elevadores para obras.
- Reglamento de aparatos de elevación y manutención e I.T.C.

#### **15.1.3.3.4. NORMAS DERIVADAS DEL CONVENIO COLECTIVO PROVINCIAL.**

Las que tengan establecidas en el convenio colectivo provincial correspondiente.

Pasaia, marzo de 2004

Los arquitectos

Luciano Pagaegi

Agustín Errea

## **ANEJO Nº. 15.2**

---

### **15.2.1. ESTUDIO GEOTÉCNICO E HIDRÁULICO**

### **15.2.2. ESTUDIO HIDRÁULICO**

**15.2.1. INFORME GEOTÉCNICO**  
**MOVIMIENTO DE TIERRAS Y CIMENTACIÓN**  
**DEL NUEVO CAMPO DE FÚTBOL DE DEBA**

## **15.2.1. ESTUDIO GEOTÉCNICO (SÍNTESIS).**

### **15.2.1.1. PREPARACIÓN DE LA SUPERFICIE DEL TERRENO DE JUEGO.**

En un principio se ha previsto recrecer la superficie del terreno en medio metro hasta alcanzar la cara inferior del paquete del firme del terreno de juego que tiene un espesor de unos 40 cm.

Previamente al inicio del movimiento de tierras será preciso eliminar el medio metro de relleno actual más superficial, de forma que quede libre de la vegetación y de los rellenos flojos existentes, recompactándose la superficie resultante. Este material no podrá utilizarse en los rellenos, debiendo transportarse a vertedero.

Las zonas de humedad o puntos de fluencia de agua que aparezcan durante las excavaciones de la base de los rellenos, se captarán con el correspondiente dren y se canalizarán hacia el drenaje general. Asimismo se recompactará la superficie resultante mediante dos o tres pasadas de rodillo.

Para la construcción de los rellenos sobre los que se apoyará el futuro campo de fútbol, deberá utilizarse material de buena calidad del tipo “todo-uno” procedente de excavaciones en roca sana de fondo de desmonte, con granulometría continua que asegure, después de la compactación, un porcentaje en peso de finos (tamaños inferiores al tamiz 0,08 UNE) inferiores al 25%, y un porcentaje en peso de tamaños inferiores a 1,50 cm, no superior al 50%. El tamaño máximo de las partículas no superará en ningún caso los 2/3 del espesor de tongada recomendado.

La ejecución de los rellenos con estos materiales, se deberá realizar mediante tongadas de espesor no superior a 50 centímetros, medidos antes de la compactación. La compactación de los rellenos se realizará mediante seis a ocho pasadas de rodillo vibrante de 10 ton. De peso estático, una vibración de 1.200 ciclos por minuto y una velocidad de traslación de rodillo de 2 Km/h.

Para comprobar estas recomendaciones, se realizará una prueba en la que se midan los asientos obtenidos de cada pasada, cuando estos asientos sean inapreciables (Inferiores a 5 mm) para nuevas pasadas del rodillo, la compactación puede darse por terminada.

La compactación así efectuada no necesitará de mayores seguimientos, pudiendo controlarse si se desea mediante ensayos del tipo placa de carga o control de humedad.

A la vista de las características del terreno, se observa que el relleno a efectuar, vendrá condicionado por la compresibilidad de la capa de arena floja. Esta arena puede presentar importantes asientos frente a pequeños incrementos de carga.

En el Apéndice Final A-6 se han efectuado una serie de cálculos, que han permitido estimar los asientos del terreno para diferentes incrementos de tensiones provocados por la ejecución del relleno superior.

Con estas premisas, se ha definido la sección tipo de cálculo, habiéndose estimado los parámetros que gobiernan los procesos de consolidación a partir de correlaciones existentes con respecto a los ensayos de identificación efectuados que se presentan en el Apéndice Final A-5.

Se ha estudiado la hipótesis de carga de un gran relleno en toda la superficie, con un espesor de materiales de dos metros, pretendiéndose discretizar de esta manera la plataforma a ejecutar.

A partir de los cálculos se deduce que los asientos máximos son inferiores a 10 centímetros y se producen la mayor parte de los mismos prácticamente durante la ejecución del relleno.

#### **15.2.1.2. CIMENTACIÓN DE LAS EDIFICACIONES.**

A la vista de las características del terreno, si bien el material que se encuentra a la cota de cimentación (Arcilla aluvial firme), posee características geotécnicas favorables a una cimentación directa mediante zapatas aisladas o corridas, se ha detectado una capa de arena floja en profundidad.

El espesor de esta capa de arcilla es muy variable, pudiendo darse el caso de que alguna zapata, al empotrarse en el capa de arcilla, llegara a punzonarla dando lugar a la aparición de asientos diferenciales.

En estas circunstancias se ha optado por recomendar una cimentación directa mediante losa, opción ésta que limitará considerablemente las cargas transmitidas por la estructura proyectada al subsuelo y con ello limitará considerablemente también los asientos. Por otro lado ejecutando una losa de cimentación la estructura admite asientos mayores (hasta cinco centímetros).

En estas condiciones, la losa se calculará para un coeficiente de balasto de 3 Kp/cm<sup>3</sup>, medido en placa cuadrada de 30 cm de lado. En el cálculo no se admitirán tensiones puntuales superiores a 1,0 Kp/cm<sup>2</sup>.

En la superficie de apoyo se recomienda verter una capa de hormigón de limpieza de 10 centímetros de espesor, apoyándose las armaduras sobre separadores para posteriormente ejecutar la losa.

Las excavaciones para la ejecución de la losa podrán efectuarse por medios mecánicos convencionales.

## **15.2.2. ESTUDIO HIDRÁULICO DE UN TRAMO DEL RÍO DEBA EN DEBA ZONA DEL CAMPO DE FÚTBOL.**

### **15.2.2.1. OBJETO DEL ESTUDIO.**

El objeto del presente estudio es el cálculo de las cotas de inundación del río Deba en el tramo del campo de fútbol municipal de Deba en es estado actual y en un hipotético estado futuro para comprobar que las actuaciones previstas disminuyen la inundabilidad de la zona en estudio sin una afección importante a las zonas colindantes.

### **15.2.2.2. DESCRIPCIÓN DEL ESTUDIO.**

El estudio consiste en el cálculo hidráulico del tramo del rio Deba comprendido entre su desembocadura y unos trescientos metros aguas arriba de la zona del campo de fútbol.

Se realiza el cálculo hidráulico para los períodos de retorno de 500, 100 y 10 años en la situación de pleamar (cota +2,70) y de media marea (cota +0,48) para los dos siguientes estados:

- Estado actual.
- Estado futuro con la construcción de una banquetta de tierras con una altura comprendida entre 1,40 y 1,80 metros de altura.

Se comparan los dos estados estudiados para comprobar la disminución de la inundabilidad del campo de fútbol y la afección a las zonas colindantes.

### **15.2.2.3. CONCLUSIÓN.**

Cota del campo de fútbol: 3,24

La altura necesaria del lezón sería variable desde 1,40 metros en el P-2300 hasta 1,76 metros en el P-2600, para evitar la inundabilidad con un periodo de retorno de 10 años y

situación de pleamar. Estas alturas disminuirían hasta 1,33 metros en P-2300 y hasta 1,71 metros en el P-2600 para el mismo período de retorno y situación de media marea.

Como resumen se desprende que las actuaciones previstas, construcción de un lezón de tierras de entre 1,40 y 1,80 metros de altura rodeando toda la zona del campo de fútbol, supondría una mejora importante en la disminución de la inundabilidad de la instalación deportiva para las avenidas extraordinarias de un período de retorno de 10 años, afectando estas obras a las zonas colindantes con una sobreelevación inferior a 30 cm.

Para períodos de retorno superiores, aun con la construcción del lezón, la inundabilidad de la zona se mantiene como en el estado actual.

FECIIA  
DATA

13-05-2004

PARA  
NORENTZAT

Luciano Pagaegi

Nº de páginas  
incluida ésta:  
Orrialde zk.

1

NUESTRO FAX / GURE FAX

943 31 04 73

DE  
NORENGANDIK

Ioseba Jugo Meabe

SU FAX / ZURE FAX

943 396 317

ASUNTO

Ante el riesgo de la presencia de sulfatos en crecidas del río Deba, se recomienda la utilización de cementos especiales, resistentes a los sulfatos, en todos aquellos elementos que se encuentren en contacto con el terreno.

Estos cementos, de acuerdo con la nomenclatura actual (RC 97), serán del tipo CEM III, o bien CEM II/B 42,5/SR.

## **ANEJO Nº. 15.3**

---

### **CÁLCULO DE ESTRUCTURA**

## 1.A. MEMORIA DE CALCULO DE LA ESTRUCTURA (Normas EHE, EFHE, NCSE y NBE-EA95)

### 1.- INTRODUCCION

Se trata del cálculo de la estructura correspondiente a la tribuna y vestuarios del campo de fútbol de Deba.

Se ha modelizado según dos estructuras independientes la de la tribuna y la de los vestuarios, separadas por un muro. En ambos casos los elementos horizontales son losas de hormigón que se han modelizado según un emparrillado de barras de un metro de longitud. Junto a las losas se han modelizado los postes y la cimentación calculándose todo ello conjuntamente.

La cimentación se ha efectuado mediante una losa flotante de hormigón.

El cálculo de la estructura ha sido realizado mediante el programa TRICALC de Cálculo Espacial de Estructuras Tridimensionales, versión 6.0, de la empresa ARKTEC, S.A., con domicilio en la Pza. Pablo Ruiz Picasso s/n, Torre Picasso de Madrid (ESPAÑA).

### 2.- GEOMETRIA

#### 2.1-Sistemas de coordenadas

Se utilizan tres tipos de sistemas de coordenadas:

**-SISTEMA GENERAL:** Es el sistema de coordenadas utilizado para situar elementos en el espacio. Está constituido por el origen de coordenadas  $Og$  y los ejes  $Xg$ ,  $Yg$  y  $Zg$ , formando un triedro. Los ejes  $Xg$  y  $Zg$  definen el plano horizontal del espacio, y los planos formados por  $XgYg$  y  $YgZg$  son los verticales.

**-SISTEMA LOCAL:** Es el sistema de coordenadas propio de cada una de las barras de la estructura y depende de su situación y orientación en el espacio. Cada barra tiene un eje de coordenadas local para cada uno de sus nudos  $i$  y  $j$ , a los que se denominará  $[Oli, Xli, Yli, Zli]$  y  $[Olj, Xlj, Ylj, Zlj]$ , respectivamente. Los ejes locales se definen de la siguiente manera:

Ejes Locales en el NUDO  $i$ :

El origen de coordenadas  $Oli$  está situado en el nudo  $i$ .

El eje  $Xli$  se define como el vector de dirección  $ij$ .

El eje  $Yli$  se selecciona perpendicular a los ejes  $Xli$  y  $Zg$ , de forma que el producto vectorial de  $Zg$  con  $Xli$  coincida con  $Yli$ .

El eje  $Zli$  se determina por la condición de ortogonalidad que debe cumplir el triedro formado por  $Xli$ ,  $Yli$  y  $Zli$ .

Ejes Locales en el NUDO  $j$ :

El origen de coordenadas  $Olj$  está situado en el nudo  $j$ .

El eje  $Xlj$  se define como el vector de dirección  $ij$ .

El eje  $Ylj$  se selecciona perpendicular a los ejes  $Xlj$  y  $Zg$ , de forma que el producto vectorial de  $Zg$  con  $Xlj$  coincida con  $Ylj$ .

El eje  $Zlj$  se determina por la condición de ortogonalidad que debe cumplir el triedro formado por  $Xlj$ ,  $Ylj$  y  $Zlj$ .

**-SISTEMA PRINCIPAL:** Es el sistema de coordenadas que coincide con el sistema de ejes principales de inercia de la sección transversal de una barra. Se obtiene mediante una rotación de valor un ángulo  $\beta$ , entre los ejes  $Y$  local e  $Y$  principal de su nudo de menor numeración, medido desde el eje  $Y$  local en dirección a  $Z$  local.

El sistema de coordenadas general  $[Og, Xg, Yg, Zg]$  se utiliza para definir las siguientes magnitudes:

-Coordenadas de los nudos.  
-Condiciones de sustentación de los nudos en contacto con la cimentación (apoyos, empotramientos, resortes y asientos).

-Cargas continuas, discontinuas, triangulares y puntuales aplicadas en las barras.

-Fuerzas y momentos en los nudos.

-Desplazamientos en los nudos y reacciones de aquellos en contacto con el terreno, obtenidos después del cálculo.

El sistema de coordenadas principal  $[Op, Xp, Yp, Zp]$  se utiliza para definir las siguientes magnitudes:

-Cargas de temperaturas, con gradiente térmico a lo largo del eje  $Yp$  o  $Zp$  de la sección.

-Cargas del tipo momentos flectores y torsiones en barras.

-Resultados de solicitaciones de una barra.

-Gráficas de las solicitaciones principales.

#### 2.2-Definición de la geometría

La estructura se ha definido como una malla tridimensional compuesta por barras y nudos. Se considera barra al elemento que une dos nudos. Las barras son de directriz recta, de sección constante entre sus nudos, y de longitud igual a la distancia entre el origen de los ejes locales de sus nudos extremos.

Las **uniones de las barras** en los nudos pueden ser de diferentes tipos:

-**UNIONES RIGIDAS**, en las que las barras transmiten giros y desplazamientos a los nudos.

-**UNIONES ARTICULADAS**, en las que las barras transmiten desplazamientos a los nudos pero no giros.

-**UNIONES ELASTICAS**, en las que se define un porcentaje a los tres giros, en ejes principales de barra.

Las **condiciones de sustentación** impuestas a los nudos de la estructura en contacto con la cimentación, condiciones de sustentación, permiten limitar el giro y/o desplazamiento en los ejes generales. Según las distintas combinaciones de los seis posibles grados de libertad por nudo, se pueden definir diferentes casos:

-**NUDOS LIBRES**: desplazamientos y giros permitidos en los tres ejes de coordenadas.(-----).

-**NUDOS ARTICULADOS**: sin desplazamientos, con giros permitidos en los tres ejes.(XYZ---).

-**NUDOS EMPOTRADOS**: desplazamientos y giros impedidos. Empotramiento perfecto.(XYZXYZ).

-**APOYOS VERTICALES**: desplazamientos permitidos respecto a los ejes  $Xg$  y  $Zg$ , y giros permitidos en los tres ejes.(-Y----).

-**APOYOS HORIZONTALES** en  $X$ : desplazamientos permitidos respecto a los ejes  $Yg$  y  $Zg$ , y giros permitidos en los tres ejes.(X-----).

-**APOYOS HORIZONTALES** en  $Z$ : desplazamientos permitidos respecto a los ejes  $Xg$  e  $Yg$ , y giros permitidos en los tres ejes.(--Z---).

-**RESORTES** o **APOYOS ELASTICOS**: desplazamientos respecto a los ejes  $Xg/Yg/Zg$  definidos por las constantes de rigidez  $Kdx/Kdy/Kdz$ , giros respecto a dichos ejes definidos por las constantes de rigidez  $Kgx/Kgy/Kgz$ . Es posible definir en un nudo condiciones de sustentación y resortes, en diferentes ejes.

-Se han previsto **ASIENTOS** en nudos, teniéndose en cuenta para el cálculo de solicitaciones los esfuerzos producidos por el desplazamiento de dichos nudos.

Los códigos expresados al final de cada tipo de apoyo, se recogen en diferentes listados del programa.

#### 2.3-Ejes de cálculo

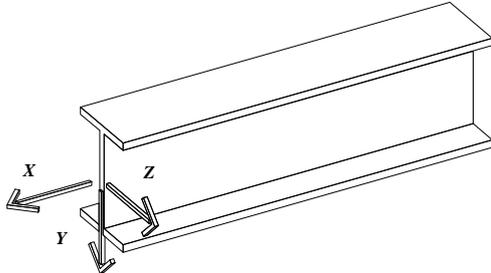
Se permite considerar como ejes de cálculo o las barras que el usuario defina (las líneas que unen dos nudos) o el eje físico (geométrico) de las secciones de las barras (ver LISTADO DE OPCIONES).

En el primer caso, si se considera necesario, se podrán introducir de forma manual en el cálculo los efectos que puedan producir la diferencia de situación entre los ejes de cálculo y los ejes físicos de las secciones transversales de las barras, mediante la introducción de acciones adicionales, fuerzas y momentos, o mediante la modelización de los nudos como elementos con dimensión.

En el caso de considerar como ejes de cálculo los ejes geométricos de las piezas, se pueden utilizar como luz de las barras diferentes criterios, entre los que se encuentra el adoptado por la EHE, la distancia entre apoyos.

## 2.4-Criterio de signos de los listados de solicitaciones

Los listados de 'Solicitaciones' y 'Por Secciones', que se obtienen mayorados, se realizan según los ejes principales del nudo inicial de las barras ( $X_p$ ,  $Y_p$ ,  $Z_p$ ). El criterio de signos utilizado es el siguiente:



Ejes Principales en el nudo principal de una barra

- **Axiles  $F_x$** . Un valor negativo indicará compresión, mientras que uno positivo, tracción.

- **Cortantes  $V_y$** . Un valor positivo indicará que la tensión de cortadura de una rebanada, en la cara que se ve desde el nudo inicial, tiene el mismo sentido que el eje  $Y_p$ .

- **Cortantes  $V_z$** . Un valor positivo indicará que la tensión de cortadura de una rebanada, en la cara que se ve desde el nudo inicial, tiene el mismo sentido que el eje  $Z_p$ .

- **Momentos Flectores  $M_y$**  (plano de flexión perpendicular a  $Y_p$ ). En el caso de vigas y diagonales cuyo plano de flexión no sea horizontal (es decir, su eje  $Z_p$  no es horizontal), se utiliza el criterio habitual: los momentos situados por encima de la barra (la fibra traccionada es la superior) son negativos, mientras que los situados por debajo (la fibra traccionada es la inferior) son positivos.

En el caso de vigas y diagonales cuyo plano de flexión sea horizontal (su eje  $Z_p$  es horizontal), y en el caso de pilares, se utiliza el siguiente criterio: los momentos situados hacia el eje  $Z_p$  positivo son positivos, mientras que los situados hacia el eje  $Z_p$  negativo son negativos.

- **Momentos Flectores  $M_z$**  (plano de flexión perpendicular a  $Z_p$ ). En el caso de vigas y diagonales cuyo plano de flexión no sea horizontal (es decir, su eje  $Y_p$  no es horizontal), se utiliza el criterio habitual: los momentos situados por encima de la barra (la fibra traccionada es la superior) son negativos, mientras que los situados por debajo (la fibra traccionada es la inferior) son positivos.

En el caso de vigas y diagonales cuyo plano de flexión sea horizontal (su eje  $Y_p$  es horizontal), y en el caso de pilares, se utiliza el siguiente criterio: los momentos situados hacia el eje  $Y_p$  positivo son positivos, mientras que los situados hacia el eje  $Y_p$  negativo son negativos.

- **Momentos Torsores  $M_x$** . El momento torsor será positivo si, vista la sección desde el eje  $X_p$  de la barra (desde su nudo inicial), ésta tiende a girar en el sentido de las agujas del reloj.

## 3.- CARGAS

### 3.1-Hipótesis de cargas

Hipótesis de cargas contempladas:

-HIPOTESIS 0: CARGAS PERMANENTES.

-HIPOTESIS 1 y 2, 7 y 8, 9 y 10: SOBRECARGAS ALTERNATIVAS.

-HIPOTESIS 3 y 4: VIENTO.

Se considera la acción del viento sobre el edificio según dos direcciones horizontales perpendiculares, una en hipótesis 3 definida por un vector de dirección  $[x,0,z]$  dada y otra en hipótesis 4 definida por el vector de dirección perpendicular al anterior. Dentro de cada dirección se tiene en cuenta que el

viento actúa en los dos sentidos posibles, es decir, en hipótesis 3 y -3, y en hipótesis 4 y -4.

-HIPOTESIS 5, 6 y 24: SISMO.

Se considera la acción del sismo sobre el edificio según dos direcciones horizontales perpendiculares, una en hipótesis 5 definida por un vector de dirección  $[x,0,z]$  dada y otra en hipótesis 6 definida por el vector de dirección perpendicular al anterior. Dentro de cada dirección se tiene en cuenta que el sismo actúa en los dos sentidos posibles, es decir, en hipótesis 5 y -5, y en hipótesis 6 y -6. Si se selecciona norma NCSE, las direcciones de actuación del sismo son las de los ejes generales; opcionalmente se puede considerar la actuación del sismo vertical en hipótesis 24 y -24 definida por el vector  $[0,Y_g,0]$ .

Para verificar los criterios considerados para el cálculo del sismo (según NTE-ECS y NBE-PDS1/74 o según NCSE-94 ó NCSE-02): ver LISTADO DE OPCIONES.

-HIPOTESIS 11 a 20: CARGAS MOVILES.

-HIPOTESIS 21: TEMPERATURA.

-HIPOTESIS 22: NIEVE.

-HIPOTESIS 23: CARGA ACCIDENTAL.

Para verificar los coeficientes de mayoración de cargas y de simultaneidad, aplicados en cada hipótesis de carga: ver LISTADO DE OPCIONES. Los coeficientes de mayoración son dependientes del material, permitiéndose tres valores diferentes para cada hipótesis (hormigón, acero y otros materiales).

### 3.2.-Reglas de combinación entre hipótesis

#### - HIPOTESIS 0: CARGAS PERMANENTES

Todas las combinaciones realizadas consideran las cargas introducidas en hipótesis 0.

#### - HIPOTESIS 1 y 2, 7 y 8, 9 y 10: SOBRECARGAS ALTERNATIVAS

Se combinan las cargas introducidas en hipótesis 1 y 2, 7 y 8, 9 y 10 de forma separada y de forma conjunta. Dado su carácter alternativo, nunca se realizan combinaciones de cargas introducidas en hip. 1 y 2 con cargas introducidas en hip. 7 y 8, o cargas introducidas en hip. 7 y 8 con cargas en hip. 9 y 10.

#### - HIPOTESIS 3 y 4: VIENTO

Nunca se considera la actuación simultánea de las cargas introducidas en hip. 3 y 4.

#### - HIPOTESIS 5, 6 Y 24: SISMO

Nunca se considera la actuación de forma conjunta de las cargas introducidas en hip. 5 y 6 (salvo si se activa la opción "considerar la regla del 30%"), ni de éstas con la hip.24, sismo vertical.

#### - HIPOTESIS 11 a 20: CARGAS MOVILES

No se realiza ninguna combinación en la que aparezca la acción simultánea de las cargas introducidas en estas hipótesis.

#### - HIPOTESIS 21: TEMPERATURA

Las cargas de esta hipótesis se combinan con las introducidas en hipótesis 23. No se combinan con las que se introduzcan en hipótesis de viento y sismo.

#### - HIPOTESIS 22: NIEVE

Las cargas de esta hipótesis no se combinan con las introducidas en hipótesis 23. Tampoco se combinan con las que se introduzcan en hipótesis de viento y sismo.

#### - HIPOTESIS 23: CARGA ACCIDENTAL

Las cargas de esta hipótesis no se combinan con las introducidas en hipótesis 21 y 22. Tampoco se combinan con las que se introduzcan en hipótesis de viento y sismo.

Los coeficientes de combinación de hipótesis aplicados vienen definidos en el LISTADO DE OPCIONES.

Las combinaciones de hipótesis efectuadas de forma automática por el programa, se desglosan a continuación.

#### 3.2.1 Combinaciones de elementos de hormigón según EHE

Las cargas aplicadas sobre elementos de hormigón se combinan según se especifica en la norma EHE, utilizando las situaciones no simplificadas. Además, en el programa no existen cargas permanentes de valor no constante ( $G^*$ ), y las sobrecargas ( $Q$ ) se agrupan en las siguientes familias:

- Familia 1

Sobrecargas alternativas. Corresponden a las hipótesis 1, 2, 7, 8, 9 y 10

- Familia 2

Cargas móviles. Corresponden a las hipótesis 11 a 20, inclusive.

- Familia 3

Cargas de viento. Corresponden a las hipótesis 3 y 4 (y a las -3 y -4 si se habilita el sentido ±)

Carga de nieve. Corresponde a la hipótesis 22.

Carga de temperatura. Corresponde a la hipótesis 21.

### 3.2.1.1 E.L.U. Situaciones permanentes o transitorias

Carga permanente + sobrecargas de la familia 1

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k$$

(Hipótesis 0, 1, 2, 7, 8, 9 y 10)

Carga permanente + sobrecargas de la familia 2

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k$$

(Hipótesis 0 y de 11 a 20)

Carga permanente + sobrecargas de la familia 3

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k$$

(Hipótesis 0, 3, 4, 21 y 22)

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1 y 2

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F1} \cdot Q_{k,F1} + \gamma_{Q,F2} \cdot \Psi_{0,F2} \cdot Q_{k,F2}$$

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F2} \cdot Q_{k,F2} + \gamma_{Q,F1} \cdot \Psi_{0,F1} \cdot Q_{k,F1}$$

(Hipótesis 0, 1, 2, 7, 8, 9, 10 y de 11 a 20)

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1 y 3

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F1} \cdot Q_{k,F1} + \gamma_{Q,F3} \cdot \Psi_{0,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F3} \cdot Q_{k,F3} + \gamma_{Q,F1} \cdot \Psi_{0,F1} \cdot Q_{k,F1}$$

(Hipótesis 0, 1, 2, 3, 4, 7, 8, 9, 10, 21 y 22)

Carga permanente + sobrecargas de las familias 2 y 3

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F2} \cdot Q_{k,F2} + \gamma_{Q,F3} \cdot \Psi_{0,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F3} \cdot Q_{k,F3} + \gamma_{Q,F2} \cdot \Psi_{0,F2} \cdot Q_{k,F2}$$

(Hipótesis 0, 3, 4, 21, 22 y de 11 a 20)

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1, 2 y 3

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F1} \cdot Q_{k,F1} + \gamma_{Q,F2} \cdot \Psi_{0,F2} \cdot Q_{k,F2} + \gamma_{Q,F3} \cdot \Psi_{0,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F2} \cdot Q_{k,F2} + \gamma_{Q,F1} \cdot \Psi_{0,F1} \cdot Q_{k,F1} + \gamma_{Q,F3} \cdot \Psi_{0,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F3} \cdot Q_{k,F3} + \gamma_{Q,F1} \cdot \Psi_{0,F1} \cdot Q_{k,F1} + \gamma_{Q,F2} \cdot \Psi_{0,F2} \cdot Q_{k,F2}$$

(Hipótesis 0, 1, 2, 3, 4, 7, 8, 9, 10, 21, 22 y de 11 a 20)

### 3.2.1.2 E.L.U. Situaciones accidentales

Carga permanente + sobrecargas de la familia 1 + carga accidental

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_1 \cdot Q_k$$

(Hipótesis 0, 1, 2, 7, 8, 9, 10 y 23)

Carga permanente + sobrecargas de la familia 2 + carga accidental

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_1 \cdot Q_k$$

(Hipótesis 0, de 11 a 20 y 23)

Carga permanente + sobrecargas de la familia 3 + carga accidental

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_1 \cdot Q_k$$

(Hipótesis 0, 3, 4, 21, 22 y 23)

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1 y 2 + carga accidental

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2}$$

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1}$$

(Hipótesis 0, 1, 2, 7, 8, 9, 10, 23 y de 11 a 20)

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1 y 3 + carga accidental

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F3} \cdot Q_{k,F3} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1}$$

(Hipótesis 0, 1, 2, 3, 4, 7, 8, 9, 10, 21, 22 y 23)

Carga permanente + sobrecargas de las familias 2 y 3 + carga accidental

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F2} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F3} \cdot Q_{k,F3} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2}$$

(Hipótesis 0, 3, 4, 21, 22, 23 y de 11 a 20)

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1, 2 y 3 + carga accidental

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F3} \cdot Q_{k,F3} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2}$$

(Hipótesis 0, 1, 2, 3, 4, 7, 8, 9, 10, 21, 22, 23 y de 11 a 20)

### 3.2.1.3 E.L.U. Situaciones sísmicas

Carga permanente + sobrecargas de la familia 1 + sismo

$$G_k + \gamma_A \cdot A_{E,k} + \Psi_2 \cdot Q_k$$

(Hipótesis 0, 1, 2, 5, 6, 7, 8, 9, 10 y 24)

Carga permanente + sobrecargas de la familia 2 + carga sísmica

$$G_k + \gamma_A \cdot A_{E,k} + \Psi_2 \cdot Q_k$$

(Hipótesis 0, 5, 6, 24 y de 11 a 20)

Carga permanente + sobrecargas de la familia 3 + carga sísmica

$$G_k + \gamma_A \cdot A_{E,k} + \Psi_2 \cdot Q_k$$

(Hipótesis 0, 3, 4, 5, 6, 21, 22 y 24)

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1 y 2 + cargas sísmicas

$$G_k + \gamma_A \cdot A_{E,k} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2}$$

(Hipótesis 0, 1, 2, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 24 y de 11 a 20)

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1 y 3 + carga sísmica

$$G_k + \gamma_A \cdot A_{E,k} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

(Hipótesis 0, 1, 2, 3, 4, 5, 7, 8, 9, 10, 21, 22 y 24)

Carga permanente + sobrecargas de las familias 2 y 3 + cargas sísmicas

$$G_k + \gamma_A \cdot A_{E,k} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

(Hipótesis 0, 3, 4, 5, 6, 21, 22, 24 y de 11 a 20)

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1, 2 y 3 + cargas sísmicas

$$G_k + \gamma_A \cdot A_{E,k} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

(Hipótesis 0, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 21, 22, 24 y de 11 a 20)

### 3.2.1.4 E.L.S. Estados Límite de Servicio

Carga permanente + sobrecargas de la familia 1

Combinaciones poco probables:

$$G_k + Q_k$$

Combinaciones frecuentes:

$$G_k + \Psi_1 \cdot Q_k$$

Combinaciones cuasi permanentes:

$$G_k + \Psi_2 \cdot Q_k$$

(Hipótesis 0, 1, 2, 7, 8, 9 y 10)

Carga permanente + sobrecargas de la familia 2

Combinaciones poco probables:

$$G_k + Q_k$$

Combinaciones frecuentes:

$$G_k + \Psi_1 \cdot Q_k$$

Combinaciones cuasi permanentes:

$$G_k + \Psi_2 \cdot Q_k$$

(Hipótesis 0 y de 11 a 20)

Carga permanente + sobrecargas de la familia 3

Combinaciones poco probables:

$$G_k + Q_k$$

Combinaciones frecuentes:

$$G_k + \Psi_1 \cdot Q_k$$

Combinaciones cuasi permanentes:

$$G_k + \Psi_2 \cdot Q_k$$

(Hipótesis 0, 3, 4, 21 y 22)

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1 y 2

Combinaciones poco probables:

$$G_k + Q_{k,F1} + \Psi_{0,F2} \cdot Q_{k,F2}$$

$$G_k + Q_{k,F2} + \Psi_{0,F1} \cdot Q_{k,F1}$$

Combinaciones frecuentes:

$$G_k + \Psi_{1,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2}$$

$$G_k + \Psi_{1,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1}$$

Combinaciones cuasi permanentes:

$$G_k + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2}$$

(Hipótesis 0, 1, 2, 7, 8, 9, 10 y de 11 a 20)

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1 y 3

Combinaciones poco probables:

$$G_k + Q_{k,F1} + \Psi_{0,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$G_k + Q_{k,F3} + \Psi_{0,F1} \cdot Q_{k,F1}$$

Combinaciones frecuentes:

$$G_k + \Psi_{1,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$G_k + \Psi_{1,F3} \cdot Q_{k,F3} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1}$$

Combinaciones cuasi permanentes:

$$G_k + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

(Hipótesis 0, 1, 2, 3, 4, 7, 8, 9, 10, 21 y 22)

Carga permanente + sobrecargas de las familias 2 y 3

Combinaciones poco probables:

$$G_k + Q_{k,F2} + \Psi_{0,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$G_k + Q_{k,F3} + \Psi_{0,F2} \cdot Q_{k,F2}$$

Combinaciones frecuentes:

$$G_k + \Psi_{1,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$G_k + \Psi_{1,F3} \cdot Q_{k,F3} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2}$$

Combinaciones cuasi permanentes:

$$G_k + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

(Hipótesis 0, 3, 4, 21, 22 y de 11 a 20)

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1, 2 y 3

Combinaciones poco probables:

$$G_k + Q_{k,F1} + \Psi_{0,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{0,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$G_k + Q_{k,F2} + \Psi_{0,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{0,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$G_k + Q_{k,F3} + \Psi_{0,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{0,F2} \cdot Q_{k,F2}$$

Combinaciones frecuentes:

$$G_k + \Psi_{1,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$G_k + \Psi_{1,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$G_k + \Psi_{1,F3} \cdot Q_{k,F3} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2}$$

Combinaciones cuasi permanentes:

$$G_k + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

(Hipótesis 0, 1, 2, 3, 4, 7, 8, 9, 10, 21, 22 y de 11 a 20)

### 3.2.2 Combinaciones de cargas de elementos de acero

Para las cargas aplicadas sobre barras de acero, se aplican los criterios de la norma NBE-AE-95. Las combinaciones que realiza el programa son las siguientes:

#### 3.2.2.1 E.L.U. Acciones Constantes y una acción variable independiente:

Las acciones constantes (hipótesis 0 y 21) pueden ir afectadas por su coeficiente de ponderación de efecto desfavorable (1,33 en general) ó por un coeficiente de valor 1,0. Por tanto, permutando ambos valores en ambas hipótesis, se obtienen cuatro combinaciones diferentes por cada una de las especificadas a continuación. El resto de hipótesis van afectadas por su coeficiente de ponderación (1,50 en general). Se tienen entonces las siguientes combinaciones:

#### Acciones constantes, alternativas y móviles

0 + 21  
 0 + 21 + 1  
 0 + 21 + 2  
 0 + 21 + 1 + 2  
 0 + 21 + 7  
 0 + 21 + 8  
 0 + 21 + 7 + 8  
 0 + 21 + 9  
 0 + 21 + 10  
 0 + 21 + 9 + 10  
 0 + 21 + (11 a 20)  
 0 + 21 + 1 + (11 a 20)  
 0 + 21 + 2 + (11 a 20)  
 0 + 21 + 1 + 2 + (11 a 20)  
 0 + 21 + 7 + (11 a 20)  
 0 + 21 + 8 + (11 a 20)  
 0 + 21 + 7 + 8 + (11 a 20)  
 0 + 21 + 9 + (11 a 20)  
 0 + 21 + 10 + (11 a 20)  
 0 + 21 + 9 + 10 + (11 a 20)

#### Acciones constantes y viento

0 + 21                    3  
 0 + 21                    4

#### Acciones constantes y nieve

0 + 21 + 22

#### 3.2.2.2 E.L.U. Acciones Constantes y dos acciones variables independientes:

Corresponde al CASO I de la tabla 3.1.5 de NBE-EA-95. Las acciones constantes (hipótesis 0 y 21) pueden ir afectadas por su coeficiente de ponderación de efecto desfavorable (1,33 en general, 1,50 por defecto en el programa) ó por un coeficiente de valor 1,0. Por tanto, permutando ambos valores en ambas hipótesis, se obtienen cuatro combinaciones diferentes por cada una de las especificadas a continuación. El resto de hipótesis van afectadas por su coeficiente de ponderación (1,50 en general). Se tienen entonces las siguientes combinaciones:

#### Acciones constantes más sobrecargas (alternativas y móviles) más viento

$0 + 21 + Cq \cdot (1)3$   
 $0 + 21 + Cq \cdot (2)3$   
 $0 + 21 + Cq \cdot (1 + 2)3$   
 $0 + 21 + Cq \cdot (1) + Cq \cdot (11 \text{ a } 20)3$   
 $0 + 21 + Cq \cdot (2) + Cq \cdot (11 \text{ a } 20)3$   
 $0 + 21 + Cq \cdot (1 + 2) + Cq \cdot (11 \text{ a } 20)3$   
 $0 + 21 + Cq \cdot (1)4$   
 $0 + 21 + Cq \cdot (2)4$   
 $0 + 21 + Cq \cdot (1 + 2)4$   
 $0 + 21 + Cq \cdot (1) + Cq \cdot (11 \text{ a } 20) 4$   
 $0 + 21 + Cq \cdot (2) + Cq \cdot (11 \text{ a } 20) 4$   
 $0 + 21 + Cq \cdot (1 + 2) + Cq \cdot (11 \text{ a } 20)4$   
 $0 + 21 + 1 + Cq \cdot (3)$   
 $0 + 21 + 2 + Cq \cdot (3)$   
 $0 + 21 + 1 + 2 + Cq \cdot (3)$   
 $0 + 21 + 1 + (11 \text{ a } 20) + Cq \cdot (3)$   
 $0 + 21 + 2 + (11 \text{ a } 20) + Cq \cdot (3)$   
 $0 + 21 + 1 + 2 + (11 \text{ a } 20) + Cq \cdot (3)$   
 $0 + 21 + 1 + Cq \cdot (4)$   
 $0 + 21 + 2 + Cq \cdot (4)$   
 $0 + 21 + 1 + 2 + Cq \cdot (4)$   
 $0 + 21 + 1 + (11 \text{ a } 20) + Cq \cdot (4)$   
 $0 + 21 + 2 + (11 \text{ a } 20) + Cq \cdot (4)$   
 $0 + 21 + 1 + 2 + (11 \text{ a } 20) + Cq \cdot (4)$

Repetir, permutando las sobrecargas alternativas (1, 2) con (7, 8) y (9, 10).

**Acciones constantes más sobrecargas (alternativas y móviles) más nieve**

$0 + 21 + 1 + 22$   
 $0 + 21 + 2 + 22$   
 $0 + 21 + 1 + 2 + 22$   
 $0 + 21 + 1 + (11 \text{ a } 20) + 22$   
 $0 + 21 + 2 + (11 \text{ a } 20) + 22$   
 $0 + 21 + 1 + 2 + (11 \text{ a } 20) + 22$

Repetir, permutando las sobrecargas alternativas (1, 2) con (7, 8) y (9, 10).

**Acciones constantes más viento más nieve**

$0 + 21 \quad 3 + 22$   
 $0 + 21 \quad 4 + 22$

**3.2.2.3 E.L.U. Acciones Constantes y tres acciones variables independientes**

Corresponde al CASO II de la tabla 3.1.5 de NBE-EA-95. Las acciones constantes (hipótesis 0 y 21) pueden ir afectadas por su coeficiente de ponderación de efecto desfavorable (1,33 en general, 1,50 por defecto en el programa) ó por un coeficiente de valor 1,0. Por tanto, permutando ambos valores en ambas hipótesis, se obtienen cuatro combinaciones diferentes por cada una de las especificadas a continuación. El resto de hipótesis van afectadas por su coeficiente de ponderación (1,50 en general). Se tienen entonces las siguientes combinaciones:

$0 + 21 + Cq \cdot (1) + Cq \cdot (3) + Cq \cdot (22)$   
 $0 + 21 + Cq \cdot (2) + Cq \cdot (3) + Cq \cdot (22)$   
 $0 + 21 + Cq \cdot (1 + 2) + Cq \cdot (3) + Cq \cdot (22)$   
 $0 + 21 + Cq \cdot (1) + Cq \cdot (11 \text{ a } 20) + Cq \cdot (3) + Cq \cdot (22)$   
 $0 + 21 + Cq \cdot (2) + Cq \cdot (11 \text{ a } 20) + Cq \cdot (3) + Cq \cdot (22)$   
 $0 + 21 + Cq \cdot (1 + 2) + Cq \cdot (11 \text{ a } 20) + Cq \cdot (3) + Cq \cdot (22)$   
 $0 + 21 + Cq \cdot (1) + Cq \cdot (4) + Cq \cdot (22)$   
 $0 + 21 + Cq \cdot (2) + Cq \cdot (4) + Cq \cdot (22)$   
 $0 + 21 + Cq \cdot (1 + 2) + Cq \cdot (4) + Cq \cdot (22)$   
 $0 + 21 + Cq \cdot (1) + Cq \cdot (11 \text{ a } 20) + Cq \cdot (4) + Cq \cdot (22)$   
 $0 + 21 + Cq \cdot (2) + Cq \cdot (11 \text{ a } 20) + Cq \cdot (4) + Cq \cdot (22)$   
 $0 + 21 + Cq \cdot (1 + 2) + Cq \cdot (11 \text{ a } 20) + Cq \cdot (4) + Cq \cdot (22)$

Repetir, permutando las sobrecargas alternativas (1, 2) con (7, 8) y (9, 10).

**3.2.2.4 E.L.U. Acciones Constantes, acciones variables independientes y acciones accidentales y sísmicas**

Corresponde al CASO III de la tabla 3.1.5 de NBE-EA-95. Las acciones constantes (hipótesis 0 y 21) están afectadas por un coeficiente de valor 1,0. Las sobrecargas (alternativas y

móviles) y la nieve están afectadas por un coeficiente reductor, para cuyo valor la NBE-AE-95 remite incomprensiblemente a la, en el momento de su publicación, derogada PDS1-74 Parte A. El viento, si la situación topográfica de la construcción es expuesta o muy expuesta, es afectado por un coeficiente de valor 0,25. En caso contrario, no se tendrá en cuenta el viento. Las cargas de sismo y accidentales, son afectadas por un coeficiente unidad.

En el programa es posible definir este coeficiente reductor para las cargas gravitatorias (**Rq**), móviles (**Rm**), viento (**Rv**), nieve (**Rn**) y temperatura (**Rt**).

**Acciones constantes, sobrecargas (alternativas y móviles) y sismo o accidental**

$0 + Rt \cdot 21 \cdot 5$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (1)6$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (2)24$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (1 + 2) + 23$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (7 + 8)$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (9 + 10)$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rm \cdot (11 \text{ a } 20)5$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (1) + Rm \cdot (11 \text{ a } 20)6$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (2) + Rm \cdot (11 \text{ a } 20)24$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (1 + 2) + Rm \cdot (11 \text{ a } 20) + 23$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (7 + 8) + Rm \cdot (11 \text{ a } 20)$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (9 + 10) + Rm \cdot (11 \text{ a } 20)$

**Acciones constantes, viento y sismo o accidental**

$0 + Rt \cdot 21 + Rv \cdot (3)5$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rv \cdot (3)6$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rv \cdot (3)24$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rv \cdot (3) + 23$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rv \cdot (4)5$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rv \cdot (4)6$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rv \cdot (4)24$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rv \cdot (4) + 23$

**Acciones constantes, nieve y sismo o accidental**

$0 + Rt \cdot 21 + Rn \cdot (22)5$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rn \cdot (22)6$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rn \cdot (22)24$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rn \cdot (22) + 23$

**3.2.2.5 E.L.U. Acciones constantes más sobrecargas (alternativas y móviles) más viento más sismo o accidental**

$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (1) + Rv \cdot (3)5$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (2) + Rv \cdot (3)6$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (1 + 2) + Rv \cdot (3)24$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (7 + 8) + Rv \cdot (3) + 23$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (9 + 10) + Rv \cdot (3)$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (1) + Rm \cdot (11 \text{ a } 20) + Rv \cdot (3)5$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (2) + Rm \cdot (11 \text{ a } 20) + Rv \cdot (3)6$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (1 + 2) + Rm \cdot (11 \text{ a } 20) + Rv \cdot (3)24$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (7 + 8) + Rm \cdot (11 \text{ a } 20) + Rv \cdot (3) + 23$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (9 + 10) + Rm \cdot (11 \text{ a } 20) + Rv \cdot (3)$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (1) + Rv \cdot (4)5$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (2) + Rv \cdot (4)6$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (1 + 2) + Rv \cdot (4)24$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (7 + 8) + Rv \cdot (4) + 23$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (9 + 10) + Rv \cdot (4)$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (1) + Rm \cdot (11 \text{ a } 20) + Rv \cdot (4)5$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (2) + Rm \cdot (11 \text{ a } 20) + Rv \cdot (4)6$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (1 + 2) + Rm \cdot (11 \text{ a } 20) + Rv \cdot (4)24$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (7 + 8) + Rm \cdot (11 \text{ a } 20) + Rv \cdot (4) + 23$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (9 + 10) + Rm \cdot (11 \text{ a } 20) + Rv \cdot (4)$

**Acciones constantes, sobrecargas (alternativas y móviles), nieve y sismo o accidental**

$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (1) + Rn \cdot (22)5$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (2) + Rn \cdot (22)6$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (1 + 2) + Rn \cdot (22)24$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (7 + 8) + Rn \cdot (22) + 23$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (9 + 10) + Rn \cdot (22)$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (1) + Rm \cdot (11 \text{ a } 20) + Rn \cdot (22) 5$   
 $0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (2) + Rm \cdot (11 \text{ a } 20) + Rn \cdot (22) 6$

0 + Rt·21+ Rq·(1 + 2)+ Rm·(11 a 20)+ Rn·(22) 24  
 0 + Rt·21+ Rq·(7 + 8)+ Rm·(11 a 20)+ Rn·(22) +23  
 0 + Rt·21+ Rq·(9 + 10)+ Rm·(11 a 20)+ Rn·(22)

Acciones constantes, viento, nieve y sismo o accidental

0 + Rt·21+ Rv·(3)+ Rn·(22) 5  
 0 + Rt·21+ Rv·(4)+ Rn·(22) 5  
 0 + Rt·21+ Rv·(3)+ Rn·(22) 6  
 0 + Rt·21+ Rv·(4)+ Rn·(22) 6  
 0 + Rt·21+ Rv·(3)+ Rn·(22) 24  
 0 + Rt·21+ Rv·(4)+ Rn·(22) 24  
 0 + Rt·21+ Rv·(3)+ Rn·(22) +23  
 0 + Rt·21+ Rv·(4)+ Rn·(22) +23

Acciones constantes, sobrecargas, viento, nieve y sismo o accidental

0 + Rt·21+ Rq·(1)+ Rv·(3)+ Rn·(22) 5  
 0 + Rt·21+ Rq·(2)+ Rv·(3)+ Rn·(22) 6  
 0 + Rt·21+ Rq·(1 + 2)+ Rv·(3)+ Rn·(22) 24  
 0 + Rt·21+ Rq·(7 + 8)+ Rv·(3)+ Rn·(22) +23  
 0 + Rt·21+ Rq·(9 + 10)+ Rv·(3)+ Rn·(22)  
 0 + Rt·21+ Rq·(1)+ Rm·(11 a 20)+ Rv·(3)+ Rn·(22) 5  
 0 + Rt·21+ Rq·(2)+ Rm·(11 a 20)+ Rv·(3)+ Rn·(22) 6  
 0 + Rt·21+ Rq·(1 + 2)+ Rm·(11 a 20)+ Rv·(3)+ Rn·(22) 24  
 0 + Rt·21+ Rq·(7 + 8)+ Rm·(11 a 20)+ Rv·(3)+Rn·(22)+23  
 0 + Rt·21+ Rq·(9 + 10)+ Rm·(11 a 20)+ Rv·(3)+ Rn·(22)  
 0 + Rt·21+ Rq·(1)+ Rv·(4)+ Rn·(22) 5  
 0 + Rt·21+ Rq·(2)+ Rv·(4)+ Rn·(22) 6  
 0 + Rt·21+ Rq·(1 + 2)+ Rv·(4)+ Rn·(22) 24  
 0 + Rt·21+ Rq·(7 + 8)+ Rv·(4)+ Rn·(22)+23  
 0 + Rt·21+ Rq·(9 + 10)+ Rv·(4)+ Rn·(22)  
 0 + Rt·21+ Rq·(1)+ Rm·(11 a 20)+ Rv·(4)+ Rn·(22) 5  
 0 + Rt·21+ Rq·(2)+ Rm·(11 a 20)+ Rv·(4)+ Rn·(22) 6  
 0 + Rt·21+ Rq·(1 + 2)+ Rm·(11 a 20)+ Rv·(4)+ Rn·(22) 24  
 0 + Rt·21+ Rq·(7 + 8)+ Rm·(11 a 20)+ Rv·(4)+Rn·(22)+23  
 0 + Rt·21+ Rq·(9 + 10)+ Rm·(11 a 20)+ Rv·(4)+ Rn·(22)

**3.2.2.6 E.L.S. Estados Límites de Servicio**

Las combinaciones son similares a las de los Estados Límite Últimos, salvo que todos las hipótesis son afectadas por un coeficiente unidad, no existe CASO III (no intervienen las cargas sísmicas ni accidentales) y no existen coeficientes de reducción (Cq = 1,0).

**3.3.-Opciones**

Se han utilizado las opciones de cargas recogidas en el listado de OPCIONES que acompaña a la estructura, en particular las relativas a:

- Consideración o no automática del peso propio de las barras de la estructura.
- Consideración de las cargas introducidas en la hipótesis 3 y 4 (Viento ACTIVO), y en las hipótesis 5, 6 y 24 (Sismo ACTIVO).
- Sentido positivo y negativo(±) considerado en las hipótesis 3, 4, 5, 6 y 24.

**3.4.-Acción del sismo según la Norma NCSE-94**

El cálculo de las cargas sísmicas se realiza mediante un análisis modal espectral de la estructura, método propuesto como preferente por la norma NCSE-94 (Art. "3.6.2. Análisis modal espectral") y NCSE-02 (Art. "3.6.2. Análisis mediante espectros de respuesta").

El programa introduce en la estructura, sobre cada plano horizontal donde haya un forjado unidireccional, reticular o de losa y para cada modo de vibración, dos cargas puntuales (según las dos direcciones de los ejes horizontales generales X y Z) aplicadas a una distancia (excentricidad definida por la norma) del centro de masas del plano, y dos momentos como resultado de situar dichas cargas en el nudo de mayor numeración del plano para que coincidan con un nudo de la estructura.

En el caso de forjados unidireccionales las cargas son del tipo 'Puntual en Nudo' y 'Momento en Nudo'. En el caso de forjados reticulares y de losa las cargas son del tipo 'Puntual en Plano' y 'Momento en Plano'. Sobre cada uno de los nudos donde no

haya forjado horizontal se introducen las dos cargas puntuales horizontales según los ejes X y Z. Si existe sismo vertical, se añade una tercera carga puntual en la dirección del eje Y.

Si se han definido forjados horizontales, en el cálculo de las cargas sísmicas por el método dinámico se considera como hipótesis la indeformabilidad de los forjados horizontales en su plano. Se define como "grupo" el conjunto de nudos de una estructura incluidos dentro del perímetro de un forjado unidireccional, reticular o de losa horizontales. Todos los nudos incluidos en un mismo "grupo" tiene relacionados sus grados de libertad correspondientes a los desplazamientos en los ejes Xg y Zg, y al giro en eje Yg.

**3.4.1 Análisis Modal Espectral**

Este método, considerado de tipo 'dinámico', consta, fundamentalmente, de los siguientes pasos:

1. Obtención, para cada dirección de sismo a considerar por separado o globalmente, de los valores y vectores propios del sistema de ecuaciones

$$[[K]] - \omega^2 [[M]] \cdot \{\Phi\} = 0$$

donde

K: Matriz de rigidez en la dirección o direcciones consideradas

w: Frecuencia angular de excitación (raíz cuadrada del valor propio)

M: Matriz de masa de la estructura

Φ: Vector propio

2. Obtención, para cada modo de vibración y cada dirección, de la aceleración impuesta a cada punto de la estructura, utilizando para ello una función de "respuesta espectral".

3. Obtención, para cada modo de vibración y cada dirección, de las cargas estáticas equivalentes impuestas a cada punto de la estructura (recuérdese que fuerza es igual a masa por aceleración), y en función de ellas, todos los esfuerzos.

4. Combinación, para cada dirección, de los desplazamientos, giros y esfuerzos obtenidos en los diferentes modos de vibración para obtener los desplazamientos, giros y solicitaciones ponderados de cada dirección de sismo.

**3.4.2 Direcciones de sismo consideradas**

Tricalc considera, como direcciones de actuación del sismo, las de los ejes generales ( X+, X-, Z+, Z-, Y+ y Y-). Dichas direcciones corresponden a las hipótesis del programa 5, 6 y 24, respectivamente. Ya que no es predecible la dirección en la que se sitúa el epicentro de un terremoto respecto al edificio, basta considerar dos direcciones horizontales de sismo independientes y ortogonales entre sí.

A los efectos de considerar la acción del sismo de una dirección en la otra, es posible utilizar un coeficiente de mayoración de las acciones sísmicas incrementado en el factor 1.12, o utilizar la regla del 30% (vea el LISTADO DE OPCIONES).

La consideración del sismo vertical (Y+, Y-) es opcional (vea el LISTADO DE OPCIONES).

**3.4.3 Modelización y grados de libertad**

Para la correcta evaluación de la acción sísmica, es necesario que la estructura se encuentre predimensionada y con todas las cargas introducidas.

A los efectos de evaluación de cargas sísmicas, la estructura se modeliza como un conjunto de barras con las masas concentradas en los nudos. Esta modelización es aceptable para la mayoría de las situaciones, aunque en algunos casos (sismo vertical de una gran viga cargada uniformemente, por ejemplo) no es correcto trasladar las cargas a los nudos. Se consideran sólo los nudos situados sobre la rasante cuyo movimiento en la dirección de estudio no esté coaccionado mediante un apoyo. Es decir, se considera que toda la estructura bajo la rasante se mueve solidariamente con el terreno durante el sismo.

La modelización de la estructura se puede realizar separadamente para cada dirección de estudio o bien globalmente (ver el LISTADO DE OPCIONES).

Es opcional (ver el LISTADO DE OPCIONES) la consideración del giro alrededor de un eje vertical como grado de libertad. En

este caso, se considera que los nudos situados en un forjado horizontal indeformable rotan alrededor del centro de rigideces de dicho forjado, mientras que el resto lo hacen sobre sí mismos.

Se realiza el cálculo condensando los grados de libertad de los forjados horizontales (unidireccionales, reticulares o losas) de la estructura, lo que equivale a considerar los forjados horizontales infinitamente rígidos en su plano. Los forjados tendrán un único grado de libertad en las direcciones horizontales del sismo y en el giro alrededor del eje Yg. El terreno se considera un sólido rígido, lo cual, en general, está del lado de la seguridad. Para que esta simplificación sea correcta, se deben evitar estructuras cuya dimensión en planta supere la de la longitud de las ondas sísmicas, del orden de 100 metros.

### 3.4.4 Matriz de masa considerada: masa traslacional y masa rotacional

Tricalc calcula la matriz de masa, matriz diagonal en la que las masas de cada nodo, grado de libertad, se sitúan en la diagonal.

Los grados de libertad traslacionales (2 desplazamientos horizontales más, opcionalmente, un desplazamiento vertical) están asociados a masas traslacionales. Para el cálculo de dichas masas traslacionales, se considera la componente vertical de las cargas equivalentes aplicadas en los nudos. Tienen por tanto unidades de masa.

Es opcional (ver LISTADO DE OPCIONES) la consideración de un grado de libertad rotacional (rotación alrededor del eje vertical). Este grado de libertad está asociado a masas rotacionales. Para el cálculo de dichas masas rotacionales, se considera la componente vertical de las cargas equivalentes aplicadas en los nudos multiplicada por la distancia al cuadrado entre el punto de aplicación de la carga y la posición del eje de rotación considerado. Tienen por tanto unidades de masa por distancia al cuadrado.

En todo caso, ambos tipos de masa son multiplicados por los siguientes coeficientes:

$$0 + \square \cdot [\text{máx.}(1+2, 7+8, 9+10) + (11+12+\dots+20)/\text{NMov}] + \square \cdot 21$$

donde

'0' es la hipótesis de carga permanente.

'1+2', '7+8' y '9+10' son las parejas de cargas alternativas (sobrecargas de uso y tabiquería).

'11' a '20' son las hipótesis de cargas móviles (puentes grúa, por ejemplo).

'21' es la hipótesis de carga de nieve.

'□' es un factor, entre 0,3 y 0,6 (NCSE-94) ó 0,5 y 0,6 (NCSE-02), función del uso del edificio.

'□' es 1,0 ó 0,3 (NCSE-94), 0,5 ó 0,0 (NCSE-02) en función del tiempo de permanencia de la nieve (nº de días / año).

'NMov' es el número de cargas móviles activas.

### 3.4.5 Obtención de los valores y vectores propios

El programa calcula, para cada dirección de forma separada o conjuntamente para todos los grados de libertad considerados, los valores y vectores propios resultantes del sistema de ecuaciones:

$$[[K] - \omega^2 [M]] \cdot \{\Phi\} = 0$$

Los valores propios, los valores de □ para los que el sistema tiene una solución no trivial, representan las frecuencias angulares de vibración propias de la estructura, en la dirección considerada (frecuencias naturales). En una estructura existen tantos modos de vibración como grados de libertad. Si bien la norma NCSE obliga a considerar tres modos de vibración en cada dirección cuando el estudio se realiza de forma separada en cada dirección, y cuatro globales cuando el estudio se realiza de modo global, Tricalc almacena y utiliza los 30 primeros modos de vibración, correspondientes a los 30 primeros períodos de vibración, ordenados de mayor a menor. De esos hasta 30 modos, se puede indicar cuántos se desea utilizar para la obtención de esfuerzos. Los períodos de vibración vienen dados por la expresión

$$T = \frac{2 \cdot \pi}{\omega}$$

### 3.4.6 Obtención de la masa participante de cada modo

El tanto por ciento de masa participante, Mpd, en el modo de vibración 'k' y la dirección 'd', viene dado por la expresión:

$$\%Mp_d = \frac{\left( \sum_{i=1}^n M_{d,i} \cdot \Phi_{d,k,i} \right)^2}{\sum_{i=1}^n M_i \cdot \Phi_{k,i}^2} \cdot \frac{100}{\sum_{i=1}^n M_{d,i}}$$

$$\sum_{i=1}^n M_i \cdot \Phi_{k,i}^2 = \sum_{i=1}^n M_{x,i} \cdot \Phi_{x,k,i}^2 + \sum_{i=1}^n M_{y,i} \cdot \Phi_{y,k,i}^2 + \sum_{i=1}^n M_{z,i} \cdot \Phi_{z,k,i}^2 + \sum_{i=1}^n M_{yy,i} \cdot \Phi_{yy,k,i}^2 = 10$$

siendo

n: Número de grados de libertad.

Mx,i: Masa traslacional en la dirección 'x' del grado de libertad 'i'.

Myy,i: Masa rotacional sobre el eje vertical 'y' del grado de libertad 'i'.

□x,k,i: Componente del vector propio correspondiente a la traslación 'x', modo de vibración 'k' y grado de libertad 'i'.

□yy,k,i: Componente del vector propio correspondiente a la rotación 'y', modo de vibración 'k' y grado de libertad 'i'.

### 3.4.7 Obtención de la aceleración característica

La aceleración lineal característica de un determinado período de vibración se calcula mediante una expresión función del período propio de vibración, de la zona sísmica, del tipo de terreno y de la amortiguación y ductilidad consideradas. Para ello se suelen utilizar gráficos de respuesta espectral normalizados para una aceleración del terreno de 1g (9.806 m/s<sup>2</sup>), en los que en eje X se sitúa el período de vibración natural del edificio, y en eje Y se obtiene la aceleración característica.

En la Norma NCSE los espectros de respuesta están normalizados para una aceleración del terreno de 1 m/s<sup>2</sup>.

### 3.4.8 Aceleración rotacional

Tricalc permite considerar, de forma opcional (ver LISTADO DE OPCIONES), acciones sísmicas rotacionales: es decir, que el terreno, además de desplazarse horizontal y verticalmente,

puede rotar durante un sismo. Para ello, es necesario disponer de las aceleraciones angulares producidas por un sismo, por ejemplo mediante gráficas de respuesta espectral en los que en abscisas se entre por períodos o frecuencias naturales y en ordenadas se obtengan aceleraciones angulares (rad / s<sup>2</sup>). Dado que dichos espectros no están actualmente disponibles (están fuera del alcance de la actual ciencia sismológica), Tricalc permite introducir un factor que multiplicado por la aceleración lineal producida en cada modo de vibración, obtiene la aceleración angular correspondiente.

3.4.9 Zonas sísmicas  
La norma NCSE determina la situación de un edificio por dos valores: la aceleración sísmica básica y el coeficiente de contribución. La aceleración sísmica básica es la aceleración horizontal sufrida por el terreno en un terremoto con un período de retorno de 500 años. Sus valores, en España, se sitúan entre 0 y 0,25-g, siendo 'g' la aceleración de la gravedad. La aceleración sísmica de cálculo es la aceleración con la que se debe calcular la estructura. En NCSE-94 viene dada por un factor, entre 1,0 y 1,3, que multiplica la aceleración sísmica básica en función de la importancia de la edificación. Dicha importancia se determina mediante el período de vida estimado, 50 años para edificios de normal importancia y 100 años para edificios de especial importancia. En NCSE-02 viene también afectado por un coeficiente S de amplificación del suelo. El coeficiente de contribución, K, tiene en cuenta la distinta contribución a la peligrosidad sísmica en cada punto de España de la sismicidad de la Península y de la proximidad a la falla Azores - Gibraltar. Sus valores se sitúan entre 1,0, para todo el

territorio nacional salvo Andalucía occidental y sudoeste de Extremadura, y 1,5.

### 3.4.10 Combinación de los diferentes modos de vibración

Dado que el edificio vibra a la vez en todos sus modos, es necesario sumar los efectos combinados de todos ellos. Es lo que se denomina 'superposición modal espectral'.

Tricalc utiliza la 'Combinación Cuadrática Completa', tal como indica la norma NCSE-94 (En NCSE-02 se indica el método de la Raíz Cuadrada de la Suma de Cuadrados modificado, que el programa no utiliza). Para cada nudo o barra, el efecto ponderado 'S', que puede ser el desplazamiento, la velocidad, la aceleración o un esfuerzo, viene dado por la expresión:

$$S = \sqrt{\sum_{i=1}^r \sum_{j=1}^r |S_i| \cdot |S_j| \cdot \pi_{ij}}$$

$$\pi_{ij} \equiv \pi_{ji} = \frac{8 \cdot v^2 \cdot (1+f) \cdot f^{3/2}}{(1-f^2)^2 + 4 \cdot v^2 \cdot f \cdot (1+f)^2}; f = \frac{\omega_i}{\omega_j}$$

siendo:

r: número de modos de vibración.

v: coeficiente de amortiguación, en tantos por 1.

w: frecuencia angular, de modo que f sea menor o igual a la unidad.

Tricalc permite además indicar cuántos modos de vibración se desean considerar en esta combinación.

### 3.4.11 Consideración de los efectos combinados de las direcciones de estudio

Dado que no se conoce 'a priori' la dirección del sismo más desfavorable, no basta con estudiar de forma independiente los efectos de la acción sísmica en dos direcciones ortogonales. La norma española NCSE sólo indica que, en el caso de calcular los modos de vibración de forma separada para cada dirección, se debe sumar al pésimo esfuerzo debido a una dirección el 30% del pésimo esfuerzo de la dirección ortogonal. Es la denominada, en la bibliografía clásica, 'regla del 30%', que puede utilizarse de forma opcional en el programa. La bibliografía actual, considera más preciso multiplicar los efectos de cada dirección horizontal por un factor de 1,12. Para considerar este factor con el programa, basta introducir, como coeficientes de mayoración de las hipótesis horizontales de sismo ('5' y '6'), un valor de 1,12 en lugar de 1,0 como se suele definir (ver el LISTADO DE OPCIONES).

### 3.4.12 Centro de masas y centro de rigideces

La aplicación de las fuerzas sísmicas obtenidas en el centro de masas de cada grupo o forjado, provoca una torsión en cada forjado, si no coinciden los centros de masa y de rigidez del grupo. En todo caso, siempre se debe considerar (aunque en el programa es opcional) una excentricidad accidental, de valor según la normativa aplicada.

La norma NCSE considera además, una excentricidad adicional de un 1/20 de la máxima dimensión del plano, medido ortogonalmente a la dirección de sismo considerada.

Si se ha habilitado la consideración de la masa rotacional, y se ha definido una determinada aceleración rotacional (angular), se producen también unas rotaciones adicionales debidas a ellas.

### 3.4.13 Cálculo de esfuerzos

Una vez obtenidas las fuerzas estáticas equivalentes a la acción sísmica, en las hipótesis '5' (dirección X+, X-), '6' (dirección Z+, Z-) y '24' (eje vertical Y+, Y-) y en cada modo de vibración, se puede proceder al cálculo de esfuerzos en la forma habitual.

El programa obtiene así los desplazamientos, giros y esfuerzos de cada modo de vibración y dirección, combinándose posteriormente, en cada hipótesis de sismo, mediante la 'combinación cuadrática completa'. Por ejemplo: para obtener el momento flector Mz de la hipótesis '5' en una determinada sección, se obtienen los momentos Mz producidos por los

modos de vibración de dicha hipótesis y se combinan aplicando la 'combinación cuadrática completa'.

## 4.- SECCIONES

### 4.1-Definición de las características geométricas y mecánicas de los perfiles

**CANTO H:** Es el valor de la dimensión del perfil en el sentido paralelo a su eje Y principal, en mm.

**ANCHO B:** Es el valor de la dimensión del perfil en el sentido paralelo a su eje Z principal, en mm.

**AREA Ax:** Es el valor del área de la sección transversal de un perfil de acero, en cm<sup>2</sup>. En una sección rectangular viene dada por la expresión:

$$A_x = B \cdot H$$

**AREA Ay:** Es el área a considerar en el cálculo de las tensiones tangenciales paralelas al eje Y principal de la sección transversal de un perfil de acero, en cm<sup>2</sup>. Su valor se calcula con la expresión:

$$A_y = \frac{I_z \cdot e}{S_z}$$

siendo:

Iz: Inercia según el eje z.

e: Espesor del perfil en el punto en el que se producirá la máxima tensión tangencial debida al cortante Fy.

Sz: Momento estático de una sección correspondiente entre la fibra, paralela al eje Z principal, exterior y el punto donde se producirá la máxima tensión tangencial debida al cortante respecto al eje paralelo al eje Z principal que pase por el centro de gravedad de la sección.

El valor de Ay corresponde aproximadamente al área del alma en los perfiles en forma de I. En una sección rectangular viene dado por la expresión:

$$A_y = \frac{2}{3} \cdot B \cdot H$$

**AREA Az:** Es el área a considerar en el cálculo de las tensiones tangenciales paralelas al eje Z principal de la sección transversal de un perfil de acero, en cm<sup>2</sup>. Su valor se calcula con la expresión:

$$A_z = \frac{I_y \cdot e}{S_y}$$

siendo:

Iy: Inercia según el eje y.

e: Espesor del perfil en el punto en el que se producirá la máxima tensión tangencial debida al cortante Fz.

Sy: Momento estático de una sección correspondiente entre la fibra exterior y el punto donde se producirá la máxima tensión tangencial.

El valor de Az corresponde aproximadamente al área de las alas en los perfiles en forma de I. En una sección rectangular tiene el mismo valor que Ay.

**MOMENTO DE INERCIA Ix:** Momento de Inercia a torsión, en cm<sup>4</sup>. El momento de inercia a torsión de una sección rectangular viene dado por la expresión:

$$I_x = \left[ \frac{1}{3} - 0,21 \cdot \frac{B}{H} \cdot \left( 1 - \frac{B^4}{12 \cdot H^4} \right) \right] \cdot H \cdot B^3$$

siendo  $H \square B$

En las secciones en T se tiene en cuenta lo indicado en la tabla A3-1 de la norma EA-95 (Cap.3), que refleja que la Inercia a torsión de una pieza formada por dos rectángulos (de inercias a torsión Ix1 e Ix2) en forma de T viene dada por la expresión

$$I_x = 1,1 \cdot (I_{x1} + I_{x2})$$

**MOMENTO DE INERCIA I<sub>y</sub>:** Momento de Inercia se la sección respecto de un eje paralelo al eje Y principal que pase por su centro de gravedad, en cm<sup>4</sup>. Su valor para una sección rectangular v, tiene dado por la expresión:

$$I_y = \frac{H \cdot B^3}{12}$$

**MOMENTO DE INERCIA I<sub>z</sub>:** Momento de inercia de la sección respecto de un eje paralelo al eje Z principal que pase por su centro de gravedad, en cm<sup>4</sup>. Su valor para una sección rectangular viene dado por la expresión:

$$I_z = \frac{B \cdot H^3}{12}$$

**MODULO RESISTENTE W<sub>t</sub>:** Módulo resistente a la torsión en cm<sup>3</sup> de una sección de acero. Es la relación existente entre el momento torsor y la tensión tangencial máxima producida por él. Para una sección abierta formada por varios rectángulos viene dado por la expresión (Tabla A3-1 de la norma EA-95 (Cap.3)):

$$W_t = \frac{I_x}{e_i}$$

donde

- lx: Inercia a torsión de la sección.
- ei: Espesor del rectángulo de mayor espesor.

**MODULO RESISTENTE W<sub>y</sub>:** Es el módulo resistente a la flexión según un plano ortogonal al eje Y principal de una sección de acero, en cm<sup>3</sup>, que se calcula a partir del momento de inercia I<sub>y</sub>. En secciones simétricas con respecto a un plano paralelo al eje Y principal de la barra, viene dado por la expresión:

$$W_y = \frac{I_y}{B/2}$$

Su valor para una sección rectangular viene dado por la expresión:

$$W_y = H \cdot \frac{B^2}{6}$$

**MODULO RESISTENTE W<sub>z</sub>:** Es el módulo resistente a la flexión según un plano ortogonal al eje Z principal de una sección de acero, en cm<sup>3</sup>, que se calcula a partir del momento de inercia I<sub>z</sub>. En secciones simétricas con respecto a un plano paralelo al eje Z principal de la barra, viene dado por la expresión:

$$W_z = \frac{I_z}{H/2}$$

Su valor para una sección rectangular viene dado por la expresión:

$$W_z = B \cdot \frac{H^2}{6}$$

**PESO P:** Es el peso propio de la barra en Kg/ml.

#### 4.2-Secciones de las barras de la estructura

Características geométricas y mecánicas de las secciones de las barras que componen la estructura: ver LISTADO DE OPCIONES.

#### 4.3-Secciones de inercia variable: cartelas

El programa permite la introducción de secciones de inercia variable (cartelas) de acero u otro material (pero no de

hormigón). Las cartelas sólo podrán definirse sobre barras a las que previamente se haya asignado un perfil con las siguientes características: Debe ser de forma en 'I' y de material 'Acero' u 'Otros'. Las cartelas pueden definirse exclusivamente en el plano Y principal, es decir, en el plano del alma.

Es posible definir cuatro tipos de secciones de inercia variable:

- **Corte oblicuo del perfil.** Consiste en cortar oblicuamente el alma del perfil y soldar la sección dando la vuelta a uno de los medios perfiles. Equivale a alargar o acortar el alma del perfil. Para que el perfil sea válido, el canto total del perfil acartelado debe ser al menos 3 veces el espesor del ala.

- **Cartabones.** Consiste en soldar de una a tres piezas triangulares o trapezoidales perpendicularmente a una de las alas de un perfil base y de un mismo espesor. Para que el perfil sea válido, el canto del perfil acartelado debe ser al menos el del perfil base, y la suma de espesores de los cartabones no debe superar el ancho del perfil base.

- **Semiperfil.** Consiste en soldar a un perfil base un perfil en forma de 'T' extraído de un perfil idéntico al base. Para que el perfil sea válido, el canto del perfil acartelado debe ser al menos el del perfil base.

- **Palastro.** Consiste en soldar a un perfil base un perfil en forma de 'T' formado por dos chapas de un determinado espesor. Para que el perfil sea válido, el canto del perfil acartelado debe ser al menos el del perfil base.

Para realizar el cálculo de esfuerzos (o el cálculo de modos de vibración dinámicos), Tricalc divide las barras de sección variable en un número determinado de barras de sección uniforme. A la barra de sección variable completa se la denominará en este manual 'Cartela Primaria', mientras que a cada una de las barras de sección constante en las que se divide la cartela primaria se las denominará 'Cartelas Secundarias'. De forma similar, a los nudos que se crean para definir estas cartelas secundarias se les denominará 'Nudos Secundarios'.

#### 5.- CALCULO DE SOLICITACIONES

El cálculo de las solicitaciones en las barras se ha realizado mediante el método matricial espacial de la rigidez, suponiendo una relación lineal entre esfuerzos y deformaciones en las barras y considerando los seis grados de libertad posibles de cada nudo. Los muros resistentes se han calculado mediante el método de los elementos finitos. A título indicativo, se muestra a continuación la matriz de rigidez de una barra, donde se pueden observar las características de los perfiles que han sido utilizadas para el cálculo de esfuerzos.

$\frac{E \cdot A_x}{L}$	0	0	0	0	0
0	$\frac{12 \cdot E \cdot I_z}{L^3}$	0	0	0	$\frac{-6 \cdot E \cdot I_z}{L^2}$
0	0	$\frac{12 \cdot E \cdot I_y}{L^3}$	0	$\frac{6 \cdot E \cdot I_y}{L^2}$	0
0	0	0	$\frac{G \cdot I_x}{L}$	0	0
0	0	$\frac{6 \cdot E \cdot I_y}{L^2}$	0	$\frac{4 \cdot E \cdot I_y}{L}$	0
0	$\frac{-6 \cdot E \cdot I_z}{L^2}$	0	0	0	$\frac{4 \cdot E \cdot I_z}{L}$

Donde E es el módulo de deformación longitudinal y G es el módulo de deformación transversal calculado en función del coeficiente de Poisson y de E. Sus valores se toman de la base de perfiles correspondiente a cada barra.

Es posible reducir el acortamiento por axil de los pilares mediante la introducción de un factor multiplicador del término 'E·Ax / L' de la matriz anterior, como se recoge en el LISTADO DE DATOS DE CALCULO.

Es posible considerar la opción de indeformabilidad de forjados horizontales en su plano, como se recoge en el LISTADO DE DATOS DE CALCULO. Al seleccionar esta opción todos los

nudos situados dentro del perímetro de cada forjado horizontal, unidireccional o reticular, quedan englobados en 'grupos' (uno por cada forjado), a los que individualmente se asignan 3 grados de libertad: El desplazamiento vertical -Dy- y los giros según los ejes horizontales -Gx y Gz-. Los otros tres grados de libertad (Dx, Dz y Gy) se suponen compatibilizados entre todos los nudos del "grupo": Los nudos que no pertenezcan a un forjado horizontal, ya sea por estar independientes o por estar en planos inclinados, se les asignan 6 grados de libertad. Es posible considerar el tamaño del pilar en los forjados reticulares y losas, como se recoge en el LISTADO DE DATOS DE CALCULO. Al seleccionar esta opción, se considera que la parte de forjado o losa situada sobre el pilar (considerando para ello la exacta dimensión del pilar y su posición o crecimiento) es infinitamente rígida. Todos los nudos situados en el interior del perímetro del pilar comparten, por tanto, los 6 grados de libertad (Dx, Dy, Dz, Gx, Gy, Gz). Esto hace que en el interior de esta porción de forjado, no existan esfuerzos, y por tanto, los nervios y zunchos que acometen al pilar se arman con los esfuerzos existentes en la cara del pilar.

En base a este método se ha planteado y resuelto el sistema de ecuaciones o matriz de rigidez de la estructura, determinando los desplazamientos de los nudos por la actuación del conjunto de las cargas, para posteriormente obtener los esfuerzos en los nudos en función de los desplazamientos obtenidos.

En el caso de que la estructura se calcule bajo los efectos de las acciones sísmicas definidas por la Norma NCSE se realiza un cálculo de la estructura mediante el método del "Análisis Modal Espectral", recomendado por la misma. De esta forma pueden obtenerse los modos y períodos de vibración propios de la estructura, datos que pueden ser utilizados para la combinación de la estructura con cargas armónicas y la posibilidad de 'entrada en resonancia' de la misma.

### 5.1- Modelización de muros resistentes

Los muros resistentes se modelizan como elementos finitos tridimensionales de cuatro vértices. Los otros tipos elementos, ya sean vigas, pilares, diagonales, forjados reticulares y losas de forjado o cimentaciones se modelizan como elementos lineales tipo barra.

Una viga, un pilar o una diagonal está formada por dos nudos unidos mediante una 'barra'; un forjado reticular o una losa de forjado está constituido por una retícula de 'nervios' que, con sus intersecciones, forman un conjunto de 'nudos' y 'barras'. De forma similar, un muro resistente está formado por un conjunto de elementos finitos yuxtapuestos definidos por sus nudos o vértices.

Cuando en una estructura se definen vigas, pilares, diagonales, forjados y muros resistentes, el método de cálculo de esfuerzos consiste en formar un sistema de ecuaciones lineales que relacionen los grados de libertad que se desean obtener, los desplazamientos y giros de los nudos y de los nodos, con las acciones exteriores, las cargas, y las condiciones de borde, apoyos y empotramientos.

De forma matricial, se trata de la ecuación

$$[K] \cdot \{D\} = \{F\}$$

donde '[K]' es la matriz de rigidez de la estructura, '{D}' es el vector de desplazamientos y giros de los nudos y nodos, y '{F}' es el vector de fuerzas exteriores. Una vez resuelto el sistema de ecuaciones, y por tanto, obtenidos los desplazamientos y giros de los nudos y nodos de la estructura, es posible obtener los esfuerzos (en el caso de las vigas, pilares, diagonales y nervios de los forjados y losas) y las tensiones (en el caso de los muros resistentes) de toda la estructura.

Para obtener el sistema '[K] · {D} = {F}', se opera de igual forma que con una estructura formada exclusivamente por nudos y barras: cada parte de la estructura (barra, trozo de nervio o elemento finito) posee una matriz de rigidez elemental, [K]<sub>e</sub>, que tras transformarla al sistema de ejes generales de la estructura, se puede sumar o ensamblar en la matriz general

de la estructura. La única diferencia entre las barras y los elementos finitos es la dimensión y significado de cada fila o columna de sus matrices de rigidez elementales (en el apartado '5.18.2 Características geométricas y mecánicas de los perfiles' aparece la matriz de rigidez elemental de una barra). Se puede decir, por tanto, que el método matricial espacial de cálculo de estructuras de barras es un caso particular del método de elementos finitos, en el que el elemento finito es una barra.

### 5.2 Elemento finito utilizado

Para la modelización de muros resistentes, el programa utiliza un elemento finito isoparamétrico cuadrilátero de 4 nudos. Cada nodo posee cinco grados de libertad (u, v, w,  $\alpha_x$  y  $\alpha_y$ ), siendo los 2 primeros de tensión plana y los 3 siguientes de flexión de placa. La matriz de rigidez elemental tiene, en coordenadas naturales, 4·5 = 20 filas y 20 columnas, no existiendo términos que relacionen los grados de libertad de tensión plana con los de flexión de placa. Por tanto, el elemento utilizado procede del ensamblaje de un elemento cuadrilátero de cuatro nudos de tensión plana con otro también cuadrilátero de cuatro nudos de flexión de placa. Concretamente, para la flexión se ha utilizado el elemento cuadrilátero de cuatro nudos con deformaciones de cortante lineales CLLL (placa gruesa de Reissner-Mindlin basada en campos de deformaciones de cortante transversal impuestas). Para la obtención de la matriz de rigidez, se utiliza una integración numérica mediante una cuadratura de Gauss-Legendre de 2 x 2 puntos. La posición de los 2 x 2 puntos de Gauss en coordenadas naturales, así como los pesos asignados a dichos puntos, es la siguiente:

$$G_{1,1} = \{1/\sqrt{3}, 1/\sqrt{3}\}; W_{1,1} = 1,0$$

$$G_{1,2} = \{1/\sqrt{3}, -1/\sqrt{3}\}; W_{1,2} = 1,0$$

$$G_{2,1} = \{-1/\sqrt{3}, 1/\sqrt{3}\}; W_{2,1} = 1,0$$

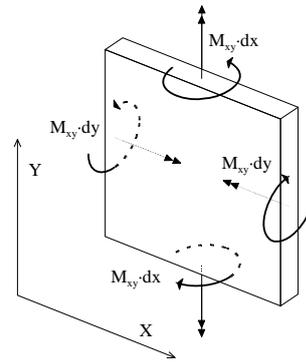
$$G_{2,2} = \{-1/\sqrt{3}, -1/\sqrt{3}\}; W_{2,2} = 1,0$$

Una vez obtenidos los desplazamientos de todos los nudos y nodos de la estructura (resolviendo el sistema  $[K] \cdot \{D\} = \{F\}$ ), se obtienen las tensiones en los puntos de Gauss de cada elemento mediante una cuadratura de Gauss-Legendre de 2 x 2 puntos. Las tensiones nodales de cada elemento se obtienen extrapolando, mediante las funciones de forma del elemento, las de los puntos de Gauss. Este procedimiento produce valores nodales discontinuos entre elementos adyacentes, discontinuidades que se reducen según se hace la malla de elementos más tupida, hasta desaparecer en el límite.

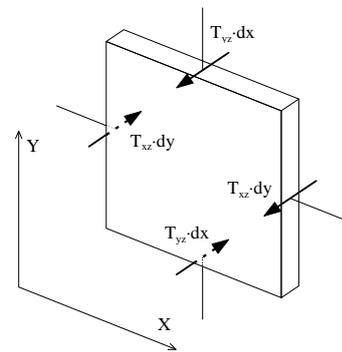
En el programa se realiza un 'alisado' de las tensiones nodales mediante una media cuadrática de las tensiones procedentes de cada elemento al que pertenece el nodo en cuestión. Este alisado se produce muro a muro; es decir, los nodos situados en el interior de un muro poseerán un único vector de tensiones, pero los situados en la frontera entre dos muros poseerán un vector diferente para cada muro al que pertenezca en nodo. Este se hace así porque normalmente, en las uniones entre muros (las uniones en horizontal se suelen realizar por cambios de dirección del muro, y las uniones en vertical se suelen realizar en los forjados), se producen saltos bruscos de las tensiones.

Las tensiones (esfuerzos) que se producen en un trozo de muro elemental de dimensiones  $dx$ ,  $dy$  respecto al sistema de coordenadas principal del muro, son las siguientes:

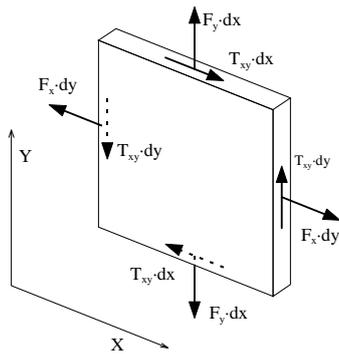
Tensión	Esfuerzo	Tipo	Descripción
$\square_x$	$F_x \cdot dy$	Tensión Plana	Axil horizontal
$\square_y$	$F_y \cdot dx$	Tensión Plana	Axil vertical
$\square_{xy}$	$T_{xy} \cdot dy,$ $T_{yx} \cdot dx$	Tensión Plana	Cortante contenido en el plano
$\int z \cdot \sigma_y \cdot dz$	$M_x \cdot dx$	Flexión	Momento flector respecto a un eje horizontal
$\int z \cdot \sigma_x \cdot dz$	$M_y \cdot dy$	Flexión	Momento flector respecto a un eje vertical
$\int z \cdot \tau_{xy} \cdot dz$	$M_{xy} \cdot dy,$ $M_{yx} \cdot dx$	Flexión	Momento Torsor respecto a un eje contenido en el plano.
$\int \tau_{xz} \cdot dz$	$T_{xz} \cdot dy$	Flexión	Cortante horizontal perpendicular al plano
$\int \tau_{yz} \cdot dz$	$T_{yz} \cdot dx$	Flexión	Cortante vertical perpendicular al plano



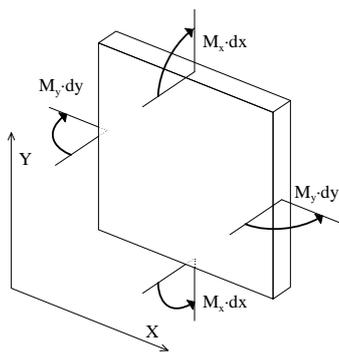
Momentos Torsores de Flexión de placas.



Cortantes de Flexión de placas.



Axiles y cortantes de Tensión Plana.



Momentos Flectores de Flexión de placas.

### 5.3 Principios fundamentales del cálculo de esfuerzos

El programa realiza el cálculo de esfuerzos utilizando como método de cálculo el método matricial de la rigidez para los elementos tipo barra y el método de los elementos finitos para los muros resistentes. En el método matricial, se calculan los desplazamientos y giros de todos los nudos de la estructura, (cada nudo tiene seis grados de libertad: los desplazamientos y giros sobre tres ejes generales del espacio, a menos que se opte por la opción de indeformabilidad de los forjados horizontales en su plano o la consideración del tamaño del pilar en forjados reticulares y losas), y en función de ellos se obtienen los esfuerzos (axiles, cortantes, momento torsor y flectores) de cada sección.

Para la validez de este método, las estructuras a calcular deben cumplir, o se debe suponer el cumplimiento de los siguientes supuestos:

-Teoría de las pequeñas deformaciones

Se supone que la geometría de una estructura no cambia apreciablemente bajo la aplicación de las cargas. Este principio es en general válido, salvo en casos en los que la deformación es excesiva (puentes colgantes, arcos esbeltos, ...). Implica además, que se desprecian los esfuerzos producidos por los desplazamientos de las cargas originados al desplazarse la estructura.

Este mismo principio establece que se desprecian los cambios de longitud entre los extremos de una barra debidos a la curvatura de la misma o a desplazamientos producidos en una dirección ortogonal a su directriz.

Hay otros métodos tales como la teoría de las grandes deflexiones o teoría de segundo orden que sí recogen estos casos.

-Linealidad

Este principio supone que la relación tensión - deformación, y por tanto, la relación carga - deflexión, es constante. Esto es generalmente válido en los materiales elásticos, pero debe

garantizarse que el material no llega al punto de fluencia en ninguna de sus secciones.

#### *-Superposición*

Este principio establece que la secuencia de aplicación de las cargas no altera los resultados finales. Como consecuencia de este principio, es válido el uso de las "fuerzas equivalentes en los nudos" calculadas a partir de las cargas existentes en las barras; esto es, para el cálculo de los desplazamientos y giros de los nudos se sustituyen las cargas existentes en las barras por sus cargas equivalentes aplicadas en los nudos.

#### *-Equilibrio*

La condición de equilibrio estático establece que la suma de todas las fuerzas externas que actúan sobre la estructura, más las reacciones, será igual a cero. Asimismo, deben estar en equilibrio todos los nudos y todas las barras de la estructura, para lo que la suma de fuerzas y momentos internos y externos en todos los nudos y nudos de la estructura debe ser igual a cero.

#### *-Compatibilidad*

Este principio supone que la deformación y consecuentemente el desplazamiento, de cualquier punto de la estructura es continuo y tiene un solo valor.

#### *-Condiciones de contorno*

Para poder calcular una estructura, deben imponerse una serie de condiciones de contorno. El programa permite definir en cualquier nudo restricciones absolutas (apoyos y empotramientos) o relativas (resortes) al desplazamiento y al giro en los tres ejes generales de la estructura, así como desplazamientos impuestos (asientos).

#### *-Unicidad de las soluciones*

Para un conjunto dado de cargas externas, tanto la forma deformada de la estructura y las fuerzas internas así como las reacciones tiene un valor único.

## **6.- CALCULO DEL ARMADO**

### **6.1.-Criterios de armado**

Los criterios considerados en el armado siguen las especificaciones de la Norma EHE, ajustándose los valores de cálculo de los materiales, los coeficientes de mayoración de cargas, las disposiciones de armaduras y las cuantías geométricas y mecánicas mínimas y máximas a dichas especificaciones. El método de cálculo es el denominado por la Norma como de los "estados límites". Se han efectuado las siguientes comprobaciones:

#### **-COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE EQUILIBRIO (Artículo 41°)**

Se comprueba que en todos los nudos deben igualarse las cargas aplicadas con los esfuerzos de las barras.

#### **-COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES (Artículo 42°)**

Se comprueban a rotura las barras sometidas a flexión y axil debidos a las cargas mayoradas. Se consideran las excentricidades mínimas de la carga en dos direcciones (no simultáneas), en el cálculo de pilares.

#### **-COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE INESTABILIDAD (Artículo 43°)**

Se realiza de forma opcional la comprobación del efecto del pandeo en los pilares de acuerdo con el artículo 43.5.3 (Estado Límite de Inestabilidad / Comprobación de soportes aislados / Método aproximado) de la norma EHE. Se define para cada pilar y en cada uno de sus ejes principales independientemente: si se desea realizar la comprobación de pandeo, se desea considerar la estructura traslacional, intraslacional o se desea fijar su factor de longitud de pandeo  $\varphi$  (factor que al multiplicarlo por la longitud del pilar se obtiene la longitud de pandeo), de acuerdo al LISTADO DE OPCIONES. Si se fija el factor de longitud de pandeo  $\varphi$  de un pilar, se considerará que para ese pilar la estructura es traslacional cuando sea mayor o igual que 1,0, e intraslacional en caso contrario.

#### **-COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE (Artículo 44°)**

Se comprueba la resistencia del hormigón, las armaduras longitudinales y las transversales frente a las solicitaciones tangentes de cortante producidas por las cargas mayoradas.

#### **-COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO POR TORSIÓN (Artículo 45°)**

Se comprueba la resistencia del hormigón, las armaduras longitudinales y las transversales frente a las solicitaciones normales y tangenciales de torsión producidas en las barras por las cargas mayoradas. También se comprueban los efectos combinados de la torsión con la flexión y el cortante.

#### **-COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE PUNZONAMIENTO (Artículo 46°)**

Se comprueba la resistencia a punzonamiento en zapatas, forjados reticulares, losas de forjado y losas de cimentación producido en la transmisión de solicitaciones a los o por los pilares. No se realiza la comprobación de punzonamiento entre vigas y pilares.

#### **-COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN (Artículo 49°)**

Se calcula la máxima fisura de las barras sometidas a las combinaciones cuasipermanentes de las cargas introducidas en las distintas hipótesis.

#### **-COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE DEFORMACIÓN (Artículo 50°)**

Se calcula la deformación de las barras sometidas a las combinaciones correspondientes a los estados límite de servicio de las cargas introducidas en las distintas hipótesis de carga. El valor de la inercia de la sección considerada es un valor intermedio entre el de la sección sin fisurar y la sección fisurada (fórmula de Branson). Los valores de las flechas calculadas corresponden a las flechas activas, habiéndose tenido en cuenta para su determinación el proceso constructivo del edificio, con los diferentes estados de cargas definidos en el LISTADO DE OPCIONES.

### **6.2-Consideraciones sobre el armado de secciones**

Se ha considerado un diagrama rectangular de respuesta de las secciones, asimilable al diagrama parábola-rectángulo pero limitando la profundidad de la línea neutra.

#### **-ARMADURA LONGITUDINAL DE MONTAJE**

En el armado longitudinal de vigas y diagonales se han dispuesto unas armaduras repartidas en un máximo de dos filas de redondos, estando los redondos separados entre sí según las especificaciones de la Norma: 2 cm. si el diámetro del redondo es menor de 20 mm. y un diámetro si es mayor. No se consideran grupos de barras. En cualquier caso la armadura de montaje de vigas puede ser considerada a los efectos resistentes.

En el armado longitudinal de pilares se han dispuesto unas armaduras repartidas como máximo en una fila de redondos, de igual diámetro, y, opcionalmente, con armadura simétrica en sus cuatro caras para el caso de secciones rectangulares. En el caso de secciones rectangulares, se permite que el diámetro de las esquinas sea mayor que el de las caras. Se considera una excentricidad mínima que es el valor mayor de 20 mm o 1/20 del lado de la sección, en cada uno de los ejes principales de la sección, aunque no de forma simultánea. La armadura se ha determinado considerando un estado de flexión esviada, comprobando que la respuesta real de la sección de hormigón más acero es menor que las diferentes combinaciones de solicitaciones que actúan sobre la sección. La cuantía de la armadura longitudinal de los pilares será, al menos, la fijada por la Norma: un 4% del área de la sección de hormigón.

#### **-ARMADURA LONGITUDINAL DE REFUERZO EN VIGAS**

Cuando la respuesta de la sección de hormigón y de la armadura longitudinal de montaje no son suficientes para poder resistir las solicitaciones a las que está sometida la barra o el área de acero es menor que la cuantía mínima a tracción, se han colocado las armaduras de refuerzo correspondientes.

La armadura longitudinal inferior (montaje más refuerzos) se prolonga hasta los pilares con un área igual al menos a 1/3 de la máxima área de acero en el vano y, en las áreas donde exista tracción, se coloca al menos la cuantía mínima a tracción especificada por la Norma. Las cuantías mínimas utilizadas son:

ACERO	B 400 S	B 500 S
Vigas	3,3	2,8

Cuantías expresadas en tanto por mil de área de la sección de hormigón.

Se limita el máximo momento flector a resistir a  $0,45 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2$ . Conforme a las especificaciones de la Norma, y de forma opcional, se reducen las longitudes de anclaje de los refuerzos cuando el área de acero colocada en una sección es mayor que la precisada según el cálculo.

#### -ARMADURA TRANSVERSAL

En el armado transversal de vigas y diagonales se ha considerado el armado mínimo transversal como la suma de la resistencia a cortante del hormigón y de la resistencia del área de los cercos de acero, que cumplan las condiciones geométricas mínimas de la Norma EHE y los criterios constructivos especificados por la Norma NCSE-94. Las separaciones entre estribos varían en función de los cortantes encontrados a lo largo de las barras.

En el armado transversal de pilares se ha considerado el armado mínimo transversal con las mismas condiciones expuestas para las vigas. Se ha calculado una única separación entre cercos para toda la longitud de los pilares, y en el caso de que sean de aplicación los criterios constructivos especificados por la Norma NCSE-94 se calculan tres zonas de estribado diferenciadas.

Siempre se determina que los cercos formen un ángulo de  $90^\circ$  con la directriz de las barras. Así mismo, siempre se considera que las bielas de hormigón forman  $45^\circ$  con la directriz de las barras. Se considera una tensión máxima de trabajo de la armadura transversal de 400 MPa.

Conforme a EHE, y de acuerdo con lo indicado en el LISTADO DE OPCIONES, se comprueba el no agotamiento del hormigón y se calcula el armado transversal necesario para resistir los momentos torsores de vigas y pilares. También se comprueba la resistencia conjunta de los esfuerzos de cortante más torsión y de flexión más torsión.

#### -ARMADURA LONGITUDINAL DE PIEL

Aquellas secciones de vigas en las que la armadura superior dista más de 30 cm de la armadura inferior, han sido dotadas de la armadura de piel correspondiente.

#### 6.3.-Parámetros de cálculo del armado

Ver LISTADO DE OPCIONES.

### 7.- COMPROBACION DE SECCIONES DE ACERO

#### 7.1.-Criterios de comprobación

Se han seguido los criterios indicados en la EA-95 (Cap. 3) "Cálculo de las Estructuras de Acero Laminado en Edificación" para realizar la comprobación de la estructura, en base a los siguientes estados límites:

##### -ESTADO LIMITE DE EQUILIBRIO

Se comprueba que en todos los nudos deben igualarse las cargas aplicadas con los esfuerzos de las barras. No se realiza la comprobación general de vuelco de la estructura.

##### -ESTADO LIMITE DE ROTURA

La comprobación a rotura de las barras, sometidas a la acción de las cargas mayoradas, se desarrolla de la siguiente forma: Descomposición de la barra en secciones y cálculo en cada uno de ellas de los valores de momentos flectores, cortantes, axil de compresión y axil de tracción.

Cálculo de la tensión combinada en las siguientes secciones:

- Sección de máxima compresión
- Sección de máxima tracción
- Sección de máximo momento flector según el eje Yp
- Sección de máximo momento flector según el eje Zp

-Sección de mayor tensión tangencial combinada

-Sección de mayor tensión combinada, que puede coincidir con alguna de las anteriores, aunque no necesariamente.

Obtención de las seis combinaciones de solicitaciones más desfavorables para otras tantas secciones de la barra.

La comprobación de agotamiento, referida a los ejes de una sección cualquiera es:

$$\sigma = \sqrt{\sigma_n^2 + 3 \cdot \tau^2}; \quad \sigma \leq \sigma_u$$

donde,

$\sigma$  es la tensión resultante en la sección considerada.

$\sigma_u$  es la resistencia de cálculo dependiente del tipo de acero y dividida por el coeficiente de minoración del acero.

Tensión normal en caso de tracción:

$$\sigma_n = \frac{F_x}{A_x} + \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z}$$

Tensión normal en caso de compresión:

$$\sigma_{n1} = \frac{F_x}{A_x} + \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z}$$

Tensión normal en comprobación de pandeo:

$$\sigma_{n2} = \frac{F_x \cdot \omega}{A_x} + \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z}$$

$M_y1$  y  $M_z1$  son los momentos a considerar en la comprobación de pandeo que son los que se producen en el tramo central de la barra, entre 0.3l y 0.7l, siendo l su longitud.

$$\sigma_n = \text{mayor de } \sigma_{n1} \text{ y } \sigma_{n2}$$

Tensión tangencial:

$$\tau_x = \frac{M_x}{W_{tal}}; \quad \tau_y = \frac{F_y}{A_y}; \quad \tau_z = \frac{F_z}{A_z};$$

$$\tau = \sqrt{\tau_y^2 + \tau_z^2} + \tau_x$$

En el caso de barras de forma circular, con módulos resistentes, áreas e inercias iguales en el eje Yp y Zp, se compone vectorialmente los momentos My y Mz en lugar de sumarlos algebraicamente como aparece en las expresiones anteriores. De esta forma se consigue un cálculo más cercano a la realidad en ese tipo de barras.

#### -ESTADO LIMITE DE PANDEO

Se define para cada tipo de barra (vigas, pilares o diagonales) o cada barra individual y en cada uno de sus ejes principales independientemente, si se desea realizar la comprobación de pandeo, se desea considerar la estructura traslacional, intraslacional o se desea fijar manualmente su factor de longitud de pandeo  $\lambda$  (factor que al multiplicarlo por la longitud de la barra se obtiene la longitud de pandeo), tal como se recoge en el LISTADO DE OPCIONES.

Si se deshabilita la comprobación de pandeo en un determinado plano de pandeo de una barra, no se realiza la comprobación especificada anteriormente en dicho plano. El factor de pandeo de una barra será el mayor de los factores de pandeo correspondientes a los dos planos principales de la barra.

Si se fija el factor de longitud de pandeo ' $\lambda$ ' de una barra, se considerará que para esa barra la estructura es traslacional cuando  $\lambda$  sea mayor o igual que 1,0, e intraslacional en caso contrario.

La formulación para el cálculo de los coeficientes de pandeo es la recogida en la EA-95, y es la siguiente:

El cálculo del factor de pandeo  $\lambda$  en cada uno de los planos principales de las barras, en función de los factores de empotramiento K1 (en la base del pilar) y K2 (en su cabeza) es (cuando no es fijado por el usuario).

-Estructuras traslacionales:

$$\beta = \sqrt{\frac{1,6 + 2,4(K_1 + K_2)}{K_1 + K_2 + S_1 \cdot K_1 \cdot K_2}}$$

-Estructuras intraslacionales:

$$\beta = \frac{3 - 1,6 \cdot (K_1 + K_2) + 0,84 \cdot K_1 \cdot K_2}{3 - (K_1 + K_2) + 0,28 \cdot K_1 \cdot K_2}$$

Cálculo de la longitud de pandeo

$$L_p = \beta \cdot L$$

donde 'β' es el factor de pandeo y L la longitud del pilar, o distancia entre sus dos nudos extremos.

Cálculo de la esbeltez simple de la barra:  $\lambda = L_p/r$ , siendo  $L_p$  la longitud de pandeo y r el radio de giro de la pieza en la dirección normal a la considerada. Determinación del coeficiente de pandeo w, que multiplicará al valor de la compresión sobre la barra, en función del valor de la esbeltez.

-ESTADO LIMITE DE DEFORMACION

Se comprueban a deformación las barras sometidas a las cargas sin mayorar, para la combinación de hipótesis de carga más desfavorable y el punto donde aparecen las mayores flechas.

-ESTADO LIMITE DE ABOLLADURA DEL ALMA

Se realiza la comprobación de abolladura del alma de acuerdo con el artículo 3.4.6 de la norma NBE-EA-95, considerando la pieza de alma llena. El programa indica, caso de ser necesario, la distancia y espesor de los rigidizadores transversales a disponer para así cumplir esta comprobación.

-ESTADO LIMITE DE PANDEO LATERAL DE VIGAS

Se realiza la comprobación a pandeo lateral de vigas y diagonales de acuerdo con el artículo 3.4.5 de la norma NBE-EA-95, considerando las vigas de alma llena. El programa calcula e indica el momento crítico a pandeo lateral,  $M_{cr}$ , y el coeficiente de seguridad a pandeo lateral ( $M_d / M_{cr}$ ).

**7.1.1 Caso particular de las secciones de inercia variable: cartelas**

-ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO

Para el estado límite de agotamiento, se parte de las solicitaciones existentes en cada sección, que fueron calculadas suponiendo que cada cartela secundaria es de sección constante de valor la de la sección en su punto medio. A partir de dichos esfuerzos, se realizan las comprobaciones indicadas en '7.1' utilizando las características geométricas del perfil real en cada sección de estudio (es decir, considerándola como una sección de inercia variable).

-ESTADO LIMITE DE PANDEO

Para el cálculo de la longitud de pandeo, la esbeltez  $\lambda$  y el coeficiente de pandeo  $w$ , se considera la cartela primaria como una barra única con una sección equivalente de acuerdo con el artículo '3.2.5.4 Pieza de sección variable' de la norma NBE-EA-95. En la función de retocado de resultados de pandeo se utilizarán también estos criterios para el cálculo de la longitud, factor de pandeo  $w$ , esbeltez  $\lambda$  y coeficiente de pandeo  $w$ .

-ESTADO LIMITE DE DEFORMACIÓN

Para el cálculo del estado límite de deformación, se estudia cada cartela secundaria por separado y considerándola de sección constante.

**7.1.2 Perfiles Conformados**

Se contemplan las consideraciones especiales para chapas conformadas establecidas en la Parte 4 de la norma NBE-EA-95.

**7.2.-Parámetros de comprobación del acero**

Ver LISTADO DE OPCIONES.

## 8. CALCULO DE MUROS DE SOTANO Y DE CONTENCIÓN EN MENSULA

### 8.1. Muros de Sótano

#### 8.1.1. Criterios de cálculo

Los muros de sótano trabajan a flexión compuesta, recibiendo las cargas verticales de los pilares y de los forjados que apoyan sobre ellos, además de los empujes horizontales del terreno y del agua por debajo del nivel freático. Son elementos estructurales de contención de tierras sobre los que apoyan pilares o forjados provenientes de la estructura.

El cálculo estructural del muro se realiza suponiendo que existen apoyos en los elementos horizontales unidos al muro; en concreto se supone que existen apoyos horizontales al menos en la base y en la parte superior del muro. Tales elementos horizontales (vigas y forjados) deben estar contruidos previamente al muro para que puedan transmitir las acciones horizontales producidas al rellenar el trasdós. Por lo tanto, si el muro se construye hormigonando contra el terreno, es indispensable colocar los apeos convenientes hasta que los forjados o vigas puedan estabilizar el muro a vuelco y deslizamiento, a la vez que soportan las cargas provocadas por el empuje del terreno.

Los pilares con continuidad dentro del muro experimentan un aumento de rigidez correspondiente a una sección equivalente de dimensiones:

-ancho igual al espesor del muro.

-canto igual a la base de un triángulo equilátero calculado

a partir de la intersección del pilar con el nivel superior del forjado. Para un muro de espesor X cm y altura Y cm, un pilar tendría una rigidez adicional correspondiente a una sección de ancho X cm y de canto

$$2 \cdot Y / \operatorname{tg} 60$$

Si un pilar pertenece a dos muros, como es el caso de pilares de esquina, se considera simultáneamente el aumento de rigidez producido por pertenecer a dos muros.

Las vigas y diagonales embutidas dentro del muro transmiten las cargas provenientes de los forjados al muro, quedando posteriormente sin armar al considerarse su armado sustituido por el del propio muro.

Las vigas de zapata que unen zapatas aisladas o combinadas con el muro, centran la carga que reciben esas zapatas, pero no la del propio muro.

Los muros apoyados en losas de cimentación transmiten sus cargas a éstas. El grado de empotramiento entre la losa de cimentación y el muro vendrá dado por la rigidez impuesta a las barras contenidas en el muro, siendo, en general, más próximo al apoyo que al empotramiento. Estos muros carecen de zapata, debiéndose disponer en la losa las esperas necesarias para el armado del muro.

#### 8.1.2. Combinaciones de carga consideradas

##### 8.1.2.1. Acciones horizontales

En la determinación del valor de los empujes, se considera el coeficiente de empuje en reposo del terreno, de valor  $1/K_a$ , donde  $K_a$  es el coeficiente de empuje activo. El terreno por encima de la cota del nivel freático se considera siempre seco. El empuje por debajo de la cota del nivel freático es la suma del empuje producido por la presión hidrostática y del empuje producido por el terreno considerando su densidad sumergida. Si existe sobrecarga en coronación se asimila a una presión uniforme en toda la altura del muro.

El cálculo del empuje producido por la acción sísmica, según NBE PDS-1/74 o NCSE, se realiza afectando de un factor de mayoración al valor del coeficiente de empuje del terreno, igual a 1 más la aceleración sísmica de cálculo dividida por g (aceleración de la gravedad).

##### 8.1.2.2. Acciones verticales

###### 8.1.2.2.1. Pilares y vigas contenidas en el muro

A los efectos de considerar la carga vertical actuante sobre el muro, el programa determina la carga media por metro lineal de muro transmitida por los pilares contenidos, así como la carga de las vigas embutidas en el muro, que no transmiten su carga a ningún pilar.

#### 8.1.2.2.2. Apoyos en cabeza o dentro del muro

Los apoyos en cabeza o dentro del muro que supongan al menos una reacción vertical, transmiten acciones también verticales al muro, de la siguiente forma:

-Apoyos de pilares en cabeza o dentro del muro. Transmiten la carga vertical del pilar, determinando el programa la carga media equivalente por metro lineal de muro.

-Apoyos de vigas exentas al muro, tanto en cabeza como dentro del muro. Transmiten la reacción vertical del apoyo, determinando el programa la carga media equivalente por metro lineal de muro.

-Apoyos de vigas embutidas en el muro, tanto en cabeza como dentro del muro. Las reacciones del apoyo no se tienen en cuenta, ya que las cargas de las vigas son asumidas directamente por el programa.

-Apoyos sobre los que descansan conjuntamente pilares y vigas exentas al muro, tanto en cabeza como dentro del muro. Transmiten únicamente la carga vertical del pilar, determinando el programa la carga media equivalente por metro lineal de muro.

#### 8.1.2.3. Combinaciones

Se consideran dos hipótesis para el cálculo transversal (armadura vertical) del muro:

HIPOTESIS 1. Actuación de las acciones del terreno.

HIPOTESIS 2. Actuación conjunta de las acciones del terreno y de la carga vertical.

Se consideran dos situaciones en la unión entre el muro y la zapata: apoyo simple o empotramiento del muro en la zapata.

A efecto del cálculo del muro, se considera la excentricidad producida por la reacción en la zapata respecto al eje del muro, a la altura de arranque del muro de cota inferior.

#### 8.1.3. Cálculo de la armadura transversal (vertical)

La armadura transversal en cada cara del muro y para cada altura del muro se dimensiona para la combinación más desfavorable de esfuerzos, compresión y flexión, de las hipótesis anteriores, y para un ancho de muro de un metro. Se consideran las cuantías mínimas a retracción y temperatura del artículo 42.3.5 de la EHE. También se realiza la comprobación del E.L.S. de Fisuración, de acuerdo con el artículo 49.2 de la EHE.

#### 8.1.4. Cálculo de la zapata del muro

La zapata del muro se calcula utilizando las mismas hipótesis consideradas en el cálculo de la cimentación. Ver apartado de Cálculo de Cimentación.

#### 8.1.5. Cálculo de la armadura longitudinal

Se considera el muro en su sentido longitudinal como una viga continua recibiendo como carga la tensión del terreno. Para los momentos positivos y negativos que tiene que resistir se comprueba la respuesta de la sección del muro con las armaduras horizontales debidas a las cuantías mínimas.

Se consideran las cuantías mínimas a retracción y temperatura del artículo 42.3.5 de la EHE, para la armadura horizontal.

Se comprueba la armadura frente a la aparición de tracciones horizontales, teniendo que resistir la armadura longitudinal una fuerza de valor:

$$T = 0,3 \cdot N_u \cdot (1 - d/L)$$

donde:

L es la mayor luz entre pilares

Nu es el axil máximo de los pilares, distribuida en la altura del muro o en una altura menor si la menor luz entre pilares es menor que la altura del muro.

#### 8.1.6. Armado de pilares con continuidad dentro del muro

Los pilares de hormigón dentro del muro prolongan el armado del pilar a cota inmediatamente superior exento al muro. De esta forma el armado de pilares embutidos se hace continuo hasta la zapata del muro, tanto para pilares con lado igual como mayor que el espesor del muro.

El proyectista puede decidir entre prolongar las armaduras del pilar hasta la zapata del muro o hacer que arranquen desde la

cabeza del muro, en cuyo caso deberá dejar previstas en obra las correspondientes esperas.

## 8.2. Muros de Contención en Ménsula

### 8.2.1. Criterios de cálculo

Los muros de contención en ménsula trabajan fundamentalmente a flexión simple, recibiendo los empujes horizontales y (en menor medida) verticales del terreno y del agua por debajo del nivel freático, y transmitiéndolos de nuevo al terreno mediante su propia cimentación.

Son elementos autoportantes, que no necesitan de la colaboración de ningún otro elemento estructural. Tampoco reciben acciones de ninguna otra parte de la estructura.

### 8.2.2. Determinación de los empujes

En la determinación del valor de los empujes, se considera el coeficiente de empuje activo del terreno, de acuerdo con la teoría de Coulomb. El terreno por encima de la cota del nivel freático se considera siempre húmedo (densidad aparente). El empuje por debajo de la cota del nivel freático es la suma del empuje producido por la presión hidrostática y del empuje producido por el terreno considerando su densidad sumergida. Si existe sobrecarga en coronación se asimila a una presión uniforme en toda la altura del muro. Estos empujes tienen siempre una componente horizontal, y dependiendo de la geometría del muro y los parámetros de cálculo, una componente vertical.

El cálculo del empuje producido por la acción sísmica, según NBE PDS-1/74 o NCSE, se realiza afectando de un factor de mayoración al valor del coeficiente de empuje del terreno, igual a 1 más la aceleración sísmica de cálculo dividida por g (aceleración de la gravedad).

Se considera también el peso propio del muro, del terreno situado sobre la puntera y de parte del terreno situado sobre el talón.

Todas las acciones se consideran concomitantes.

### 8.2.3. Dimensionado de la cimentación

La cimentación se dimensiona de forma que no se supere la tensión máxima admisible del terreno, con la hipótesis de respuesta uniforme.

Se comprueba la seguridad a vuelco, de acuerdo con lo indicado en las opciones.

Se comprueba la seguridad a deslizamiento, de acuerdo con lo indicado en las opciones. Si se considera el efecto favorable del empuje pasivo sobre la puntera y tacón del muro, también se realiza la comprobación sin tener en cuenta dicho empuje pasivo y con coeficiente de seguridad unidad.

### 8.2.4. Cálculo de la armadura transversal (vertical)

La armadura transversal en cada cara del muro y para cada altura del muro se dimensiona para la combinación más desfavorable de esfuerzos, compresión y flexión y para un ancho de muro de un metro.

Se consideran las cuantías mínimas a retracción y temperatura del artículo 42.3.5 de la EHE. También se realiza la comprobación del E.L.S. de Fisuración, de acuerdo con el artículo 49.2 de la EHE.

### 8.2.5. Armadura longitudinal

Se consideran las cuantías mínimas a retracción y temperatura del artículo 42.3.5 de la EHE, para la armadura horizontal. En todo punto, la armadura horizontal tendrá una cuantía no menor de un 20% de la armadura vertical en el mismo punto.

## 8.3. Parámetros de cálculo de muros de sótano y de contención en ménsula

Ver LISTADO DE OPCIONES.

## 9.- CALCULO DE FORJADOS RETICULARES Y LOSAS MACIZAS DE FORJADO

Los forjados reticulares responden a la tipología de losa aligerada de canto constante; con bloques aligerantes perdidos o recuperables (casetones). Las losas de forjado responden a la tipología de placas macizas de canto constante.

Un mismo plano (horizontal o inclinado) puede contar con uno o varios forjados reticulares y/o losas. Un mismo pilar - ábaco puede pertenecer a varios forjados reticulares y/o losas.

## 9.1.- Modelización

Los forjados reticulares y las losas de forjado se modelizan como un conjunto de barras de sección constante en dos direcciones ortogonales entre sí. Dichas barras, junto con las del resto de la estructura conforman la matriz de rigidez de la misma. El cálculo de solicitaciones se ha realizado mediante el método matricial espacial de la rigidez, suponiendo una relación lineal entre esfuerzos y deformaciones, y presentando cada nudo seis grados de libertad, a menos que se opte por la opción de indeformabilidad de los forjados horizontales en su plano o la consideración del tamaño de los pilares ya comentadas en el apartado 5 de esta Memoria. No se utilizan, por tanto, simplificaciones del tipo 'pórticos virtuales' o 'líneas de rotura'.

Las características del material (módulo de Young, de Poisson y coeficiente de dilatación térmica) son propias para los forjados reticulares y losas de forjado. En las losas de forjado se puede, además, fijar el tanto por ciento de rigidez entre un 0% y un 100% (Ver LISTADO DE OPCIONES).

Las cargas introducidas en los forjados reticulares y losas se consideran concentradas en los nudos (puntos de intersección de los nervios de ambas direcciones).

No es conveniente utilizar distancias entre nervios de más de 100 cm. En el caso de losas de forjado es recomendable utilizar un paso de discretización del orden de 50 cm o 1/8 de la distancia media entre pilares.

### -NERVIOS (FORJADOS RETICULARES)

Se define la geometría del nervio como una sección en T mediante una poligonal de 12 vértices. En función de ella, por integración, se han obtenido las características geométricas y mecánicas del mismo:  $I_x$ ,  $I_y$ ,  $I_z$  y  $A_x$ , equivalentes a las del resto de barras de la estructura (apartado 4 de esta Memoria). No se consideran características mecánicas diferenciales debidas a proximidad de zunchos o ábacos.

La rigidez a la torsión de los nervios es modificable por el usuario, entre los valores de un 0% y un 100% (Ver LISTADO DE OPCIONES).

### -ABACOS

Se consideran exclusivamente ábacos del mismo canto al del forjado reticular o losa de forjado. Se modelizan como un conjunto de barras de sección constante en dos direcciones ortogonales. Si el pilar no coincide con uno de los nudos de la retícula, se han introducido barras ficticias, paralelas a los nervios, que lo unen a los nervios más próximos. Para la definición de sus características geométricas y mecánicas, se han dividido los ábacos, en cada dirección, en bandas colindantes de sección rectangular.

### -ZUNCHOS

Se definen dos tipologías de zunchos:

· *Zunchos con ficha predefinida.* Un zuncho con ficha predefinida es una barra de sección constante con un determinado armado longitudinal y transversal constante en toda su longitud. Cada zuncho se asocia a un perfil de hormigón de la biblioteca de perfiles cuya forma debe de ser 'Rectangular', en 'T' o 'L', del que leen las características geométricas y mecánicas, dimensiones, áreas e inercias.

· *Zunchos con sección asignada.* Un zuncho con sección asignada es una barra de sección constante a la que se asigna un perfil de hormigón de la biblioteca de perfiles cuya forma debe de ser 'Rectangular', en 'T' o 'L', del que leen las características geométricas y mecánicas, dimensiones, áreas e inercias. Su armado se calculará de igual forma y junto con el resto de vigas, pilares y diagonales de hormigón armado de la estructura, y por tanto, poseen armaduras de montaje, refuerzos y estribos no constantes en toda su longitud.

## 9.2.- Dimensiones de los diferentes elementos

Las dimensiones de los diferentes elementos vienen fijadas en la norma EHE. Concretamente, se cumplen las mencionadas a continuación.

### -NERVIOS (FORJADOS RETICULARES)

Su ancho mínimo es  $\geq 7$  cm.  $\geq d/4$ ; siendo 'd' el canto del bloque aligerante

La capa de compresión es  $\geq 3$  cm.

Si se utilizan casetones recuperables, además, es

$\geq x/10$ ; siendo 'x' la anchura de la parte horizontal del casetón.

Si los nervios carecen de cercos,  $d \leq 80$  cm., siendo 'd' el canto útil del forjado a  $\leq 100$  cm., siendo 'a' la distancia entre nervios a  $\leq 8$  b, siendo 'b' el ancho mínimo del nervio

### -COMPROBACION A PUNZONAMIENTO

Se realiza la comprobación a punzonamiento indicada por el artículo 46. de la Norma EHE con las siguientes salvedades (la nomenclatura utilizada es la indicada por dicha Norma):

No se realiza la comprobación a punzonamiento si al pilar de estudio acometen zunchos de canto superior al máximo canto de los forjados o losas existentes sobre dicho pilar.

No es necesaria armadura de punzonamiento si se verifican:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$$

siendo

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd,ef}}{u_1 \cdot d} ; F_{sd,ef} = \beta \cdot F_{sd}$$

$$\tau_{rd} = 0,12 \cdot \xi \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} ; \rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} ; \xi = 1 + \sqrt{200/d}$$

En ningún caso la resistencia total a punzonamiento,  $N_d$  supera el valor  $f_{1cd} = 0,30 \cdot f_{cd}$ .

No se considera la incidencia de agujeros próximos a los soportes (opcional, según EHE).

No se consideran los lados del perímetro crítico que disten menos de  $6d$  de un borde, ya sea exterior o interior.

Cuando es necesario colocar armadura a punzonamiento, el programa calcula la armadura de la rama más desfavorable, dimensionando todas las ramas por igual con esta armadura.

Se comprueba la no necesidad de armadura de punzonamiento en un perímetro crítico a distancia  $2 \cdot d$  exterior al armado de punzonamiento (equivale a 4 veces el canto útil del borde del pilar).

## 9.3.- Criterios de armado

Los criterios considerados en el armado de los forjados reticulares siguen las especificaciones de la Norma EHE, tal como se indica en el apartado 6.1 de esta Memoria, así como las especificaciones particulares expuestas en el artículo 56 ("Placas o losas") de la mencionada Norma.

No se utilizan redondos de diámetro superior a la décima parte del canto total del forjado reticular ni de diámetro superior a 25 mm.

No se tiene en cuenta la flexión lateral (flexión en el plano del forjado) en el cálculo del armado, aunque sí el axil (de compresión o tracción) existente.

## 9.4.- Cálculo del armado de nervios

Se ha considerado un diagrama rectangular de respuesta de las secciones, asimilable al diagrama parábola-rectángulo, y limitando la profundidad de la fibra neutra al canto útil (es decir, dominios de deformación del 1 al 4, inclusive). En el caso de reticulares, el armado se calcula por nervios. En el caso de losas, el armado se calcula con la misma discretización realizada para el cálculo de esfuerzos: en bandas de ancho fijo a las que denominaremos 'nervios' por su similitud con los nervios de un forjado reticular.

### -ARMADURA BASE LONGITUDINAL (LOSAS DE FORJADO)

En toda la superficie de la losa de forjado se dispone un armado longitudinal en la cara inferior, siendo opcional en la cara superior, y en ambas direcciones. Estará constituido por barras o mallas electrosoldadas de un mismo diámetro y separación (aunque pueden ser diferentes para cada cara y dirección). La separación entre redondos debe ser menor o igual a 25 cm y a dos veces el canto de la losa. Si no existe armado base superior, estas separaciones mínimas serán respetadas por la armadura longitudinal superior de refuerzo.

La cuantía geométrica mínima total en cada dirección (repartiéndola como 40% en superior y 60% en inferior si existe

armado base superior e inferior; o como 100% en inferior en el caso de existir sólo armado base inferior) es, expresadas en tanto por mil de área de la sección de la losa (art. 42.3.5 de EHE):

ACERO B400S: 2.0

ACERO B500S: 1.8

Esta armadura base, además de como armadura de reparto, se considera en el cálculo de los refuerzos (tanto como armadura de tracción como de compresión).

#### -ARMADURA LONGITUDINAL DE REFUERZO DE NERVIOS

El armado longitudinal de nervios se dispone exclusivamente en una capa de redondos, respetándose la limitación de Norma sobre distancia entre ellos: 1,25 veces el tamaño máximo del árido, 2 cm. para redondos de diámetro menor de 20 mm. y un diámetro para el resto. No se consideran grupos de barras. Un tercio de la armadura inferior máxima de cada nervio se prolonga en toda su longitud. Para este armado se considera como nervio una alineación de nervios entre bordes exteriores o interiores (debidos a huecos) del forjado.

Como armadura de negativos mínima en los bordes de los forjados y losas se coloca, al menos, un armado constituido por barras cuya separación sea como máximo la máxima permitida por normativa (25 cm o dos veces el canto de la losa, según EHE) y con una cuantía, en  $\text{cm}^2/\text{m}$ , de al menos  $0,025 \cdot d$ , siendo 'd' el canto útil de la losa en centímetros. La longitud de dichos redondos será de al menos 2 veces el canto de la losa. Esta armadura no será necesaria si el forjado o losa dispone de una armadura base superior. Esta armadura podría sustituirse por el armado transversal de los zunchos de borde, aunque no se realiza de forma automática.

En el caso de forjados reticulares, el armado longitudinal del nervio existente en la sección límite nervio - ábaco, se prolonga en toda la longitud del ábaco.

En el caso de reticulares, se comprueba la cuantía geométrica mínima de tracción indicada por la normativa (art. 42.3.5 de EHE), considerándolos a estos efectos como vigas de sección rectangular de ancho el ancho de cortante ( $b_w$ ) y canto del forjado.

#### -ARMADURA TRANSVERSAL

En los forjados reticulares, la armadura transversal de los nervios es opcional (Ver LISTADO DE OPCIONES). Si no se desea este tipo de armado, deben cumplirse las limitaciones de dimensiones indicadas en el apartado 9.2 de esta Memoria.

En las losas de forjado, no se considera armadura transversal de nervio. Si el hormigón no fuera suficiente para resistir el cortante y se necesitara por cálculo, se invalida el cálculo.

En el caso de que sea necesaria armadura transversal, se cumplen las separaciones mínimas impuestas por EHE. Dicha armadura transversal se realiza mediante cercos ortogonales a la directriz del nervio. Las ramas laterales toman la inclinación respecto a la horizontal 'g' inicial de los paramentos laterales del nervio (la inclinación del lado lateral inferior del polígono que define la geometría del nervio). En cada barra de la retícula, la armadura transversal es constante.

Se cumple que la contribución de la armadura transversal a la resistencia del esfuerzo cortante,  $V_{su}$ , es:

$$V_{su} = \sum (A_s \cdot f_y d \cdot 0,9 \cdot d \cdot \text{sen}(g))$$

donde

As: Sección, por unidad de longitud, según un plano horizontal, de las armaduras transversales que atraviesan dicho plano.

f<sub>y</sub>d: Resistencia de cálculo de la armadura transversal, no mayor de 4.200 Kp/cm<sup>2</sup>.

d: Canto útil.

El ancho eficaz,  $b_w$ , es:

-El ancho mínimo del nervio si la sección considerada está solicitada con momentos positivos.

-El ancho del nervio, a una altura desde el borde inferior del mismo 'd/4', si la sección está solicitada con momentos negativos, siendo 'd' el canto útil de la sección.

#### 9.5.- Cálculo del armado de ábacos

##### -ARMADURA LONGITUDINAL DE ÁBACOS EN FORJADOS RETICULARES

Se calcula por separado el armado longitudinal en las dos direcciones de los nervios del forjado reticular.

Para el cálculo del armado se considera la sección completa del ábaco, (ancho del ábaco x canto del ábaco) teniendo en cuenta el sumatorio de solicitaciones de toda la sección. Se considera la contribución del armado longitudinal de los nervios (que como queda dicho en 9.4., se prolonga en el interior de los ábacos). Dicho armado, se suplementa, si es necesario, mediante refuerzos, dispuestos en ambas direcciones y tanto en la cara superior como la inferior. En los cuatro casos, los refuerzos se disponen equidistantes entre sí y en toda la superficie del ábaco. Si en el ábaco existen zunchos de canto superior al del ábaco, no se consideran los esfuerzos ni el armado del zuncho para el cálculo del armado del ábaco.

Si en el ábaco existen zunchos del mismo o menor canto que el ábaco, sus esfuerzos serán resistidos por la armadura del ábaco. Si además dichos zunchos son de sección predefinida, su armadura será tenida en cuenta en el cálculo del armado del ábaco.

La separación entre redondos debe ser menor o igual a 25 cm. La cuantía geométrica mínima total en cada dirección (superior más inferior) es:

ACERO B400S: 2.0

ACERO B500S: 1.8

Cuantías expresadas en tanto por mil de área de la sección del ábaco. Además, en cada cara (superior e inferior) existe una cuantía mínima de un tercio de la mencionada. En todo caso, existe un armado mínimo consistente en barras del diámetro mínimo que se fije y separadas 25 cm.

En el caso de que un ábaco sea común a más de un forjado reticular (con direcciones de nervios diferentes), se considera un armado en cada cara (superior e inferior) constituido por redondos del mismo diámetro y a la misma separación en dos direcciones ortogonales.

El anclaje de la armadura superior se realiza en prolongación recta, y el de la armadura inferior con barras dobladas, aunque las barras inferiores que coincidan con los nervios pueden anclarse en prolongación recta.

##### -ARMADURA TRANSVERSAL DE ÁBACOS

La armadura transversal de ábacos (armadura de punzonamiento) es opcional (Ver LISTADO DE OPCIONES). Si no se desea armado de punzonamiento, se invalidan los ábacos que la precisen. La armadura de punzonamiento se dispone mediante barras longitudinales y cercos verticales en las dos direcciones de los nervios. Conforman, en cada dirección, una 'jaula' de anchura la del soporte y de longitud la del ábaco. El primer cerco se dispone a una distancia de 0,5 d del soporte. El resto, se disponen separados una misma distancia que es menor de 0,75 d (en ambos casos, 'd' es el canto útil del ábaco). Cuando es necesario colocar armadura a punzonamiento, el programa calcula la armadura de la rama más desfavorable, dimensionando todas las ramas por igual con esta armadura. Si existen en el ábaco zunchos de canto superior al del ábaco, no se realiza la comprobación a punzonamiento del ábaco. Se considera que el punzonamiento se transforma en cortante que es asumido por los estribos del o los zunchos.

#### 9.6.- Cálculo del armado de zunchos

Tanto para zunchos de borde como interiores, se distinguen dos casos:

**A.** El canto del zuncho es menor o igual al máximo canto de los forjados o losas a los que pertenece.

**B.** El canto del zuncho es mayor al máximo canto de los forjados o losas a los que pertenece.

Si un ábaco o un zuncho están en el límite de una losa y un forjado reticular, a efectos del armado se supone que pertenecen al forjado reticular.

El armado longitudinal se calcula para la combinación de esfuerzos (axiles y flectores) en las secciones del zuncho no embebidas en un ábaco (caso de zunchos de tipo 'A' pertenecientes a forjados reticulares) o en toda su longitud (caso de zunchos de tipo 'B' o pertenecientes a losas de forjado).

El armado transversal se calcula para la combinación de esfuerzos (cortantes y torsores) en las secciones del zuncho no embebidas en un ábaco (zunchos de tipo 'A') o en toda su longitud (zunchos de tipo 'B').

#### **-ZUNCHOS DE SECCIÓN PREDEFINIDA**

El armado de un zuncho está formado por una armadura longitudinal y una armadura transversal constantes en toda su longitud, de acuerdo con las opciones de cálculo de forjados (ver LISTADO DE OPCIONES).

El armado longitudinal de los zunchos de borde interiores (perímetro de huecos) se prolonga la longitud de anclaje necesaria a cada lado, invadiendo la zona de nervios.

#### **-ZUNCHOS DE SECCIÓN ASIGNADA**

El armado de un zuncho está formado por una armadura montaje, refuerzos longitudinales y una armadura transversal de acuerdo con las opciones de cálculo de armado de vigas (ver LISTADO DE OPCIONES). Los materiales que se consideran son los del armado de vigas (ver LISTADO DE OPCIONES).

En el cálculo de la armadura transversal, el programa considera tres separaciones diferentes de estribos. Para el cálculo del cortante existente en la zona próxima a los pilares, el programa en cada extremo el cortante existente a una distancia 'd' de la cara del pilar inferior. Dado que el programa transforma las cargas aplicadas sobre forjados reticulares y losas en cargas aplicadas en los nudos, para obtener dicho cortante se realiza una interpolación lineal entre el cortante existente sobre el pilar y la media aritmética de los cortantes existentes a ambos lados de cada tramo de zuncho.

#### **9.7.- Parámetros de cálculo del armado**

Ver LISTADO DE OPCIONES

#### **9.8.- Crecimientos**

Es posible definir un crecimiento (distancia entre el eje de cálculo y en centro geométrico) cualquiera para los pilares y zunchos. Dicho crecimiento es considerado en la determinación de la sección crítica a punzonamiento.

#### **9.9.- Grafismos de las salidas gráficas de resultados**

Existe una escala numerada para la identificación y replanteo de los nervios, en ambas direcciones.

Un grafismo en forma de corchete que engloba 2 o más nervios indica que dichos nervios presentan el mismo armado.

#### **9.10.- Limitaciones de diseño. Pilares de acero.**

No se contempla la posibilidad de forjados reticulares o losas de forjado sobre soportes metálicos. Si se utilizan soportes metálicos el usuario debe disponer y calcular los correspondientes elementos de conexión entre el forjado el pilar metálico, como por ejemplo, perfiles metálicos en u, en cada una de las direcciones del forjado.

#### **9.11.- Forjados reticulares sobre muros de sota**

Se asigna de forma automática una condición de apoyo de empotramiento perfecto a los nudos de un forjado reticular contenidos en un muro de sótano. Si se asigna un apoyo elástico, tanto al desplazamiento como al giro (resorte), al borde del forjado, se considera prioritariamente esta condición frente a la primera. De esta forma se modifica la condición de empotramiento perfecto por la de empotramiento elástico. Se tomarán las disposiciones constructivas necesarias para que la unión entre el forjado y el muro responda a la hipótesis considerada en el cálculo.

## **10.- CÁLCULO DE LOSAS DE CIMENTACIÓN Y DE VIGAS FLOTANTES**

Las Losas de Cimentación son, desde el punto de vista de modelización y de cálculo de su armado, muy similares a las losas macizas de forjado. Son de aplicación, por tanto, todas las indicaciones recogidas en el capítulo 11 de esta memoria con las salvedades que se indican en este capítulo 10.

Las vigas flotantes se arman según el criterio general de EHE, por lo que es de aplicación todo lo indicado en el capítulo 6.

**CÁLCULO DE ARMADO** de esta memoria con las salvedades que se indican en este capítulo 10.

Tanto las losas de cimentación como las vigas flotantes pueden disponerse en cualquier plano horizontal. En el mismo plano se pueden definir varias losas, tanto de forjado como de cimentación, y forjados unidireccionales o reticulares, pero las losas de cimentación no pueden estar en contacto con forjados reticulares o losas de forjado. Tampoco deben existir elementos de la estructura, vigas, pilares, diagonales u otros tipos de forjado, situados por debajo de las losas de cimentación. Si es posible, por el contrario, definir losas de cimentación a cotas diferentes.

Se pueden definir muros de sótano apoyados en las losas de cimentación, no siendo imprescindible que se sitúen en su borde. No se permiten, sin embargo, muros de sótano cimentados en una parte en la losa de cimentación y en otra en su zapata, debiéndose en este caso dividir dicho muro en dos.

#### **10.1-Tipologías de losas de cimentación y vigas flotantes**

De entre los diversos métodos de cálculo de losas de cimentación Tricalc utiliza el de asimilación a un emparrillado. En cuanto a la interacción terreno-estructura, de entre los diversos métodos aplicables, se utiliza el más comúnmente aceptado de consideración de proporcionalidad entre la tensión aplicada y la deformación producida. De esta forma, las losas de cimentación se modelizan como un conjunto de barras de sección constante en dos direcciones ortogonales entre sí, con resortes situados en los puntos de intersección, y en contacto con el terreno en todos sus puntos. De forma análoga, las vigas flotantes se modelizan dividiéndolas en segmentos y situando un resorte en los puntos de división. Dichas barras, junto con las del resto de la estructura conforman una única matriz de rigidez que se utiliza para el cálculo de desplazamientos.

A la constante de proporcionalidad entre tensión y deformación del terreno se la denomina, en general, coeficiente o módulo de balasto, también conocido como módulo de Winkler.

#### **10.1.1 Coeficiente de balasto**

El método de cálculo utilizado por Tricalc se basa en la hipótesis de que si 'p' es la presión transmitida en un punto por el cimiento al suelo, el asiento 'y' producido está ligado a 'p' por la relación

$$y = \frac{\sigma}{K}$$

donde 'K' es el módulo de balasto y tiene dimensiones de fuerza por unidad de volumen.

La determinación de 'K' se realiza por métodos experimentales, generalmente mediante ensayos de carga con placa. Sin embargo, el dato obtenido para un mismo suelo depende de numerosos factores (forma y tamaño de la placa, presión ejercida, velocidad y repetitividad de la aplicación de la carga, etcétera).

Por tanto, debe adaptarse (modificarse) el valor de 'K' obtenido en un ensayo a la estructura que se desea calcular. Las expresiones que permiten esta adaptación son totalmente experimentales, y por tanto, aproximadas. Autores como J. Calavera, proponen las siguientes:

Si denominamos 'K30' al coeficiente de balasto obtenido con una placa cuadrada de 30x30 cm, el valor de 'K' a aplicar a una determinada cimentación, y por tanto a introducir como dato en el programa, es:

· Para suelos arenosos y losas cuadradas de lado 'b' (en cm):

$$K = K_{30} \cdot \left( \frac{b + 30}{2 \cdot b} \right)^2$$

· Para suelos arcillosos y losas rectangulares de lados 'b' y 'b·n' ('b' en cm; 'n' > 1):

$$K = \frac{n + 0,5}{1,5 \cdot n} \cdot K_{30} \cdot \frac{30}{b}$$

En el programa debe introducirse el valor final de 'K' a adoptar. Si bien sólo se ha indicado hasta ahora un módulo de balasto 'vertical', el programa permite introducir un valor de resorte para cada uno de los 6 grados de libertad (tres desplazamientos y tres giros).

En el caso de desplazamiento horizontal, el valor introducido representa la resistencia a deslizamiento de la losa sobre el terreno.

Los valores de resorte para giros no suelen ser considerados normalmente en las losas de cimentación, por lo que su valor será habitualmente cero. Sin embargo, en el caso de vigas flotantes, puede ser importante fijar un valor en KGX y KGZ para indicar una rigidez al 'vuelco' de la viga sobre su propio eje longitudinal.

### 10.2-Cálculo de losas de cimentación y vigas flotantes

El cálculo de los esfuerzos originados en los nervios, zunchos y ábacos se realiza de forma integrada con el resto de la estructura en una fase anterior. En la etapa de cálculo de esfuerzos se comprueba la tensión del trabajo del terreno en todas las combinaciones de cargas, debiéndose tener en cuenta lo siguiente:

· *Tensiones del terreno negativas.* El cálculo realizado presupone que las losas de cimentación y las vigas flotantes están apoyadas en el terreno y al que se le transmite una determinada presión, debido a la cual se produce un descenso de las losas y vigas flotantes. Se debe evitar la aparición de puntos de las losas que se separen del terreno, es decir, que se desplacen hacia arriba. (Se producirían tensiones negativas en el terreno, lo cual no es posible).

· *Tensiones del terreno excesivas.* Se debe comprobar que en ningún punto de las losas de cimentación y de las vigas flotantes se producen tensiones en el terreno mayores de las admisibles.

#### 10.2.1 Cálculo de armado de vigas flotantes

Las vigas flotantes están formadas por barras del mismo tipo que el resto de vigas de la estructura, y se arman junto con aquéllas tal como se indica en el capítulo '6. CÁLCULO DE ARMADO'.

#### 10.2.2 Consideraciones sobre el cálculo de armado en losas de cimentación

Para el cálculo de armado de las losas de cimentación es de aplicación todo lo indicado sobre losas de forjado en el capítulo 11, con las siguientes salvedades:

-*Armadura Base Longitudinal*

En toda la superficie de la losa de cimentación se dispone un armado longitudinal en ambas caras y en ambas direcciones. Estará constituido por barras o mallas electrosoldadas de un mismo diámetro y separación, aunque pueden ser diferentes para cada cara y dirección.

En el Art. 59.8.2 de EHE se indica que la separación debe ser menor o igual a 30 cm y a dos veces el canto de la losa.

### 10.3- Parámetros de cálculo del armado

Ver LISTADO DE OPCIONES

### 11.- CÁLCULO DE MUROS RESISTENTES DE HORMIGÓN

Las armaduras de los muros resistentes de hormigón armado se calculan constantes en cada cara de cada muro, y están formadas por una barras longitudinales en ambas caras, tanto en horizontal como en vertical. Si es necesario, se dispone

también un armado transversal (estribos en forma de ganchos), que unen las armaduras de ambas caras. Estos estribos se disponen siempre en las intersecciones del armado horizontal y vertical, aunque no necesariamente en todas las intersecciones.

Para el cálculo del armado de cada muro, se consideran las tensiones (esfuerzos) de todos sus nodos. De las siete tensiones existentes, que producen otros tantos esfuerzos, se consideran las siguientes:

Para el cálculo de la armadura longitudinal horizontal se consideran los esfuerzos  $F_x$  (axil producido por la tensión  $s_x$  de tensión plana),  $T_{xy}$  (cortante producido por la tensión  $t_{xy}$  de tensión plana) y  $M_y$  (momento flector producido por la tensión  $s_x$  de flexión).

Para el cálculo de la armadura longitudinal vertical se consideran los esfuerzos  $F_y$  (axil producido por la tensión  $s_y$  de tensión plana),  $T_{xy}$  (cortante producido por la tensión  $t_{xy}$  de tensión plana) y  $M_x$  (momento flector producido por la tensión  $s_y$  de flexión).

Para el cálculo de la armadura transversal se consideran los esfuerzos  $T_{xz}$  (cortante producido por la tensión  $t_{xz}$  de flexión) y  $T_{yz}$  (cortante producido por la tensión  $t_{yz}$  de flexión).

En los esfuerzos de cortante, se utiliza la teoría habitual de bielas de hormigón comprimidas y tirantes de acero traccionados, teoría de Ritter-Mörsch. De esta forma, el cortante  $T_{xy}$  provoca bielas de hormigón paralelas al plano del muro e inclinadas 45° con respecto a la horizontal, estando los tirantes constituidos por la propia armadura longitudinal (horizontal y vertical) del muro. El cortante  $T_{xz}$ , provoca bielas de hormigón horizontales e inclinadas 45° con respecto al plano del muro, estando los tirantes constituidos por la armadura longitudinal horizontal y la armadura transversal. El cortante  $T_{yz}$ , provoca bielas de hormigón verticales e inclinadas 45° con respecto al plano del muro, estando los tirantes constituidos por la armadura longitudinal vertical y la armadura transversal.

También se realiza la comprobación de fisuración, de acuerdo con EHE.

Una vez evaluado el armado por unidad de longitud de muro, se propone como armadura del muro el más desfavorable de los armados calculados en cada nodo.

#### 11.1 Esbeltez y pandeo

Para el cálculo de la armadura longitudinal se tiene en cuenta el pandeo producido por los esfuerzos de compresión, tanto horizontal como vertical. Las diferentes normativas poseen distintos criterios para evaluar tanto la longitud de pandeo, como la esbeltez y los esfuerzos de pandeo.

En todo caso, la longitud de pandeo de un muro está en función, entre otras cosas, de su anchura (longitud horizontal) y su altura. Para evaluar la anchura y altura de un muro en un determinado punto, *Tricalc* divide en primer lugar el muro en tantas alturas como forjados unidireccionales, reticulares o losas horizontales atraviese (aunque el forjado no divida totalmente el muro). Se calcula entonces la anchura y altura de la parte de muro al que pertenece el punto considerado. Como caso particular, si el muro no está unido a ningún forjado en su parte superior, se considera como altura del último tramo el doble de la real, para considerar la falta de arriostamiento en la parte superior del muro.

El programa evalúa la longitud de pandeo de forma independiente para las dos direcciones (horizontal y vertical) de cálculo. En cada una de ellas, es opcional considerar o no el pandeo y considerar la estructura como traslacional, intraslacional o con el factor de longitud de pandeo fijado.

Se define, para el pandeo vertical, 'l' como la altura del muro y 's' como su anchura; y para el pandeo horizontal 'l' como la anchura del muro y 's' como su altura.

Se define una excentricidad accidental, a añadir a todas las combinaciones de flexocompresión de valor  $e = \max(t/20, 2 \text{ cm})$  siendo 't' el espesor del muro.

La longitud de pandeo,  $l_0$ , viene dada por la expresión  $l_0 = b \cdot l$ .

Si la estructura es intraslacional, el factor  $b$  tiene un valor comprendido entre 0,5 y 1,0, en función de la relación  $l/s$ . Si la

estructura es traslacional, el factor  $b$  tiene un valor comprendido entre 1,0 y 2,0, en función de la mencionada relación  $l/s$ . La tabla siguiente resume los valores del coeficiente  $b$ , teniendo en cuenta que los valores intermedios se interpolan linealmente.

$l/s$	traslacional	intraslacional
$\leq 1$	1,0	0,5
2	1,6	0,8
$\geq 4$	2,0	1,0

La esbeltez de un muro (horizontal o vertical) viene dada por la expresión  $l = l_0/t$ . La norma española no da ningún tipo de limitación al valor de la esbeltez.

La esbeltez ficticia (de segundo orden) de un muro viene dada por la expresión

$$ea = 15/Ec \cdot (t+e1) \cdot l_0^2$$

donde  $E_c$  es el módulo instantáneo de deformación del hormigón, en MPa, y  $e1$  es la excentricidad determinante, cuyo valor es:

En pandeo horizontal, es la excentricidad de primer orden en el punto de estudio.

En pandeo vertical y estructura traslacional, es la máxima excentricidad de primer orden entre la parte inferior y la superior del trozo de muro considerado.

En pandeo vertical y estructura intraslacional, es la máxima excentricidad de primer orden en el tercio central de la vertical del muro que pasa por el punto de estudio.

La excentricidad total a considerar, viene dada por la suma de la excentricidad de primer orden, más la excentricidad accidental, más la excentricidad ficticia.

### 11.2 Limitaciones constructivas

La norma EHE no posee ninguna reglamentación específica de muros resistentes de hormigón armado, por lo que se utilizan las prescripciones generales que sean aplicables, así como criterios habituales en este tipo de elementos.

La separación máxima entre redondos es de 30 cm, aunque no puede ser mayor de 5 veces el espesor del muro.

Si la cuantía geométrica de la armadura horizontal o vertical supera el 2%, se coloca armadura transversal aunque no sea necesaria por cálculo.

La cuantía mecánica de la armadura horizontal o vertical no puede superar la del hormigón. La cuantía geométrica debe ser, al menos, la indicada en el artículo 42.3.5 de EHE para muros:

	Tipo de acero	
	B 400 S	B 500 S
Armadura horizontal	4,0 ‰	3,2 ‰
Armadura vertical	1,2 ‰	0,9 ‰

La separación máxima de la armadura transversal es de 50 cm. Si el diámetro máximo longitudinal es mayor de 12mm, la separación máxima de la armadura transversal no podrá superar 15 veces el diámetro mínimo de la armadura longitudinal.

### 11.3 Anclajes y refuerzos de borde

En los bordes laterales de los muros resistentes de hormigón, que posean otros muros adyacentes en su mismo plano, el armado longitudinal horizontal se ancla por prolongación recta una longitud de anclaje en posición de buena adherencia. En el borde superior, si existe otro muro adyacente, el armado longitudinal vertical se ancla por prolongación recta el doble de la longitud de anclaje en posición de buena adherencia. Esto se debe a que hacia abajo nunca se ancla el armado longitudinal vertical, dado que no puede atravesar la junta de hormigonado. En todos los bordes de un muro resistente (incluidos los bordes pertenecientes a los huecos), que no se pueda anclar la armadura longitudinal en un muro adyacente, se deben

disponer en los bordes refuerzos en forma de 'U' que anclen los redondos de ambas caras del muro. Su cuantía será la máxima entre las cuantías de ambas caras (en la dirección considerada), y su diámetro será el mayor de los diámetros de los redondos que anclados. La longitud de los lados de la 'U' es la longitud básica de anclaje en prolongación recta y en posición de buena adherencia.

## 12. CALCULO Y COMPROBACION DE MUROS RESISTENTES DE LADRILLO Y OTROS MATERIALES

La comprobación de los muros resistentes de ladrillo y otros materiales distintos del hormigón armado consiste en comprobar que no se supera, en ningún nodo del muro, la resistencia a flexocompresión, flexotracción o cortante del material. Como estos muros están formados por piezas más o menos prismáticas unidas con un mortero (sin ningún tipo de armadura), su resistencia a tracción y cortante es muy escasa (del orden de 10 veces menos que a compresión). También por ello, la resistencia a flexión es pequeña.

Se coge como sección de referencia, un cubo de lado igual al espesor. Para la comprobación de estos muros, se consideran las tensiones (esfuerzos) de todos sus nodos producidos en la sección de referencia. De las siete tensiones existentes, que producen otros tantos esfuerzos, se consideran las siguientes:

Para la comprobación a flexocompresión y flexotracción horizontal, se consideran los esfuerzos  $F_x$  (axil producido por la tensión  $s_x$  de tensión plana) y  $M_y$  (momento flector producido por la tensión  $s_x$  de flexión).

Para la comprobación a flexocompresión y flexotracción vertical, se consideran los esfuerzos  $F_y$  (axil producido por la tensión  $s_y$  de tensión plana) y  $M_x$  (momento flector producido por la tensión  $s_y$  de flexión).

Para la comprobación a cortante se consideran los esfuerzos  $T_{xy}$  (cortante producido por la tensión  $t_{xy}$  de tensión plana),  $T_{xz}$  (cortante producido por la tensión  $t_{xz}$  de flexión) y  $T_{yz}$  (cortante producido por la tensión  $t_{yz}$  de flexión).

A falta de otras normativas, se utiliza la normativa española NBE-FL-90 "Muros resistentes de fábrica de ladrillo".

### 12.1 Criterios utilizados de la Norma NBE-FL-90

#### 12.1.1 Esbeltez y pandeo

Para la comprobación del muro se tiene en cuenta el pandeo producido por los esfuerzos de compresión, tanto horizontal como vertical. Las diferentes normas poseen distintos criterios para evaluar tanto la longitud de pandeo, como la esbeltez y los esfuerzos de pandeo. En todo caso, se utilizan los mismos criterios que en muros resistentes de hormigón armado, salvo en normativa española, que se utilizan los criterios específicos de la norma NBE-FL-90.

En todo caso, la longitud de pandeo de un muro está en función, entre otras cosas, de su anchura (longitud horizontal) y su altura. Para evaluar la anchura y altura de un muro en un determinado punto, *Tricalc* divide en primer lugar el muro en tantas alturas como forjados unidireccionales, reticulares o losas horizontales atraviese (aunque el forjado no divida totalmente el muro). Se calcula entonces la anchura y altura del 'trozo' de muro al que pertenece el punto considerado. Como caso particular, si el muro no está unido a ningún forjado en su parte superior, se considera como altura del último tramo el doble de la real, para considerar la falta de arriostamiento en la parte superior del muro.

El programa evalúa la longitud de pandeo de forma independiente para las dos direcciones (horizontal y vertical) de cálculo. En cada una de ellas, es opcional considerar o no el pandeo y considerar la estructura como traslacional, intraslacional o con el factor de longitud de pandeo fijado.

Se define, para el pandeo vertical, ' $l$ ' como la altura del muro y ' $s$ ' como su anchura; y para el pandeo horizontal ' $l'$ ' como la anchura del muro y ' $s'$ ' como su altura.

La longitud de pandeo,  $l_0$ , viene dada por la expresión  $l_0 = b \cdot l$ .

Si la estructura es intraslacional, el factor  $b$  tiene un valor comprendido entre 0,5 y 1,0, en función de la relación  $l/s$ . Si la

estructura es traslacional, el factor  $b$  tiene un valor comprendido entre 1,0 y 2,0, en función de la mencionada relación  $l/s$ . La tabla siguiente resume los valores de  $b$ , teniendo en cuenta que los valores intermedios se interpolan linealmente.

$l/s$	traslacional	intraslacional
$\leq 1$	1,0	0,5
2	1,6	0,8
$\geq 4$	2,0	1,0

La esbeltez de un muro (horizontal o vertical) viene dada por la expresión  $l = l_0/t$ . La norma española no da ningún tipo de limitación al valor de la esbeltez.

La deformabilidad unitaria a largo plazo,  $e$ , es función del tipo de ladrillo y del tipo de mortero, y está relacionada con la resistencia de cálculo a compresión del muro,  $f_d$ , y el módulo de elasticidad longitudinal,  $E$ , mediante la expresión  $e = f_d/E$ .

La excentricidad unitaria de pandeo simple,  $m$ , es función de la esbeltez del muro  $l$  y de la deformabilidad unitaria a largo plazo  $e$ , según la tabla 5.9 de NBE-FL-90. Es un valor comprendido entre 0 y 0,5; siendo mayor cuanto mayor es la esbeltez y cuanto mayor sea de deformabilidad unitaria. Si se deshabilita la comprobación a pandeo, al menos se tiene en cuenta esta excentricidad.

Sean las excentricidades  $e_m$  y  $e_n$  obtenidas como:

-En pandeo horizontal,  $e_m = e_n$  es la excentricidad de primer orden en el punto de estudio.

-En pandeo vertical  $e_m$  es la máxima excentricidad de primer orden entre la parte inferior y la superior del trozo de muro considerado, y  $e_n$  la excentricidad del extremo opuesto.

Si  $e_m$  es negativo, se cambia el signo de  $e_m$  y  $e_n$ .

Se obtienen los valores auxiliares ' $e_s = (e_m + e_n)/2$ ' y ' $e_d = (e_m - e_n)/2$ '. La excentricidad por deformación tiene el valor ' $e_p = m \cdot (t+1,8 \cdot e_s)$ '.

Si la estructura es traslacional, la excentricidad de flexopandeo valdrá

$$e_f = e_m + m \cdot (t+1,8 \cdot e_m)$$

Si la estructura es intraslacional y  $e_d > 2 \cdot e_p$ , la excentricidad de flexopandeo valdrá

$$e_f = e_m$$

Si la estructura es intraslacional y  $e_d < 2 \cdot e_p$ , la excentricidad de flexopandeo valdrá

$$e_f = e_m + e_p \cdot (t+1,8 \cdot e_s)$$

La excentricidad a tener en cuenta, será la máxima entre la excentricidad de primer orden de la combinación considerada y la excentricidad de flexopandeo,  $e_f$ .

### 12.1.2 Criterios de comprobación

Se realizan las siguientes comprobaciones:

Flexocompresión y flexotensión. Se comprueba que

$$\frac{M_d}{W} + \frac{N_d}{A} \not\geq f_{dt}; \frac{M_d}{W} - \frac{N_d}{A} \not\geq f_{dt}$$

Axil con cortante. Se comprueba que

$$\frac{\sqrt{N_d^2 + 4 \cdot V_d^2} + N_d}{2 \cdot A} \not\geq f_{dt}; \frac{\sqrt{N_d^2 + 4 \cdot V_d^2} - N_d}{2 \cdot A} \not\geq f_{dt}$$

siendo

$N_d$  Normal mayorado existente en la sección de referencia, siendo positivo si es de compresión. Para la comprobación en la dirección horizontal, será  $F_x$ ; para la comprobación en la dirección vertical será  $F_y$ .

$M_d$  Momento flector mayorado existente en la sección de referencia, considerando el pandeo si  $N_d > 0$ . Para la comprobación en la dirección horizontal, será  $M_y$ ; para la comprobación en la dirección vertical será  $M_x$ .

$W$  Módulo resistente a flexión de la sección de referencia (sección cuadrada de lado igual al espesor ' $t$ ' del muro), de valor  $t^3/6$ .

$A$  Área de la sección de referencia, de valor  $t^2$ .

$f_d$  Resistencia de cálculo a compresión del muro.

$f_{dT}$  Resistencia a flexotensión y a cortante del muro.

$V_d$  Cortante mayorado en la sección de referencia. Para la comprobación en la dirección horizontal es la raíz cuadrada de  $T_{xy}^2 + T_{xz}^2$ . Para la comprobación en la dirección vertical es la raíz cuadrada de  $T_{xy}^2 + T_{yz}^2$ .

## 1.B. LISTADO DE OPCIONES DE CALCULO

### NORMATIVA

Acciones: NBE AE-88  
Viento : NBE AE-88  
Hormigón: EHE, EFHE  
Acero : NBE EA-95  
Otras :

### MÉTODO DEL CÁLCULO DE ESFUERZOS

Método clásico

### COEFICIENTES DE MAYORACION

Cargas permanentes:

Hipótesis 0 1,50 1,33 1,60

Cargas variables:

Hipótesis 1/2 1,60;1,60 1,50;1,50 1,60;1,60

Hipótesis 7/8 1,60;1,60 1,50;1,50 1,60;1,60

Hipótesis 9/10 1,60;1,60 1,50;1,50 1,60;1,60

Cargas de viento no simultáneas:

Hipótesis 3/4 1,60;1,60 1,50;1,50 1,60;1,60

Cargas móviles no habilitadas

Cargas de temperatura:

Hipótesis 21 1,60 1,33 1,60

Cargas de nieve:

Hipótesis 22 1,60 1,33 1,60

Carga accidental:

Hipótesis 23 1,00 1,00 1,00

### OPCIONES DE CARGAS

Viento activo Sentido+- habilitado

Sismo no activo

Se considera el Peso propio de las barras

### COEFICIENTES DE COMBINACION

Hormigón/ Eurocódigo / Código Técnico de la Edificación

Gravitatorias 0,40 0,30 0,20

Móviles 0,40 0,30 0,20

Viento 0,40 0,20 0,00

Nieve 0,60 0,30 0,00

Temperatura 0,60 0,50 0,30

Acero / Otros

Gravitatorias + Viento 0,90

### OPCIONES DE CARGAS DE VIENTO

Dirección 1

Vector dirección 1,00; 0,00; 0,00

Coefficiente de presión 0,80

Coefficiente de succión 0,40

Q(kg/m<sup>2</sup>) 100

Hipótesis 3

Dirección 2

Vector dirección 0,00; 0,00; 1,00

Coefficiente de presión 0,80

Coefficiente de succión 0,40

Q(kg/m<sup>2</sup>) 100

Hipótesis 4

Modo de reparto puntual en nudos

Superficie actuante: Fachada

### OPCIONES DE CALCULO

Indeformabilidad de forjados horizontales en su plano  
Consideración del tamaño del pilar en forjados reticulares y losas.

### CARGAS EN FORJADOS RETICULARES Y LOSAS

ZONA DE VESTUARIOS:

PLANO 525

PESO PROPIO (Kg/m<sup>2</sup>) / FORJADO

400;L1

CARGAS SUP. GLOBALES (Kg/m<sup>2</sup>) / V / HIP. / FORJADO

40;( +0,00;-1,00;+0,00);( 0);L1

100;( +0,00;-1,00;+0,00);( 2);L1

PLANO INCL

PESO PROPIO (Kg/m<sup>2</sup>) / FORJADO

500;L2

CARGAS SUP. GLOBALES (Kg/m<sup>2</sup>) / V / HIP. / FORJADO

540;( +0,00;-1,00;+0,00);( 0);L2

300;( +0,00;-1,00;+0,00);( 2);L2

PLANO 295

PESO PROPIO (Kg/m<sup>2</sup>) / FORJADO

400;L3

CARGAS SUP. GLOBALES (Kg/m<sup>2</sup>) / V / HIP. / FORJADO

40;( +0,00;-1,00;+0,00);( 0);L3

100;( +0,00;-1,00;+0,00);( 2);L3

CARGAS LINEALES (Kg/m) / V / HIP. / NUMERO

160;( +0,00;-1,00;+0,00);( 0);0

PLANO 0

CARGAS SUP. GLOBALES (Kg/m<sup>2</sup>) / V / HIP. / FORJADO

50;( +0,00;-1,00;+0,00);( 1);L1

300;( +0,00;-1,00;+0,00);( 2);L1

ZONA DE TRIBUNA:

PLANO 525

PESO PROPIO (Kg/m<sup>2</sup>) / FORJADO

400;L1

400;L2

CARGAS SUP. GLOBALES (Kg/m<sup>2</sup>) / V / HIP. / FORJADO

40;( +0,00;-1,00;+0,00);( 0);L2

100;( +0,00;-1,00;+0,00);( 2);L2

40;( +0,00;-1,00;+0,00);( 0);L1

100;( +0,00;-1,00;+0,00);( 2);L1

PLANO FALDON

PESO PROPIO (Kg/m<sup>2</sup>) / FORJADO

400;L2

CARGAS SUP. GLOBALES (Kg/m<sup>2</sup>) / V / HIP. / FORJADO

40;( +0,00;-1,00;+0,00);( 0);L2

100;( +0,00;-1,00;+0,00);( 2);L2

CARGAS SUP. PARCIALES (Kg/m<sup>2</sup>) / V / HIP. / NUMERO

18;( +0,00;+0,00;-1,00);( 3);0

18;( +0,00;+0,00;+1,00);( 4);1

PLANO 165

PESO PROPIO (Kg/m<sup>2</sup>) / FORJADO

400;L3

CARGAS SUP. GLOBALES (Kg/m<sup>2</sup>) / V / HIP. / FORJADO

50;( +0,00;-1,00;+0,00);( 0);L3

500;( +0,00;-1,00;+0,00);( 2);L3

PLANO -35

CARGAS SUP. GLOBALES (Kg/m<sup>2</sup>) / V / HIP. / FORJADO

50;( +0,00;-1,00;+0,00);( 0);LC

300;( +0,00;-1,00;+0,00);( 2);LC

### CARGAS EN MUROS RESISTENTES

PLANO ZY001122

Muro resistente M1: Peso propio: Densidad 2,50 t/m<sup>3</sup>

### MATERIALES DE ESTRUCTURA

Hormigón HA25 255 Kg/cm<sup>2</sup>

Acero corrugado B 500 S 5098 Kg/cm<sup>2</sup> Dureza Natural

Nivel de control:

Acero: Normal 1,15

Hormigón: 1,50

Acero laminado A42

Límite elástico 2600 Kg/cm<sup>2</sup>

Coefficiente de minoración 1,10

### MATERIALES DE FORJADOS RETICULARES Y LOSAS DE FORJADO

Hormigón HA25 255 Kg/cm<sup>2</sup>

Acero corrugado B 500 S 5098 Kg/cm<sup>2</sup> Dureza Natural

Nivel de control:

Acero: Normal 1,15

Hormigón: 1,50

### MATERIALES DE LOSAS DE CIMENTACIÓN

Hormigón HA25 255 Kg/cm<sup>2</sup>

Acero corrugado B 500 S 5098 Kg/cm<sup>2</sup> Dureza Natural

Nivel de control:

Acero: Normal 1,15  
Hormigón: 1,50

### MATERIALES DE MUROS RESISTENTES / ZAPATAS DE MUROS

Hormigón HA25 25 Kg/cm<sup>2</sup>  
Acero corrugado B 500 S 5098 Kg/cm<sup>2</sup> Dureza Natural  
Nivel de control:  
Acero: Normal 1,15  
Hormigón: 1,50  
Muro / Material / E(Kg/cm<sup>2</sup>) / v / Espesor(cm) / fd,fdt(Kg/cm<sup>2</sup>)  
Plano ZY001122  
M1 Hormigón 210000,0 0,2000 30 --- ---

### OPCIONES DE ARMADO DE ESTRUCTURA

Recubrimientos(mm): Vigas = 35, pilares = 35  
BARRA(S) 1; 2; 3; 4

Yp: Pandeo se comprueba como intraslacional  
Zp: Pandeo se comprueba como intraslacional  
No se comprueba Torsión en vigas  
No se comprueba torsión en pilares  
Redistribución de momentos en vigas del 15%  
Fisura máxima 0,40 mm  
Momento positivo mínimo  $qL^2 / 16$   
No se considera flexión lateral  
Tamaño máximo del árido 20 mm  
Intervalo de cálculo 30 cm

### OPCIONES DE FLECHA

Comprobación de flecha activa:

Vanos

Flecha relativa  $L / 500$

Voladizos

Flecha relativa  $L / 500$

75% Peso estructura (hipótesis 0)

33% Tabiquería

80% Sobrecarga a larga duración

3 meses Estructura / tabiquería

60 meses Flecha diferida

28 días Desencofrado

No se considera deformación por cortante

No se consideran los efectos de segundo orden

Armadura de montaje en vigas:

Superior  $\varnothing$  12mm Resistente

Inferior  $\varnothing$  12mm Resistente

Piel  $\varnothing$  12mm

Armadura de refuerzos en vigas:

$\varnothing$  Mínimo 16mm

$\varnothing$  Máximo 25mm

Número máximo 8

Longitud máxima 600 cm

Flector de cálculo hasta la cara del pilar

Armadura de pilares:

$\varnothing$  Mínimo 12mm

$\varnothing$  Máximo 12mm

Minimizar número de barras

4 caras iguales

Igual  $\varnothing$

Máximo número de redondos por cara en pilares

rectangulares: 12

Máximo número de redondos en pilares circulares: 10

Armadura de estribos en vigas:

$\varnothing$  Mínimo 8mm

$\varnothing$  Máximo 12mm

Separación mínima 8 cm. Módulo 3 cm

% de carga aplicada en la cara inferior (carga colgada):

0% en vigas con forjado(s) enrasado(s) superiormente

100% en vigas con forjado(s) enrasado(s) inferiormente

50% en el resto de casos

Armadura de estribos en pilares:

$\varnothing$  Mínimo 8mm

$\varnothing$  Máximo 12mm

Separación mínima 8 cm. Módulo 3 cm

No se considera los criterios constructivos de NCSE-94

No se comprueba la Biela de Nudo en pilares de última planta

Se considera la armadura longitudinal comprimida en el valor del cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma

Se considera la limitación en la separación de la armadura transversal debida a la fisuración por esfuerzo cortante

Se considera la limitación en la separación de la armadura transversal debida a la fisuración por torsión

Se considera la limitación en la separación de la armadura transversal debida a la fisuración por torsión

### RESTO DE BARRAS

Yp: Pandeo se comprueba como intraslacional

Zp: Pandeo se comprueba como intraslacional

No se comprueba Torsión en vigas

No se comprueba torsión en pilares

Redistribución de momentos en vigas del 15%

Fisura máxima 0,40 mm

Momento positivo mínimo  $qL^2 / 16$

No se considera flexión lateral

Tamaño máximo del árido 20 mm

Intervalo de cálculo 30 cm

### OPCIONES DE FLECHA

Comprobación de flecha activa:

Vanos

Flecha relativa  $L / 500$

Voladizos

Flecha relativa  $L / 500$

75% Peso estructura (hipótesis 0)

33% Tabiquería

80% Sobrecarga a larga duración

3 meses Estructura / tabiquería

60 meses Flecha diferida

28 días Desencofrado

No se considera deformación por cortante

No se consideran los efectos de segundo orden

Armadura de montaje en vigas:

Superior  $\varnothing$  12mm Resistente

Inferior  $\varnothing$  12mm Resistente

Piel  $\varnothing$  12mm

Armadura de refuerzos en vigas:

$\varnothing$  Mínimo 16mm

$\varnothing$  Máximo 25mm

Número máximo 8

Longitud máxima 600 cm

Flector de cálculo hasta la cara del pilar

Armadura de pilares:

$\varnothing$  Mínimo 12mm

$\varnothing$  Máximo 25mm

Minimizar número de barras

4 caras iguales

Igual  $\varnothing$

Máximo número de redondos por cara en pilares

rectangulares: 12

Máximo número de redondos en pilares circulares: 10

Armadura de estribos en vigas:

$\varnothing$  Mínimo 8mm

$\varnothing$  Máximo 12mm

Separación mínima 8 cm. Módulo 3 cm

% de carga aplicada en la cara inferior (carga colgada):

0% en vigas con forjado(s) enrasado(s) superiormente

100% en vigas con forjado(s) enrasado(s) inferiormente

50% en el resto de casos

Armadura de estribos en pilares:

$\varnothing$  Mínimo 8mm

$\varnothing$  Máximo 12mm

Separación mínima 8 cm. Módulo 3 cm

No se considera los criterios constructivos de NCSE-94

No se comprueba la Biela de Nudo en pilares de última planta

Se considera la armadura longitudinal comprimida en el valor del cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma

Se considera la limitación en la separación de la armadura transversal debida a la fisuración por esfuerzo cortante

Se considera la limitación en la separación de la armadura transversal debida a la fisuración por torsión

Se considera la limitación en la separación de la armadura transversal debida a la fisuración por torsión

Se considera la limitación en la separación de la armadura transversal debida a la fisuración por torsión

Se considera la limitación en la separación de la armadura transversal debida a la fisuración por torsión

Se considera la limitación en la separación de la armadura transversal debida a la fisuración por torsión

Se considera la limitación en la separación de la armadura transversal debida a la fisuración por torsión

Se considera la limitación en la separación de la armadura transversal debida a la fisuración por torsión

Se considera la limitación en la separación de la armadura transversal debida a la fisuración por torsión

Se considera la limitación en la separación de la armadura transversal debida a la fisuración por torsión

Se considera la limitación en la separación de la armadura transversal debida a la fisuración por torsión

Se considera la limitación en la separación de la armadura transversal debida a la fisuración por torsión

Se considera la limitación en la separación de la armadura transversal debida a la fisuración por torsión

Se considera la limitación en la separación de la armadura transversal debida a la fisuración por torsión

Se considera la limitación en la separación de la armadura transversal debida a la fisuración por torsión

Se considera la limitación en la separación de la armadura transversal debida a la fisuración por torsión

Se considera la limitación en la separación de la armadura transversal debida a la fisuración por torsión

Se considera la limitación en la separación de la armadura transversal debida a la fisuración por torsión

Se considera la limitación en la separación de la armadura transversal debida a la fisuración por torsión

Se considera la limitación en la separación de la armadura transversal debida a la fisuración por torsión

Se considera la limitación en la separación de la armadura transversal debida a la fisuración por torsión

Se considera la limitación en la separación de la armadura transversal debida a la fisuración por torsión

### OPCIONES DE COMPROBACION DE ACERO

Vigas Yp: Pandeo NO se comprueba

Vigas Zp: Pandeo se comprueba como traslacional

Pilares Yp: Pandeo se comprueba como traslacional

Pilares Zp: Pandeo se comprueba como traslacional

Diagonales Yp: Pandeo NO se comprueba

Diagonales Zp: Pandeo se comprueba como traslacional  
Esbeltez máxima a compresión 250  
Esbeltez máxima a tracción 250  
Se comprueba Pandeo Lateral  
Se comprueba Abolladura del alma  
Intervalo de comprobación 15 cm  
Coeficiente de longitud de combadura 1,00  
Comprobación de flecha total:  
Flecha relativa  $L / 300$   
Se considera deformación por cortante  
No se consideran los efectos de segundo orden

#### **OPCIONES DE CALCULO DE LOSAS DE FORJADOS**

Se considera la utilización de armadura a punzonamiento  
Recubrimientos(mm): 35  
No se realiza la comprobación a torsión de zunchos  
Módulo de YOUNG (kg/cm<sup>2</sup>) : 210000,0  
Coeficiente de POISSON : 0,1500  
Coeficiente de dilatación térmica: 0,0000100  
Rigidez a Torsión : 60 %  
No se consideran los efectos de segundo orden

#### **OPCIONES DE CÁLCULO DE LOSAS DE CIMENTACIÓN**

Se considera la utilización de armadura a punzonamiento  
Recubrimientos(mm): 50  
No se realiza la comprobación a torsión de zunchos  
Módulo de YOUNG (kg/cm<sup>2</sup>) : 210000,0  
Coeficiente de POISSON : 0,1500  
Coeficiente de dilatación térmica: 0,0000100  
Rigidez a Torsión : 60 %  
Resistencia del terreno: 1,00 kg/cm<sup>2</sup>  
Coeficientes de Resorte (Balasto):  
Kx: 1,50 Kg/cm<sup>3</sup> Gx: 0,00 Kg-cm/rad/cm<sup>2</sup>  
Ky: 3,00 Kg/cm<sup>3</sup> Gy: 0,00 Kg-cm/rad/cm<sup>2</sup>  
Kz: 1,50 Kg/cm<sup>3</sup> Gz: 0,00 Kg-cm/rad/cm<sup>2</sup>  
No se consideran los efectos de segundo orden

#### **OPCIONES DE CÁLCULO DE MUROS RESISTENTES / ZAPATAS DE MUROS**

Recubrimientos(mm): Muro resistente = 35;  
No se consideran los efectos de segundo orden

## 1.C. JUSTIFICACIÓN DEL CUMPLIMIENTO DE LA NORMA NBE AE 88

PROYECTO : CAMPO DE FUTBOL DE DEBA  
PROMOTOR : DEBAKO UDALA  
EMPLAZAMIENTO : DEBA GIPUZKOA  
ARQUITECTOS : LUCIANO PAGUEGI ,JOSE LUIS LOINAZ, AGUSTIN ERREA, Sabai arkitektoak S.L.

### ACCIONES EN LA EDIFICACION SEGUN LA NBE AE 88

#### 1.- ACCION GRAVITATORIA.

##### 1. CUBIERTA

###### 1.1. CUBRICION DE TRIBUNA

Peso propio estructura portante	LOSA DE HORMIGON DE 16 cm. DE CANTO	H0=400	kp/m <sup>2</sup>
Peso propio elementos cobertura	REVESTIMIENTO DE ZINC	H0=040	kp/m <sup>2</sup>
Sobrecarga nieve y viento	NO SIMULTANEA CON MANT.	H2=100	kp/m <sup>2</sup>
Sobrecarga uso de mantenimiento	.....	H22=100	kp/m <sup>2</sup>
	TOTAL SIMULTANEO:	540	kp/m <sup>2</sup>

###### 1.2. CUBRICION DE VESTUARIOS

Peso propio estructura portante	LOSA DE HORMIGON DE 20 cm. DE CANTO	H0=500	kp/m <sup>2</sup>
Peso propio elementos cobertura	IMPERMEABILIZACION Y 30 cm. DE TIERRA/GRAVA	H0=540	kp/m <sup>2</sup>
Sobrecarga nieve y viento	NO SIMULTANEA CON USO	H2=100	kp/m <sup>2</sup>
Sobrecarga uso	.....	H2=300	kp/m <sup>2</sup>
	TOTAL SIMULTANEO	1340	kp/m <sup>2</sup>

###### 1.3. CUBRICION DE ALMACEN

Peso propio estructura portante	LOSA DE HORMIGON DE 16 cm. DE CANTO	H0=400	kp/m <sup>2</sup>
Peso propio elementos cobertura	REVESTIMIENTO DE ZINC	H0=040	kp/m <sup>2</sup>
Sobrecarga nieve y viento	NO SIMULTANEA CON MANT.	H2=100	kp/m <sup>2</sup>
Sobrecarga uso de mantenimiento	.....	H22=100	kp/m <sup>2</sup>
	TOTAL SIMULTANEO:	540	kp/m <sup>2</sup>

##### 2. GRADERIO

Peso propio forjado	GRADAS PREFABRICADAS DE HORMIGON	H0=250	kp/m <sup>2</sup>
Peso propio solado		H0=050	kp/m <sup>2</sup>
Sobrecarga uso	.....	H2=500	kp/m <sup>2</sup>
	TOTAL	800	kp/m <sup>2</sup>

##### 3. CARGAS EN CIMENTACION

###### 3.1. TRIBUNAS

Peso propio estructura portante	LOSA DE HORMIGON DE 40 cm. DE CANTO	H0=1000	kp/m <sup>2</sup>
Peso propio solado	REVESTIMIENTO DE GRES	H0=050	kp/m <sup>2</sup>
Sobrecarga uso		H2=300	kp/m <sup>2</sup>
	TOTAL:	1.350	kp/m <sup>2</sup>

###### 3.2. VESTUARIOS

Peso propio estructura portante	LOSA DE HORMIGON DE 50 cm. DE CANTO	H0=1.250	kp/m <sup>2</sup>
Peso propio solado	REVESTIMIENTO DE GRES	H0=050	kp/m <sup>2</sup>
Sobrecarga uso		H2=300	kp/m <sup>2</sup>
	TOTAL:	1.600	kp/m <sup>2</sup>

#### 4. CARGAS DE CERRAMIENTOS

Peso propio muros fachada.	CIERRE DE BLOQUE DE HORMIGON 19 cm.	260	kp/ml
Sobrecarga lineal en extremo de balcones volados	.....	200	kp/ml
Sobrecarga lineal horizontal en antepechos	.....	50	kp/ml

#### 2.-ACCIÓN DEL VIENTO.

Altura de coronación del edificio	.....	De 0 a 30 m	m
Situación (art. 5.3. AE-88)	.....	EXPUESTA	
Velocidad del viento	.....	100	km/hora
Presión dinámica	.....	144	kp/m <sup>2</sup>

#### Zonas especiales

Factor de esbeltez	k = 1
Presión	+ 0.8
Succión	- 0.2

#### 3.-ACCIONES TERMICA Y REOLOGICA.

Distancia entre juntas de dilatación	40 m.
Acción térmica considerada	SEGÚN NORMA NBE-AE-88
Acción reológica considerada	SEGÚN NORMA NBE-AE-88

#### 4.-ACCION SISMICA ( NCSE 02 )

El municipio de Deba (Gipuzkoa) corresponde a una zona sísmica cuya aceleración sísmica básica es de 0,04g. Tratándose de un edificio de importancia normal, con pórticos bien arriostrados pues la estructura se desarrolla en las dos direcciones principales, no es aplicable la Norma NSCE 02 según el artículo 1.2.3 de la misma. A ello contribuye asimismo la propias losas de hormigón de cubierta de los edificios previstos.

NORMATIVA BASICA	NBE-AE-88	EHE	NCSE02
OTRA NORMATIVA	NTE		

#### TERRENO Y CIMENTACION

##### CARACTERISTICAS DEL TERRENO

Calidad del terreno o clasificación del mismo: RELLENOS, ARCILLA MARRON EN CAPA DELGADA Y ARENAS  
Parámetros geotécnicos que afectan a la cimentación  
Peso específico: 2,1 Tn/m<sup>3</sup>  
presión admisible : 1,5 Kp/cm<sup>2</sup>  
módulo de Balasto : 3 Kp/cm<sup>3</sup>  
ángulo de rozamiento interno : 20°  
Profundidad y condiciones del agua freática : Se recrece el terreno hasta superar el nivel freático producido por la marea  
Se acompaña estudio geotécnico: SI  
Exámenes efectuados: estudio geotécnico elaborado por la empresa IKERLUR

##### CARACTERISTICAS DE LA CIMENTACION.

Sistema de cimentación adoptado :  
Losas flotante de cimentación de hormigón armado. Cantos 40 cm. en tribunas y 50 cm. en vestuarios  
Coeficiente de trabajo : 1,5 Kp/cm<sup>2</sup>  
Asiento máximo admisible : 50 mm.  
Método de obtención de reacciones en el terreno :  
Solicitaciones provenientes del cálculo de la estructura  
Método de cálculo estructural del cimientto :  
Cálculo y comprobación de que la tensión máxima obtenida es inferior a la admisible en el terreno

NORMATIVA BASICA	NBE-AE-88	EHE	NBE-EA-95
------------------	-----------	-----	-----------

## INSTRUCCIÓN DE HORMIGON ESTRUCTURAL EHE

DATOS DEL PROYECTO		CAMPO DE FUTBOL DE DEBA			Fecha:	
	Proyecto:				abr-04	
	Emplazamiento:	DEBA (GIPUZKOA)				
	Población:	DEBA (GIPUZKOA)				
	Promotor:	DEBAKO UDALA				
	Arquitectos:	LUCIANO PAGAEGI, AGUSTIN ERREA, JOSE LUIS LOINAZ				
TIPO DE HORMIGON (art. 39.2)						
HORMIGONES		Elaborado en obra	<input type="checkbox"/>	Dosificación orientativa:	Cemento (Kg/m <sup>3</sup> ): <b>300</b>	
	<b>H-30/B/20/IIIa</b>	Elaborado en central. Con sello, marca o distintivo	<input checked="" type="checkbox"/>	(Art. 68)	Aridos (Kg/m <sup>3</sup> ): <b>2.020</b>	
		Elaborado en central. Sin sello, marca o distintivo	<input type="checkbox"/>		Agua (Litros): <b>150</b>	
	COMPONENTES DEL HORMIGON					
	<b>CEMENTO</b> (Art. 26, 81.1 y Anejo 3)		<b>ARIDO</b> (Art. 28 y 81.3)		<b>AGUA</b> (Art. 27 y 81.2)	
	Tipo de cemento:	<b>CEM II-A-M 42,5</b>	Clase:	<b>Calizo. Machaqueo</b>	<i>Acceptable por la práctica. Si no se tienen antecedentes, se analizará previamente.</i>	
			Designación:	<b>10/20</b>		
	<input checked="" type="checkbox"/> Se efectuarán los ensayos de recepción de los componentes del hormigón cuando sean preceptivos (Art. 81)					
	<b>ADITIVOS</b> (Art. 29.1)		Proporción (%peso)	<b>ADICIONES</b> (Art. 29.2)		Proporción (%peso cemento)
	<b>Fluidificantes</b>		<b>&lt;1%</b>			
CONTROL DEL HORMIGON (Art. 88)						
<b>CONTROL REDUCIDO</b> (Art. 8.2) <input type="checkbox"/>						
Medición de la consistencia del hormigón.						
Nº de mediciones diarias (≥4):		f <sub>cd</sub> (≤ 10 N/mm <sup>2</sup> )				
<b>CONTROL AL 100 POR 100</b> (Art. 88.3) <input type="checkbox"/>			<b>CONTROL ESTADISTICO</b> (Art. 88.4) <input checked="" type="checkbox"/>			
Se determina la resistencia de todas las amasadas.			Se conoce la resistencia de una fracción de las amasadas que se colocan			
g <sub>c</sub> =1,50			g <sub>c</sub> =1,50			
Nº Lote	Descripción	Nº Lote	Descripción			
		<b>1</b>	<b>2</b>	<b>Losa Cimentación</b>		
		<b>3, 4</b>		<b>MUROS/ PILARES</b>		
				<b>LOSAS PB y CUB.</b>		
Nº amasadas/lote:	Nº probetas/amasada:	Nº amasadas/lote:	Nº probetas/amasada:			
		<b>2</b>	<b>4</b>			
ARMADURAS (Art. 31)						
Tipo de acero	<b>B 500 S</b>		<b>B 500 T</b>			
Localización	<b>Toda la obra</b>		<b>Mallas electrosoldadas</b>			
El acero utilizado en las armaduras debe estar certificado						
CONTROL DEL ACERO (Art. 90)						
<b>CONTROL REDUCIDO</b> (Art. 90.2) <input type="checkbox"/>			<b>CONTROL NORMAL</b> (Art. 90.3) <input checked="" type="checkbox"/>			
Acero certificado			Acero certificado <input checked="" type="checkbox"/> Sí			
Acero no certificado			Acero no certificado <input type="checkbox"/>			
f <sub>yd</sub> =0,75* f <sub>yk</sub> /g <sub>s</sub> =			g <sub>s</sub> =1,15			
Ensayos:			Ensayos:			
Se comprobará la sección y la no formación de fisuras en zonas de doblado o ganchos de anclaje			Se comprobarán Sección equivalente, Características geométricas, Doblado y desdoblado, límite elástico y soldabilidad en su caso.			
Nº de lotes	Descripción	Nº de lotes	Descripción			
		<b>1</b>	<b>2</b>	<b>Cada 40 toneladas</b>		
CONTROL DE EJECUCION (Art. 95)						
TIPO DE ACCION			Nivel de control			
			Intenso <input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/> mal	Reducido <input type="checkbox"/>	
Permanente		g <sub>c</sub> =	1,35	1,50	1,60	
Permanente de valor no constante		g <sub>c</sub> =	1,50	1,60	1,80	
Variable		g <sub>c</sub> =	1,50	1,60	1,80	
DURABILIDAD (Art. 37)						
Clase de exposición (Tabla 8.2.2)	Recubrimiento (mm) (Tabla 37.2.4)	relación agua/cemento (a/c) (Tabla 37.3.2.a)	Mínimo contenido en cemento (Kg/m <sup>3</sup> ) (Tabla 37.3.2.a)	Resistencia mínima (N/mm <sup>2</sup> ) (Tabla 37.3.2.b)	Valor máximo de abertura de fisura (mm) (Tabla 49.2.4)	
<b>IIIa</b>	<b>35</b>	<b>0,5</b>	<b>300</b>	<b>30</b>	<b>0,2</b>	

## **ANEJO Nº. 15.4**

---

### **INSTALACIONES**

**Dada la envergadura de las instalaciones se presenta como anejo de este proyecto en documento independiente.**

## **ANEJO Nº. 15.5**

---

### **TUBERÍAS DE HORMIGÓN**

### 15.5.1. TUBERÍAS DE HORMIGÓN CLASIFICACIÓN

En función de su resistencia al aplastamiento, los tubos de hormigón en masa se clasificarán en tres series caracterizadas por el valor mínimo de la carga de aplastamiento expresado en Kilopondios por metro cuadrado.

**TABLAS 5.3.**

#### **TUBOS DE HORMIGÓN EN MASA CLASIFICACIÓN**

Diámetro nominal (mm)	Serie A 4.000 Kp/m <sup>3</sup>	Serie B 6.000 Kp/m <sup>3</sup>	Serie C 9.000 Kp/m <sup>3</sup>	Serie D 12.000 kp/m <sup>3</sup>
150	1.500	1.500	1.500	1.800
200	1.500	1.500	1.800	2.400
250	1.500	1.500	2.250	3.000
300	1.500	1.800	2.700	3.600
350	1.500	2.100	3.150	4.200
400	1.600	2.400	3.600	4.800
500	2.000	3.000	4.500	6.000
600	2.400	3.600	5.400	7.200
700	2.800	4.200	6.300	8.400
800	3.200	4.800	7.200	9.600

En los tubos de diámetros 700 mm y 800 mm es conveniente tomar alguna precaución que reduzca el riesgo de rotura. tal como una ligera armadura, empleo de fibras de acero, formas especiales de la sección transversal, etc.

### 15.5.2. DIÁMETRO DE LOS TUBOS.

Los diámetros nominales de los tubos se ajustarán a los siguientes valores:

f mm. 150 200 250 300 350 400 500 600 700 800

### 15.5.3. TOLERANCIAS EN LOS DIÁMETROS INTERIORES\_

Las desviaciones máximas admisibles para el diámetro interior respecto al diámetro nominal serán las que señalan la siguiente tabla:

**TABLA**

**TOLERANCIAS DE LOS DIÁMETROS INTERIORES**

Diámetro nominal(mm)	150-250	300-400	500	600	700-800
Tolerancias(mm)	± 3	± 4	± 5	± 6	± 7

En todos los casos el promedio de los diámetros interiores tomados en las cinco secciones transversales resultantes de dividir un tubo en cuatro partes iguales, no deber ser inferior al diámetro nominal del tubo.

## **ANEJO Nº. 15.6**

---

### **TUBERÍAS FLEXIBLES**

### **15.6.1. CRITERIOS DE CALCULO.**

Se trata de establecer los criterios que se han tenido en cuenta para el cálculo de tuberías flexibles.

### **15.6.2. DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL.**

En este capítulo se van a determinar aquellos estados tensionales y de deformación que produce la acción de las cargas en los tubos TEJA.

#### **15.6.2.1. DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS**

Dos son los tipos de cargas que se analizan en este estudio: las debidas al peso propio del terreno y las que pueden actuar como consecuencia de la acción del tráfico.

##### **15.6.2.1.1. Cargas debidas al terreno.**

En la evaluación de las cargas propias del terreno, y siguiendo la teoría de LEONHARDT, se deberá tener en cuenta la circunstancia que da lugar a que los pesos que actúan en la vertical del ancho del tubo, se vean modificados y no graviten en su totalidad sobre este elemento.

##### *Descripción del fenómeno:*

Cuando se instala una tubería enterrada se produce un asiento relativo entre el terreno por encima del tubo y el relleno lateral, producido por la diferencia de rigidez entre el tubo y el relleno.

En el caso de tubería flexibles, el asiento del terreno correspondiente al prisma central, es mayor que el de los prismas laterales. Esta circunstancia provoca una fuerza de rozamiento entre las caras tangentes de ambos prismas que disminuye la carga sobre el tubo, al “colgarse” el prisma central de los laterales.

Sin embargo, en el caso de tuberías rígidas se produce el efecto contrario, siendo los prismas laterales los que transmiten parte de su peso al prisma central, y, en consecuencia al tubo.

La carga resultante que actúa sobre el tubo será la debida al peso del relleno por encima de la clave del tubo, es decir, el peso del prisma central, menos las fuerzas de rozamiento originadas por el descenso relativo de dicho prisma frente a los laterales.

Esta carga será resistida en parte por el tubo y en parte por el empuje pasivo del relleno de los laterales del tubo.

El empuje pasivo del relleno lateral, solo se manifiesta al entrar en acción las deformaciones horizontales del tubo.

Debido a que estas deformaciones antes de la rotura, son insignificantes en el caso de tubos rígidos, no debe tenerse en cuenta este efecto.

#### *Hipótesis del cálculo.*

- \* La acción vertical sobre el tubo será la debida al peso de las tierras por encima de la clave del tubo y que se encuentra directamente sobre él, menos las fuerzas de rozamiento con los prismas laterales.
- \* No se desprecia el efecto del empuje pasivo del relleno lateral.
- \* Se introducen unos coeficientes correctores de la carga dependiendo de la rigidez del sistema tubo-relleno.
- \* La carga sobre la tubería debida al relleno depende del ángulo del talud de excavación de la zanja.

#### *Rigidez del sistema*

$$V_{RB} = \frac{S_R}{S_{BH}}$$

Se compara, para hallar la rigidez del sistema, la rigidez del tubo  $S_R$  con la rigidez del relleno lateral  $S_{BH}$ , siendo

$$S_R = \frac{E \cdot I}{r_m^3}$$

$$S_{BH} = 0.6 \cdot v \cdot E_2$$

Donde:

E= Modulo de elasticidad del PVC a largo plazo (20.000 Kg/cm<sup>2</sup>)

I = Momento de inercia de la pared del tubo por unidad de longitud en cm<sup>3</sup>.  $I = s^3/12$ .

$r_m$  = Radio medio en cm.

s = Espesor de la pared del tubo en cm.

Si  $V_{RB}$  adopta valores pequeños, indica que el tubo es muy deformable respecto al relleno lateral, apareciendo una reacción del terreno que se opone a la deformación transversal del tubo y que interviene decisivamente en la sustentación del mismo.

LEONHARDT propone la siguiente clasificación:

\* Si  $V_{RB}$  es menor que 0,1 el tubo es llamado: FLEXIBLE.

\* Si  $V_{RB}$  es mayor que 0,1 el tubo es llamado: RÍGIDO.

#### *Carga en Zanja.*

Partiendo de la carga recomendada por MARSTON para el caso de instalación en zanja, LEONHARDT la modifica con unos coeficientes correctores que da en función del ángulo del talud "y" y del factor  $V_{RB}$ , rigidez del sistema tubo-relleno.

#### *Cálculo de $L_R$ y $L_B$ :*

En la obtención de estos factores se consideran las magnitudes resultantes de la interacción del tubo y el suelo, ejecutando los siguientes pasos:

- 1) Cálculo de la rigidez del tubo  $S_R$
- 2) Cálculo de la rigidez del relleno lateral  $S_{BH}$
- 3) Cálculo de la rigidez del sistema tubo-relleno lateral  $V_{RB}$
- 4) Cálculo del coeficiente de presión  $K^*$  que liga el exceso de presión vertical sobre el tubo con la presión horizontal debida al empuje pasivo del terreno.
- 5) Cálculo del coeficiente de deformación  $C'_V$ .
- 6) Cálculo de la rigidez de asentamiento vertical  $S_{BR}$ .
- 7) Cálculo de la relación de rigidez  $V_S$ .
- 8) Cálculo de la relación de rigidez  $V_S$  tal que el tubo resulte igual de deformable que el relleno lateral.
- 9) Cálculo del factor de concentración  $L_O$ , correspondiente a una relación de rigidez nula es decir,  $V_S = 0$ .
- 10) Cálculo del factor de concentración máximo  $L_{máx}$ , obtenido para una relación de rigidez  $V_S = \infty$ .
- 11) Cálculo del factor de concentración  $L_S$  de tensiones en el terreno sobre el tubo.
- 12) Cálculo del factor de concentración en el tubo  $L_R$ .
- 13) Cálculo del factor de concentración en los laterales  $L_B$
- 14) Conocidos  $L_B$  y  $L_R$  la carga sobre el tubo quedará:

$$W = q_V - q_H$$

Siendo:

$$q_V = L_R \cdot X.G.H. \text{ Carga vertical.}$$

$$q_H = L_B \cdot K_2 \cdot C.G.H. \text{ Reacción horizontal.}$$

Por tanto, la carga lineal aplicada en la clave del tubo, debida a la acción del terreno será:

$$P_1 = (L_R - K_2 \cdot L_B) \cdot X.G.H.D \text{ en Kg. por unidad de longitud.}$$

#### 15.6.2.2.2. Cargas debidas al tráfico.

La carga resultante sobre una tubería flexible enterrada, bajo la acción de una sobrecarga móvil, es la misma que la que resulta en el diseño de tubos rígidos.

En este estudio se aplica la teoría utilizada por el Método AASHTO, aplicado a los trenes de carga normalizados, actuando sobre un firma flexible o rígido.

Esta teoría supone que una carga concentrada aplicada en la superficie del firma sobre un área determinada, se transmite uniformemente en profundidad en el interior de una pirámide regular que tiene de altura H y cuyas caras laterales forman un ángulo de 35° con el plano vertical.

Así mismo, según esta teoría, la carga resultante deberá modificarse, por tratarse de cargas dinámicas, afectándola de un coeficiente de impacto, que viene dado por la expresión:

$$j = 1 + \frac{0,3}{H} \text{ si se trata de calles o carreteras.}$$

También deberá tenerse en cuenta el efecto de las otras ruedas del vehículo. Esto se puede hacer mediante la introducción de un nuevo factor que mayor la carga puntual debida a la rueda más cargada. La UNE-88211 da unos coeficientes empíricos en función del número de ejes:

$$f = 1,33 + 0,31 \cdot D \text{ (vehículos de 2 ejes).}$$

$$f = 1,51 + 0,42 \cdot D \text{ (vehículos de 3 ejes).}$$

Por tanto, la carga total resultante será:

$$F_C = j \cdot f \cdot F$$

Siendo:

j= Coeficiente de impacto.

f= Coeficiente que tiene en cuenta el efecto de las restantes ruedas.

F= Carga móvil correspondiente a la rueda más cargada del vehículo.

F<sub>C</sub>= Carga de cálculo.

La base de la pirámide que representa el área de presiones que origina  $F_C$ , se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$SP = (2 \cdot \operatorname{tg} 35^\circ \cdot H)^2$$

La tensión generada sobre el plano situado a la profundidad H valdrá:

$$T_H = \frac{F_C}{S_P}$$

De esta manera, la carga lineal aplicada en la clave del tubo, debida a la acción del tráfico, será:

$$P_2 = D \cdot T_H \text{ en Kg. por unidad de longitud.}$$

#### 15.6.2.2. DEFLEXIÓN.

LEONHARDT propuso la siguiente fórmula para la obtención de la variación diametral en el caso de tuberías enterradas:

$$DY = |C'_V| \cdot \frac{P_1 + P_2}{S_R}$$

Siendo:

$C'_V$  = Coeficiente de deformación.

$P_1$  = Carga debida al peso propio del terreno calculada según la teoría de LEONHARDT.

$P_2$  = Carga debida a la acción del tráfico.

$S_R$  = Rigidez del tubo.

El PLIEGO DE PRESCRIPCIONES TÉCNICAS GENERALES PARA TUBERÍAS DE SANEAMIENTO DE POBLACIONES da como flecha máxima admisible un 5% del valor del diámetro D.

#### 15.6.2.3. ESTABILIDAD DIMENSIONAL.

El mismo pliego exige un coeficiente de seguridad de 2 al comparar la carga crítica de pandeo con las cargas ovalizantes sobre el tubo.

#### 15.6.2.4. SEGURIDAD TENSIONAL.

Las tensiones originadas en el material del tubo como consecuencia de las cargas descritas no deben superar las admisibles con un coeficiente de seguridad de 2.

Este criterio, al igual que el anterior suele ser sobradamente cumplido cuando la deflexión no supera el 5% del diámetro del tubo:

$$N2 = \frac{T_{\text{admisible}}}{T_{\text{trabajo}}} = \frac{T_a}{\frac{N}{S} + \frac{M}{W}}$$

#### 15.6.2.5. TABLAS.

Con el fin de facilitar la labor de comprobación del estado de tensiones y deformaciones en el tubo TEJA GLASSIDUR enterrados en zanja, se han confeccionado unas tablas que permiten, dados el diámetro D del tubo y la profundidad H, conocer, para un ancho de zanja B determinado, los siguientes parámetros:

DY= Deflexión del tubo en %.

N1 = Coeficiente de seguridad a la estabilidad dimensional o pandeo.

N2= Coeficiente de seguridad tensional.

En el tratamiento de estas tablas se han fijado, como datos, las siguientes variables:

E<sub>1</sub>= 15 kg/cm<sup>2</sup>.

E<sub>2</sub>= 30 Kg/cm<sup>2</sup>.

E<sub>3</sub>= 30 Kg/cm<sup>2</sup>.

E<sub>4</sub>= 30 Kg/cm<sup>2</sup>.

φ = 30°

a= 90°

K2= 0,3

D y S. Estos valores se dan a continuación.

D= 110 125 160 200 250 315 355 400 500

s= 3,0 3,1 3,9 4,9 6,1 7,7 8,7 9,8 12,2

Los valores de s se corresponden con los de D colocados inmediatamente encima.

**ANEJO Nº. 15.7.**

---

**SECCIÓN DE FIRME**

## 15.7.1. DIMENSIONAMIENTO DE LAS DIFERENTES SECCIONES ESTRUCTURALES.

### 15.7.1.1. CRITERIOS DE DIMENSIONAMIENTO.

El procedimiento que se ha seguido para obtener los espesores que se recomiendan para las diferentes secciones estructurales de firmes urbanos, es totalmente empírico. En este sentido, no solamente se recoge el análisis del comportamiento de los distintos pavimentos de sectores de suelo urbanizable construidos por los autores en los últimos diez años, sino que se basa también en la experiencia más dilatada de firmes de carreteras y, sobre todo, en la comparación entre los diferentes firmes urbanos y las secciones equivalentes de carreteras (que ya han sido comprobadas suficientemente). Siguiendo el criterio anterior, se han analizado entre otras, las secciones estructurales de las instrucciones o normativas siguientes:

- Instrucción de Carreteras, Norma 6.1.I.C; Firmes Flexibles. MOPU (1975).
- Instrucción de Carreteras. Norma 6.2.I.C; Firmes rígidos MOPU (1975).
- Instrucción sobre secciones de firmes de Autovías MOPU (1986).
- Chaussées neuves à faible trafic; Manuel de conception; LCPC, SETRA.
- Pavimentos de hormigón para vías de baja intensidad de tráfico; IECA.
- Manual de pavimentos de adoquines de hormigón; IECA.
- A guide to the structural design of pavements for new roads. Road Note 29.

Para poder comparar las secciones estructurales de firmes urbanos con las secciones estructurales de las normativas citadas, ha sido necesario relacionar previamente los diferentes parámetros de dimensionamiento utilizados. En especial es preciso comparar el tráfico y la capacidad portante de la explanada.

#### *Previsión de tráfico pesado:*

En el capítulo anterior se han clasificado las vías urbanas según el tráfico pesado medio previsto durante el año de puesta en servicio. Este criterio, que se relaciona con la categoría de la vía urbana, ha servido para desarrollar la clasificación funcional de los diferentes espacios urbanos.

V1	V2	V3	V4	V5
$t > 270$	$50 < t < 270$	$15 < t < 50$	$5 < t < 15$	$t < 5$
t= promedio de vehículos pesados por día y sentido de circulación				

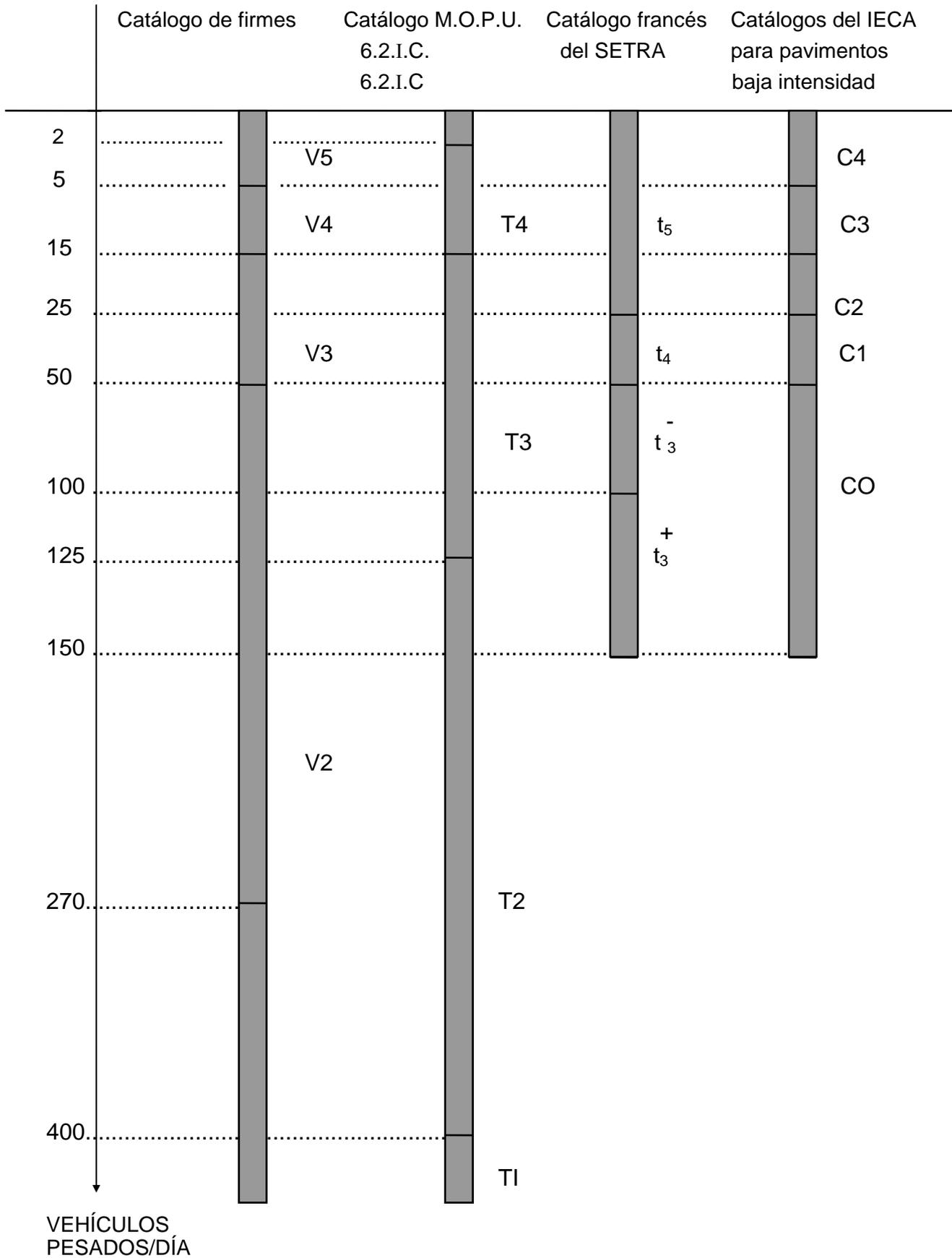
Esta definición del tráfico, que ha servido para obtener el catálogo de secciones estructurales, se puede relacionar fácilmente con la forma de considerar este parámetro en las instrucciones y normas que se han tomado como referencia para calcular los espesores de las secciones estructurales.

En relación con lo anterior, hay que señalar que tanto las instrucciones españolas del MOPU (6.1.I.C., 6.2.I.C., Autovías) como las del IECA y el manual francés (SETRA), consideran únicamente el efecto de los vehículos pesados de carga útil superior a cinco Toneladas (5 Tm). Por otra parte, tanto la normativa española como la francesa, consideran el efecto acumulado del tráfico pesado en ejes equivalentes de 13 Tn. acumulados durante la vida de proyecto. Respecto a la norma inglesa, hay que tener en cuenta que el mismo criterio dará espesores inferiores para las capas de pavimento ya que dicha norma se refiere a ejes de 11 Tm. que es la carga máxima autorizada por eje simple en Inglaterra.

La forma de clasificar el tráfico en las instrucciones citadas es bastante similar. Por una parte se considera el tráfico de vehículos pesados durante el año de puesta en servicio (vehículos pesados/día en un único sentido). Las Instrucciones del MOPU y el Catálogo francés consideran también el tráfico acumulado durante el período de proyecto (ejes equivalentes de 13 Tm). Los dos parámetros anteriores, indicadores del tráfico, están relacionados según la fórmula  $N = t \cdot c \cdot a \cdot 10$  (Manual de concepción francés). (N= Tráfico acumulado en ejes de 13 Tm. durante el período de proyecto; A=Factor de agresividad, que depende de la composición del tráfico pesado). Si el período de proyecto es de 20 años y la tasa de crecimiento anual del tráfico se considera del 4% (lo que puede suponerse bastante conservador ya que se trata de vías urbanas) obtendremos un valor de  $c = 10,9$  al entrar en los cuadros de la citada publicación. A partir de los valores de A que se indican en el catálogo para las diferentes intensidades de tráfico, y por aplicación de la fórmula:

$$t = N \cdot \frac{1}{C \cdot A} \cdot 10^{-3}$$

Se pueden obtener las equivalencias siguientes:



$N = 10^4$	$t = 2$ vehículos/día
$N = 8 \cdot 10^4$	$t = 15$ vehículos/día.
$N = 8 \cdot 10^4$	$t = 125$ vehículos/día.
$N = 4 \cdot 10^4$	$t = 400$ vehículos/día.
$N = 10^7$	$t = 1000$ vehículos/día.

Para poder comparar las secciones estructurales, compararemos en primer lugar los diferentes parámetros utilizados para clasificar el tráfico, referidos a vehículos pesados por día durante el año de puesta en servicio (t).

El cuadro precedente permite comparar las secciones estructurales propuestas, con las diferentes secciones de los catálogos y normativas de carreteras. El criterio de equivalencia a seguir, será la consideración de las condiciones más desfavorables en el caso de firmes urbanos, para un mismo nivel de tráfico. De acuerdo con este criterio y con la comparación de los diferentes parámetros indicadores del tráfico, podremos elegir la sección estructural necesaria. Para ello haremos las consideraciones siguientes, quedándonos del lado de la seguridad:

1. Los espesores a dimensionar para las secciones estructurales V5, serán siempre superiores a los de las secciones análogas de los catálogos del IECA, correspondientes al tráfico C4. En cualquier caso, el espesor del pavimento será compatible con el mínimo necesario para la puesta en obra o con el tipo de material elegido. Se han considerado espesores mínimos de 5 cm de pavimento de hormigón y 6 cm. de pavimento de adoquines.
2. Los espesores a dimensionar para las secciones estructurales V4, serán superiores a los de las secciones correspondientes al tráfico T4 de los catálogos del MOPU y no inferiores a los indicados en los ábacos del Manual francés SETRA para el tráfico T5. En el caso de secciones con pavimento de hormigón o de adoquines, los espesores a elegir serán superiores a los correspondientes al tráfico C3 de los catálogos IECA.
3. Los espesores para las secciones estructurales correspondientes a vías del tipo V3, no se considerarán inferiores a los de los Catálogos del MOPU para el tráfico T3. Las secciones serán también, como mínimo, equivalentes a las consideradas en el Manual francés para el tráfico T4 y en los Manuales del IECA para el tráfico C1.

4. Las secciones estructurales de las vías del tipo V2 no serán inferiores a las secciones análogas correspondientes al tráfico T2 del Catálogo del MOPU, a las del tráfico T3<sup>+</sup> del Manual francés, ni a las del tráfico CO del Catálogo del IECA.
5. Las secciones estructurales correspondientes a vías del tipo V1 se considerarán equivalentes a las del tráfico T1 del Catálogo español de firmes de autovías.

Siguiendo los criterios expuestos, se pueden asegurar que dispondremos de unas secciones estructurales unificadas para los diferentes tipos de pavimentos. Dichas secciones están dimensionadas con espesores suficientes para las diferentes capas del firme, de acuerdo con las solicitaciones máximas que pueden producirse en los pavimentos de los sectores urbanos de nueva construcción.

En cualquier caso, dispondremos de una sección estructural equivalente o ligeramente superior a las indicadas en la normativa relacionada, de acuerdo con la consideración de las condiciones desfavorables propias del ámbito del presente estudio. Hay que recordar que estas condiciones desfavorables son básicamente: el mal trato que debe soportar durante la construcción del sector, el tráfico pesado propio de la construcción de las viviendas y la dificultad especial de la ejecución de las obras de refuerzo de firmes en los viales urbanos.

#### **15.7.1.2. Capacidad portante de la explanada.**

En todas las normas e instrucciones consultadas, la capacidad portante de la explanada no afecta al espesor de la capa de pavimento, que depende casi exclusivamente de la intensidad del tráfico pesado. Lo que sí depende de la capacidad portante, es el espesor total del paquete de firmes y, en particular, el espesor de la sub-base. El aspecto anterior se observa sobre todo en las secciones estructurales con pavimento asfáltico que no tienen ninguna capa rígida de hormigón o de base tratada con cemento (firmes flexibles). Respecto a las secciones estructurales de los firmes rígidos (pavimentos de hormigón), normalmente se considera que tienen una capacidad de reparto de cargas muy superior y por consiguiente no se tiene tanto en cuenta la diferente capacidad portante de la explanada. Es evidente que los pavimentos de hormigón reparten mucho mejor las cargas del tráfico, de manera que las tensiones resultantes en la capa de explanada son muy inferiores a las que se producen en los casos de los pavimentos flexibles equivalentes:

1. Las categorías de explanada E1, E2 y E3 coinciden con las utilizadas tradicionalmente en España en las Instrucciones de Carreteras (6.1.I.C y 6.2.I.C).
2. Las explanadas E1 y E2 coinciden con las S1 y S2 de los Catálogos del IECA.
3. El manual francés de concepción de secciones estructurales, clasifica las explanadas según su "portancia" (p) que depende básicamente del índice CBR.

## 2AC1

A	12	En el caso de la sección 2AC2, correspondiente a explanadas del tipo E2, se ha considerado la capa de sub-base con un espesor de 15 cm.
C	18	
S	20	

## 2AC2

A	12	Para la sección 2AC3 que corresponde a explanadas del tipo E3, se ha considerado la posibilidad de prescindir de la capa de sub-base. Sin embargo para compensar las posibles heterogeneidades puntuales del material de la explanada, es recomendable aumentar el espesor de la capa de base en 3 cm. tal como se ha
C	18	
S	15	

## 2AC3

A	12	otros casos.
C	21	

### 13.7.1.3. Secciones 2AB-Firmes V2 con pavimento asfáltico (A) y base granular (B)

Las secciones estructurales formadas por pavimento asfáltico sobre base granular, son las que tradicionalmente se conocen como firmes flexibles, ya que no tienen ninguna capa de hormigón ni de gravas tratadas con cemento que proporcionen una cierta rigidez a la sección. Por este motivo, que implica una capacidad más reducida del reparto de cargas, es necesario incrementar el espesor total de las secciones estructurales, respecto a las correspondientes a firmes rígidos o semirígidos.

## 2AC1

A	12	En el caso de la sección 2AB1, correspondiente a explanadas del tipo E1, se ha considerado de los mismos espesores que en la sección A-211 de la normativa 6.1.I.C. (correspondiente a tráfico T2 y explanada E1). Por otra parte, el manual francés de concepción de firmes recomienda un espesor de 12 cm. de pavimento asfáltico sobre una capa de 20 cm. de base granular, para el tráfico $t_3+$ . También indican los ábacos del citado manual, un espesor de 22 cm. de sub-base del citado manual para un tráfico acumulado de $10^6$ ejes de 13 to para un tráfico acumulado de neladas y una portancia $p=2$ (E1). Cuando la portancia es $p=3$ (E2) y para el mismo tráfico, el espesor de sub-base indicado es menor o igual a 10 cm. por
C	18	
S	20	

## 2AB2

A	12	Cuando la portancia es $p=3$ (E2) y para el mismo tráfico, el espesor de sub-base indicado es menor o igual a 10 cm. por
B	20	
S	15	

## 2AC3

A	12	tanto la capa de 15 cm. de sub-base adoptada para el caso 2AB2 puede considerarse suficiente.
C	21	

En el caso de explanada E3, puede prescindirse de la capa de sub-base granular (Sección 2AB3). Sin embargo, se recomienda incrementar el espesor de la capa de base. En este caso, al ser un material granular sin tratar, se ha considerado un incremento de 5 cm.

#### 15.7.1.4. Secciones 2AF- Firmes V2 con pavimento asfáltico (A) y base de hormigón compactado (F)

2AF1		El firme de hormigón compactado con un recubrimiento asfáltico está contemplado en el catálogo de autovías (para el tráfico T1), pero no se considera en la instrucción 6.1.I.C. ni en la 6.2.I.C., ya que se trata de un pavimento mixto que no se puede considerar flexible ni rígido. Sin embargo esta sección estructural del firme se utiliza mucho en otros países europeos. El manual francés del SETRA considera una capa de base de hormigón de 25 cm. para capas de recubrimiento asfáltico de 6 cm.
A	6	
F	20	
S	15	

De la publicación Secciones Estructurales de Firmes en sectores de nueva construcción, de Eduardo Alaburu y Carle Grideman.

Se ha tomado en secciones 2AD-Firmes V2 con pavimento asfáltico y base granular la siguiente sección (entre 2A1 y 2A2):

- 3 cm de aglomerado asfáltico ofítico S-12.
- 4 cm. de aglomerado asfáltico calizo S-20.
- 20 cm. de base granular compactada.
- 20 cm. de sub-base granular.

## **ANEJO Nº. 15.8**

---

### **CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DE LA CONSTRUCCIÓN DEL CAMPO DE FÚTBOL DE HIERBA ARTIFICIAL**

#### **15.8.1. Características Generales.**

#### **15.8.2. Ficha Técnica de características específicas.**

### **15.8.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES.**

### 15.8.1.1. CONSIDERACIONES CONSTRUCTIVAS Y DE LAS INSTALACIONES.

#### 15.8.1.1.1. HIERBA ARTIFICIAL.

La hierba artificial a colocar será la de tipo “con arena y caucho” y tendrá las siguientes características:

Fibra:	100% Polipropileno de 11.000 dtx (mínimo)
Color:	Verde field green.
Altura de tallos:	60 mm. ( $\pm$ 10%).
Elasticidad:	134%
Peso fibra:	1.304 gr/m <sup>2</sup> ( $\pm$ 5%).
Tejido base:	Polipropileno 100%.
Capa protección base:	Latex perforado
Tipo de arena:	De sílice, redondeada, lavada y seca.
Tipo de caucho:	Negro coloreado en verde de granulometría 0,5-1,5 mm.
Propiedades:	Homogeneidad del grano: libre de impurezas, inmutable al agua, escarcha o peso mecánico.

Desnivel máximo de la superficie: 1/180.

Índice de reflexión de la superficie: 0

Permeabilidad: 35 L/mm/m<sup>2</sup>.

Dureza: 0 (unidades shore A)

Fuerza a tensión: 3 Kg/cm<sup>2</sup>/mm en un rango de tensión de 0 a 10 kgf/cm<sup>2</sup>.

Coeficiente de rozamiento: Seca= 0,35; húmeda= 0,55

Resistencia al desgaste: La pérdida de peso de hierba y arena será menor del 20%.

Otras propiedades: Inmutable a los rayos U.V. , humedad ó variaciones térmicas entre 15º y 50 ºC estable a la acción del juego.

Líneas de juego: Del mismo material, de color blanco y 10 cm. de ancho, encoladas para fútbol y de 7 cm y de color amarillo para fútbol-sala.

Tipo de juntas: Encoladas sobre cinta de PVC de 30 cm. de anchura con cola de dos componentes de poliuretano.

Colocación: Transversal sin junta intermedia.

Ancho de piezas: 4,00 m. (anchura útil).

Modo de colocación: Una vez ejecutado correctamente el aglomerado asfáltico, se colocará la hierba empezando por uno de los extremos encolando sucesivamente una pieza a la anterior.

Una vez colocada la hierba se procederá al marcaje de las líneas de juego, las cuales serán blancas para el marcaje del campo de fútbol reglamentario y amarillas para el fútbol 7.

En primer lugar se marcará el rectángulo de juego, para posteriormente trazar el resto de líneas y círculos.

Las líneas deberán cortarse del pavimento base e inmediatamente colocar la línea del marcaje, sin dejar que transcurra demasiado tiempo entre ambos trabajos pues esto originaría dilataciones en los cortes.

La arena, y el caucho se verterán mecánicamente mediante dumpers al tiempo que se irá peinando la superficie hasta lograr que penetren entre las fibras del césped artificial.

#### **15.8.1.1.2 EJECUCIÓN SUB-BASE.**

Una vez efectuada la limpieza y desbroce del solar, se procederá a dar las pendientes transversales del 0,5% y a la compactación del fondo hasta el 95% P.M.

Terminada esta primera fase, se colocará la canaleta lateral para delimitar la caja, procediéndose a la apertura de la zanja transversal de desagüe colocación del tubo de PVC y posterior tapado y compactado de la misma.

A continuación, se ejecutará la capa soporte de zahorras de 15 cm. de espesor según Estudio Geotécnico la cual se nivelará y compactará hasta un 95% P.M. Esta capa deberá quedar acabada superficialmente con una planimetría admisible máxima del 0,1% en cualquier punto y dirección, medidas con una regla de 3 m.

La curva granulométrica de esta capa, así como su composición y características, la definirá la D.F. en cuanto se conozca la cantera de procedencia. (El constructor deberá aportar un camión de muestra del material a pié de obra).

Terminada la capa soporte, se procederá al marcaje de las líneas de juego para un mejor y más detallado control de la planimetría de la superficie, procediéndose a su parchado si fuera necesario.

Una vez aceptado la superficie, se procederá al regado con herbicida.

Sobre la capa soporte, se colocará una doble capa de aglomerado asfáltico de 7 cm. de espesor en dos capas.

La capa base será de 4 cm. de espesor de aglomerado en caliente tipo G-20, riego de adherencia y capa de rodadura de 3 cm. de espesor de aglomerado en caliente tipo S-12 calizo y con una tolerancia máxima del 0,1% en cualquier punto y dirección medido con una regla de 3 m.

El constructor deberá presentar análisis de su composición, densidad y demás características de todas las capas que conforman la sub-base, debiendo ser expresamente aprobada por la D.F.

Será por cuenta del constructor los ensayos de densidad que se ejecuten en obra, rechazándose aquellos que no alcancen el 95% P.M. aunque el promedio de todos los puntos supere esta cifra.

#### 15.8.1.1.3. CUADRO RESUMEN.

	Explicación	Zahorras	Asfaltos	Hierba art. + pad
Pendiente Long..	0%	0%	0%	0%
Pendiente Trans.	0,5%	0,5%	0,5%	0,5%
Espesor	-----	20 cm.	7 cm (4+3)	5 cm.
Planimetría	10 mm/3m	5 mm/ 3m	3 mm/3m	3 mm/3m

#### 15.8.1.1.4. ACERA PERIMETRAL.

Toda la acera exterior del campo de fútbol será una solera de hormigón H-175 de 10 cm con mallazo 15 x 15 x 0,5 y acabado fratasado mecánico con adición de polvo de cuarzo en un porcentaje de 4 kg/m<sup>2</sup>, cortado y sellado de juntas con silicona cada 5 m. y con una pendiente del 2% hacia la canaleta en los tramos laterales y siguiendo la pendiente transversal en los fondos. Sobre ambos (losas y soleras al mismo nivel ) se realizará una capa de 3 cms de aglomerado asfáltico color rojo.

#### 15.8.1.1.5. RED DE DRENAJE.

Se coloca una canaleta perimetral tal y como se refleja en el plano 26

En dicha canaleta se colocarán unas arquetas-areneros, tres en cada lateral, para evitar que la arena, polvo y restos de materiales puedan llegar a obturar la canaleta. Se realizarán sendas arquetas registrables ( de 70 x 70 con tapa de fundición) para evacuación de las aguas y recogida de las mismas a los depósitos para su reutilización.

#### 15.8.1.1.6. RED DE RIEGO.

Ya ha sido descrita en el capítulo 2.5.3 de la memoria.

Para neutralizar la abrasión de la hierba artificial y mejorar su rendimiento y conservación, se proyecta una red de riego automática compuesta por 6 cañones perimetrales modelo "Toro TWIN 101".

La presión necesaria para un buen funcionamiento de la red de riego es de 6/7 Atm. por lo se proyecta un grupo de presión que garantice dicha presión, dado que se dispone de una presión de 5,5 Atm.

Así mismo, se colocará un equipo programador de 6 estaciones Hunter PRO C, y un cuadro de adaptación hidráulico, eléctrico de electroválvulas.

Todo el anillo será de tubo de PE100 de presión 10 Atm, soldado con adhesivo.

Todo el equipo de riego se instalará en el cuarto de instalaciones existente en el edificio de vestuarios.

El proceso de regado completo del campo se calcula en un tiempo aproximado de 12 minutos, programando 2 minutos por estación y teniendo en cuenta que cada estación actuará sobre un solo cañón.

#### **15.8.1.1.7. ILUMINACIÓN ARTIFICIAL.**

Ya ha sido descrito en el Anejo 4.

El sistema de iluminación proyectado se compone de 4 columnas prismáticas de 18 m. de altura con 8 proyectores de 2.000 w de halogenuros metálicos cada una ubicadas en el lateral opuesto a vestuarios.

Este tipo de lámpara es la que da mejor respuesta cromática sobre la hierba artificial.

La superficie a iluminar es de 6.000 m<sup>2</sup>.

El encendido se efectuará desde el cuarto de instalaciones existente. Este encendido podrá ser total ó parcial, pudiendo encenderse las columnas independientemente y desde el armario a pié de columna cada foco por independiente.

**15.8.1.11.8. NORMAS Y REGLAMENTOS.**

Se cumplirán el Reglamento Electrotécnico de Baja Tensión. Decreto 842/2002 NBE-AE/88, Instrucción EH-88; Normas sobre Firmes y Pavimentos del Mopu, Norma Tecnológica sobre riego y Drenaje, Norma Din 18035 parte 3: Drenajes, Norma Din 18035 parte 5: Pavimento sintético, Norma NIDE.

Además de las enumeradas, serán de obligado cumplimiento todas aquellas que se citan en el pliego de condiciones especiales.

## **15.8.2. FICHA TÉCNICA DE CARACTERÍSTICAS ESPECÍFICAS.**

### **15.8.2.1. Características Técnicas de hilo fibrilado.**

### **15.8.2.2. Características técnicas de hilo no fibrilado.**

### **15.8.2.1. CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DE HILO FIBRILADO.**

#### **15.8.2.1.1. CARACTERÍSTICAS DEL HILO.:**

Tipo de hilo: fibra recta lubricada (LSR).  
Denier: 11.000 Dtex.  
Material hilo: poliolefina 100 u.  
Peso del hilo: 1304 grs/m<sup>2</sup> aprox. (± 5%).

#### **15.8.2.1.2. CARACTERÍSTICAS DEL TUFTING.**

Tufting: en línea.  
Galga: 5/8.  
Altura del hilo: 60 mm (± 10%).  
Nº de puntadas/m<sup>2</sup>: 8.820 aprox. (± 5%).

#### **15.8.2.1.3 CARACTERÍSTICAS DE LA LÁMINA BASE:**

Lámina base: 100% polipropileno.  
Peso base: 215 gr/m<sup>2</sup> aprox.  
Peso del látex: 900 grs/m<sup>2</sup>.

Peso total: 2.404. gr/m<sup>2</sup>.

#### **15.8.2.1.4. APLICACIONES DEPORTIVAS.**

Fútbol, superficies deportivas.

#### **15.8.2.1.5. COLOR.**

Verde clarito field green.

#### **15.8.2.1.6. ACONDICIONAMIENTO DEL PRODUCTO:**

Anchura del rollo: 4 metros.  
Longitud del rollo: según pedido.

**15.8.2.1.7. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES DE LASTRADO:**

Tipo de arena: arena de sílice redondeada, lavada y seca de granulometría 0,3-0,8 mm. Cantidad aproximada 20 kg/m<sup>2</sup> (± 10%)

Caucho negro coloreado en verde: granulometría aproximada 0,5-1,5 mm. Cantidad aproximada 10 Kg/m<sup>2</sup> (±10 %)

**15.8.2.2. CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DEL HILO NO FIBRILADO.****15.8.2.2.1. DESCRIPCIÓN.**

Descripción (*)	Norma	Especificaciones.
Calidad	Din 61151	Alfombra tuftada de hilo cortado.
Composición hilo	Din 61151	100% Poliiolefina, compolímero de bloque, resistente a los rayos ultravioleta, liso 8800 DTEX 120 μ de grosor, hilo no fibrilado HPF Crown
Revestimiento/soporte secundario	Din 61151	Compuesto látex permeable a base d estireno-butadieno.
Soporte primario y secundario	Din 61151	100% Tejido negro de polipropileno con velpa de poliéster, resistente a los rayos ultravioleta.
Altura del hilo por encima del soporte		50 mm-60 mm
Galga		3/4 " construcción de nudos.
Peso total	Din 53854	1800 gr/m <sup>2</sup> -2050 gr/m <sup>2</sup>
# nudos	ISO 1763	160 m <sup>2</sup>
# número de nudos	ISO 1763	8400 m <sup>2</sup>
# número de hilos	ISO 1763	16.800 m <sup>2</sup>
Anchura de los rollos		4-5 metros
Longitud de los rollos		Máx: 75 metros.

**15.8.2.2.2 DIRECTRICES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA CAPA INFERIOR.**

- \_\_\_\_\_ . \_\_\_\_\_ Césped sintético.
- \_\_\_\_\_ . \_\_\_\_\_ Capa amortiguadora.
- \_\_\_\_\_ . \_\_\_\_\_ Capa estabilizadora. Piedra molida 0/40 mm – 150/200 mm.
- \_\_\_\_\_ . \_\_\_\_\_ Capa de drenaje. Piedra molida 40-63 mm.
- . ○ Drenaje.

## **ANEXO 15.9.**

---

### **CUMPLIMIENTO DE ENSAYOS DE LABORATORIO SOBRE CÉSPED SINTÉTICO**

#### **15.9.1. Propiedades físicas según Norma P90112.**

**ANEJO Nº. 15.10.**

---

**ENSAYOS LABORATORIO SOBRE CAUCHO COLOREADO EN VERDE**

**15.10.1. Ensayo de Composición química de la muestra.**

**15.10.2. Ensayo de DOCE 91/C 190/01**

## **DOCUMENTO Nº 2**

---

### **ÍNDICE DE PLANOS QUE ACOMPAÑAN ESTE PROYECTO**

**ÍNDICE DE PLANOS**

1. Situación.....	1/10.000
2. Topográfico, Estado Actual, Infraestructuras .....	1/400
3. DERRIBO: Plantas, Alzados y sección .....	1/100
4. DERRIBO: Estado Actual, Estructura .....	1/50
5. Ordenación Propuesta .....	1/500
6. Superpuesto, (Topográfico, ordenación) Servidumbres, perfiles y área de presunción arqueológica .....	1/400
7. Plantas, Alzados y Secciones .....	1/200

**ZONA DE VESTUARIOS.**

8.1. Planta Acotada .....	1/100
8.2. Planta de Cubiertas .....	1/100
8.3. Secciones.....	1/100
8.4. Alzados.....	1/100

**ZONA DE GRADERÍOS.**

9.1. Plantas de Graderíos Acotada y Planta de Cubiertas.....	1/100
9.2. Secciones.....	1/100
9.3. Alzados.....	1/100

**ESTRUCTURA**

10.1. Z. Vestuarios. Replanteo, C. Pilares y Arm Muros.....	1/100
10.2. Z. Vestuarios. Losa de Cimentación, Arm. y Detalles .....	1/100
10.3. Z. Vestuarios. Losa de cubierta, Taquillas, Arm. de vigas .....	1/100
10.4. Z. Vestuarios. Losa de cubierta, Vest. Arm. vigas .....	1/100
10.5. Z. Vestuarios. Losa de cubierta, Sup. Arm. vigas .....	1/100
10.6. Z. Graderíos- Plantas, Losas, C. pilares y Arm. Vigas.....	1/100
10.7. Z. Muro – Planta, alzado muro, Losa cub., arm. vigas.....	1/100

**INSTALACIONES.**

11.1. Mecánicas. Saneamiento y Extinción.....	1/100
11.2. Mecánicas. Fontanería y Gasóleo.....	1/100
11.3. Electricidad – Planta.....	1/100
11.4. Electricidad – Esquemas Unifilares.....	-----
11.5. Calefacción y Ventilación .....	1/100

12. Memoria y Detalles de carpintería.....	1/50
13. Detalles constructivos.....	1/20

TERRENO DE JUEGO.

14.1. Definición de Pavimento.....	1/400
14.2. Planimetría, planta de nivelación .....	1/400
14.3. Mecánicas. Saneamiento .....	1/400
14.4. Mecánicas. Riego.....	1/400
14.5. Esquemas Eléctricos del riego .....	1/400
14.6. Zonas de Ensayos Proctor .....	1/400
14.7. Despiece de Hierba Artificial .....	1/400
14.8. Lastrado del Campo .....	1/400
14.9. Opciones de Marcaje de Fútbol 7 .....	1/400
14.10. Electricidad: Alumbrado Campo y Red de tierras .....	1/400
14.11 Electricidad: Esquemas Unifilares.....	1/400

Pasaia, marzo de 2004

Luciano Pagaegi Bilbao

Agustín Errea Oiarzabal